

**UNIVERSIDAD RICARDO PALMA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA
CIVIL**



**ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA IGLESIA DE SAN
PEDRO DE CARABAYLLO – LIMA / PERÚ**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

PRESENTADO POR:

Bach. MURRAY OLAF REYES ORDOÑEZ
Bach. YULIANA ALEGRE ARGOMEDO

**LIMA-PERU
AÑO: 2015**

DEDICATORIA

Dedico esta investigación a la juventud peruana dedicada a la conservación de monumentos históricos del País y mi compañero de vida por su apoyo incondicional.

Yuliana Alegre Argomedo

Dedico esta investigación a mis padres, ya que a ellos debo mi formación profesional y moral, también a mi hermana para que el esfuerzo empleado en este estudio le sirva de ejemplo y también pueda alcanzar sus objetivos y a Dios quien siempre me cuida y me guía.

Murray Olaf Reyes Ordoñez

AGRADECIMIENTO

Agradecemos al Ing. Virgilio Peña por su asesoría para esta investigación y al padre Martín Manzoni por permitirnos ingresar a la Iglesia San Pedro de Carabayllo y realizar el recorrido en campo.

ÍNDICE

RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.1.- Descripción de la realidad del problema	2
1.2 Formulación del problema	3
1.2.1.- Problema principal	3
1.2.2.- Problemas secundarios	4
1.3.- Objetivos de la investigación	4
1.3.1.- Objetivo Principal	4
1.3.2.- Objetivo Secundarios	4
1.4.- Justificación e importancia de la investigación	4
1.5.- Limitaciones de la investigación	5
1.6.- Viabilidad de la investigación	6
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	7
2.1.- Antecedentes de la investigación	7
2.1.1.- En el ámbito internacional	7
2.1.2.- En el ámbito nacional	9
2.2.- Bases Teóricas	18
2.2.1.- Definiciones Conceptuales	18
2.2.2.- Método de análisis	31
2.2.3.- Análisis Estático	32
2.2.4.- Análisis Dinámico	33
2.3.- Formulación de hipótesis	39
2.3.1.- Hipótesis general	39
2.3.2.- Hipótesis específicas	39
2.3.3.- Variables	39
2.3.4.- Definición conceptual de las variables	40

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	42
3.1.- Diseño de Investigación	42
3.1.1.- Diseño y clasificación de la investigación	42
3.1.2.- Tipo de la investigación	43
3.2.- Población y muestra	43
3.3.- Operacionalización de variables	43
3.4.- Técnicas e instrumentos de recolección de datos	44
3.4.1.- Descripción de los instrumentos	44
3.4.2.- Validez y confiabilidad de los instrumentos	44
3.5.- Técnicas para el procesamiento y análisis de los datos	44
3.6.- Aspectos éticos	44
CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	45
4.1.- Características de la estructura	45
4.1.1.- Metodología	48
4.1.2.- Trabajo de campo	49
4.1.3.- Análisis de Cargas en el modelo matemático	61
4.1.4.- Propiedades de los Materiales	62
4.1.5.- Esfuerzos admisibles de los materiales	62
4.1.6.- Condiciones del Suelo	65
4.1.7.- Modelo estructural	65
4.2.- Análisis e Interpretación de los resultados	68
4.2.1.- Análisis lineal estático	68
4.2.2.- Análisis dinámico lineal: Modos de Vibración	84
4.2.3.- Espectro de Respuesta de Pseudo aceleraciones	93
4.3.- Resultados de la Investigación	127
4.3.1.- Resultado del Análisis Lineal Estático por cargas de gravedad.	127
4.3.2.- Resultado del análisis del comportamiento sismo resistente	127
4.3.3.- Reforzamiento	133
4.4.- Contrastación de hipótesis	141
4.4.1.- Contrastación con la hipótesis General	141
4.4.2.- Contrastación con la hipótesis Específicas	141

5.0.- Discusión	141
CONCLUSIONES	143
RECOMENDACIONES	144
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	145
ANEXOS	
Anexo I: Matriz de Consistencia	146
Anexo II: Ensayos a compresión simple de la unidad del adobe	147

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Ubicación de la Iglesia	3
Ilustración 2: Mapa Microzonificación del distrito de Carabayllo	15
Ilustración 3: Falla por fricción cortante	28
Ilustración 4: Falla por tracción diagonal	29
Ilustración 5: Falla por compresión	29
Ilustración 6: Iglesia San Pedro Actual	45
Ilustración 7: Vista frontal de la iglesia	46
Ilustración 8: Vista posterior de la Iglesia	46
Ilustración 9: Vista lateral Interior	47
Ilustración 10: Vista en planta	48
Ilustración 11: Vista de fisuras contrafuerte, lado izquierdo	50
Ilustración 12: Vista fisuras contrafuerte, lado derecho	51
Ilustración 13: Vista de fisuras en campanario, lado derecho	52
Ilustración 14: Fisura en cambio de sección, lado derecho	53
Ilustración 15: Fisura en cambio de sección, lado derecho	53
Ilustración 16: Vista de fisuras contrafuerte, lado izquierdo	54
Ilustración 17: Vista de fisura contrafuerte, lado derecho	55
Ilustración 18: Fisura encuentro de muro contrafuerte	56
Ilustración 19: Fisura encuentro de muro con esquina	57
Ilustración 20: Fisura en muro lateral derecho de la sacristía	58
Ilustración 21: Fisuras en sacristía de la iglesia	59
Ilustración 22: Fisuras en parte posterior de la iglesia	59
Ilustración 22-A: Fachada de la iglesia sin daños superficiales	60
Ilustración 22-B: Área del coro de la iglesia no habilitada	60
Ilustración 23: Vista de la campana de la iglesia	61
Ilustración 24: Modelo matemático lado derecho de la iglesia	66
Ilustración 25: Modelo matemático lado izquierdo de la iglesia	66
Ilustración 26: Modelo matemático, vista trasera	67
Ilustración 27: Modelo matemático, vista frontal	67
Ilustración 28: Esfuerzos principales máximos por peso propio (T_n/m^2)	68
Ilustración 29: Esfuerzos principales máximos en muros por peso propio	69
Ilustración 30: Esfuerzos principales máximo en campanario por peso propio	69
Ilustración 31: Esfuerzo principales máximos en contrafuerte por peso propio	70
Ilustración 32: Esfuerzos principales mínimos	70
Ilustración 33: Esfuerzos principales mínimos en muros por peso propio	71
Ilustración 34: Esfuerzos principales mínimos en campanario	71

Ilustración 35: Esfuerzos principales mínimos en contrafuertes	72
Ilustración 36: Esfuerzos de Von Mises (muros, campanario y contrafuerte)	72
Ilustración 37: Esfuerzos de Von Mises en muros (Tn/m ²)	73
Ilustración 38: Esfuerzos de Von Mises en el campanario	73
Ilustración 39: Esfuerzos de Von Mises en los contrafuertes	74
Ilustración 40: Esfuerzos cortantes S12 (muros, campanario y contrafuerte)	74
Ilustración 41: Esfuerzos cortante S12 en los muros por cargas de gravedad	75
Ilustración 42: Esfuerzos cortantes S12 en el campanario (Tn/m ²)	75
Ilustración 43: Esfuerzos cortante S12 en los contrafuertes (Tn/m ²)	76
Ilustración 44: Esfuerzos cortantes S13 en muros, campanario y contrafuerte	76
Ilustración 45: Esfuerzos cortantes S13 en los muros por cargas de gravedad	77
Ilustración 46: Esfuerzos cortante S13 en el campanario	77
Ilustración 47: Esfuerzo cortante S13 en los contrafuertes	78
Ilustración 48: Esfuerzos cortantes S23 (muros, campanario y contrafuerte)	78
Ilustración 49: Esfuerzos cortante S23 en los muros (Tn/m ²)	79
Ilustración 50: Esfuerzo cortante S23 en el campanario	79
Ilustración 51: Esfuerzo cortante S23 en los contrafuertes	80
Ilustración 52: Esfuerzos principales máximos en la cúpula	80
Ilustración 53: Esfuerzo principales mínimos en la cúpula	81
Ilustración 54: Esfuerzos de Von Mises en la cúpula	81
Ilustración 55: Esfuerzos cortantes S12 en la cúpula	82
Ilustración 56: Esfuerzos cortantes S13 en la cúpula	82
Ilustración 57: Esfuerzo cortante S23 en la cúpula	83
Ilustración 58: Desplazamientos en dirección Z (cv+cm)(dmax=0.0356m)	83
Ilustración 59: Desplazamiento en dirección Z (cv) (dmax=0.007m)	84
Ilustración 60: Primera forma de modo T= 0.926 s, f= 1.079 Hz	85
Ilustración 61: Segunda forma de modo T=0.915 s, f=1.092 Hz	85
Ilustración 62: Tercera forma de modo T=0.836 s, f= 1.197 Hz	86
Ilustración 63: Cuarta forma de modo T=0.703s, f=1.423 Hz	86
Ilustración 64: Quinta forma de modo T=0.629 s, f=1.589 Hz	87
Ilustración 65: Sexta forma de modo T=0.611 s, f=1.637 Hz	87
Ilustración 66: Séptima forma de modo T=0.529 s, f=1.890 Hz	88
Ilustración 67: Octava forma de modo T=0.498 s, f=2.007 Hz	88
Ilustración 68: Novena forma de modo T= 0.469 s, f= 2.129 Hz	89
Ilustración 69: Décima forma de modo T=0.466 s, f=2.144 Hz	89
Ilustración 70: Undécima forma de modo T=0.446 s, f=2.248 Hz	90
Ilustración 71: Duodécima forma de modo T=0.429 s, f=2.328 Hz	90
Ilustración 72: Esfuerzos principales máximos por sismos X-X	94
Ilustración 73: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en muros	94
Ilustración 74: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en campanario	95
Ilustración 75: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en contrafuerte	95

Ilustración 76: Esfuerzos principales mínimo por sismo X-X	96
Ilustración 77: Esfuerzos principales mínimo por sismos X-X en muros	96
Ilustración 78: Esfuerzos principales por sismo X-X en campanario	97
Ilustración 79: Esfuerzos principales mínimo por sismo X-X en contrafuerte	97
Ilustración 80: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X	98
Ilustración 81: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en muros	98
Ilustración 82: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en campanario	99
Ilustración 83: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en contrafuerte	99
Ilustración 84: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en muros	100
Ilustración 85: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en muros	100
Ilustración 86: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en campanario	101
Ilustración 87: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en contrafuerte	101
Ilustración 88: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en muros	102
Ilustración 89: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en muros	102
Ilustración 90: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en campanario	103
Ilustración 91: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en contrafuerte	103
Ilustración 92: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X en muros	104
Ilustración 93: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (muros)	104
Ilustración 94: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (campanario)	105
Ilustración 95: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (contrafuerte)	105
Ilustración 96: Desplazamientos máximo X-X por sismo en X-X	106
Ilustración 97: Desplazamiento máximo X-X por sismo en X-X en los muros	106
Ilustración 98: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y	107
Ilustración 99: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (muros)	107
Ilustración 100: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (campanario)	108
Ilustración 101: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (contrafuerte)	108
Ilustración 102: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y	109
Ilustración 103: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (muros)	109
Ilustración 104: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (campanario)	110
Ilustración 105: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (contrafuerte)	110
Ilustración 106: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y	111
Ilustración 107: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (muros)	111
Ilustración 108: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (campanario)	112
Ilustración 109: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (contrafuertes)	112
Ilustración 110: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y	113
Ilustración 111: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (muros)	113
Ilustración 112: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (campanario)	114
Ilustración 113: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (contrafuerte)	114
Ilustración 114: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y	115
Ilustración 115: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (muros)	115
Ilustración 116: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (campanario)	116

Ilustración 117: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (contrafuerte)	116
Ilustración 118: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y	117
Ilustración 119: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (muros)	117
Ilustración 120: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (contrafuerte)	118
Ilustración 121: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (campanario)	118
Ilustración 122: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en Y-Y	119
Ilustración 123: Desplazamiento máximo Y-Y por sismo en Y-Y	119
Ilustración 124: Esfuerzos principales máximos en la cúpula	120
Ilustración 125: Esfuerzos principales mínimos en la cúpula para Sismo X-X	120
Ilustración 126: Esfuerzos de Von Misses en la cúpula para Sismo X-X	121
Ilustración 127: Esfuerzos Cortante S12 en la cúpula para Sismo X-X	121
Ilustración 128: Esfuerzos Cortante S23 en la cúpula para Sismo X-X	122
Ilustración 129: Esfuerzos Cortante S23 en la cúpula para Sismo X-X	122
Ilustración 130: Desplazamientos máximos X-X por sismo en X-X	123
Ilustración 131: Esfuerzos principales máximos para Sismo Y-Y	123
Ilustración 132: Esfuerzos principales mínimos en la cúpula para Sismo Y-Y	124
Ilustración 133: Esfuerzos de Von Mises en la cúpula para Sismo Y-Y	124
Ilustración 134: Esfuerzos cortantes S12 en la cúpula para Sismo Y-Y	125
Ilustración 135: Esfuerzos cortantes S13 en la cúpula para Sismo Y-Y	125
Ilustración 136: Esfuerzos cortantes S23 en la cúpula para Sismo Y-Y	126
Ilustración 137: Desplazamientos máximos Y-Y en cúpula	126
Ilustración 138: Identificación de las fallas en los contrafuertes	130
Ilustración 139: Identificación de falla en muros	132
Ilustración 140: Identificación de falla en muros	133
Ilustración 141: Alternativa 1 para reforzamiento en muros	134
Ilustración 142: Alternativa 2 para reforzamiento en muros	135
Ilustración 143: Propuesta de reforzamiento con puntales en los muros	136
Ilustración 144: Propuesta para reforzamiento con puntales en los muros	136
Ilustración 145: Propuesta de reforzamiento con arriostes en el campanario	137
Ilustración 146: Propuesta de reforzamiento con arriostes en el campanario	137
Ilustración 147: Desplazamientos máximo X-X en campanario	138
Ilustración 148: Desplazamientos máximo Y-Y en campanario	138
Ilustración 149: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en muros	139
Ilustración 150: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en muros	139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Histórico de sismos en la costa Peruana	17
Tabla 2: Resistencia a la compresión en mampostería	24
Tabla 3: Operacionalización de las variables	43
Tabla 4: Propiedades mecánicas de los materiales	62
Tabla 5: Tabla de periodos y frecuencia modales	91
Tabla 6: Tabla de masa participativa modal	91
Tabla 7: Parámetros sísmicos	93
Tabla 8: Periodo vs Aceleración Espectral	93
Tabla 9: Desplazamiento en el campanario	128
Tabla 10: Desplazamientos en los muros y cúpula	128
Tabla 11: Desplazamiento en el campanario	140
Tabla 12: Desplazamiento en los muros y cúpula	140

RESUMEN

La presente investigación trata sobre “El análisis estructural de la Iglesia San Pedro de Carabaylo” considerada el monumento histórico más antiguo de Lima Norte.

Este trabajo se desarrolló con el objetivo de determinar su análisis estructural; utilizando un modelo matemático de acuerdo al método de elementos finitos, determinando los valores numéricos de los esfuerzos y sus desplazamientos.

Esta tesis es una investigación aplicada, cuantitativa de diseño descriptivo y de tipo explicativo, no experimental, transversal y prospectivo.

Se concluye que la estructura no cumple con los desplazamientos mínimos según norma sismo resistente y que falla al someterla a cargas de sismo, planteándonos de esta manera alternativas de reforzamiento para la estructura; evitando así afectar la autenticidad de los materiales de la estructura.

Palabras claves: Monumento histórico, Análisis estructural, Elementos finitos, Reforzamiento estructural.

ABSTRACT

This research is about "Structural analysis of the San Pedro Church of Carabayllo " considered the oldest historic monument in North Lima.

This work was developed with the aim of determining their structural analysis; using a mathematical model according to the finite element method, determining the numerical values of forces and movements.

This thesis is an applied research, quantitative descriptive and explanatory design type, not experimental, transversal and prospective.

It is concluded that the structure does not meet the minimum standard displacement as earthquake resistant and fails when subjected to earthquake loads , by posing this alternative way of reinforcement for the structure ; thus avoiding authentic affect the structure material .

Keywords: Historical Monument, structural analysis, finite element structural reinforcement.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad y en lo basto de nuestro territorio peruano poseemos una diversidad de monumentos arquitectónicos heredados desde la época prehispánica que forman parte de nuestra historia y que lamentablemente hemos dejado abandonado; muchas de ellas y en algunos casos hemos depredado por el consumismo social que hoy en día vivimos.

Ante esta problemática esta tesis busca dar valor a los patrimonios que los peruanos tenemos; aportando a nuestra nación y generar conciencia para futuras generaciones puedan seguir preservando estas riquezas arquitectónicas la cual formaron parte de nuestros antepasados.

El objetivo principal de este trabajo es el análisis estructural de la Iglesia San Pedro de Carabaylo cuya antigüedad data de 1632; mientras que los objetivos específicos son Identificar las características de los materiales de elementos que la componen, elaborar reporte de daños de la estructura, modelar la estructura de la iglesia de San Pedro de Carabaylo mediante un software para análisis de elementos infinitos y finalmente proponer un reforzamiento estructural adecuado.

La tesis consta de cuatro capítulos los cuales se detallan en los siguientes capítulos:

Capítulo I: se presenta la realidad de la problemática, formulación del problema, objetivos, justificación e importancia de la investigación, limitaciones de la investigación y viabilidad.

Capítulo II: Se presenta antecedentes de la investigación, bases teóricas, definiciones conceptuales, método del análisis y formulación de hipótesis

Capítulo III: Se describe la metodología utilizada en la investigación.

Capítulo IV: Se describe los resultados, la contrastación de la hipótesis y la discusión

Finalmente de este análisis se obtuvieron las conclusiones, recomendaciones y alternativas de reforzamiento para la estructura de este monumento histórico.

CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.- Descripción de la realidad del problema:

El presente trabajo se basa en el análisis estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo en Lima, se inició su construcción en el año 1571 y terminó en 1632; esta iglesia con 383 años de antigüedad conlleva al reto de la conservación de este patrimonio cultural; la presencia de esta iglesia de la época colonial representa un especial significado para la iglesia católica en nuestro País, por ello merece preservar a generaciones futuras.

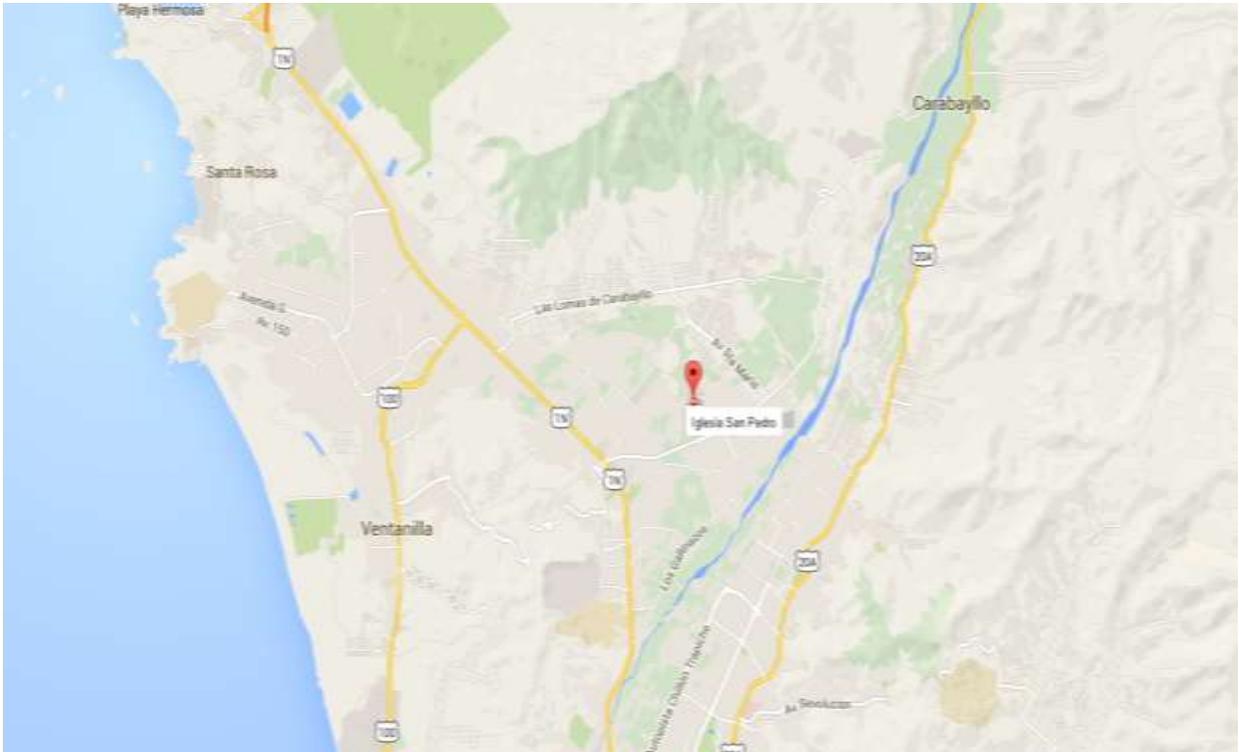
Esta iglesia católica, centro de culto para nativos y españoles, mantiene una arquitectura de planta rectangular de una nave, cubierta con bóveda de cañón, posee sacristía, baptisterio y cono alto. En el muro del lado del evangelio existe una puerta que conduce al antiguo cementerio. La fachada es asimétrica, tiene una sola torre de campanario. La volumetría esta acentuada por macizos contrafuertes y está construido principalmente de adobe y quincha que actualmente tiene serios problemas para su conservación.

Carabayllo, se ubica en zona sísmica por lo que esta iglesia ha sufrido innumerables desastres naturales, cabe resaltar que los sismos más representativos que dañaron la iglesia fueron del año 1746, donde lima sufrió el peor terremoto de su historia, y del año 1828.

UBICACIÓN DE LA IGLESIA

La iglesia San Pedro de Carabayllo se ubica en el km. 5 de la Av. José Sacos Rojas – Carretera a Huarangal. Para llegar desde el centro de Lima, se tiene que tomar la panamericana norte y a la altura del ovalo Puente Piedra desviarse hacia el pueblo de San Pedro de Carabayllo. A continuación se muestra ilustración 1 donde se ubica la coordenada de la iglesia a través de Google maps.

Ilustración 1: Ubicación de la Iglesia



1.2 Formulación del problema

1.2.1.- Problema principal:

En la actualidad el conocimiento sobre conservación y rehabilitación de monumentos históricos en nuestras universidades es casi nulo. Entonces con la finalidad de recuperar un monumento histórico de las características de la iglesia San Pedro de Carabayllo, se plantea como problematización de esta tesis saber:

¿Cuál será su comportamiento estructural ante diferentes solicitaciones de carga y que tipo de reforzamiento estructural será el adecuado en la Iglesia San Pedro de Carabayllo?

1.2.2.- Problemas secundarios:

¿Cómo identificar las características mecánicas de los materiales en la Iglesia San Pedro de Carabayllo?

¿Cuál será el tipo del suelo de la Iglesia San Pedro de Carabayllo?

¿De qué manera elaborar el reporte de daños que se encuentra la estructura actual en la iglesia San Pedro de Carabayllo?

¿Cómo modelar la estructura de la iglesia de San Pedro de Carabayllo mediante un software para análisis de elementos infinitos?

¿Cuál será el adecuado reforzamiento que deberá utilizar en la iglesia?

1.3.- Objetivos de la investigación

1.3.1.- Objetivo Principal:

Realizar un análisis estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, utilizando un modelo matemático y ensayar el modelo dentro del comportamiento lineal del material por el método de los elementos finitos, para obtener valores de esfuerzos y desplazamientos y ser comparado frente al reporte de daños, para buscar alternativas adecuadas de refuerzos estructurales y así poder preservar la el monumento histórico en estudio

1.3.2.- Objetivo Secundarios:

Identificar las características mecánicas de los materiales de los elementos estructurales que componen el monumento histórico.

Elaborar reporte de daños de la estructura del monumento.

Modelar la estructura de la iglesia de San Pedro de Carabayllo mediante un software para análisis de elementos infinitos.

Proponer un reforzamiento estructural adecuado.

1.4. Justificación e importancia de la investigación

Es una realidad que en nuestras universidades el estudio de las tipologías estructurales y de tecnología de materiales tradicionales es escasa. Un caso contradictorio en nuestro país donde existen más de 4000 años de actividad constructora. Debido a la falta de una normatividad nacional exclusiva y vigente sobre el tema de conservación y restauración de monumentos históricos es que esta tesis propone métodos de análisis y cálculo estructural racionales para poder

evaluar la iglesia San Pedro de Carabayllo y así dejar una reseña bibliográfica para el uso de generaciones venideras interesadas en el tema.

Desde el punto de vista cultural, este documento intenta despertar una conciencia de conservación entre el núcleo de arquitectos, ingenieros y principalmente estudiantes, por entender el valor intrínseco del monumento, y no verlo solo como un estorbo hacia una modernización mal entendida, o como un objeto momificado que plantea recordar un momento histórico.

1.5. Limitaciones de la investigación

El análisis estructural de un monumento histórico que se realiza para fines de su conservación es una tarea que implica especial cuidado, el hecho de analizar una edificación con varios siglos de antigüedad nos enfrenta a un reto que nos corresponde apreciar de varios ámbitos, el estudio compromete aspectos geológicos, históricos, arquitectónicos, estructurales, hasta aspectos legales y económicos.

En el caso particular de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, la recolección de datos históricos ha sido exitosa ya que se logró encontrar la información necesaria para la formulación de este trabajo.

Sin embargo durante el levantamiento de campo se encontró algunas limitaciones debido a que el monumento histórico en estudio es considerado patrimonio cultural de la nación y no se pudo ocultar la cimentación para recopilar las dimensiones de esta.

Es por eso que nuestro análisis estructural se enfocara desde el nivel +/- 0.00 (considerado desde el nivel de piso terminado), hacia arriba. El cual involucra el sobrecimiento, los muros y el techo de la iglesia.

Pese a la falta de datos geométricos de la cimentación, igual se propondrá las dimensiones mínimas y desplante que esta debería tener para soportar a la estructura y así evitar problemas de asentamientos diferenciales, los cuales parecen poco probables debido a la buena condición del suelo de fundación.

Por otro lado el alcance final de la tesis será una propuesta de reforzamiento adecuada, respetando los principios y límites de conservación, restauración e intervencionismo estructural de los códigos y acuerdos nacionales e internacionales vigentes, que serán desarrollados y explicados en los siguientes capítulos de este documento.

1.6. Viabilidad de la investigación

Esta implicación es viable ya que contamos con la colaboración de los actuales dueños de la iglesia los cuales nos han dado libre acceso para realizar el levantamiento de campo respectivo y también nos han facilitado información histórica de la misma.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1.- Antecedentes de la investigación

2.1.1.- En el ámbito internacional:

A nivel mundial existe muchas estructuras que son interesantes los trabajos de reestructuración que se le realizaron para su preservación, nos ayudará con la obtención de información para nuestro estudio.

La Torre de Pisa (2001), se realizaron trabajos de consolidación en el suelo que sirve de cimentación a la torre, se retiraron 38m³ de suelo debajo y del lado opuesto de la inclinación de la estructura (lado norte) de manera que se ha detenido su inclinación progresiva con este método bastante eficaz. Obra ejecutada por una junta de expertos especializados reunidos en el “Comitato per la Salvaguardia della Torre di Pisa”, constituido por catorce miembros italianos y de otras nacionalidades.

Centro Histórico de Quito (Ecuador), El centro histórico de Quito ha sido, desde hace cuatro siglos, el espacio de mayor importancia simbólica de la nación ecuatoriana y es considerado el conjunto histórico mejor conservado y uno de los más importantes de América Latina. Conventos como la Concepción, San Agustín, San Francisco, La Merced y Santo Domingo que se conservan hasta hoy, junto a otras cien edificaciones monumentales.

NORMATIVIDAD

Se emplearon normatividad utilizada en procesos de conservación para monumentos, porque es importante conocer el marco legal y los criterios que por consenso se adoptan en otros países.

Dichas normas están conformadas por documentos que fueron emitidos por entidades internacionales autorizadas como el ICOMOS, congresos Internacionales así como lo que se indica en la Norma de Edificaciones.

A continuación se presentan los códigos, normativas y otros documentos que a la fecha se conocen a nivel internacional y que se deberían tomar como referencia para este tipo de estudios. (Henry Torres Peceros, Tesis “Análisis estructural de la torre Basílica de Nuestra Señora de la Merced, 2003)

1931 Carta de Atenas: Carta para la restauración de monumento histórico, adoptada por el primer congreso Internacional de Arquitectos Técnicos en monumentos históricas, recomienda respetar “el carácter fisonomía de la ciudad,

especialmente en la cercanía de monumentos antiguos donde el ambiente debe ser objeto de un cuidado especial” considerado un documento clave. Como reconocería posteriormente carta de Venecia, la carta de Atenas contribuyo al desarrollo de un movimiento internacional para la defensa y conservación de los bienes culturales,

1964 Carta de Venecia: (Agustin, 2003)Carta Internacional sobre la conservación y restauración de los monumentos y los sitios Históricos- Artísticos propuesta tras el II Congreso Internacional de Arquitectos y Técnicos en monumentos históricos.

1965 Creación del consejo Internacional y Sitios Históricos (ICOMOS), que adopta la carta veneciana.

1972 Adopción por parte de la UNESCO del convenio para la protección del patrimonio mundial, cultural y natural.

1975 Carta de AMSTERDAM, Carta Europea del patrimonio Arquitectónico, importante documento surgido del congreso sobre patrimonio arquitectónico europeo en el que se enfatizan los conceptos de restauración integral e intervención mínima frente a los excesos de quienes actuaban siguiendo criterios básicamente de reutilización y funcionalidad, Al año siguiente (1976) el consejo de Europa emite una resolución relativa a la adaptación de los sistemas legislativos y reglamentarios a los requisitos de la conservación integrada del patrimonio arquitectónico.

1985 Convenio de Granada, “Convenio para la salvaguardia del patrimonio arquitectónico de Europa” Este documento, junto con el convenio de la Valette de 1992 (Convenio Europeo para la protección del patrimonio arqueológico) y el convenio de Florencia de 2000 (Convenio europeo del paisaje), conforma la normativa actual del consejo de Europa relativa al Patrimonio Cultural.

1987 Carta Internacional para la conservación de las Poblaciones y áreas urbanas históricas, Concierno a los núcleos de carácter histórico- grandes monumentos amenazados por la degradación, deterioro o destrucción provocados por una forma de desarrollo urbano surgida de la era industrial que afecta, en mayor o menor medida, a todas las sociedades.

1999 Carta del Patrimonio Vernáculo Construido, (Charter on the Built Vernacular Heritage)

Importante documento en el que el patrimonio Vernáculo, definido como “el modo natural y tradicional en que las comunidades han producido su propio hábitat” es reivindicado y protegido ante la creciente homogeneización de la cultura y la globalización socio-económica, que ponen en riesgo este tipo de estructuras extremadamente vulnerables.

Esta carta ratifica los principios generales de conservación que habían sido propuestos por la carta de patrimonio vernáculo construido, de Jerusalén

2000 Carta de Cracovia, Importantísimo documento, tanto por su contenido como por ser el más reciente de cuantos hacen referencia explícita a Patrimonio Arquitectónico Reivindica la recuperación de la memoria histórica que contiene el patrimonio edificado (vuelve a potenciar, por tanto, sus valores documentales), defiende los distintos valores que ha ido acumulando con siglos (se opone, por tanto, a la recuperación selectiva de supuestos estados originales) y concibe el acto de la restauración como un proceso de conocimientos.

LEY 16/1985, Ley del Patrimonio Histórico Español, La ley del patrimonio histórico español del 29 de Junio de 1985 es la ley que protege el patrimonio de esta nación y que ha recibido numerosas críticas sin embargo es la que está vigente actualmente

LEYES Y REGLAMENTO NACIONALES (Instituto Nacional de Cultura del Perú. [http://inc.perucultural.org.pe.](http://inc.perucultural.org.pe))

Ley N° 28296: Ley general del Patrimonio Cultural de la Nación

Ley N° 27721: Ley que declara de interés nacional el inventario, catastro, investigación, conservación, protección, difusión de los sitios y zonas arqueológicas.

D.S.N° 004-2000/ED: Reglamento de Investigación Arqueológicas (25.01.2000)

D.S.N° 022-2002-ED: Reglamento de Organización y fundaciones del INC.

R.D.N. N° 1405/INC-2004: Reglamento General de aplicación de sanciones administrativas por infracciones en contra del Patrimonio Cultural de la Nación (23.12.04)

Ley N° 27580: Ley que dispone medidas de protección que debe aplicar el Instituto Nacional de Cultura para la ejecución de Obras en Bienes Culturales Inmuebles.

Ley N°27796: Ley de Municipalidades.

R.M. N° 0928-80-ED, Relación donde se reconoce a la Iglesia San Pedro de Carabayllo Patrimonio Monumental de la Nación.

2.1.2.- En el ámbito nacional:

La revisión histórica de la Iglesia San Pedro de Carabayllo nos permitirá conocer la reseña de las etapas constructivas de la estructura, proporcionándonos información acerca del tiempo en que se inició su construcción así como los diversos factores que le causaron daños.

La iglesia San Pedro de Carabaylo, se encuentra ubicado en la margen izquierda del río Chillón y se considera el distrito más antiguo de Perú, comenzó a construirse alrededor del año 1571 (año de la fundación del pueblo), y termino hacia 1632; representa la iglesia más antigua antiguo de lima norte (3500 AC) pertenece a la cultura PRE-INCA de los colli como todo el valle bajo del chillón, limita al norte con chancay y canta, por el este con Huarochirí, por el sur con el río Rímac y por el oeste con el océano pacífico.

El análisis estructural de un monumento histórico que se realiza para fines de su conservación es una tarea que implica especial cuidado, el hecho de analizar una edificación de adobe y quincha. Esta disciplina nos obliga a poner especial cuidado en los análisis de su historia constructiva y estar atentos a las técnicas empleadas en su época, identificarlas, procesarlas y emitir juicios acerca de su comportamientos estructural a lo largo de su vida útil para que de esa forma se proyecte las mejores técnicas para su recuperación y en otros casos mejorar su desempeño estructural.

CONSIDERACIONES GEOTECNICAS DEL SUELO DE LIMA

ANTECEDENTES HISTORICOS

Llegando por la nueva carretera de camino a Guarangal (Desvío de la carretera panamericana a la altura de puente piedra), la primera impresión que se tiene de Carabaylo es por su iglesia la que muestra sus voluminosos muros y contrafuertes en medio de un paisaje de sembríos y árboles.

En la actualidad Carabaylo es un distrito en crecimiento formado en ese sector por viviendas de adobe y quincha de 1 solo piso y cuyo espacio principal es, desde tiempos coloniales, la plaza en torno a ella se encuentran aún los edificios principales de todo un pueblo indígena.

Carabaylo pertenece a uno de los 43 distritos de la provincia de Lima, durante el gobierno del Virrey Toledo, sólo había mil tributarios indígenas quienes procedían de Chuquitanta, Sevillay, Sutca, Guancayo, Collique y Maca. Los pobladores de estos pueblos fueron reunidos en la Reducción de San Pedro de Carabaylo, que se fundó en 1571. Así, San Pedro se convirtió en el primer centro administrativo, político y religiosos de la parte norte de Lima.

En este periodo se funda el distrito, aunque no existe consenso en torno a su fecha de fundación, existiendo varias versiones al respecto, la que considera que el distrito fue fundado el 4 de Agosto de 1821, por el Libertador San Martín, pues dentro de la creación del Departamento de Lima, y de los cinco partidos (hoy considerados como provincias) en el partido del Cercado, se consideró a las parroquias, además de Carabaylo a Chaclacayo, Ancón, Ate y Chorrillos. Otros consideran que fue fundado el 12 de Junio de 1825, por el General Simón Bolívar. Hasta 1874, Carabaylo era el único distrito "de hecho" que había en el valle del Chillón y tenía como límites a Chancay, Canta, Huarochirí, Lurigancho, Lima, Río Rímac y el Océano Pacífico.

El área territorial de Carabaylo se reduce desde fines del siglo pasado para dar lugar al surgimiento de los distritos que hoy conforman la Zona de Lima Norte de la capital. Inicialmente el territorio del distrito era de 974.50 Km².

SISMICIDAD DE LA ZONA DE ESTUDIO

La ciudad de Lima se encuentra en la zona denominada cinturón de Fuego del Pacífico, por ser la zona con más actividad sísmica del planeta.

La sismicidad en Carabaylo, propiamente se ubica dentro de la ciudad de Lima está condicionada a la interacción de la placa de Nazca con la placa continental. La actividad sísmica se origina cuando la placa de Nazca penetra por debajo en la placa continental fenómeno conocido como subducción, por lo tanto Lima con su

cercanía a la zona de subducción es susceptible de movimientos sísmicos de gran magnitud cuanto más cerca de la zona mencionada se encuentra el epicentro del evento, la cual disminuye hacia la zona de la sierra y la selva zonas donde subducción es menos superficial.

CONSIDERACIONES GEOLOGICAS

CISMID (Centro Peruano-Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres) de la Universidad Nacional de Ingeniería ha recopilado información y ejecutado investigaciones sobre las características geotécnicas y dinámicas de los suelos de Lima Metropolitana.

GEOLOGÍA Y GEOMORFOLOGÍA DE LA CIUDAD DE LIMA

Lima se ubica sobre los abanicos de deyección cuaternarios de los ríos Rímac y Chillón, enmarcados en rocas sedimentarias del Jurásico Superior al Cretáceo Inferior y rocas intrusivas del Batolito Andino

La información geomorfológica del suelo de la ciudad de Lima es la siguiente:

- 1.- Formaciones rocosas que forman parte de la cordillera occidental, con altitudes que pueden superar los 1000 msnm, forman parte de las quebradas de los ríos Lurín, Rímac y Chillón.
- 2.- Presencia de cerros de poca elevación en la zona de transición hacia las formaciones rocosas y la llanura costera que llega al mar, están cubiertas por material transportado eólicamente.
- 3.- La llanura costera formada por el cono de deyección de los ríos Rímac y Chillón, con una topografía muy regular tiene la forma de un abanico. Esta llanura aluvial conforma el suelo de fundación del área de Lima metropolitana.
- 4.- En la zona de acantilados como el de la costa verde, zona sometida a una constante erosión por parte del mar

ANÁLISIS DE MICROTREPIDACIONES EN LA CIUDAD DE LIMA (Aguilar Bardales, Zenón Alva Hurtado Jorge E. MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LIMA – CISMID – UNI)

Las micro trepidaciones consisten en el monitoreo y procesamiento de los registros de micro vibraciones ambientales; permiten determinar el periodo predominante de vibración del terreno y en algunos casos el factor de amplificación sísmica. Existe una buena correspondencia entre las características geotécnicas y el periodo predominante de vibración.

Se ha determinado 4 zonas en Lima Metropolitana en función del período predominante de microtrepidaciones.

ZONA I: Zona conformada por grava aluvial y afloramientos rocosos. La constituye la mayor parte de Lima. Los períodos predominantes varían entre 0.1 y 0.3 segundos. Suelo rígido, no se esperan amplificaciones importantes en periodos intermedios largos.

ZONA II: Zona donde se presenta en superficie un estrato de suelo arcilloso o areno-limoso de 10.0 a 20.0 m de espesor sobre la grava aluvial. Los periodos predominantes varían entre 0.3 y 0.5 segundos. Suelo medianamente rígido, se esperan amplificaciones moderadas en períodos bajos e intermedios.

ZONA III: Zona formada por depósitos de suelo finos y arenas potentes. Los depósitos eólicos se encuentran en estado suelto. Los períodos predominantes varían entre 0.5 y 0.7 segundos. Comportamiento de suelo bando, con amplificaciones importantes en períodos intermedios y largos.

ZONA IV: Áreas puntuales de depósitos eólicos en Villa El Salvador y zona de canteras de Pachacamac. Los períodos predominantes varían entre 0.7 y 2.0 segundos. Comportamiento de suelo muy blando con amplificaciones importantes en períodos largos.

ZONIFICACIONES SISMICAS DE LA CIUDAD DE LIMA

Se ha propuesto cinco zonas en base a las características geotécnicas sísmicas del terreno de cimentación

ZONA I: Zona que incluye afloramientos rocosos, estratos potentes de grava que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón y los estratos de grava coluvial – eluvial de los pies de las laderas. Comportamiento rígido, con periodos de vibración natural entre 0.1 y 0.3 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto del suelo es $T_p= 0.4$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 1 de la norma sismo resistente peruana.

ZONA II: Zona conformada por un estrato superficial de suelos granulares finos y suelos arcillosos, con potencias que varían entre 3.0 y 10.0 m, Subyaciendo a estos estratos existe grava aluvial o grava coluvial. Los períodos predominantes varían entre 0.3 y 0.5 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S=1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_p=0.6$ segundos, correspondiente a un suelo tipo 2 de la norma sismo resistente peruana.

ZONA III: Zona conformada en su mayor parte por depósitos de suelos finos y arenas de gran espesor en estado suelo. Se presentan en algunos sectores de los distritos de Puente Piedra, La Molina y Lurín, y en los depósitos de arenas alóicas que cubren parte de los distritos de Ventanilla y Villa el Salvador. Los períodos varían entre 0.5 y 0.7 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo es $S=1.4$ y un período natural de $T_p= 0.9$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 3 de la norma sismo resistente.

ZONA IV: Zona conformada por depósitos de arenas eólicas de gran espesor y sueltas, depósitos marinos y suelos pantanosos ubicados en la zona del litoral de los distritos de Ventanilla, Callao, Chorrillos, Villa el Salvador y Lurín. También el distrito de la Punta, con un estrato de grava superficial sobre un depósito potente de arcilla que genera periodos relativamente largos, y un sector del distrito de Pachacamac, con depósitos profundos de arena. Los periodos predominantes son mayores que 0.7 segundos, por lo que su comportamiento dinámico ha sido tipificado como un suelo tipo 4 de la norma sismo resistente peruana; asignándoles un factor de amplificación sísmica $S=1.6$ y un periodo natural de $T_p= 1.2$ segundos

ZONA V: Constituida por áreas puntuales conformadas por depósitos de rellenos sueltos de desmontes heterogéneos que han sido colocados en depresiones naturales o excavaciones realizadas en el pasado, con potencias entre 5.0 y 15.0 m. También se incluye a los rellenos sanitarios que en el pasado se encontraban fuera del área urbana y en la actualidad han sido urbanizados. Las áreas que han sido identificadas se encuentran ubicadas en los distritos del Rimac, Surquillo,

Bellavista, La Perla, San Juan de Miraflores y San Juan de Lurigancho, no descartándose la existencia de otras similares en Lima Metropolitana. El comportamiento dinámico de estos rellenos es incierto por lo que requieren un estudio específico.

A continuación se adjunta Ilustración 2, donde se detalla el mapa de microzonificación geotécnica sísmica del distrito de Carabaylo;

MAPA DE MICROZONIFICACION DEL DISTRITO DE CARABAYLLO

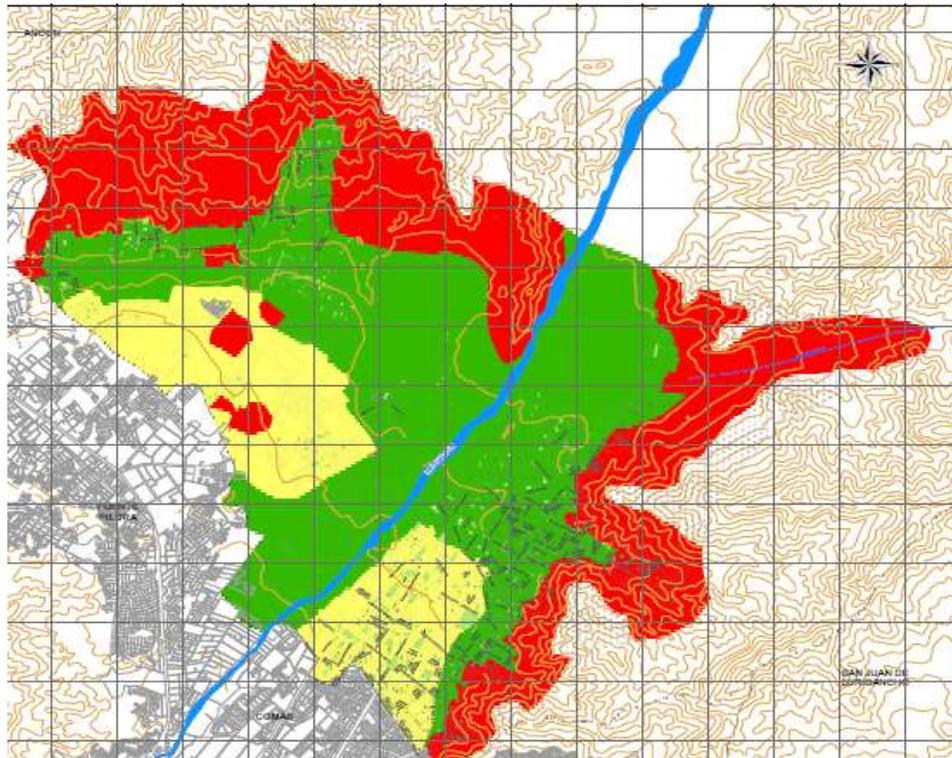


Ilustración 2: Mapa Microzonificación del distrito de Carabaylo (Estudio de Microzonificación Geotécnica Sísmica y Evaluación de Riesgos en Carabaylo – CISMID UNI)

RESUMEN GEOTECNICO DE LA ZONA EN ESTUDIO

1.- El suelo que sirve de cimentación la Iglesia de San Pedro de Carabayllo es una zona conformada predominante por el conglomerado del río Chillón, Esta zona presenta un estrato superficial de material fino, limo arcilloso y arenas limosas; cuyo espesor varía entre 3.0 y 10.0m, por debajo del cual se encuentra la grava aluvial del conglomerado de los conos de deyección.

2.- De acuerdo al mapa de microzonificación sísmica del distrito de Carabayllo está ubicado en la zona II, es decir está ubicado sobre un estrato superficial de suelos granulares finos y suelos arcillosos.

3.- Este estrato de suelo aluvial tiene un comportamiento rígido. Con períodos de vibración natural entre 1.0 y 0.3 segundos. El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S= 1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_p= 0.6$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 2 de la norma E-030 Norma sismo resistente peruana. La capacidad portante promedio para esta zona es menor de 2 kg/cm².

SISMOS MAYORES QUE HAN AFECTADO LA COSTA CENTRAL DEL PERÚ

Tabla 1: Histórico de sismos en la costa Peruana (Silgado Ferro, Investigación de sismicidad histórica en la América del Sur en los siglos XVI, XVII, XVIII y XIX, Concytec 1992)

Fecha	Magnitud	Intensidad MM	Observaciones
09/07/1586			Causo destrucción en Lima, 22 muertos
19/10/1609			Destrucción en Lima
27/11/1630			Destrucción en Lima
13/11/1655			Destrucción en Lima
12/05/1664			Averió principales edificios en Lima
17/07/1678			Destrucción y 500 muertos en Lima, produjo grieta de muchos km de extracción en Ica y Cañete
20/10/1687			Destrucción y 500 muertos en Lima, produjo grieta de muchos km de extracción en Ica y Cañete
28/10/1746		X-XI	Destrucción en Lima y Callao, 1141 muertos por sismo, 4000 muertos por Tsunami. Lima sufrió el peor terremoto de su historia, destruyó toda la ciudad y un maremoto inundó todo el Callao, este sismo destruyó también al pueblo de San Pedro y la dejó en ruinas
30/03/1813			Destrucción en Lima
20/09/1827			Destrucción en Lima
30/03/1828			Sismo que afectó considerablemente a la iglesia
04/03/1904		VII-VIII	
24/05/1940	8	VII-VIII	
17/10/1966	7.7	VIII	
31/05/1970	7.7	VII	Destrucción Chimbote, Huaraz, 230 km N en Lima
03/10/1974	7.6	VII-VIII	Afecto los distritos de Lima, Chaclacayo, San Juan de Lurigancho y Puente Piedra.
18/04/1993	5.6		Afecto los distritos de Lima, Chaclacayo, San Juan de Lurigancho y Puente Piedra.

Fuente: Torres, H (2003) Análisis estructural de la torre de la Basílica de Nuestra Señora de la Merced

2.2.- Bases Teóricas

2.2.1.- Definiciones Conceptuales

Durante la construcción de las edificaciones que ahora son considerados monumentos históricos, se usaron materiales de acuerdo a los conceptos ingenieriles de su época. Los cuales eran considerados más apropiados para resistir cargas producto de sus condiciones de uso y sísmicas en esos tiempos.

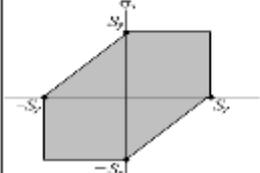
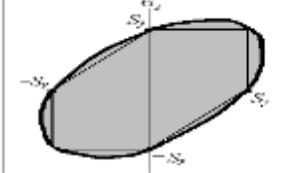
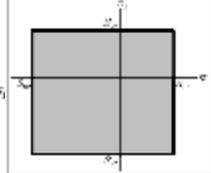
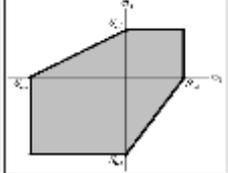
Entonces debido a lo expuesto en el anterior párrafo, se vuelve una necesidad de primer orden entender el comportamiento de los materiales. Más si se trata de una estructura de 383 años de antigüedad, en la cual el análisis del comportamiento de los materiales está lejos de la profundidad con la que contamos en la actualidad y sin embargo ha resistido el paso del tiempo.

Criterio de falla de los materiales

El comportamiento de varios materiales típicamente se clasifica en dúctil o frágil, sin embargo bajo situaciones especiales, un material considerado normalmente como dúctil puede fallar de una manera frágil. Normalmente, los materiales se clasifican como dúctiles cuando $\epsilon_f \geq 0.05$ y cuando tienen una resistencia a la fluencia identificable que a menudo es la misma en compresión que en tracción. Los materiales frágiles con $\epsilon_f < 0.05$ no presentan una resistencia a la fluencia identificable y típicamente se clasifican por resistencias últimas a la tracción y compresión.

Los criterios de falla nos permiten determinar los límites de seguridad de fluencia o fractura de un material en función de sus tensiones, estos esfuerzos que se producen por la acción de cargas de tracción, compresión, torsión o flexión, tienen direcciones y valores difíciles de calcular. Los criterios de falla nos ayudan a predecir estos límites combinando esfuerzos en cualquier punto de la estructura.

Comportamiento de los materiales clásicos ((Henry Torres Peceros, 2003)

Tipo	Criterio del Esfuerzo Cortante Máximo Guest-Tresca	Criterio de la máxima energía de Distorsión Hubert-Misses-Hencky	Criterio del Esfuerzo Normal Máximo de Rankine	Criterio de Mohr Coulomb
Uso	Se usa en materiales dúctiles	Se usa en materiales dúctiles	Se usa en materiales frágiles	Se usa en materiales frágiles
Definición	Esta teoría estipula que "la falla se producirá cuando el esfuerzo cortante máximo absoluto en la pieza sea igual o mayor al esfuerzo cortante máximo absoluto de una probeta sometida a un ensayo de tensión en el momento de la fluencia."	Esta teoría establece que, "La falla se producirá cuando la energía de distorsión por unidad de volumen debida a los esfuerzos máximos absolutos en el punto crítico sea igual o mayor a la energía de distorsión por unidad de volumen de una probeta en el ensayo de tensión en el momento de producirse la fluencia."	Esta teoría establece que, "La falla se producirá cuando el esfuerzo normal máximo en la pieza sea igual o mayor al esfuerzo normal máximo de una probeta sometida a un ensayo de tensión en el momento que se produce la fractura".	Se basa en el cálculo de los esfuerzos máximos en compresión y tracción los cuales contienen los círculos correspondientes a estados tensionales de menor magnitud.
Representación Matemática	<p>El esfuerzo cortante máximo absoluto es:</p> $\tau_{\text{max}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ <p>El esfuerzo cortante máximo absoluto es entonces para el ensayo de tensión al momento de la fluencia:</p> $\tau_{\text{max}} = \frac{S_y}{2}$ <p>Según la teoría de Tresca, igualamos las ecuaciones:</p> $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{S_y}{2}$ $\sigma_1 - \sigma_3 = S_y$ <p>Entonces:</p> $\sigma_1 - \sigma_3 = S_y$ <p>cuando $\sigma_1 > 0 > \sigma_3$</p> $\sigma_1 = S_y$ <p>cuando $\sigma_1 > \sigma_3 > 0$</p> $\sigma_3 = -S_y$ <p>cuando $0 > \sigma_1 > \sigma_3$</p> <p>La falla se presentará cuando el punto determinado por los esfuerzos σ_1 y σ_3 se encuentra fuera del área sombreada en la figura.</p>	<p>La energía de distorsión es:</p> $U_d = \frac{1+\nu}{3E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1)$ <p>En el ensayo de tensión al producirse la fluencia, $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$, $\sigma_2 = S_y$ y entonces la energía de distorsión en la probeta es:</p> $U_d = \frac{1+\nu}{3E} S_y^2$ <p>Igualando las ecuaciones anteriores como dice la teoría:</p> $\frac{1+\nu}{3E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1) = \frac{1+\nu}{3E} S_y^2$ <p>Se define el esfuerzo de Von Mises como:</p> $\sigma' = \sqrt{\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}$ <p>Entonces la falla se da cuando,</p> $\sigma' = S_y$ <p>En el caso bidimensional, $\sigma_2 = 0$ Y el esfuerzo de Von Mises es:</p> $\sigma' = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_3}$	<p>Notando la resistencia a la tensión como S_{ut} y la resistencia a compresión como S_{uc}, tenemos que según la teoría, la falla se dará cuando:</p> $\max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = S_{ut}, \text{ cuando } \max(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) > \min(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) $ <p>La falla se presentará cuando el punto determinado por los esfuerzos σ_1 y σ_3 se encuentra fuera de área sombreada en la figura.</p>	<p>La ecuación de la línea de falla cuando $\sigma_1 > 0 > \sigma_3$ resulta ser:</p> $\frac{\sigma_1}{S_{ut}} - \frac{\sigma_3}{S_{uc}} = 1$ <p>En los otros casos, la falla se dará cuando:</p> $\sigma_1 = -S_{uc}, \text{ cuando } \sigma_1 > \sigma_3 > 0$ $\sigma_3 = -S_{uc}, \text{ cuando } 0 > \sigma_1 > \sigma_3$ <p>La falla se presentará cuando el punto determinado por los esfuerzos σ_1 y σ_3 se encuentra fuera del área sombreada en la figura.</p>
Representación Grafica				
Datos Adicionales	Es el criterio más conservador.	Puede predecir la fluencia por torsión.	Es el criterio más simple.	Usado en mecánica de suelos.

1.- Piedra

Este material primigenio ha sido utilizado a lo largo de la historia por diferentes civilizaciones, debido a sus excelentes características mecánicas y su basta disponibilidad a lo largo de todo el planeta.

En base a la durabilidad y la facilidad para darle la forma adecuada la piedra constituye un material estructural para la construcción de elementos monolíticos o formados por bloques superpuestos.

La resistencia a la compresión varía entre 6000 y 10000 Kg/m², la resistencia a la tracción es del orden de una décima parte de la compresión.

2.- Barro

Se empezó a utilizar en la modalidad de tierra apisonada o tapial o como relleno de entramados de madera y caña o quincha como se conoce en el Perú. La degradación por la intemperie y el agrietamiento a causa de contracción por secado es su principal debilidad y como consecuencia la vida útil de las construcciones de este tipo es bastante corta excepto en algunos casos.

3.- Adobes

Son bloques secados al sol que unidos con morteros formado por el mismo lodo constituyen los muros de muchos monumentos, es una técnica bastante antigua con alrededor de 3000 años de antigüedad.

Las propiedades mecánicas de la tierra apisonada o en adobe, tienen grandes variaciones según las características del suelo con que se fabrican y el cuidado en su elaboración, la adición de paja, estiércol y algún otro material orgánico aglutinante tiene el propósito de disminuir la contracción del material y aumentar su resistencia al intemperismo. La resistencia a la compresión puede variar entre 5 y 20 Kg/cm² y la resistencia a tracción entre 0.25 y 1 kg/cm².

Su principal problema es que sufren degradación del material y la dificultad para conectar las paredes de estos materiales entre sí y con los techos. (Bonetti, Ricardo Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios, Barcelona Universidad Politécnica de Cataluna, 2003 p 191)

4.- Mortero

Los edificios antiguos tienen una mampostería generalmente unida con morteros de cal y arena. Por un proceso de carbonatación que se da por el contacto con el aire la cal adquiere resistencia. El proceso es lento y ocurre de las caras exteriores a hacia el interior del elemento estructural.

Los morteros de cal y arena alcanzan resistencias en compresión de entre 5 y 20 kg/cm². Aunque mucho más durables que los morteros de barro, son también afectados por el intemperismo.

5.- Madera

Al igual que la piedra, la madera es también un material muy usado desde la antigüedad, sus características más favorables son su bajo peso y su buena resistencia a los esfuerzos de tracción, aprovechándose su uso principalmente en coberturas.

La madera es un material biológico y consecuentemente de conformación estructural variada pero existen pautas permanentes y fundamentales de formación, apreciables a simple vista, que aseguran una estructura ortotrópica con propiedades mecánicas independientes en cada dirección y en cada plano.

El deterioro de la madera se da por las siguientes causas:

Pudrición por humedad.

Destrucción por intemperismo.

Ataque de insectos.

Las propiedades mecánicas de la madera varían en función de su peso específico el cual se encuentra en un rango de 600 y 1000 kg/cm³.

Por otro lado la resistencia a tracción de la madera en dirección de las fibras está dentro del rango de 75 a 145 kg/cm², mientras que en la dirección normal a las fibras su valor es técnicamente despreciable. La resistencia a la compresión en la dirección de las fibras es del orden de los 80 a 145 kg/cm².

El esfuerzo cortante resistente varía entre 15 a 20 kg/cm². El módulo de elasticidad típico es de 100 000 kg/cm².

6.- Metal

Las características más importantes de este material son su resistencia y trabajabilidad. Siendo el acero el más utilizado, en este el carbono es retirado eliminándose su característica de frágil.

7.- Comportamiento de la mampostería

En esta sección se analiza el comportamiento de la albañilería no confinada o no reforzada, como los muros que fueron construidos sin refuerzos alguno, siendo el sustento estructural sus grandes espesores y dimensiones. Es por ese motivo grandes monumentos históricos continúan existentes en nuestros días.

A lo largo de la historia la fabricación de la mampostería se ha realizado con distintos materiales y ha ido evolucionando, sin embargo la técnica de asentado es la misma (a mano o mampuesto).

8.- Materiales de la mampostería

La mampostería es un material estructural compuesto por unidades o bloques y una sucesión de juntas frecuentemente llenas de mortero, dispuestas en forma irregular o regular. En este último caso las juntas siguen la disposición del contorno de los ladrillos. En esta ocasión analizaremos los ladrillos rectangulares.

9.- Unidades de mampostería (Bonetti Ricardo, OB p 188)

Por lo general la mampostería es una masa solida producida por unidades separadas por un ligamento que generalmente es un mortero. A continuación se describirá los materiales que pueden ser utilizados para su construcción:

Piedra: Es utilizada en los cimientos y sobre cimentación de los muros, también como material decorativo en portadas, arquerías, enchape de muros y pisos. Por lo general las piedras usadas son las que se encuentran cercanas a la zona donde el monumento histórico. Para unir las se emplean morteros de cal o barro.

Adobe: El termino adobe deriva del árabe "at-tob" que significa ladrillo de tierra secado al sol. Es una unidad de albañilería tradicional, constituida por tierra arcillosa, arena, paja, estiércol u otro material de forma paralelepípedo, hechos a mano con la ayuda de un molde sencillo de madera, compactados de forma manual y secados al sol y de tal manera que sus dimensiones permitan su manejo con un solo brazo.

En la actualidad existe la Norma Técnica Peruana E 0-80 para construcciones con adobe, el cual reglamenta los procedimientos constructivos y usos correctos de este material sin embargo en la mayoría de casos no son tomados en cuenta.

Ladrillo: Es un bloque de forma hexaédrica, fabricado con diferentes materiales, como el barro seco, la pizarra, la arcilla, la arcilla cocida o la mezcla de estos. La fabricación consiste en someter la unidad a temperaturas entre 750°C y 1300°C de tal forma que el agua se evapore y las partículas de arcilla se endurezcan, causando la fusión de los materiales debido a la elevada temperatura.

Después viene una vitrificación parcial donde la temperatura se mantiene por un tiempo preestablecido. Este proceso dura alrededor de 40 a 150 horas, según el tamaño y volumen de los ladrillos o tipo de horno. El enfriamiento debe ser controlado, ya que se podría alterar la calidad de la muestra.

La geometría, el color y las propiedades mecánicas de las unidades de ladrillo, varían considerablemente entre los diferentes tipos. Los ladrillos de arcilla cocida pueden ser muy vistosos, por la diversidad de apariencias que pueden ser obtenidas a partir de las combinaciones de forma de las unidades y la disposición del mortero. Las dimensiones de las unidades varían de 12.0x9.0x4.5 cm a 30.0x18.0x12.0cm y su peso específico se encuentra entre 13 y 22 KN/m³.

Por otro lado los ladrillos de arcilla pueden clasificarse en dos tipos:

Perforados en los cuales el área neta es menor que el 75% del área bruta de la sección.

Sólidos o no perforados, donde el área de las perforaciones es menor o igual al 25% del área de la sección bruta.

Unidades de Concreto: Estas unidades están conformadas básicamente por cemento Portland, agua y agregados minerales. Estos son moldeados en muchos tamaños y formas bajo presión y/o vibración. Los factores más importantes que afectan la resistencia de las unidades de los bloques de concreto son:

Peso de la unidad

El tipo de agregado

La relación agua cemento

El proceso de fraguado

Propiedades de las unidades de mampostería

Resistencia a la Compresión

La resistencia a la compresión f'_{cb} muestra un intervalo de variación bastante amplio, dependiendo de la geometría y material de la muestra. En la siguiente tabla se muestra los intervalos de variación de la resistencia a la compresión de diversos materiales.

Tabla 2: Resistencia a la compresión en mampostería

Material	Intervalo f'_{cb} (t/m²)
Piedra	$4000 < f'_{cb} < 10000$
Concreto macizo	$1500 < f'_{cb} < 2500$
Arcilla	$500 < f'_{cb} < 2000$
Adobe	$100 < f'_{cb} < 150$

Fuente: Torres, H (2003)

Los ensayos en ladrillos de arcilla nos dicen que la relación esfuerzo vs deformación es casi lineal hasta la falla, punto al que sigue un rápido decrecimiento de la resistencia.

Resistencia a la Tracción (Bonetti Ricardo, OB p 188)

Por lo general la resistencia a la tracción uniaxial de los bloques de mampostería, f_{tb} se obtiene en función de la resistencia a la compresión, f_{cb} . Sin embargo estas expresiones dependen mucho de la técnica de ensayo empleada. La siguiente ecuación presenta una relación $f_{cb} - f_{tb}$:

$$f_{tb} = C \sqrt{f_{cb}}$$

C es una constante que tiene en cuenta el tipo de ensayo, esto es:

C = 0.28, para ensayo de tracción uniforme.
C = 0.34, para ensayo de tracción indirecta.
C = 0.69, para ensayo de flexión.

Módulo de elasticidad y relación de Poisson

El módulo de elasticidad de las unidades de mampostería E_m , depende del tipo de material y de la resistencia a la compresión f'_m . No hay un método estándar para evaluar el módulo de elasticidad. Normalmente para las unidades de arcilla, el módulo de elasticidad es más pequeño que correspondiente a las unidades de concreto. Este parámetro puede obtenerse aproximadamente como:

$$E_m = 500 f'_m$$

El valor del módulo de Poisson μ_b lo hemos asumido dentro de un rango de 0.15 a 0.22.

Contenido de humedad y Absorción

El contenido de humedad y la absorción son las propiedades más importantes de las unidades y tienen un efecto considerable sobre las características de la mampostería. El contenido de humedad se define como la nada de agua por unidad de volumen, la cual puede ser expresada, en términos absolutos o en términos relativos a la densidad de la unidad cuando está seca, El intervalo típico de este parámetro es 50-60 kg/m³ y 3-3% respectivamente.

Mortero

Usualmente el mortero está compuesto por agua, cemento y arena, sin embargo en algunas ocasiones se le adiciona otros materiales para aumentar su capacidad de adherencia, secado o hacerlo más manejable durante la construcción. La deformabilidad y la adherencia con las piezas son las propiedades mecánicas más influyentes de un elemento de mampostería.

Componentes del mortero

Agua: El agua que se utiliza en la mezcla debe ser potable, libre de partículas orgánicas y de sustancias como aceites o ácidos, su función es darle trabajabilidad a la mezcla e hidratar el cemento.

Cemento: Su función es proporcionar resistencia a la mezcla. Usualmente se utiliza cemento Portland Tipo I. La densidad aproximada es de 1500 kg/cm³.

Cal hidratada normalizada: De ser el caso la cal debe ser hidratada y normalizada. La densidad de la cal es de 640 kg/m³. Cuando se emplea cal en el mortero, endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico en un proceso llamado carbonatación, con lo cual se producen dos fenómenos las fisuras se sellan a lo largo del tiempo al formarse cristales de carbonato de calcio, y al endurecer lentamente favorecen la retentividad (se explicara más adelante) de la mezcla.

Arena: Es la encargada de proporcionar estabilidad volumétrica a la mezcla y atenuar la contracción por secado, es preferible que los granos de arena sean redondeados y de una granulometría completa, es decir con variedad en el tamaño de las partículas que permite rellenar fácilmente los vacíos.

Propiedades del Mortero

Retentividad, consiste en la capacidad de la mezcla de mantener su consistencia o de continuar siendo manejable después de un lapso de tiempo.

La adherencia unidad – mortero, cuando el mortero en forma de los de los solubles cristalizados del cemento penetra como si fueran agujas en la unidad a través de sus poros y rugosidades, formando una llave de corte –fricción entre las hiladas.

Consistencia, se define como la capacidad que tiene la mezcla de poder fluir o ser manejable utilizando los instrumentos adecuados para ello.

Comportamiento mecánico de la mampostería de ladrillos a compresión

La mampostería o albañilería de ladrillos desarrolla un buen comportamiento cuando se encuentra sujeto a esfuerzos de compresión. Su comportamiento o modos de falla ante cargas axiales, dependen de la interacción entre los bloques y el mortero, este puede interpretarse de la siguiente manera: Los bloques y el mortero tienen características esfuerzo deformación diferentes, por lo tanto al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos lo cual produce que el material menos deformable (el bloque por lo general), restrinja las deformaciones transversales del material más deformable (el mortero), introduciendo esfuerzos de compresión en dirección trasversal.

La falla más común en este tipo de ensayo, es la formación de grietas verticales en los bloques, producidas por las deformaciones transversales. La resistencia a la compresión a la mampostería f_m depende tanto de la propiedades mecánicas de los materiales como también de cómo se combinen los mismos para formar la mampostería.

Comportamiento de la mampostería a cortante

Para el diseño de estructuras de mampostería no se reforzada sometidas a cargas laterales inducidas por movimientos sísmicos es necesario evaluar adecuadamente la resistencia a cortante. Generalmente, los esfuerzos cortantes son combinados con los esfuerzos de compresión producidos por cargas gravitatorias u otras acciones.

Modos de Falla

1. **Falla Fricción-Cortante:** este tipo de falla ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil de la interfaces mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales.

Las grietas escalonadas diagonales están asociadas a este tipo de falla, las cuales se forman a partir de los extremos de las juntas verticales, que constituyen planos de debilidad en la mampostería, debido que su resistencia a la adherencia disminuye por causa de la contracción y de los vacíos existentes.

2. **Falla por tracción diagonal:** se produce directamente sobre las unidades de mampostería para los valores de esfuerzos normales de compresión moderada. La resistencia a cortante de las juntas de

mortero se incrementan debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión.

Por lo tanto, las grietas se producen en las unidades como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante.

3. **Falla a compresión:** este tipo de falla se presenta para valores muy altos de esfuerzo normal en comparación con los esfuerzos cortantes. En este caso, la falla es similar al que se produce bajo compresión directa, aunque el efecto del esfuerzo cortante causa una reducción a la compresión de la mampostería. Las grietas se forman por las deformaciones verticales y se incrementan por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Estas grietas se propagan verticalmente y atraviesan las unidades de mampostería, llegando en algunos casos a comprometer la estabilidad del elemento y a producir la falla del mismo.

A continuación se muestra ilustración (3 a la 5), donde se muestran fallas por fricción, tracción y compresión.

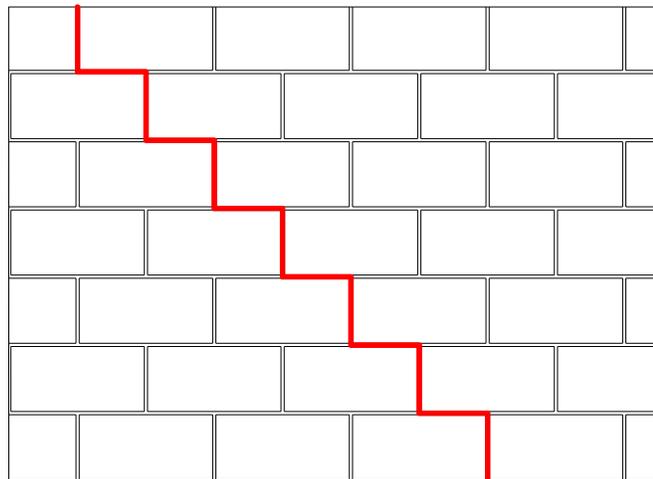


Ilustración 3: Falla por fricción cortante

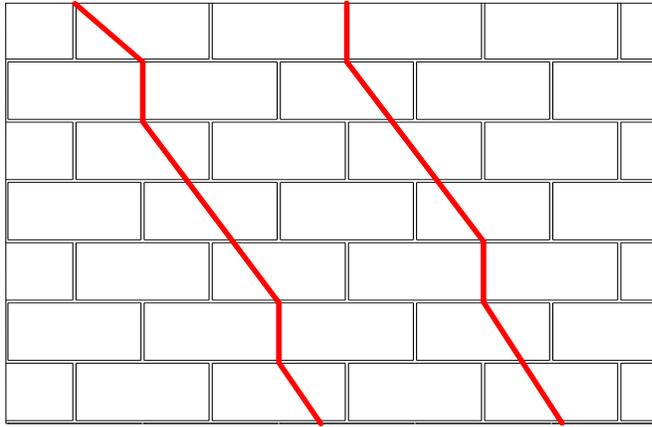


Ilustración 4: Falla por tracción diagonal

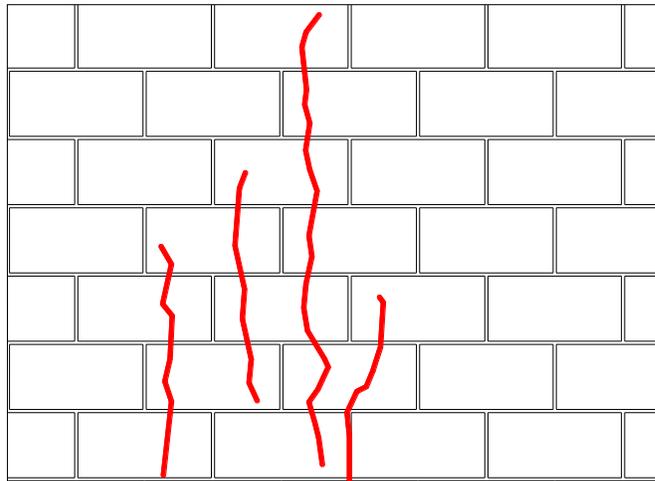


Ilustración 5: Falla por compresión

Resistencia a cortante de la mampostería

La resistencia a cortante resulta de la combinación de dos mecanismos diferentes:

La resistencia a la adherencia

La resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y las unidades.

Comportamiento de la mampostería a tracción

La resistencia a la tracción de la mampostería esta principalmente controlada por la adherencia a la resistencia desarrollada en la interfaces mortero-unidad.

Modos de Falla

Los modos de falla en un muro sometido a tracciones están sujetos a los siguientes parámetros, la dirección de la carga y la magnitud relativa de la resistencia de adherencia y la resistencia a la tracción de las unidades de mampostería.

Cuando los esfuerzos son paralelos a las juntas horizontales se pueden presentar dos tipos de agrietamiento.

Grietas completamente verticales que atraviesan las unidades.

Las grietas no afectan las unidades y solo pasan a través de las juntas de mortero.

Cuando los esfuerzos en tracción actúan perpendicularmente a las juntas de mortero, los modos de falla acurren por la separación de las interfaces mortero-unidad.

Comportamiento de la mampostería a flexo compresión y cortante

Los esfuerzos combinados que se pueden presentar en un muro de mampostería no confinada son difíciles de analizar, los muros tienden luego de superar su fase elástica a deformarse y a fisurarse disipando energía a través de estos mecanismos redistribuyendo los esfuerzos a lo largo del elemento estructural, el análisis inelástico se hace necesario para aproximarse a una interpretación valida de estos comportamientos.

Modos de Falla

Debemos tener en cuenta que la carga vertical del muro es la que proporciona la resistencia a la flexión en los muros.

Falla por cortante:

Se presenta en paneles de mampostería con una mayor relación longitud altura, se producen diagonales-longitudinales. Se producen grietas en el sentido contrario debido al cambio de sentido de la fuerza lateral.

Falla por flexión

Se forman grietas horizontales cerca a la parte inferior de los muros o en la junta más cercana al apoyo inferior, en las estructuras de mampostería no reforzada la resistencia a la flexión está condicionada a la magnitud de la carga vertical es decir al peso propio del muro y a la carga tributaria que pudiera recibir, así a mayor carga vertical mayor es la resistencia la flexión de la estructura.

2.2.2.- Método de análisis

Conceptos Preliminares

Comportamiento elástico: Se dice que un cuerpo tiene comportamiento elástico cuando puede recuperar su forma primitiva al descargarlo". La característica más importante del comportamiento elástico es que es reversible si se suprimen las fuerzas que provocan la deformación el sólido vuelve al estado inicial que tenía antes de aplicación de las cargas.

Comportamiento lineal del material: Un comportamiento es lineal cuando el valor de la deformación de un material cualquiera es proporcional a los esfuerzos aplicados sobre este y no al tiempo que se necesita aplicar la carga para alcanzar dicho valor.

Comportamiento Inelástico:

Comportamiento no lineal del material: Un comportamiento es no lineal cuando el valor de la deformación no es proporcional al esfuerzo que lo produce porque es difícil de calcular ya que están en función a una o más variables adicionales tales como la conformación interna del material, la duración de la aplicación de la carga, la geometría de los elementos, etc.

2.2.3.- Análisis Estático

Análisis Estático Lineal

Se llama análisis estático lineal al que se basa en la hipótesis de que el material estructural tiene un comportamiento lineal, tanto para esfuerzos de compresión como de tracción. Esta hipótesis no refleja necesariamente el comportamiento real de los materiales, sin embargo suele considerarse aceptable para el comportamiento de ciertos materiales de uso común como la madera y el acero, siendo el concreto armado materia de estudio y discusión ya que en ciertas situaciones de diseño su comportamiento puede no ser considerado estrictamente lineal.

El método tiene otras restricciones de uso como el de estar limitado a estructuras de geometría y condiciones de carga sencilla mas no en estructuras de conformación más elaborada y compleja. (Moreno Gonzales, Evaluación del Riesgo Sísmico en edificios mediante análisis estáticos no lineales, Seminarios Barcelona. Tesis Doctoral Barcelona 2006 (Versión electrónica)

Análisis Estático no Lineal

Se llama análisis estático no lineal al que se basa en la hipótesis de que el material estructural tiene un comportamiento no lineal es decir la relación esfuerzo-deformación está sujeta a variables que influyen en su comportamiento y desarrollo tales como el tiempo, las condiciones de esfuerzo, así como de la composición interna sea esta homogénea o esta hipótesis refleja con más fidelidad el comportamiento real del material.

Esta descripción es cierta en ciertos elementos estructurales los cuales a pesar de ser sometidos a grandes estados de esfuerzos no reflejan deformaciones significativas y mucho menos proporcionales a su nivel de carga.

Otro caso de importancia es el de los sistemas comúnmente representados por lineales que sin embargo luego de haber sobrepasado al nivel de carga ultima, por efectos de una rotura figuración o deformación excesiva por múltiples causas, pueden ser analizados a partir de un análisis no lineal el cual reflejara de mejor manera el comportamiento frente a las nuevas solicitaciones de cargas, estableciendo un nuevo nivel de cargas ultimas estabilizando las actuales condiciones de servicio.

2.2.4.- Análisis Dinámico

Introducción

El objeto de la dinámica estructural es el análisis de estructuras bajo cargas dinámicas, es decir cargas que varían en el tiempo. Aunque la mayoría de las estructuras pueden diseñarse considerando solo cargas estáticas, hay importantes excepciones que requieren del proyectista la posibilidad de distinguir entre cargas estáticas y dinámica.

En realidad las cargas accidentales o las cargas móviles, a diferencia del peso propio, rara vez son estrictamente estáticas porque su aplicación sobre la estructura requiere de un cierto tiempo que en definitiva debe ser analizado para establecer si se trata de una carga estática o dinámica. Sin embargo es intuitivamente válido aceptar que si la magnitud de la fuerza varía en forma suficientemente lenta no causara efectos dinámicos y podrá tratarse como estática.

Para determinar si la carga varía en forma “lenta” o “rápida” el valor de referencia para comparación es el “periodo natural de la estructura”. El periodo natural es el tiempo que tarda la estructura en recorrer un ciclo de vibración libre, es decir la vibración que ocurre después que finaliza la excitación externa o después que la carga deja de variar y se mantiene constante. El periodo natural depende de la masa de la rigidez y de las condiciones de vínculo, todas estas características intrínsecas o propias de la estructura.

Análisis Dinámico Lineal

El análisis dinámico de estructuras se refiere al análisis de las pequeñas oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio. El análisis dinámico es importante porque ese movimiento oscilatorio produce una modificación de los esfuerzos existentes, que deben tenerse en cuenta para lograr un diseño sísmico adecuado.

Como resultado de una perturbación exterior un edificio o estructura resistente que bajo la acción de unas cargas estaba en reposo, experimenta oscilaciones que en primera aproximación pueden representarse como un movimiento armónico compuesto caracterizado por un sistema de ecuaciones lineal del tipo.

$$M\ddot{x}(t) + C\dot{x}(t) + Kx(t) = F(t)$$

Dónde:

M, C, K Son respectivamente la matriz de masas, la matriz de amortiguación y la matriz de la estructura.

$\ddot{x}(t), \dot{x}(t), x(t)$, Son tres vectores que representan la posición, velocidad y aceleración de un conjunto de puntos de la estructura.

F (t), Es un vector que representa las fuerzas equivalentes aplicadas sobre el mismo conjunto de puntos anteriores este vector está asociado a la sollicitación exterior que perturba la misma estructura.

Análisis Dinámico no Lineal

Este método de análisis modela la estructura de manera similar al análisis dinámico lineal pero introduce la respuesta inelástica del material, en este tipo de análisis de toma en cuenta la influencia del comportamiento de los elementos no estructurales de la edificación, además es necesario que se utilicen varios análisis de historias en el tiempo usando varios registros de acelerogramas.

El análisis dinámico no lineal es una herramienta importante investigación ya que brinda el comportamiento estructural detallado, es decir la distribución de esfuerzos y describe desplazamientos etc. (Moreno Gonzales, Ob p 23)

Frecuencias Naturales

De cualquier estructura física se puede hacer un modelo en forma de un número de resortes masas y amortiguadores. Los amortiguadores absorben la energía pero los resortes y las masas no lo hacen. Como lo vimos en la sección anterior, un resorte y una masa interactúan uno con otro, de manera que forman un sistema que hace resonancia a su frecuencia natural característica. Si se le aplica energía y de la absorción inherente al sistema. La frecuencia natural de un sistema resorte-masa o amortiguado se da en la siguiente ecuación.

$$F_n = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Dónde: F_n = Frecuencia natural

k = Constante del resorte a rigidez

m = Masa

De eso se puede ver que si la rigidez aumenta la frecuencia natural también aumentará, y si la masa aumenta, la frecuencia natural disminuye.

Si el sistema tiene absorción, lo que tienen todos los sistemas físicos, su frecuencia natural es un poco más baja y depende de la cantidad de absorción.

Un gran número de sistemas resorte-masa-amortiguación que forman un sistema mecánico se llaman "grados de libertad", y la energía de vibración que se pone en la maquina se distribuirá entre los grados de libertad en cantidades que dependerán de sus frecuencias de la fuente de energía.

Modos de vibración

Un modo de vibración es un patrón o forma característica en el que vibrara un sistema mecánico. La mayoría de los sistemas tienen muchos modos de vibración y es la tarea de análisis mundial determinar lo forma de esos modos. La vibración de una estructura es siempre una combinación o una mezcla de todos los modos de vibración. Pero no todos están excitados al mismo grado.

2.2.5.- Análisis por superposición espectral de las respuestas modales

Desde el punto de vista matemático el movimiento de un vibrador complejo se puede representar por superposición de los movimientos de los vibradores que representan los distintos modos naturales de vibración.

Una ventaja importantísima del método es que generalmente un número relativamente pequeño de modos (normalmente los primeros) tiene influencia significativa en la respuesta de la estructura y esto permite simplificar el análisis. En consecuencia es necesario evaluar la respuesta para cada modo y luego superponer la influencia de los distintos modos.

Esto es relativamente fácil cuando las excitaciones son sencillas, en particular un excitación periódica porque la respuesta se puede expresar en forma cerrada.

La aplicación más común del método es la obtención de valores de la respuesta estructural elegida (es decir los valores máximos de las variables que supuestamente representan el comportamiento de la construcción) por superposición de respuestas espectrales.

Análisis Tiempo-Historia

La Norma E 030 señala lo siguiente: El análisis tiempo-historia se podrá realizar suponiendo comportamiento lineal elástico y deberán utilizarse no menos de cinco registros de aceleraciones horizontales correspondientes a sismos reales o artificiales. Estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio.

Para edificaciones especialmente importantes el análisis dinámico tiempo-historia se efectuara considerando el comportamiento inelástico de los elementos de la estructura. El análisis tiempo-historia permite obtener directamente la respuesta del modelo para cualquier tipo de excitación, no solo excitaciones armónicas (como los sistemas de un solo grado de libertad). En el caso de excitaciones cualesquiera casi la única solución práctica es el análisis de la historia del movimiento (tiempo-historia) del vibrador cuando es excitado por una acción determinada o un sismo. Cuando las excitaciones son

Caóticas, como es el caso de un terremoto, no es posible obtener valores útiles de forma directa. Será necesario considerar los valores extremos de las respuestas más significativas para la seguridad de la construcción.

Es recomendable que se estudie la respuesta para un conjunto de sismos cuyos espectros cubran el espectro de proyecto reglamentario.

Estos sismos pueden ser generados artificialmente y pueden ser acelerogramas de sismos reales modificados para obtener las características deseadas.

En cuanto a la respuesta, los conocimientos actuales conducen a considerar los desplazamientos de las masas como valores más representativos que fuerzas o sollicitaciones en las piezas estructurales.

Espectro de Respuesta

La naturaleza caótica de los movimientos sísmicos hizo imposible la utilización directa de los métodos básicos de análisis dinámico (vibrador elástico de un grado de libertad) desarrollados para obtener la respuesta del vibrador. Se trata de encontrar un método para obtener resultados prácticos para la ingeniería estructural, así se encontró en el espectro de respuesta la representación del valor de respuesta máximo de una característica cualquiera del movimiento de un vibrador de un grado de libertad durante el desarrollo completo de un sismo, datos que son usualmente requeridos por el diseñador para el cálculo de estructuras.

En forma general podemos definir espectro como un gráfico de la respuesta máxima expresada en términos de desplazamientos, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro, que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. En estos gráficos, se representa en abscisas el periodo propio de la estructura y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

Tipos de Espectros

Espectros de respuesta elástica: representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructura.

Espectros de respuesta inelástica: son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectro son muy importantes en el diseño sismo resistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se

Diseñan bajo la hipótesis que incursionaran en campo plástico.

Espectros de diseño: Estos espectros representa una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos. Estos espectros se aplican al cálculo y verificación de estructuras y representan la sismicidad probable del lugar.

2.3.- Formulación de hipótesis

2.3.1.- Hipótesis general

Al realizar el análisis sísmico a la estructura de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, se obtendrá valores que acerquen a la elaboración de alternativas para reforzar y restaurar la estructura.

2.3.2.- Hipótesis específicas

1. Al realizar el estudio de las características mecánicas de los materiales de la estructura, se obtendrá datos factibles para resultados finales.
2. Al elaborar el reporte de daños actuales de la estructura, nos acercamos a identificar las zonas más vulnerables de la estructura.
3. Al realizar el modelamiento de la estructura en un software para análisis de elementos infinitos, obtenemos resultados reales del comportamiento estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.
4. Al evaluar las alternativas de reforzamiento de la estructura, se obtendrá una solución factible para su preservación de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.

2.3.3.- Variables

Al realizar el análisis sísmico a la estructura de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, se obtendrá valores que acerquen a la elaboración de alternativas para reforzar y restaurar la estructura.

2.3.3.1.- Variable independiente

Análisis estructural del monumento histórico a diferentes solicitaciones de carga (sismo, peso propio, etc.).

2.3.3.2.- Variable dependiente

1. Características Mecánicas de los materiales.
2. Tipo de suelo de fundación.
3. Reporte de daños de la estructura.
4. Modelamiento de la estructura para análisis estructural.
5. Reforzamiento Estructural.

2.3.4.- Definición conceptual de las variables

2.3.4.1.- Variable dependiente

Análisis estructural del monumento histórico a diferentes solicitaciones de carga (sismo, peso propio, etc.)

Análisis estructural se refiere al uso de las ecuaciones de la resistencia de materiales para encontrar los esfuerzos internos, deformaciones y tensiones que actúan sobre una estructura resistente, para diferentes tipos de carga, especialmente bajo la acción sísmica.

2.3.4.2.- Variable independiente

1. Propiedades Mecánicas de los materiales:

En ingeniería, las propiedades mecánicas de los materiales son las características inherentes, que permiten diferenciar un material de otro.

2. Tipo de suelo de fundación:

Las fundaciones son la base de soporte de estructuras y constituyen la interfaz a través de la cual se transmiten las cargas al suelo subyacente.

La interacción suelo - estructura, depende de:

1. Naturaleza del suelo.
2. Forma y tamaño de la fundación.
3. Flexibilidad de la estructura (criterio de funcionamiento).

3. Reporte de daños de la estructura:

Es un reporte fotográfico y descrito donde se clasifican los daños sufridos por la estructura a lo largo del tiempo.

4. Modelamiento de la estructura, para el análisis estructural

El esfuerzo se define aquí como la intensidad de las fuerzas componentes internas distribuidas que resisten un cambio en la forma de un cuerpo. El esfuerzo se define en términos de fuerza por unidad de área. Existen tres clases básicas de esfuerzos: tensivo, compresivo y corte. El esfuerzo se computa sobre la base de las dimensiones del corte

transversal de una pieza antes de la aplicación de la carga, que usualmente se llaman dimensiones originales.

La deformación se define como el cambio de forma de un cuerpo, el cual se debe al esfuerzo, al cambio térmico, al cambio de humedad o a otras causas. En conjunción con el esfuerzo directo, la deformación se supone como un cambio lineal y se mide en unidades de longitud. En los ensayos de torsión se acostumbra medir la deformación como un ángulo de torsión (en ocasiones llamados detrusión) entre dos secciones especificadas.

5. Propuesta de Reforzamiento

Un aspecto importante se refiere a los procedimientos de reforzamiento en caso de ser necesario. La condición de patrimonio histórico reduce las alternativas, limitando la intervención ingenieril sobre todo en los elementos que se consideran con un mayor valor cultural o histórico. Estas limitaciones a su vez representan un reto a la ingeniería que implica la exploración de otras opciones que permitan reducir la vulnerabilidad de las edificaciones históricas.

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1.- Diseño de Investigación

La presente investigación se elaboró para dar alternativas de solución a la problemática actual que existe la Iglesia San Pedro de Carabayllo ¿Cuál será su comportamiento estructural ante diferentes solicitantes de carga y que tipo de reforzamiento estructural será el adecuado en el Iglesia San Pedro de Carabayllo?

Para ello se debe realizar el análisis estructural, utilizando un modelo matemático (malla de elementos finitos), que permita simular el comportamiento de la estructura. Este modelo será diseñado en un software de análisis estructural (SAP 2000)

Se clasificó como una investigación aplicada debida que se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias prácticas para dar alternativas de solución a un problema.

Según su énfasis de naturaleza se clasifica como:

Cuantitativa, ya que se trata de cuantificar en fuerzas, momentos flectores, deformaciones y desplazamientos la medición de las variables así como su gran vínculo entre las cargas actuantes, métodos de análisis con la resistencia que requerirá el sistema estructural para soportar dichas solicitaciones

3.1.1.- Diseño y clasificación de la investigación

Descriptiva, porque con las normas de diseño del reglamento nacional de edificaciones, además de las normas y cartas internacionales sobre conservación de monumentos históricos; se obtuvieron las cargas actuantes para luego realizar el análisis por carga de gravedad, el análisis sísmico y saber así cuales serían las zonas más vulnerables de la estructura.

Para la clasificación del diseño podemos clasificarlo como No Experimental, porque el estudio realizado busca determinar el comportamiento sísmico de la estructura con cargas actuantes proyectadas; mediante sistemas ya probados en estructuras, es decir no se va a descubrir nuevos métodos para el análisis.

Según la cronología de las observaciones se clasifica como **Prospectivos**, ya que describe la técnica del modelamiento matemático para el análisis estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, con el objetivo de buscar alternativas para su reforzamiento estructural del monumento histórico.

Finalmente según el número de mediciones se clasifica como **Transversal** ya que luego del levantamiento en campo, donde se identificó el estado actual de daños y los datos obtenidos del modelamiento matemático se puede concluir con cuales son las zonas más vulnerables de la estructura.

3.1.2.- Tipo de la investigación

Para el tipo de la investigación podemos clasificarlo como **Explicativo**, porque el estudio realizado busca explicar o medir con la mayor precisión posible el comportamiento sísmico de la estructura con las cargas actuantes proyectadas en el análisis por carga de gravedad.

Se empleará el análisis por el método de los elementos finitos (MEF) en la que se basa este programa de cálculo estructural (SAP 2000), para el procesamiento de los datos de las variables objeto del estudio. Se proveerá de tablas de resultados: diagramas, deformaciones, desplazamientos en cada elemento estructural, para describir mejor la asociación.

3.2.- Población y muestra

Para el desarrollo de esta tesis la población y muestra es única, ya que toda la investigación se concentra en el análisis estructural de la iglesia San Pedro de Carabayllo-Lima; y no posee tipo de muestreo.

3.3.- Operacionalización de variables

Tabla 3: Operacionalización de las variables

VARIABLE	INDICADOR	ESCALA DE MEDICIÓN
Propiedades Mecánicas de los materiales	Módulo de elasticidad	kg/cm ² , Tn/m ²
	Coeficiente de Poisson	adimensional
	Módulo de corte	kg/cm ² , Tn/m ²
	Peso específico	Tn/m ³
Tipo de Suelo	Capacidad Portante	kg/cm ² , Tn/m ²
	Desplante	m, cm
Reporte de daños de la estructura	Informe fotográfico y descriptivo de daños	adimensional
Esfuerzos y deformaciones debido diferentes solicitaciones de carga (viento, sismo, peso propio, etc)	Esfuerzos	kg/cm ² , Tn/m ²
	Deformaciones	m, cm

Fuente: Elaboración propia

3.4.- Técnicas e instrumentos de recolección de datos

La técnica e instrumentos de recolección de datos es “La Observación” mediante la observación estructurada, la cual define cuidadosamente que se registró de la única muestra que es la Iglesia San Pedro de Carabayllo.

3.4.1.- Descripción de los instrumentos

Para la recolección de datos en campo se utilizaron los siguientes instrumentos: Wincha, Cámara fotográfica y cincel.

Para la elaboración del análisis estructural de la muestra se utilizaron los siguientes instrumentos: SAP 2000, Hojas de cálculo en Excel.

3.4.2.- Validez y confiabilidad de los instrumentos

Mediante el software SAP 2000 y hojas de cálculo nos arrojan valores confiables que se logra evaluar estructuralmente y así poder concluir con soluciones constructivas para mejorar la estructura dañada de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.

3.5.- Técnicas para el procesamiento y análisis de los datos

Luego del levantamiento de medidas y evaluación de la estructura de la Iglesia San Pedro de Carabayllo; se realizó el modelo matemático a través del Software SAP

3.6.- Aspectos éticos

En vías de contribuir a dar soluciones ingenieriles para reforzamiento de la estructura dañada de la Iglesia San Pedro de Carabayllo y bajo el punto de vista ético se recolecto la información necesaria con el consentimiento de los encargados de este monumento nacional.

Dicha información solo fue utilizada para esta investigación; que con fines técnicos se desea preservar historia a generaciones futuras.

CAPÍTULO IV: PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

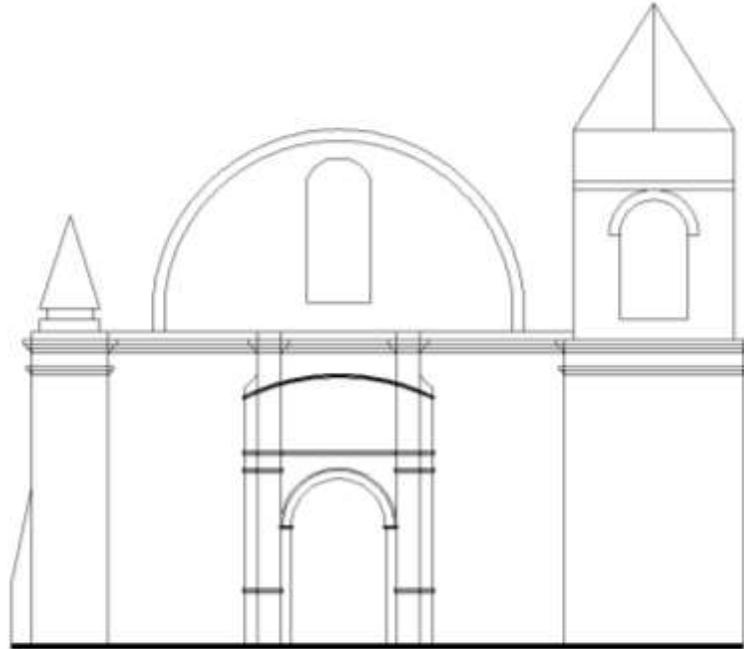
4.1. Características de la estructura

La iglesia San Pedro de Carabayllo está compuesta por muros de albañilería de 0.90 metros de espesor aproximadamente, las unidades de albañilería son de solidas de adobe aparentemente artesanales y de medidas 8.5x11.5x23 cm, visualmente el mortero poseer una dosificación de áridos y paja similar sino la misma de los ladrillos de adobe, las juntas en promedio miden 2 cm de espesor. (Ilustración 6 se visualiza fachada actual de la Iglesia)

A continuación se visualizan plantas de la iglesia ilustraciones 7 al 10

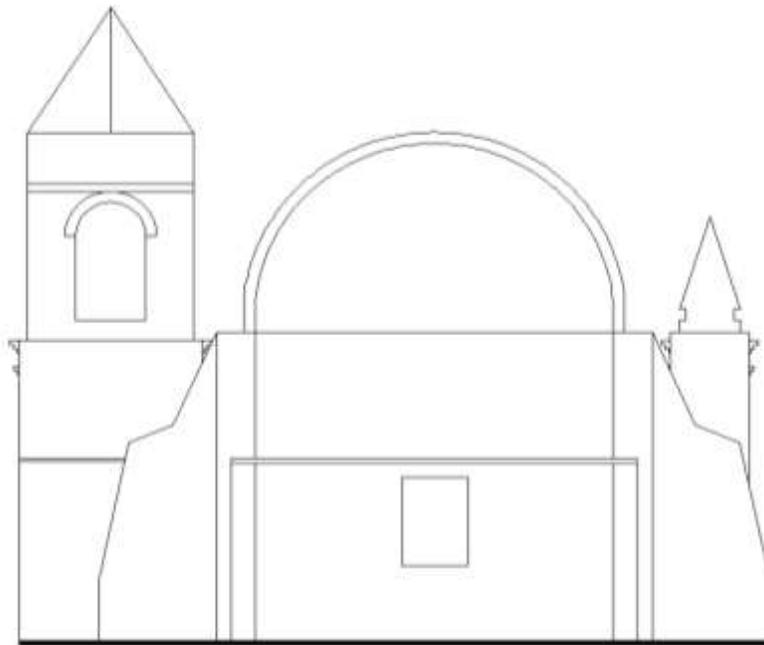


Ilustración 6: Iglesia San Pedro Actual



VISTA FRONTAL

Ilustración 7: Vista frontal de la iglesia



VISTA POSTERIOR

Ilustración 8: Vista posterior de la Iglesia

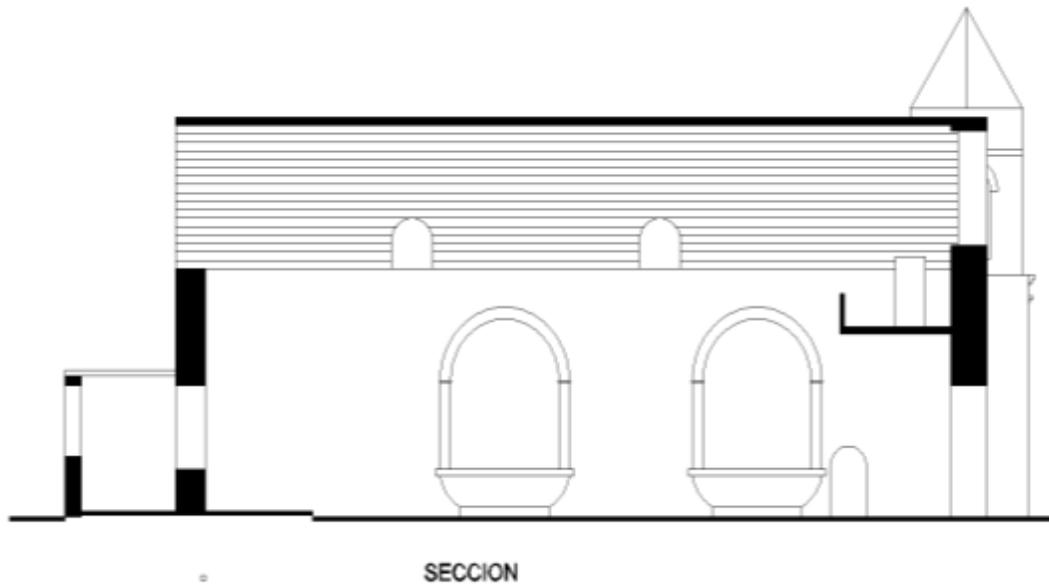


Ilustración 9: Vista lateral Interior

La iglesia tiene un área aproximada de 10 metros de ancho y 31 de largo, la estructura está cubierta por una gran bóveda de cañón que cubre el frontis y la parte posterior. Posee un coro iluminado por una gran ventana de más de 2 metros de alto y un campanario rectangular. También cuenta con un bautisterio que se encuentra en la parte derecha del templo con algunos vestigios de ceremonia bautismal. En la parte posterior de esta se encuentra ubicado el presbiterio y la sacristía.

La torre del campanario posee un área en planta de 4.2 m² y una altura aproximada de 15 m. la base de la torre es maciza de unidades de adobe. La bóveda de cañón tiene una altura promedio de 4.3 m y es de quincha, también posee 4 aberturas distribuidas simétricamente que sirven como ventanas.

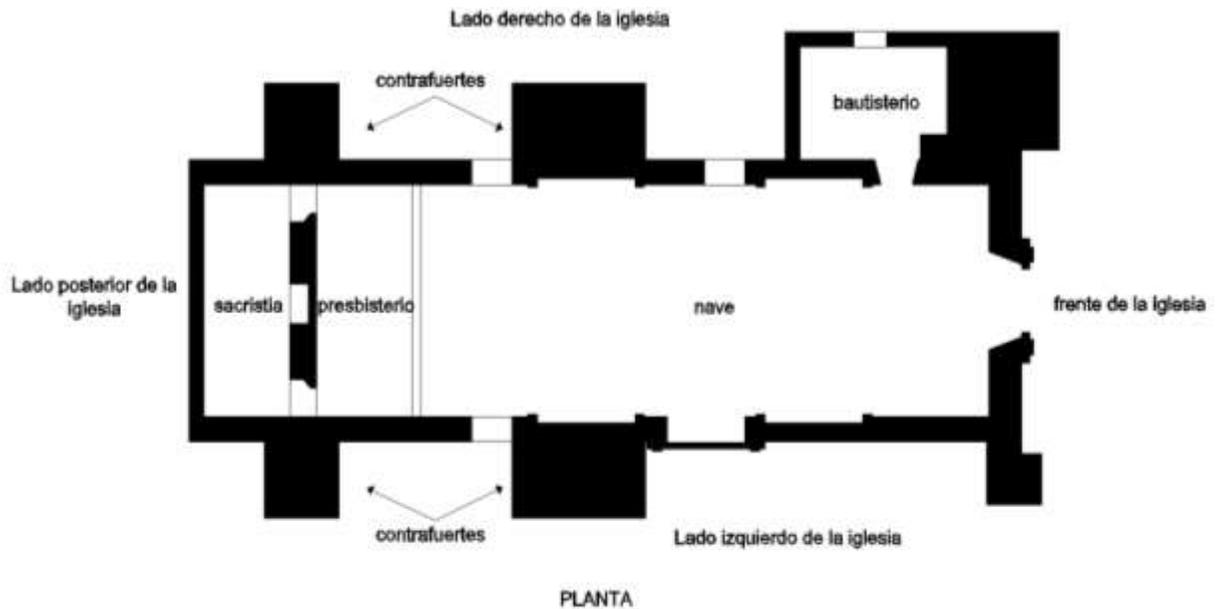


Ilustración 10: Vista en planta

4.1.1 Metodología

Este documento desarrollara modelos de elementos finitos usando un programa para reproducir el comportamiento estructural de la iglesia.

Primero se han generado modelos 3D de la iglesia a partir del levantamiento de campo realizado, y se han tomado encuentra solo los elementos estructurales (muros de adobe), y elementos no estructurales de importancia. En el modelo realizado ha sido creado con la finalidad que se puedan apreciar los aspectos que nos interesan para nuestra investigación.

Como se pudo ver en el análisis histórico, la iglesia ha sufrido diferentes intervenciones a la fecha. Entonces se realizó un modelo con la versión original de la iglesia, con el fin de lograr explicar los daños encontrados debido a la acción de sismos anteriores que afectaron la estructura, especialmente los contrafuertes y los encuentros entre la iglesia y la torre del campanario, por lo cual el modelo ha sido afinado más en esos sectores.

4.1.2 Trabajo de campo

Levantamiento de daños

El propósito del levantamiento de daños es evaluar las condiciones en las que se encontraba la estructura de la iglesia San Pedro de Carabayllo, reproduciendo de esta forma las condiciones ocasionadas por el peso propio y los movimientos sísmicos.

Para esto se cuenta con las siguientes fuentes:

Primero: El levantamiento de campo realizado por nosotros.

Segundo: Información recopiladas gracias a la colaboración de las autoridades de la iglesia San Pedro de Carabayllo.

Levantamiento de daños, grietas y desprendimientos observados en el año 2015.

Lado derecho de la iglesia

En el lado derecho de la iglesia cuenta con dos contrafuertes los cuales presentan dos grietas cada uno que empiezan desde el nivel 0.00 hasta fin de estos. (Ilustraciones 11 al 15 muestran grietas del lado derecho de la iglesia)



Ilustración 11: Vista de fisuras contrafuerte, lado izquierdo

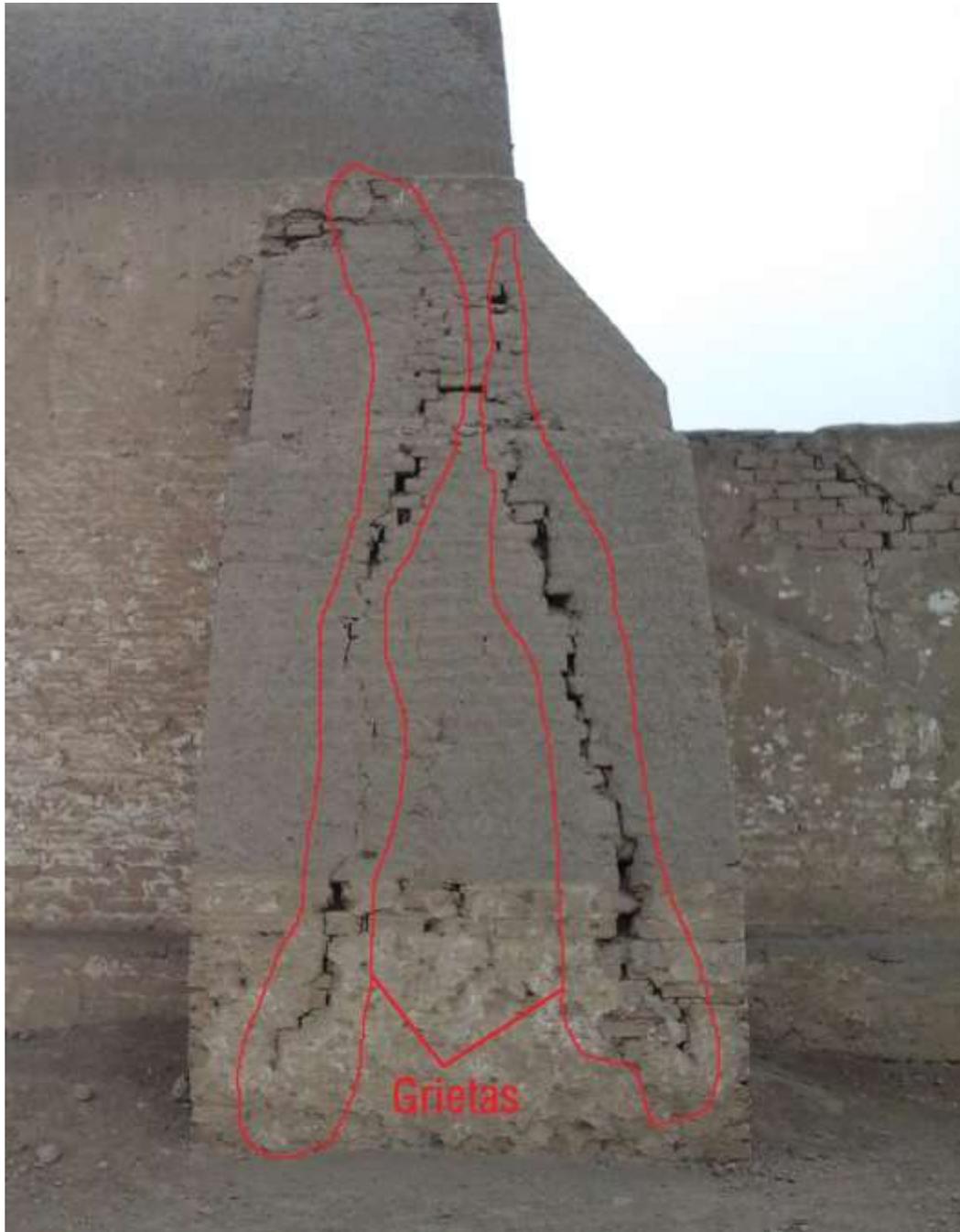


Ilustración 12: Vista fisuras contrafuerte, lado derecho

Este lado también cuenta con el campanario el cual presenta grietas que ascienden desde el nivel 0.00 hasta el nivel + 7.17.



Ilustración 13: Vista de fisuras en campanario, lado derecho

Por último se encuentran fisuras en los cambios de secciones drásticos, por ejemplo en el encuentro entre los contrafuertes y el muro lateral.

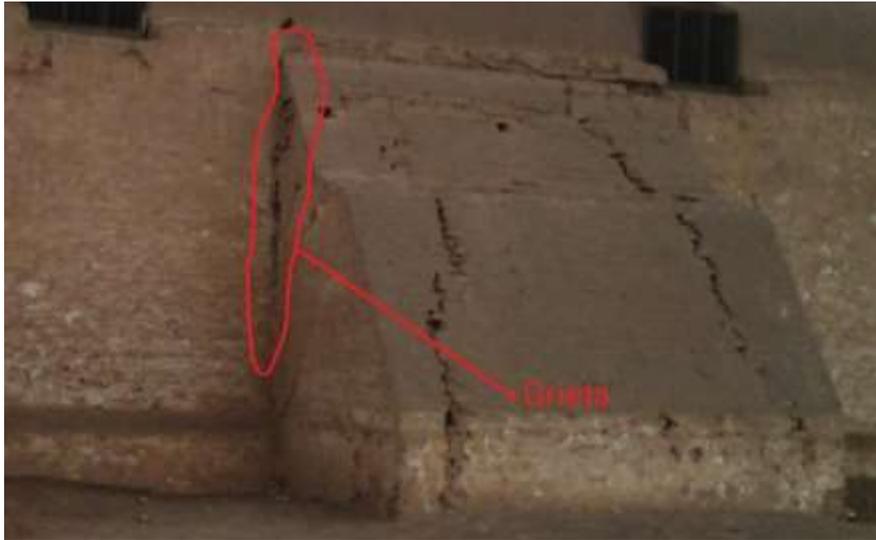


Ilustración 14: Fisura en cambio de sección, lado derecho



Ilustración 15: Fisura en cambio de sección, lado derecho

Lado izquierdo de la iglesia

En el lado izquierdo de la iglesia tiene dos contrafuertes, el primero cuenta con una fisura profunda en toda su altura. El segundo contrafuerte presenta dos fisuras verticales y una fisura horizontal. (Ilustraciones de 16 al 19 muestra grietas en muros lado izquierdo de la iglesia)



Ilustración 16: Vista de fisuras contrafuerte, lado izquierdo

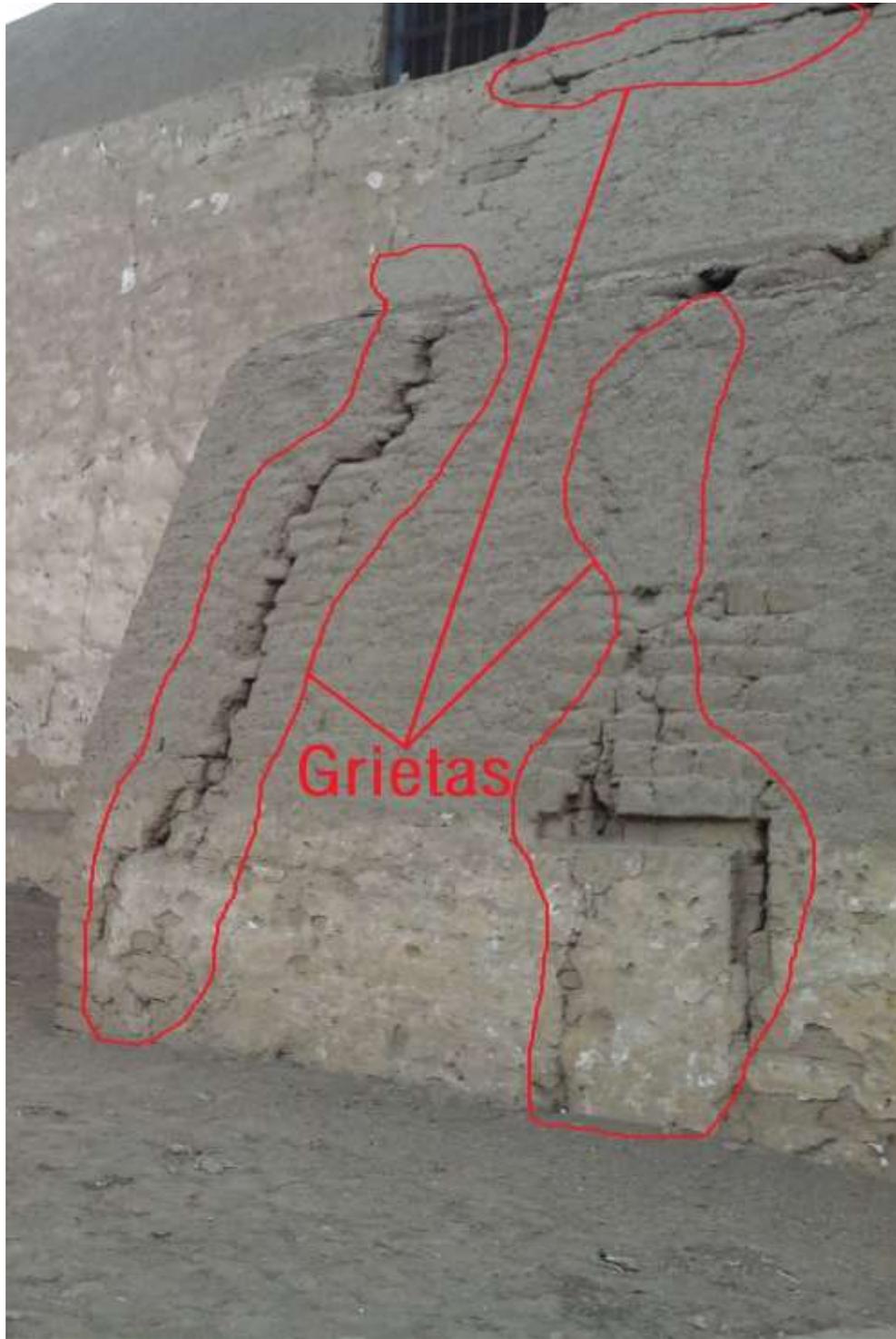


Ilustración 17: Vista de fisura contrafuerte, lado derecho

Al igual que en el lado derecho también se encuentran fisuras en los cambios de secciones drásticos, por ejemplo en el encuentro entre los contrafuertes con el muro lateral y en el encuentro del muro con la esquina.

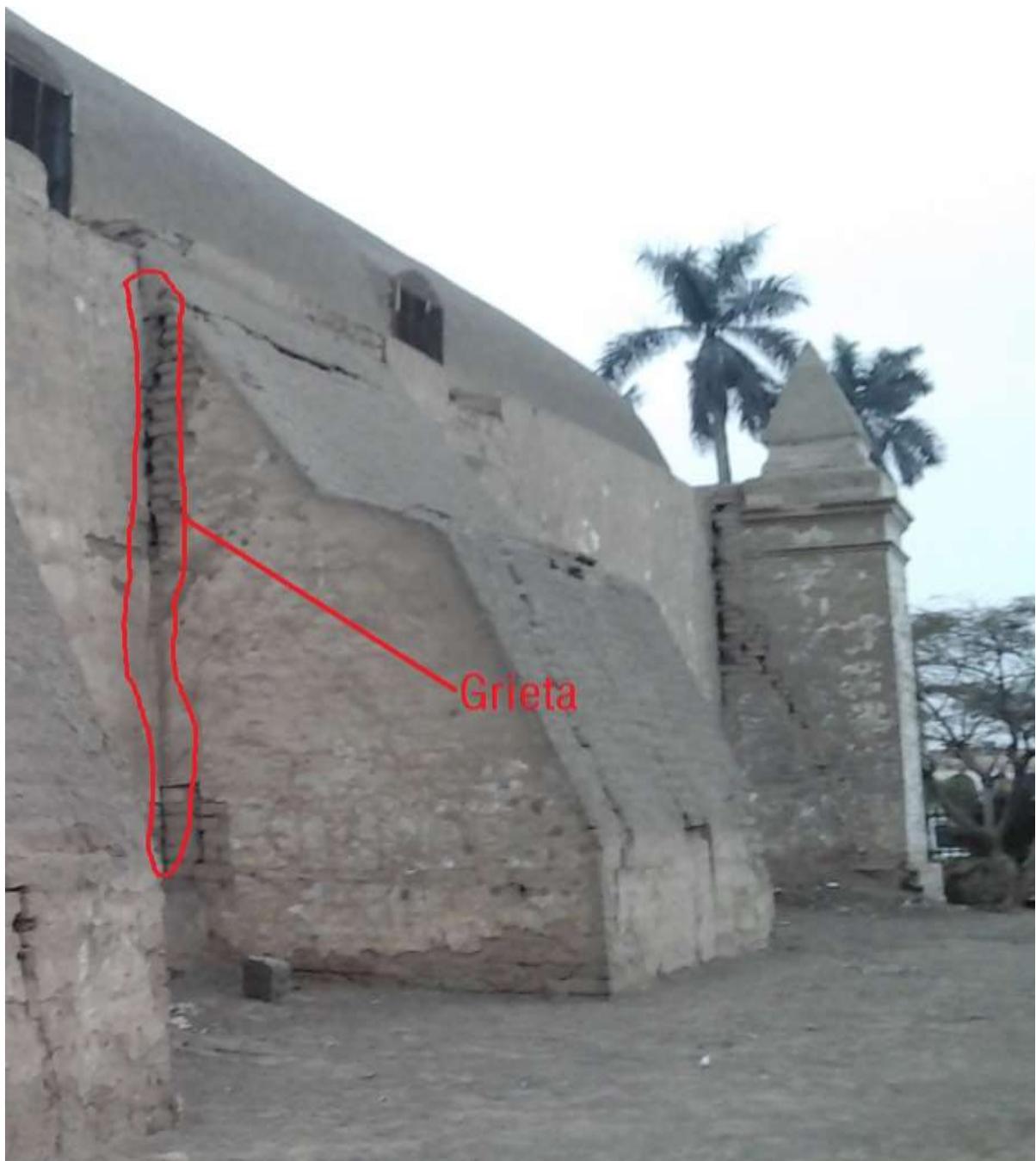


Ilustración 18: Fisura encuentro de muro contrafuerte



Ilustración 19: Fisura encuentro de muro con esquina

Lado posterior de la iglesia

Los muros perimetrales de la sacristía que se encuentra en la parte posterior de la iglesia presentan múltiples fisuras sobretodo en cambio de sentido de los muros. (Ilustraciones 20 al 22 muestran grietas en muros en lado posterior de la iglesia)



Ilustración 20: Fisura en muro lateral derecho de la sacristía

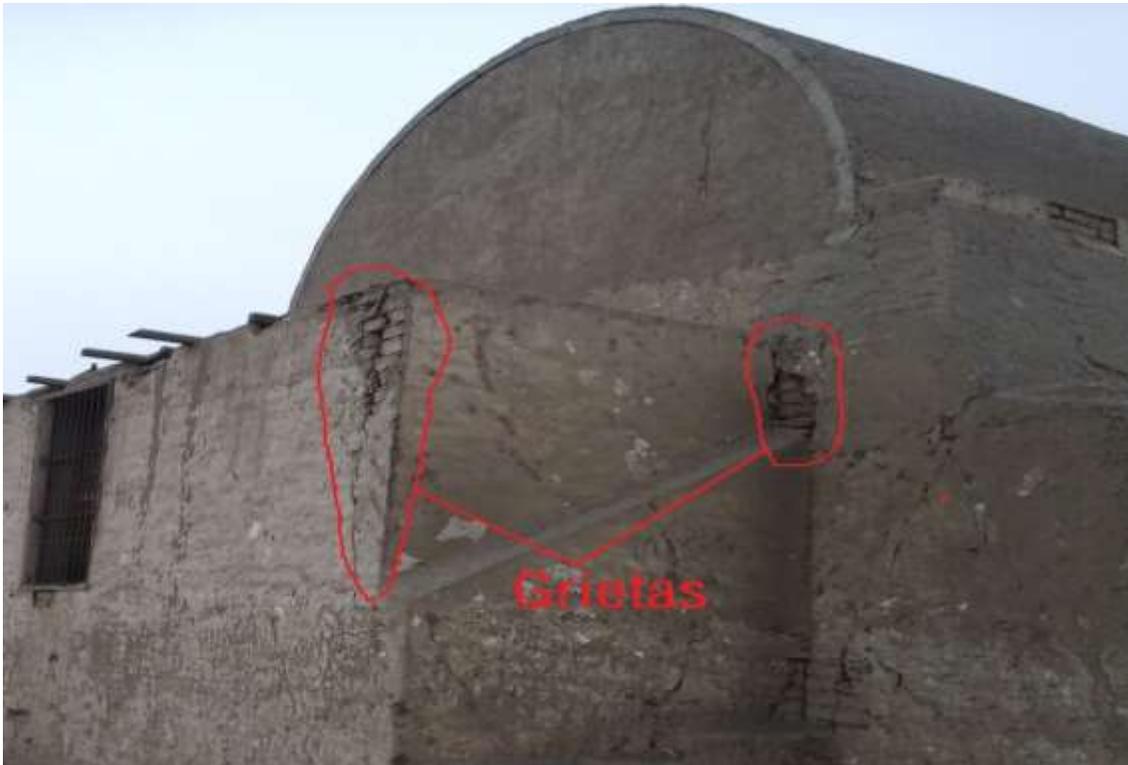


Ilustración 21: Fisuras en parte posterior de la iglesia



Ilustración 22: Fisuras en sacristía de la iglesia

Frente de la Iglesia

El frente de la iglesia no muestra daños ni grietas ver ilustración 22-A



Ilustración 22-A: Fachada de la iglesia sin daños superficiales

Interior de la iglesia

El interior de la iglesia no presenta daños, a excepción del coro que se encuentra en un estado irreparable debido al deterioro de sus materiales y que en la actualidad ha sido bloqueado para el acceso al público debido a miedo que este colapse. (Ilustración 22-B muestra el balcón del interior de la iglesia, zona no habilitada por deterioro de la madera)



Ilustración 22-B: Área del coro de la iglesia no habilitada

4.1.3 Análisis de Cargas en el modelo matemático

- **Cargas Muertas**

Se ha considerado un peso por volumen de la albañilería de 1690 Kg/m³, según ensayos del laboratorio (adjunto en anexos).

También se consideró un peso específico de 900 Kg/m³ (según referencia bibliográfica).

Por último se consideró un peso promedio de 296.45 Kg. Para la campana que tiene un diámetro de 0.8 m.

- **Cargas Vivas**

Por tratarse de un monumento histórico con gran cantidad de cargas muertas, las cargas vivas las hemos considerado de poca participación por lo que podemos utilizar el mínimo establecido por el Reglamento Nacional de Edificación.

- **Cargas de Viento**

No considerado en nuestro calculo.

A continuación se muestran ilustraciones 23 donde se muestra campanario de acero de la iglesia



Ilustración 23: Vista de la campana de la iglesia

- **Cargas Sísmicas**

Esta cargas se analizaran según las disposiciones de la norma E-030 (norma sismorresistente).

4.1.4 Propiedades de los Materiales

Tabla 4: Propiedades mecánicas de los materiales

Materiales	E (Kg/cm²)	Módulo de Poisson	Peso Específico (Kg/m³)
Muro de adobe	705	0.29	1690
Quincha (bóveda)	5500	0.20	900
Madera	95000	---	700

Fuente: Datos ensayados en laboratorio

4.1.5 Esfuerzos admisibles de los materiales

4.1.5.1 Esfuerzos Admisibles para los muros de Adobe

Según la Norma E-080, norma de adobe nacional, los esfuerzos admisibles para la albañilería de adobe son:

- Resistencia a compresión de la unidad (f_o)
 $f_o = 12 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión de la albañilería (f_m)
 $f_m = 2 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión por aplastamiento
 $= 1,25 f_m \text{ kg/cm}^2 = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión de la albañilería (f_m)
 $f_m = 2 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al corte de la albañilería (V_m)
 $V_m = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

En el caso de los muros de adobe también hay que tomar en cuenta su esbeltez donde en la norma E 080, en el capítulo 6.4 nos muestra una tabla la cual indica que tipo de arriostre y refuerzos obligatorios que debe tener cualquier muro de adobe en función de su esbeltez para garantizar su estabilidad.

En el caso particular de la iglesia San Pedro de Carabayllo se encuentra en el rango de $8 \leq \lambda \leq 9$, el cual nos indica que obligatoriamente sus muros deberían usar vigas soleras, elementos de refuerzos horizontales y verticales en toda su longitud.

4.1.5.2 Esfuerzos Admisibles de la Quincha.

En la actualidad hay varios ensayos y estudios sobre paneles de quincha prefabricados en el cual se muestran sus propiedades mecánicas y esfuerzos admisibles, sin embargo para el caso particular de la cúpula de la iglesia San Pedro de Carabayllo, según los estudios de campo, se ha podido verificar que está compuesto por arcos de madera espaciado aproximadamente 30-50 cm, con una sección transversal de 20 x 25 cm. Y se encuentran cubiertos superficialmente por una torta de barro y caña e interiormente se encuentra revestido por tablones de madera. Para en análisis estructuras se considerado los recubrimientos interiores y exteriores como cargas por lo tanto se ha tomado como elemento estructural solo los arcos de madera y se ha modela como un elemento tipo Shell al cual se le ha dado un espesor equivalente y se ha tomado las propiedades mecánicas y esfuerzos admisibles correspondientes a la categoría "C" según la norma E-010, norma nacional de madera.

- Esfuerzo admisibles a la flexión (f_m)

$$f_m = 100 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la Tracción paralela (f_t)

$$F_t = 75 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la compresión paralela ($f_c//$)

$$f_c// = 80 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la compresión perpendicular ($f_c \perp$)

$$f_c \perp = 15 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles al corte paralelo (f_v)

$$f_v = 8 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.5.3 Esfuerzos Admisibles de la madera.

Las vigas de maderas encontradas en la iglesia de encontraban en buen estado, aparentemente han sido cambiadas en alguna reparación pasada, por lo que se considerara en este análisis dentro de la clasificación "B", dentro de la norma E-010.

- Esfuerzo admisibles a la flexión (f_m)

$$f_m = 150 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la Tracción paralela (f_t)

$$F_t = 105 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la compresión paralela ($f_c //$)

$$f_c // = 110 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles a la compresión perpendicular ($f_c \perp$)

$$f_c \perp = 28 \text{ kg/cm}^2$$

- Esfuerzo admisibles al corte paralelo (f_v)

$$f_v = 12 \text{ kg/cm}^2$$

4.1.6 Condiciones del Suelo

EL suelo sobre el cual está construida la iglesia San Pedro de Carabayllo pertenece a los abanicos de deyección del Rio Chillón donde los sedimentos de este son más finos y las gravas son de origen volcánico. El perfil estratigráfico de esta zona presenta un estrato superficial de material fino, limo arcilloso y arenas limosas o arcillosas, cuyo espesor varía entre 3.0 y 10.0 m, por debajo del cual se encuentra la grava aluvial del conglomerado de los conos de deyección. El estrato portante para las cimentaciones convencionales será el material fino superficial, cuyas características de resistencia y compresibilidad son menos favorables que las del conglomerado.

Los períodos predominantes varían entre 0.3 y 0.5 segundos. Suelo medianamente rígido, se esperan amplificaciones moderadas en períodos bajos e intermedios.

El factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es $S = 1.2$ y el periodo natural del suelo es $T_p = 0.6$ segundos, correspondiendo a un suelo tipo 2 de la norma sismo resistente peruana. La capacidad portante promedio para esta zona es menor que 2kg/cm^2 .

4.1.7 Modelo estructural

En las últimas décadas el avance en el análisis de este tipo de estructuras ha sido importante. Sin embargo, la preparación de un modelo analítico para estructuras tales como la iglesia San Pedro de Carabayllo presenta algunas dificultades. Debido a que esta tiene una arquitectura antigua se hace difícil distinguir los elementos estructurales de los elementos decorativos de la misma. Por otro lado no siempre se puede obtener testigos de todos los materiales empleados y en consecuencia la información de las propiedades de los materiales es imperfecta y relativa. Generalmente, los análisis lineales permiten tener una idea aproximada del estado de esfuerzos por cargas de gravedad y para la acción sísmica apenas tener una idea cualitativa del comportamiento de la estructura.

Para el análisis de esta estructura se desarrolló un modelo de elementos finitos, que fueron procesados por el programa SAP2000.

Este modelo cuenta con 60 114 elementos solidos que fueron utilizados para modelar los bloques de adobe utilizados en los muros torre y campanario, también cuenta con 3993 elementos Shell que utilizaron para modelar la cúpula, 20 elementos frames para modelar las vigas de madera utilizadas en los techos del bautisterio, sacristía y campanario.

A continuación se presentan ilustraciones 24 al 27 isométricas de la estructura

**VISTAS DE LA ESTRUCTURA DE LA IGLESIA SAN PEDRO DE
CARABAYLLO DEL MODELAMIENTO MATEMÁTICO**

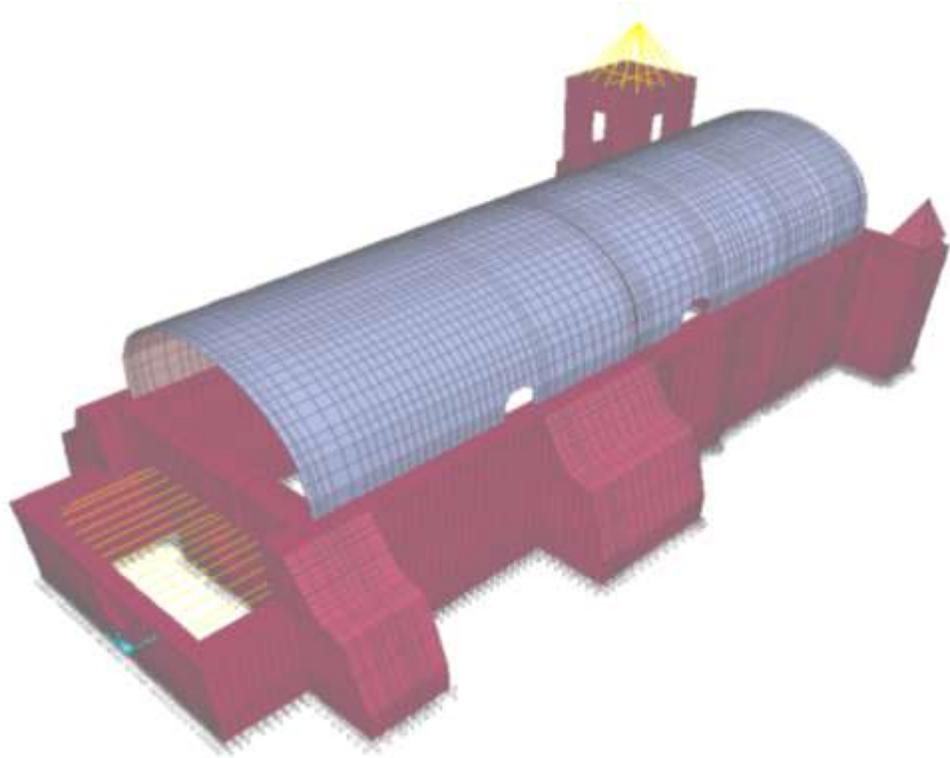


Ilustración 24: Modelo matemático lado izquierdo de la iglesia

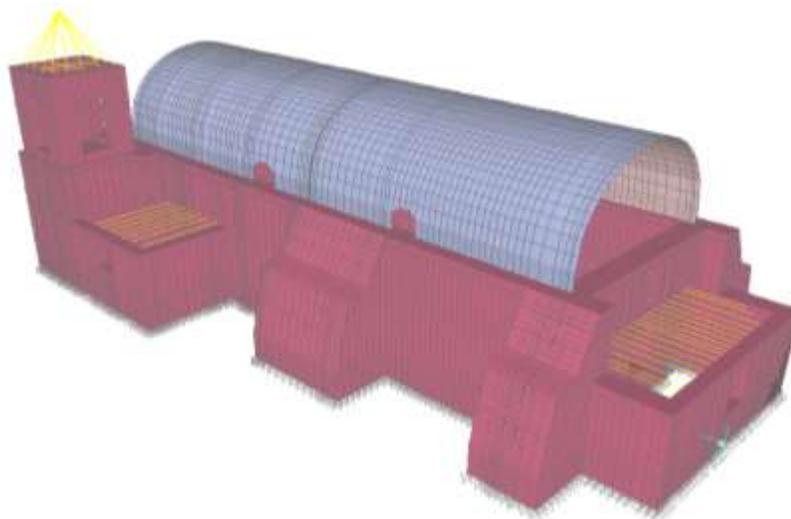


Ilustración 25: Modelo matemático lado derecho de la iglesia

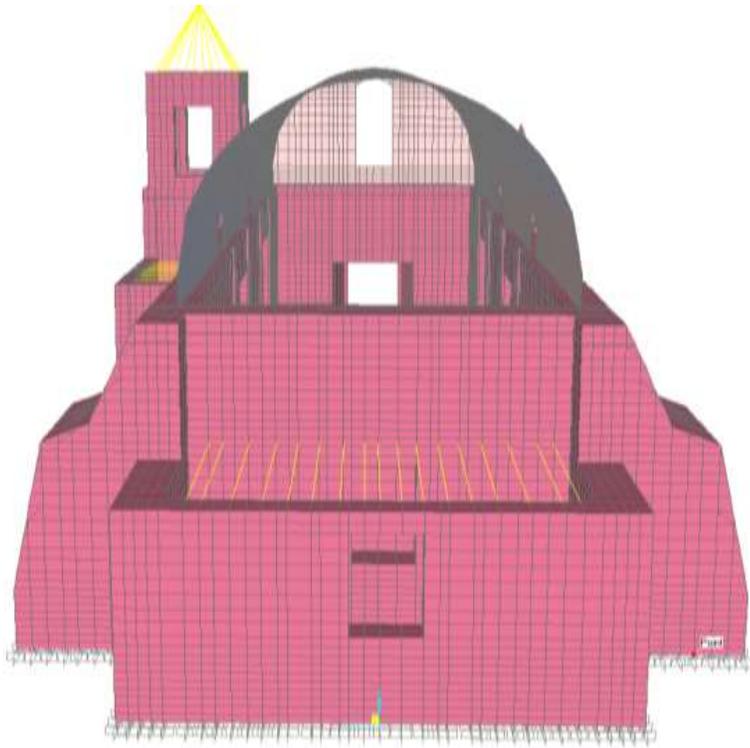


Ilustración 26: Modelo matemático, vista trasera

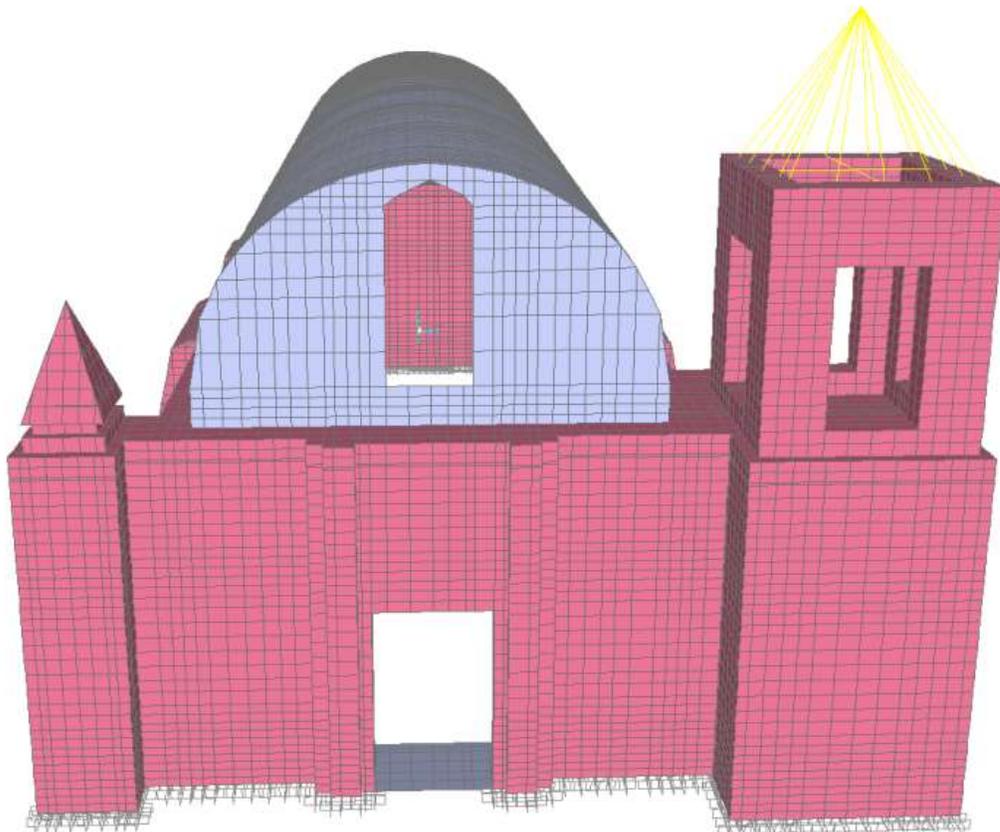


Ilustración 27: Modelo matemático, vista frontal

4.2.- Análisis e Interpretación de los resultados

4.2.1.- Análisis lineal estático

A continuación mostraremos las ilustraciones 28 al 59 cuyos resultados son del análisis lineal estático, donde se obtuvieron los siguientes valores: esfuerzos principales máximos y mínimos, esfuerzos cortantes máximos y deformaciones.

Análisis Lineal estático por peso propio.

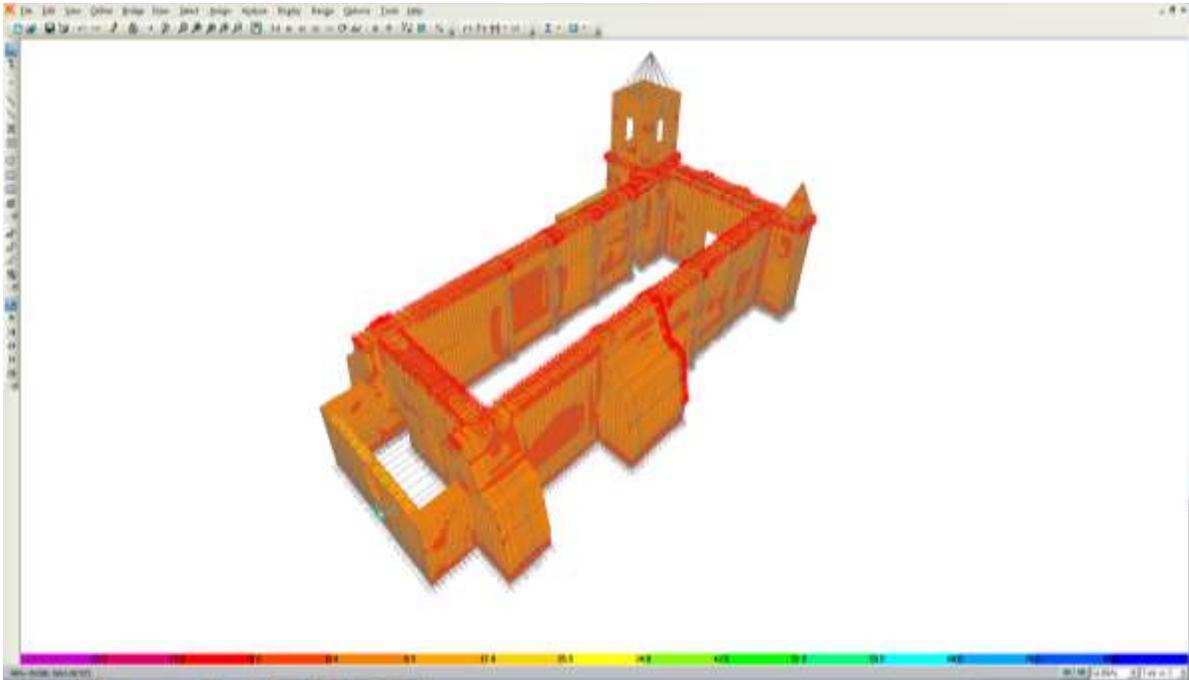


Ilustración 28: Esfuerzos principales máximos por peso propio (Tn/m²)

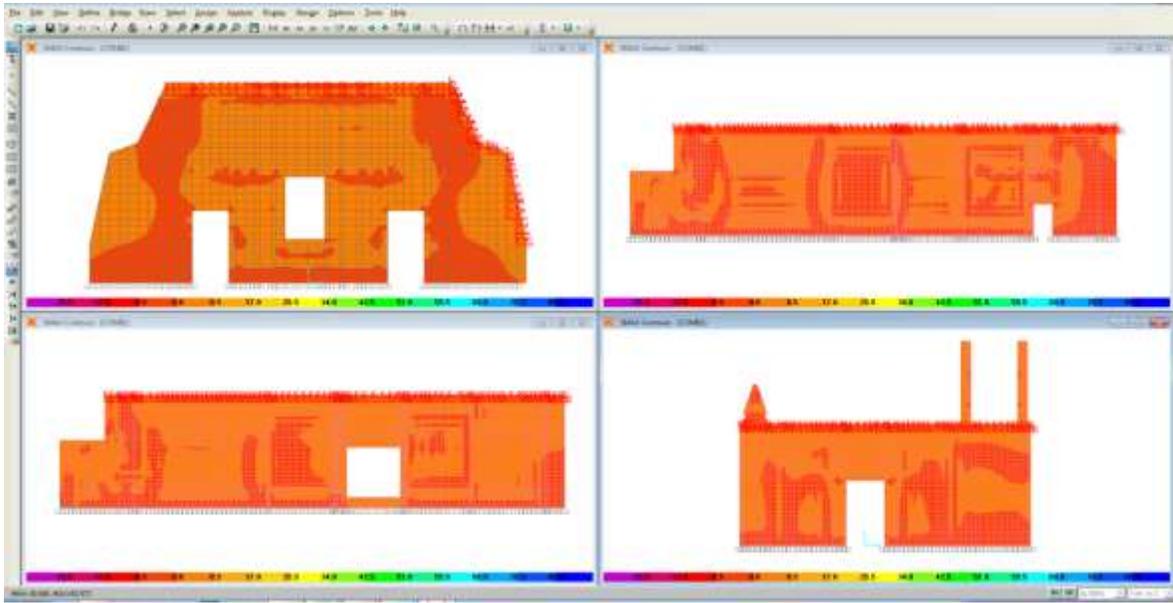


Ilustración 29: Esfuerzos principales máximos en muros por peso propio (Tn/m²)

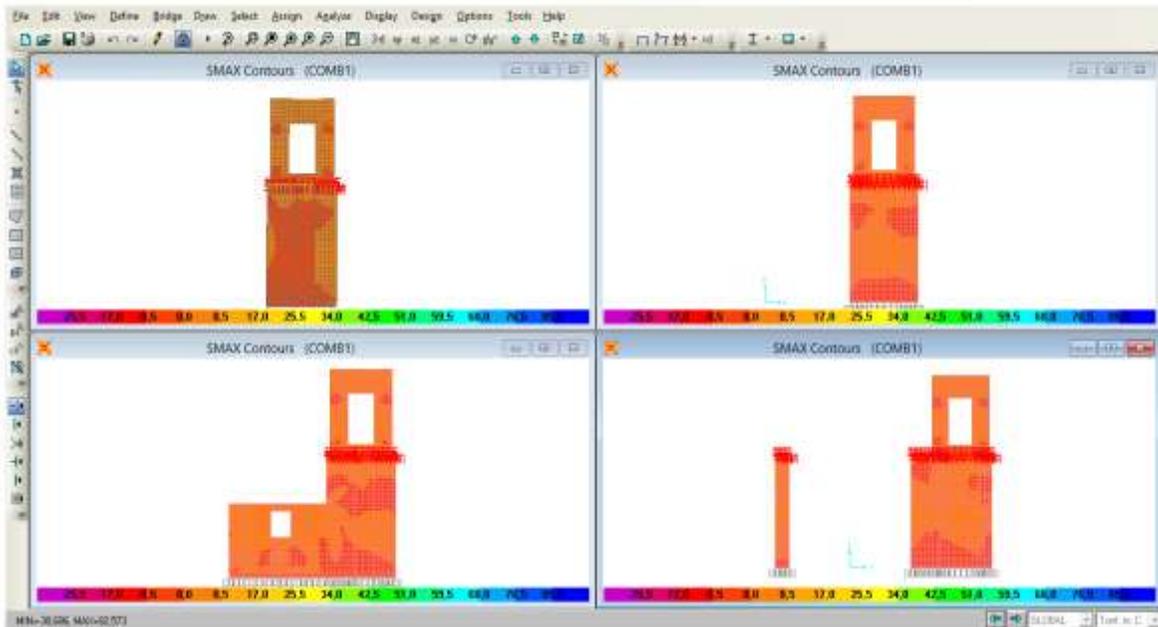


Ilustración 30: Esfuerzos principales máximo en campanario por peso propio (Tn/m²)

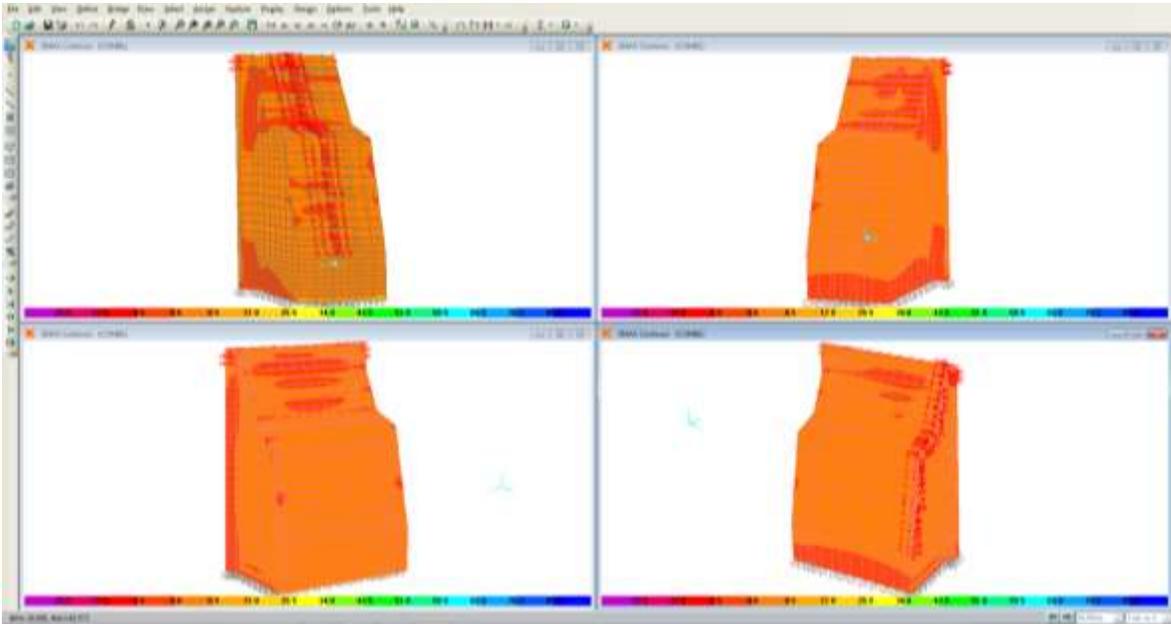


Ilustración 31: Esfuerzo principales máximos en contrafuerte por peso propio (Tn/m²)

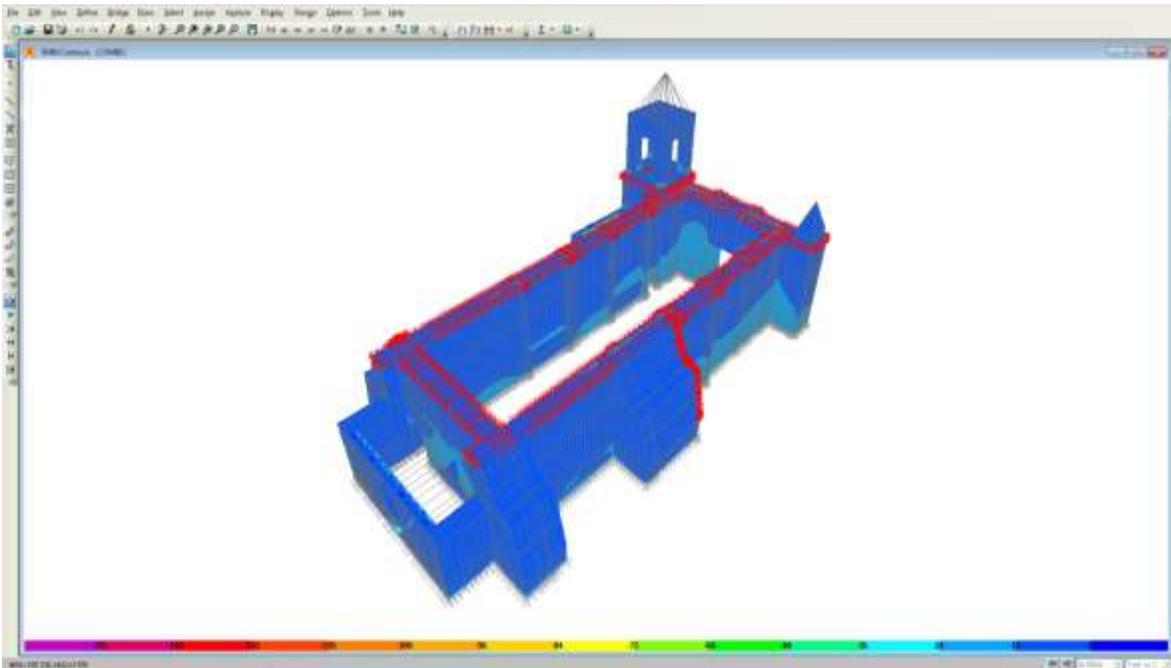


Ilustración 32: Esfuerzos principales mínimos (Muros, campanario, contrafuerte) por peso propio (Kg/cm²)

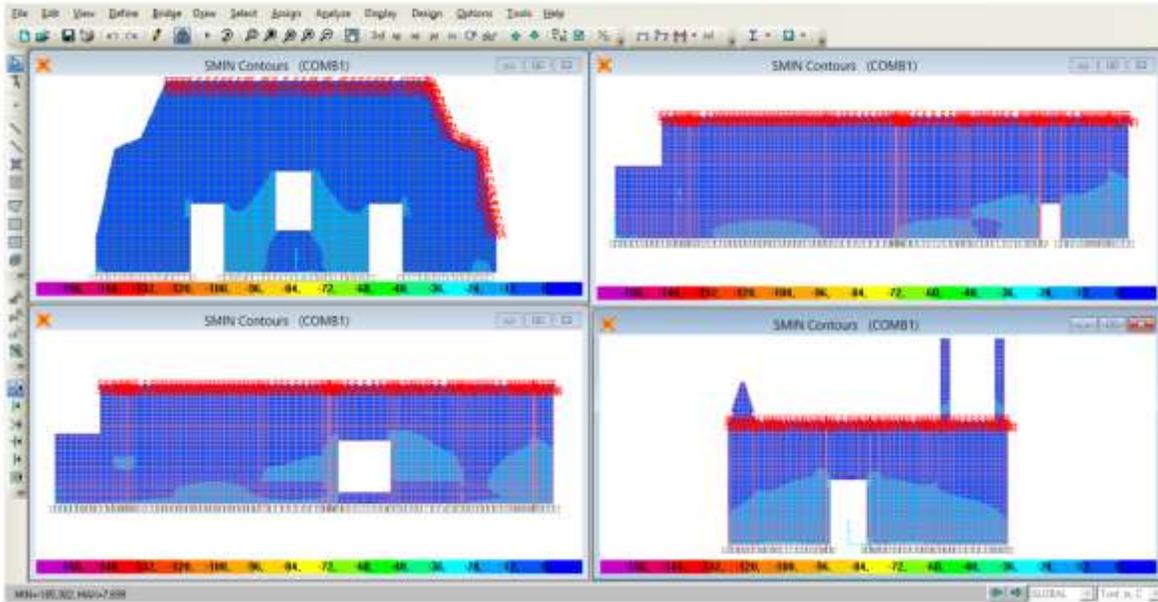


Ilustración 33: Esfuerzos principales mínimos en muros por peso propio (Tn/m^2)

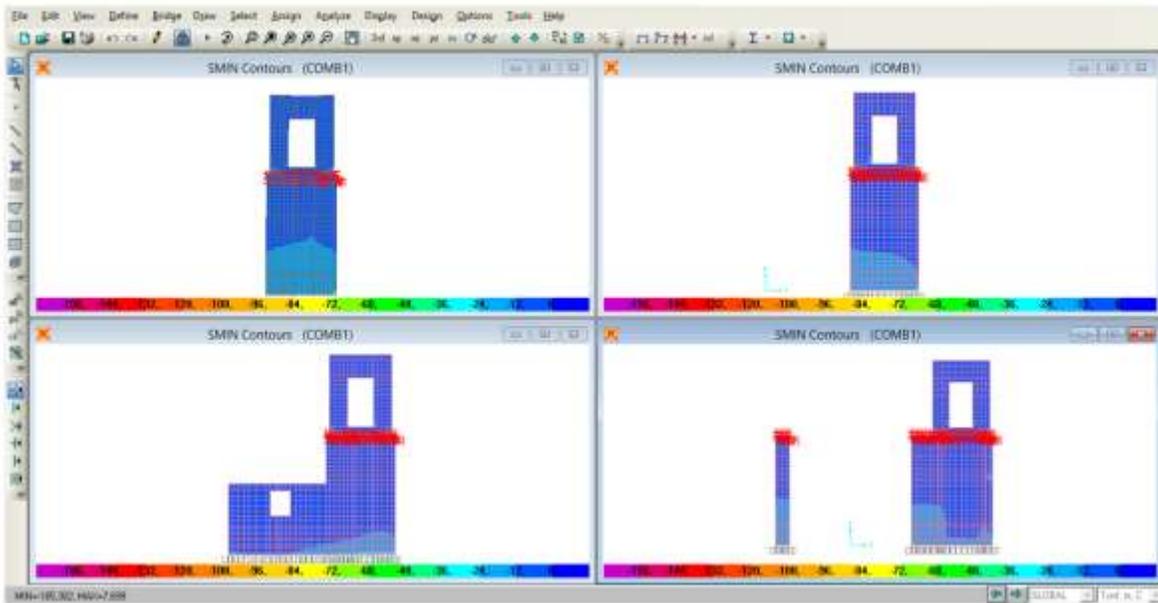


Ilustración 34: Esfuerzos principales mínimos en campanario

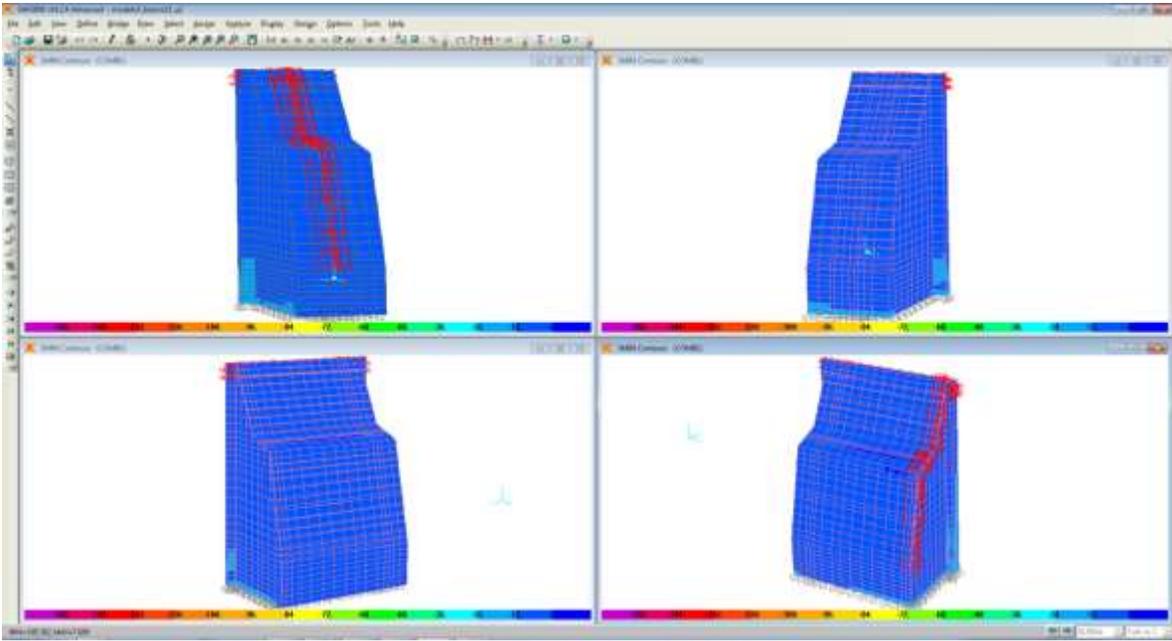


Ilustración 35: Esfuerzos principales mínimos en contrafuertes por peso propio (Tn/m²)

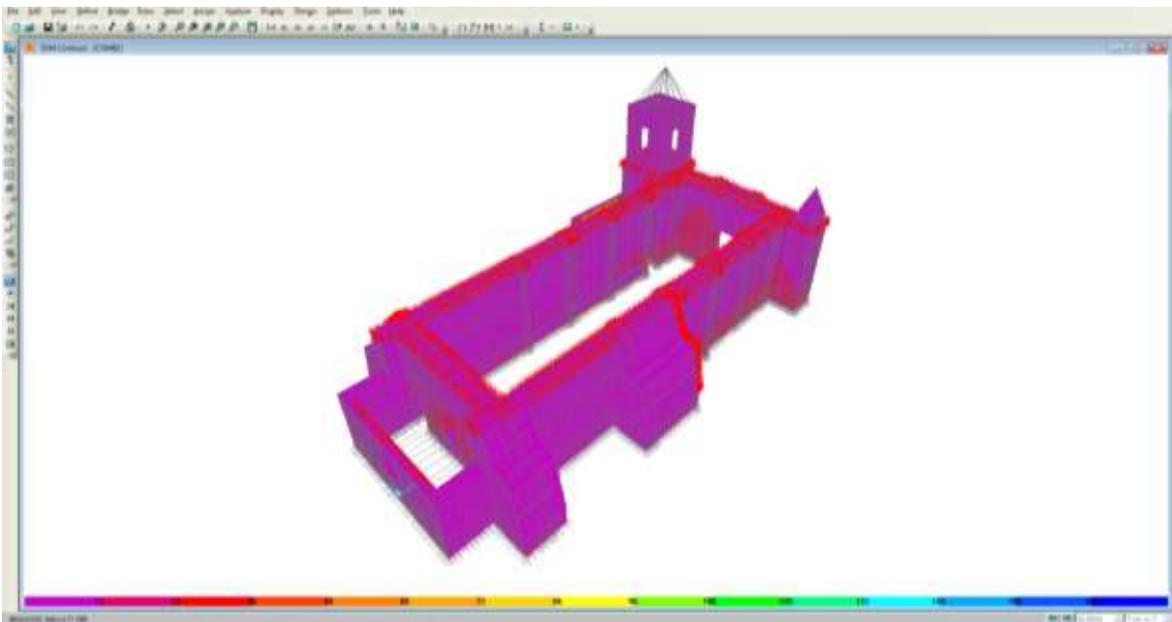


Ilustración 36: Esfuerzos de Von Mises (muros, campanario y contrafuerte) (Tn/m²)

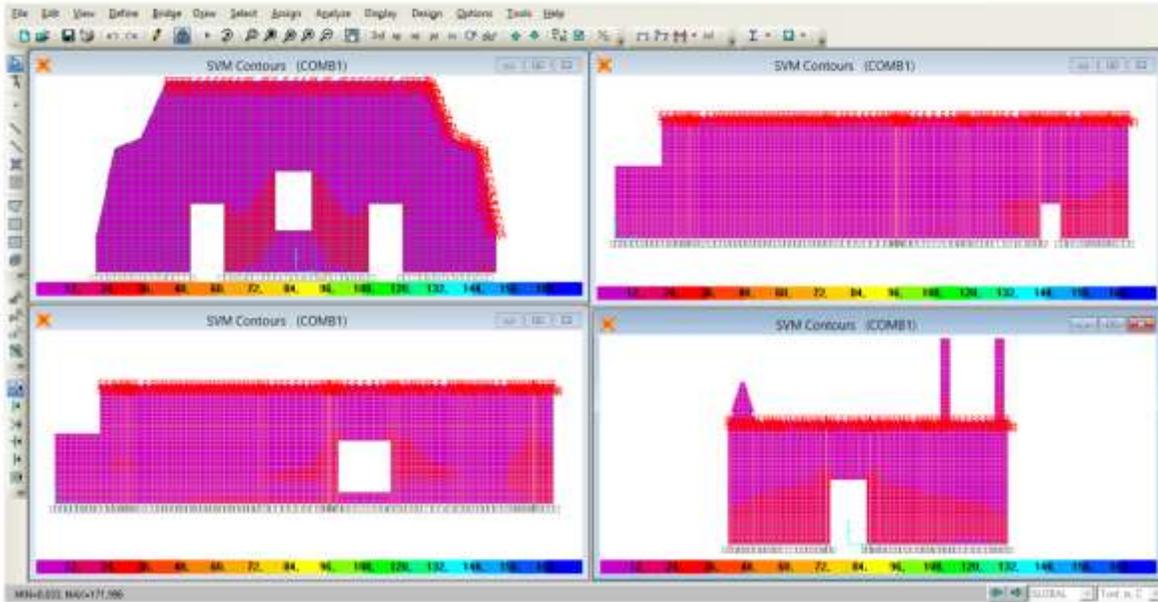


Ilustración 37: Esfuerzos de Von Mises en muros (Tn/m²)

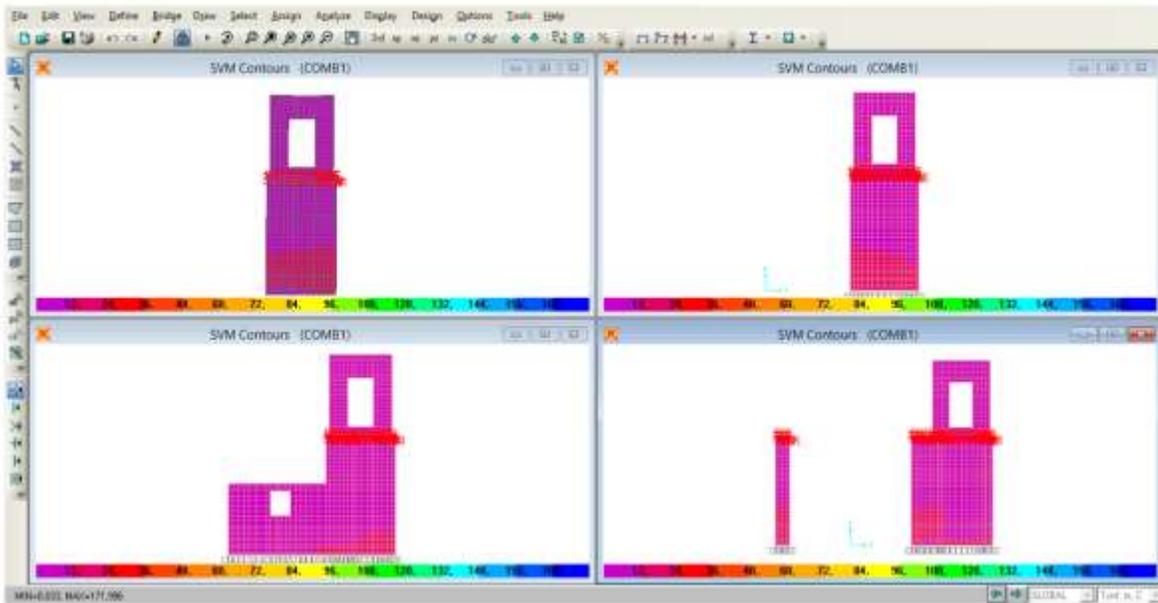


Ilustración 38: Esfuerzos de Von Mises en el campanario por cargas de gravedad (Tn/m²)

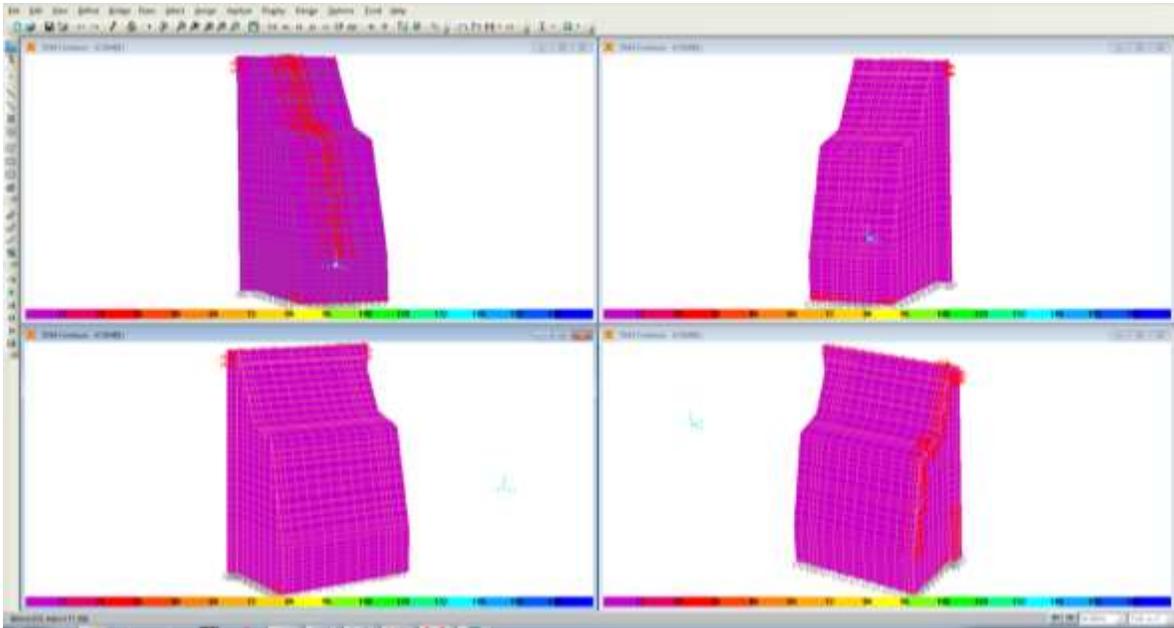


Ilustración 39: Esfuerzos de Von Mises en los contrafuertes por cargas de gravedad (Tn/m²)

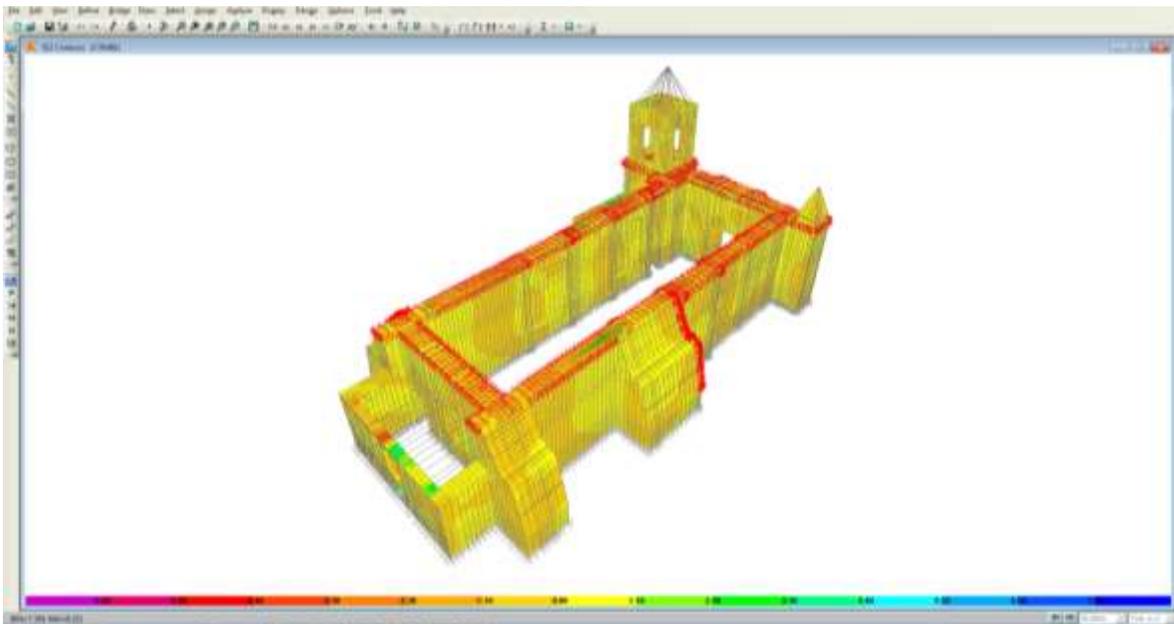


Ilustración 40: Esfuerzos cortantes S12 (muros, campanario y contrafuerte) (Tn/m²)

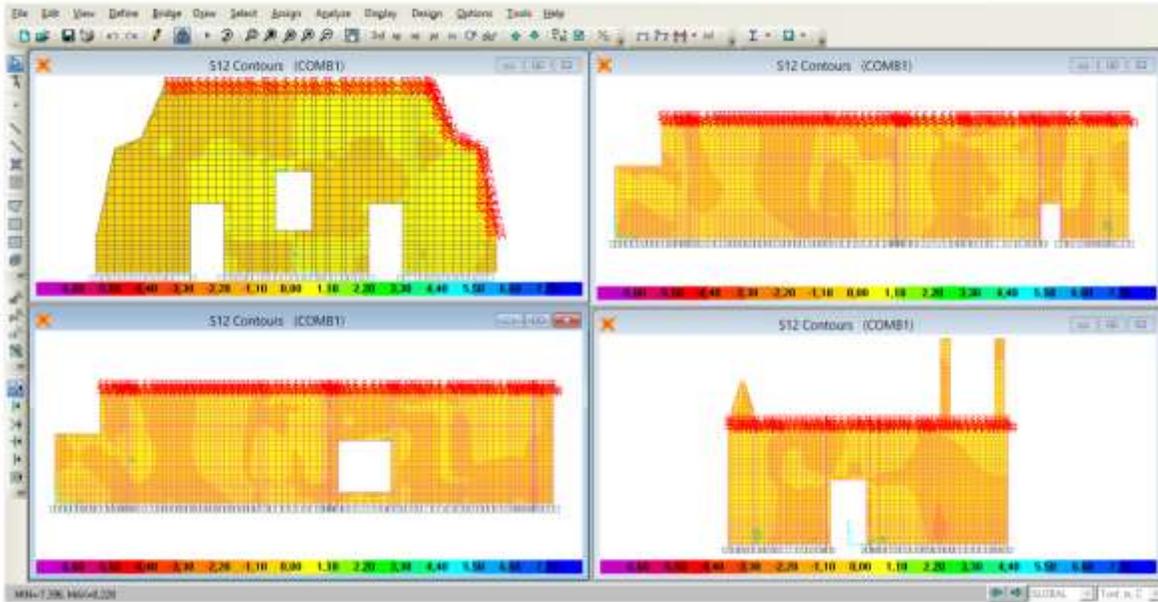


Ilustración 41: Esfuerzos cortante S12 en los muros por cargas de gravedad (Tn/m²)

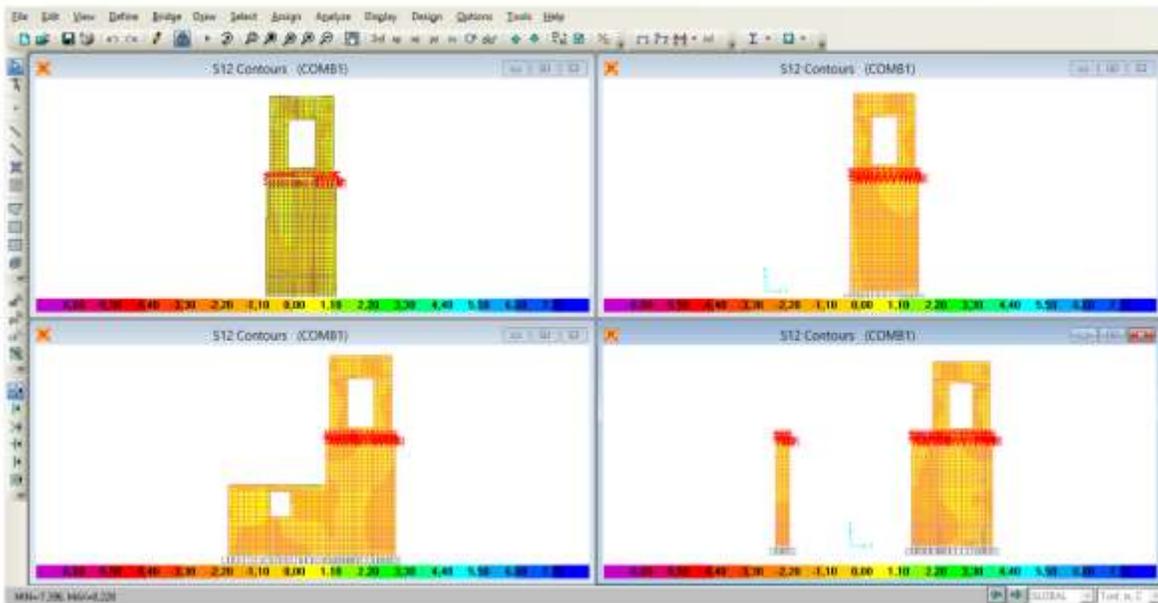


Ilustración 42: Esfuerzos cortantes S12 en el campanario (Tn/m²)

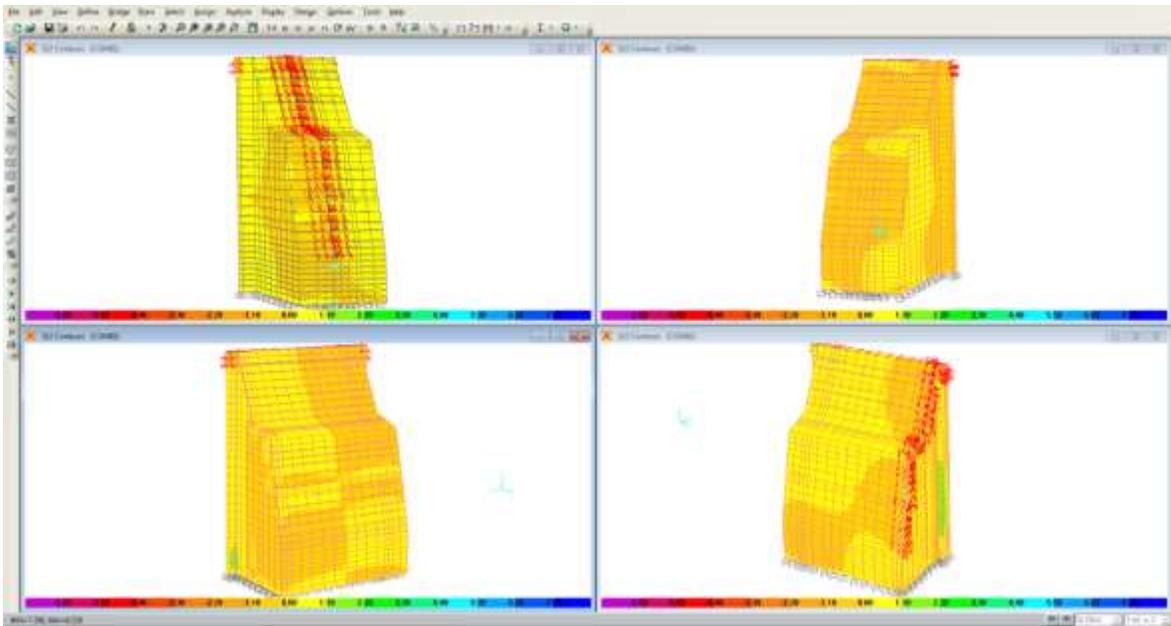


Ilustración 43: Esfuerzos cortante S12 en los contrafuertes (Tn/m^2)

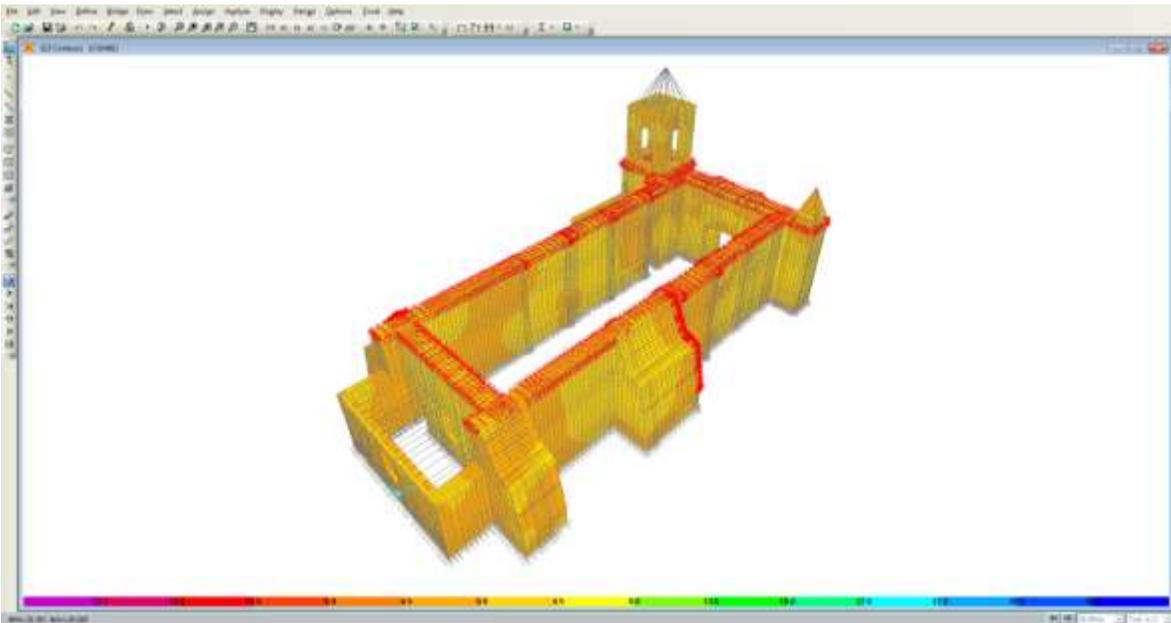


Ilustración 44: Esfuerzos cortantes S13 en muros, campanario y contrafuerte por cargas de gravedad (Tn/m^2)

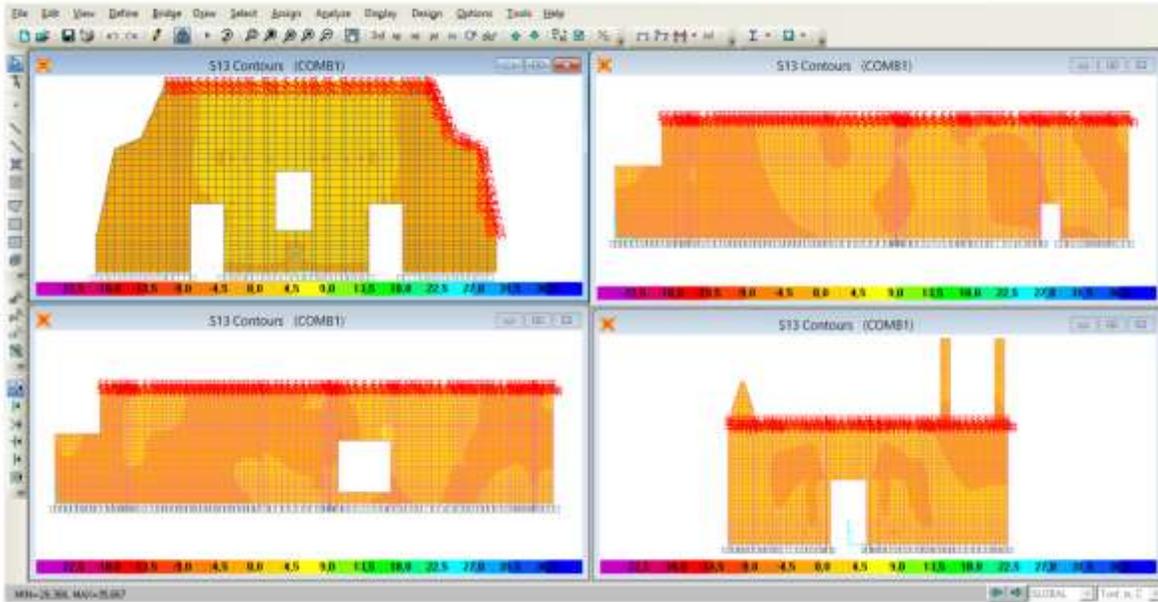


Ilustración 45: Esfuerzos cortantes S13 en los muros por cargas de gravedad (Tn/m²)

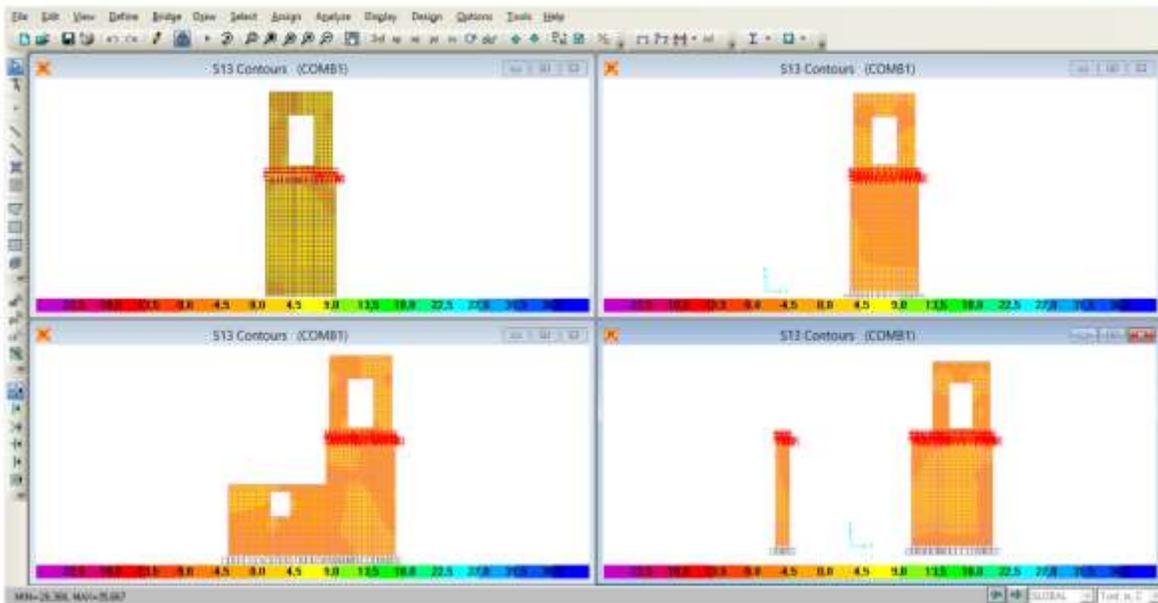


Ilustración 46: Esfuerzos cortante S13 en el campanario por cargas de gravedad (Tn/m²)

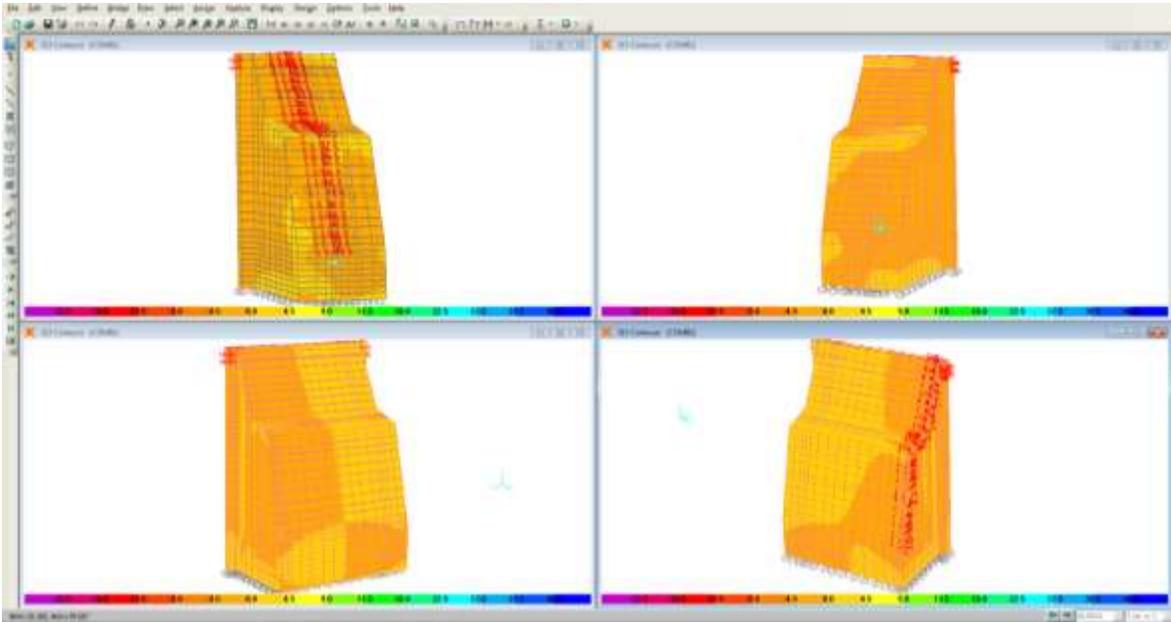


Ilustración 47: Esfuerzo cortante S13 en los contrafuertes por cargas de gravedad (Tn/m²)

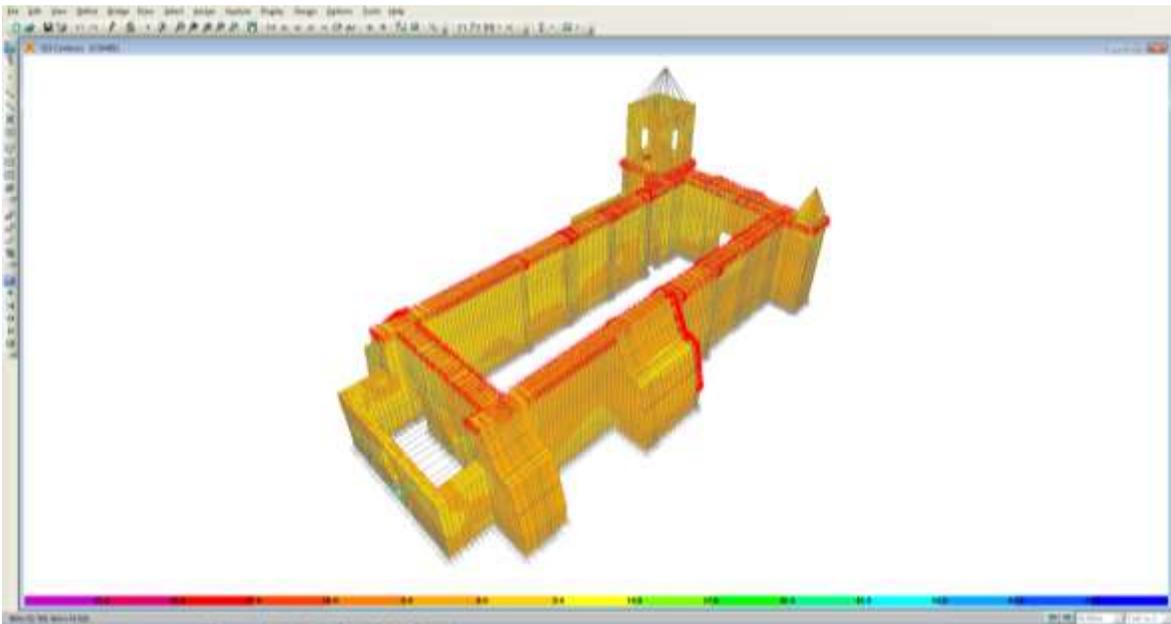


Ilustración 48: Esfuerzos cortantes S23 (muros, campanario y contrafuerte) (Tn/m²)

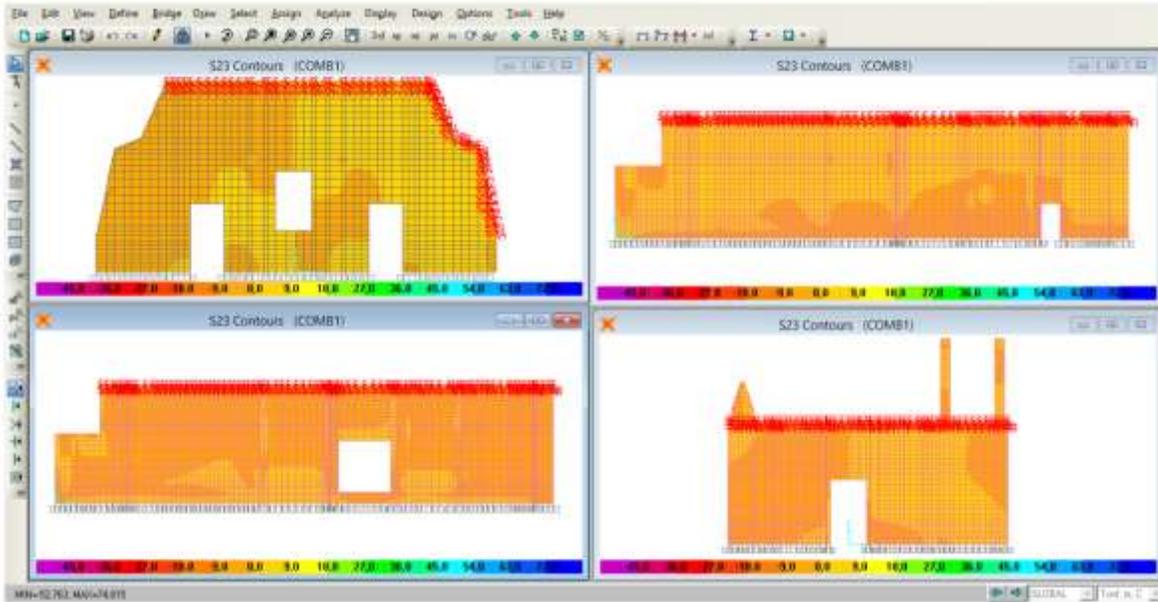


Ilustración 49: Esfuerzos cortante S23 en los muros (Tn/m2)

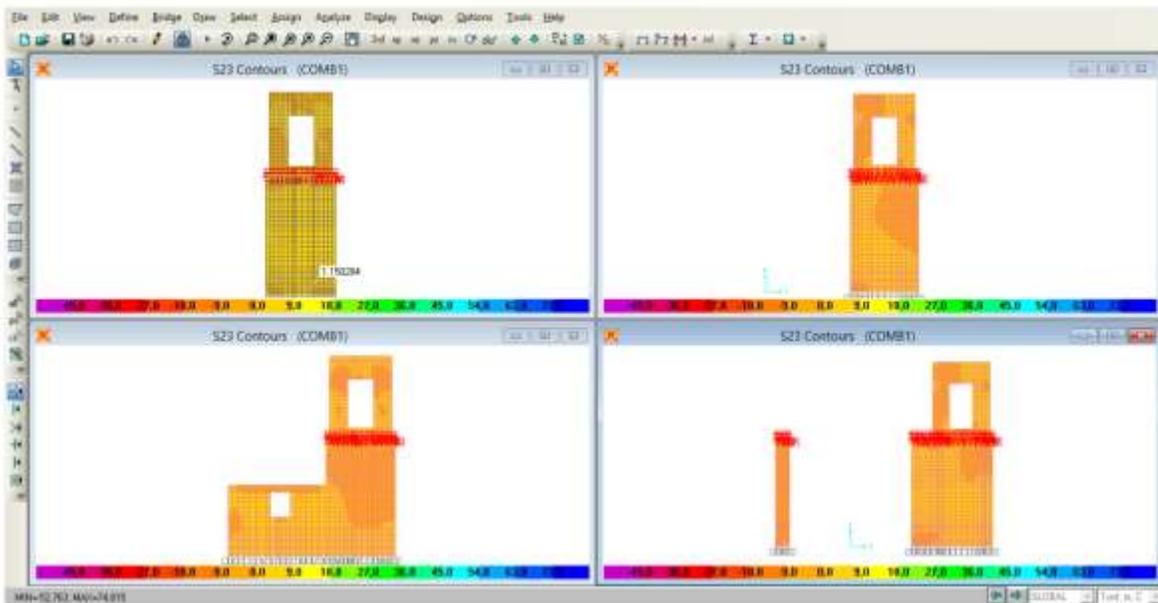


Ilustración 50: Esfuerzo cortante S23 en el campanario

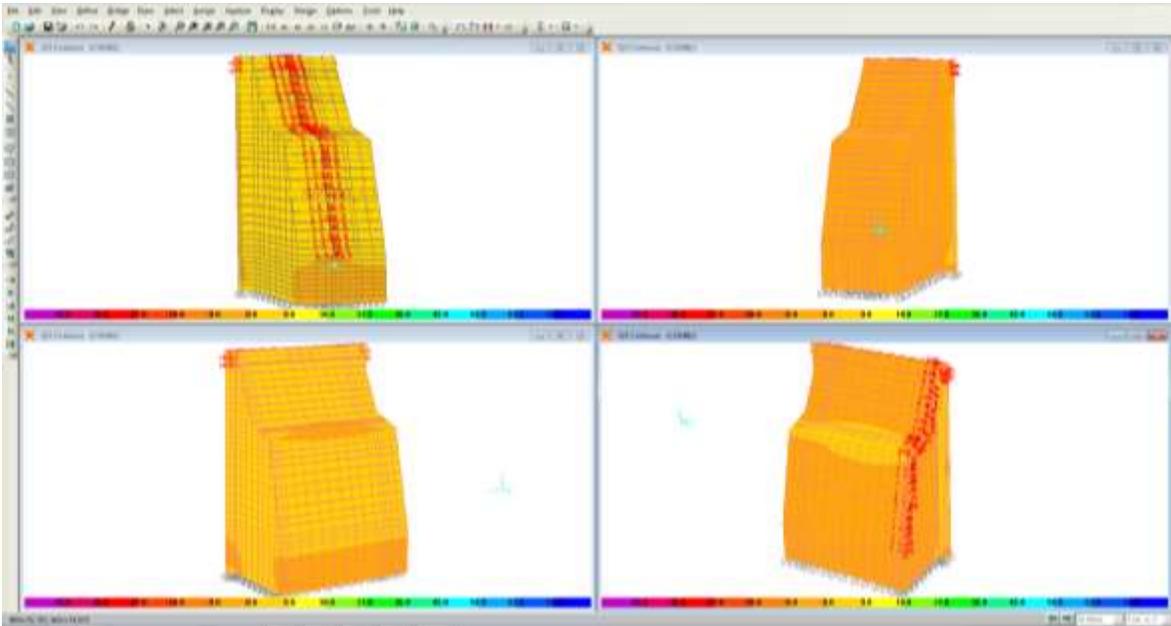


Ilustración 51: Esfuerzo cortante S23 en los contrafuertes

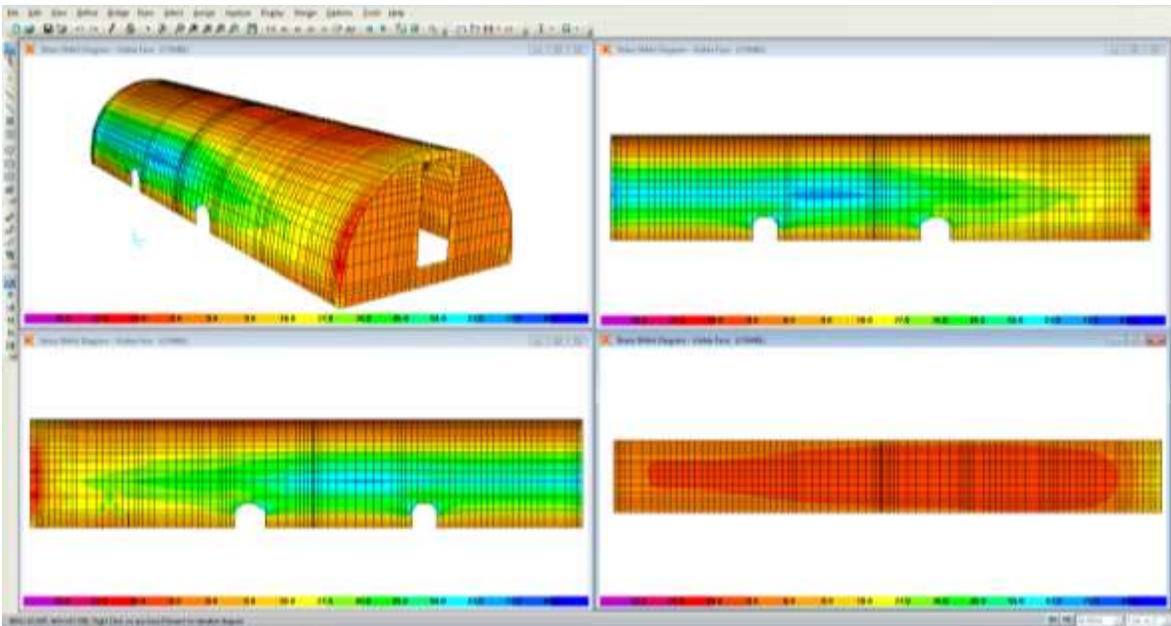


Ilustración 52: Esfuerzos principales máximos en la cúpula

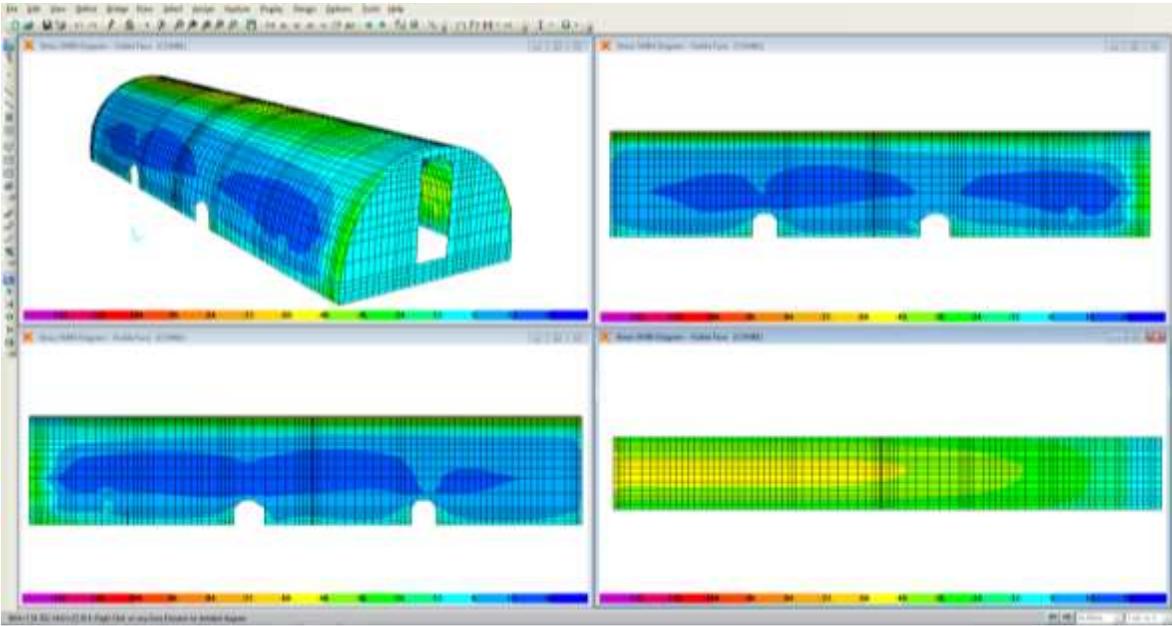


Ilustración 53: Esfuerzo principales mínimos en la cúpula

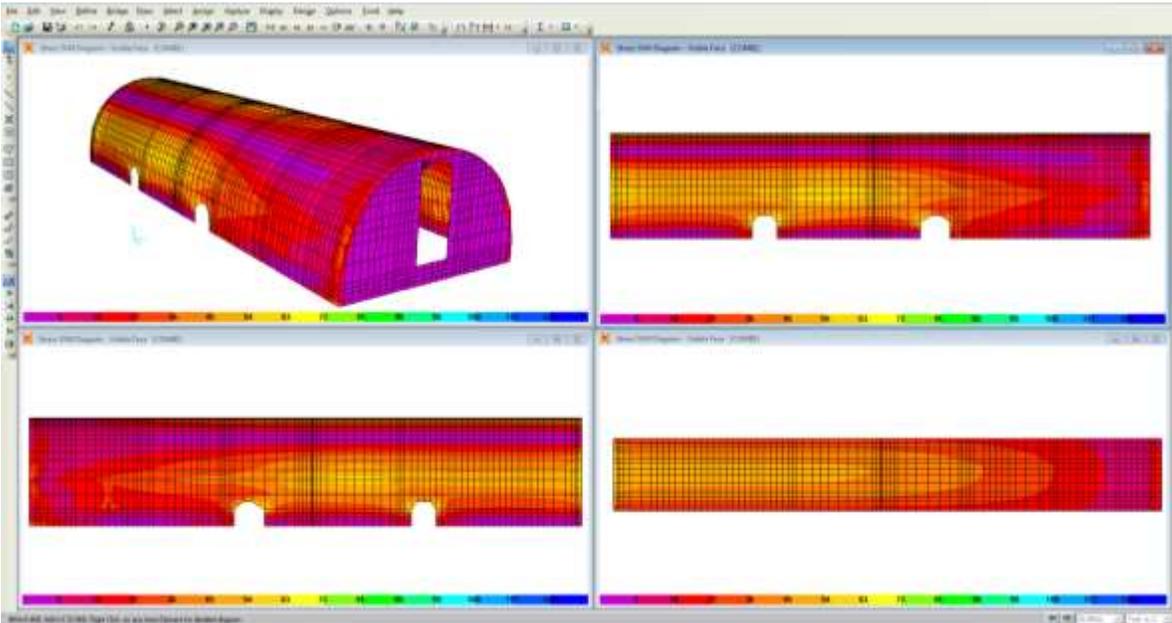


Ilustración 54: Esfuerzos de Von Mises en la cúpula

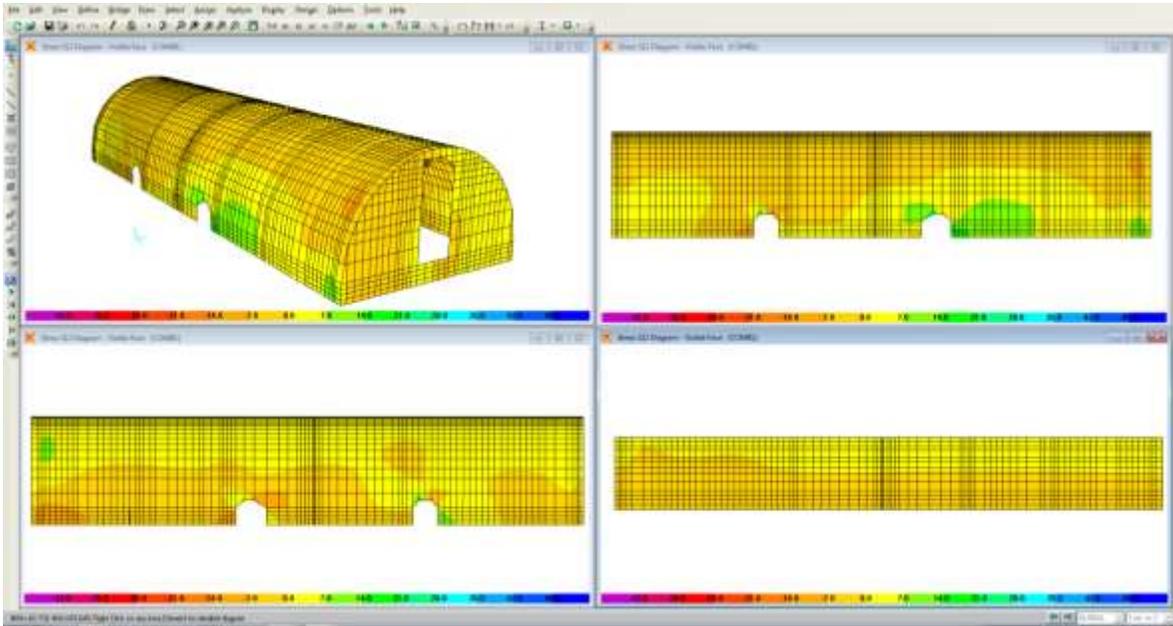


Ilustración 55: Esfuerzos cortantes S12 en la cúpula

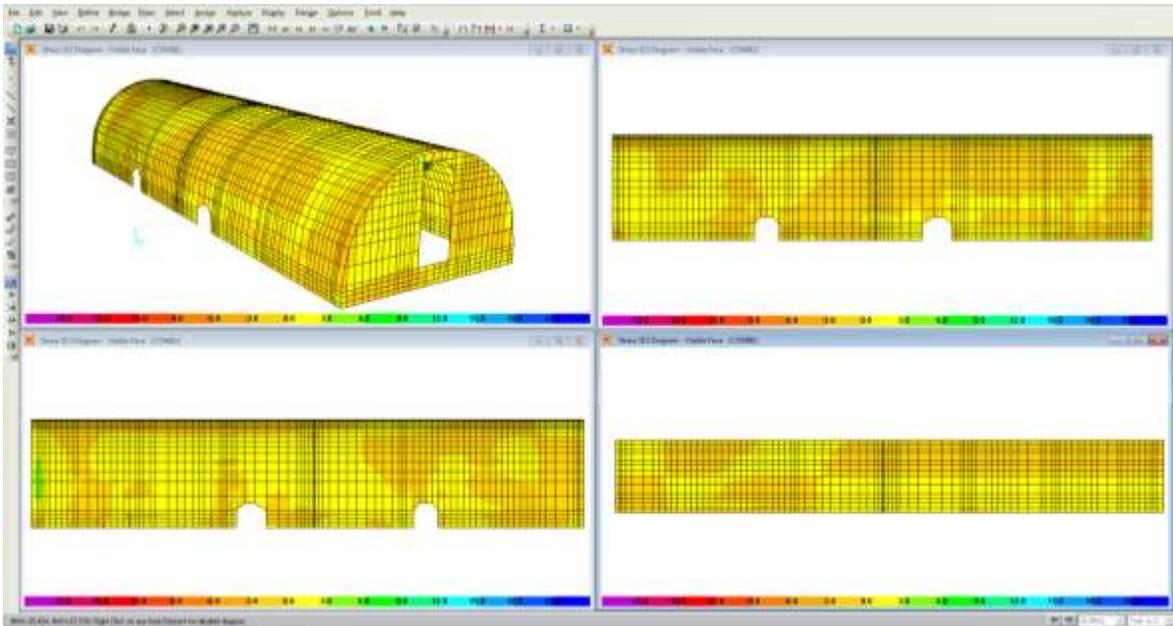


Ilustración 56: Esfuerzos cortantes S13 en la cúpula

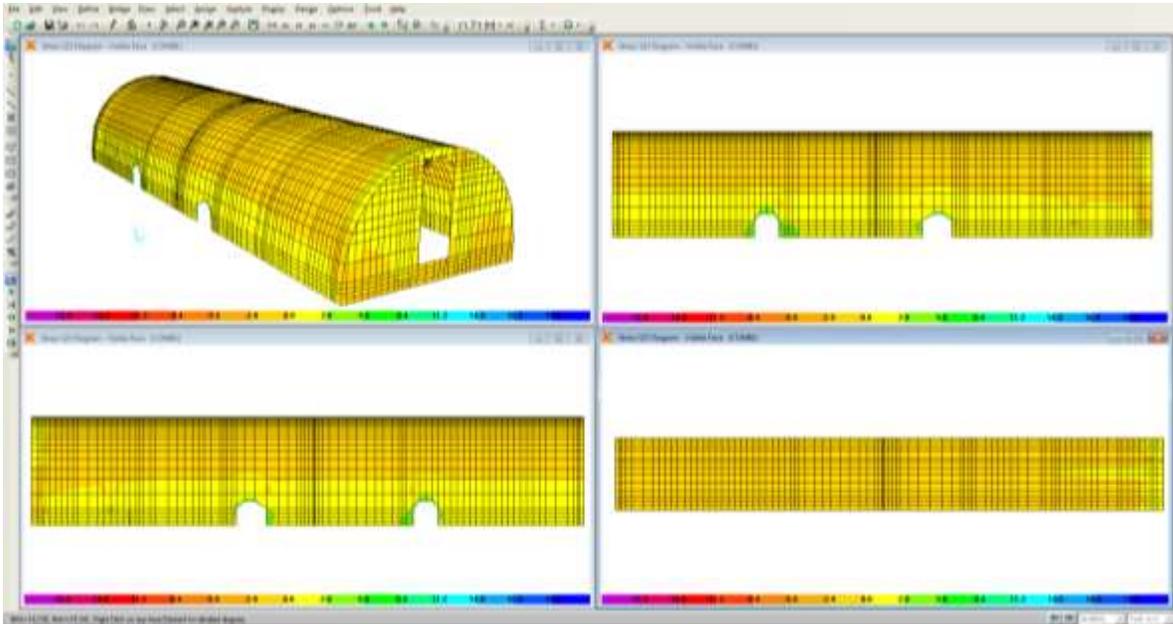


Ilustración 57: Esfuerzo cortante S23 en la cúpula

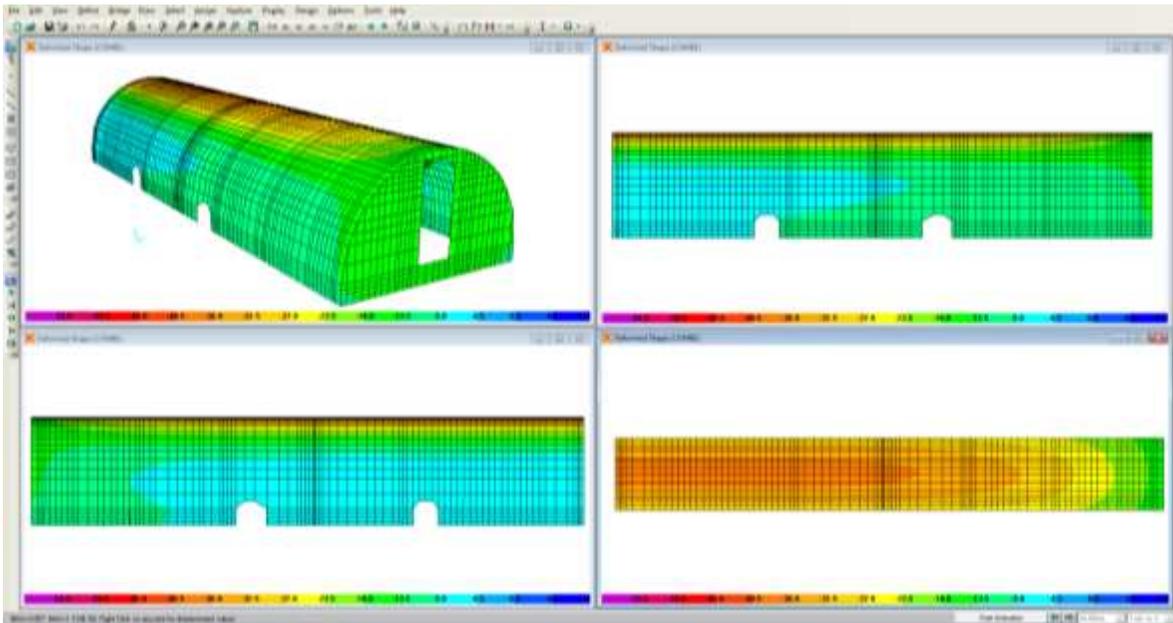


Ilustración 58: Desplazamientos en dirección Z (cv+cm)($d_{max}=0.0356m$)

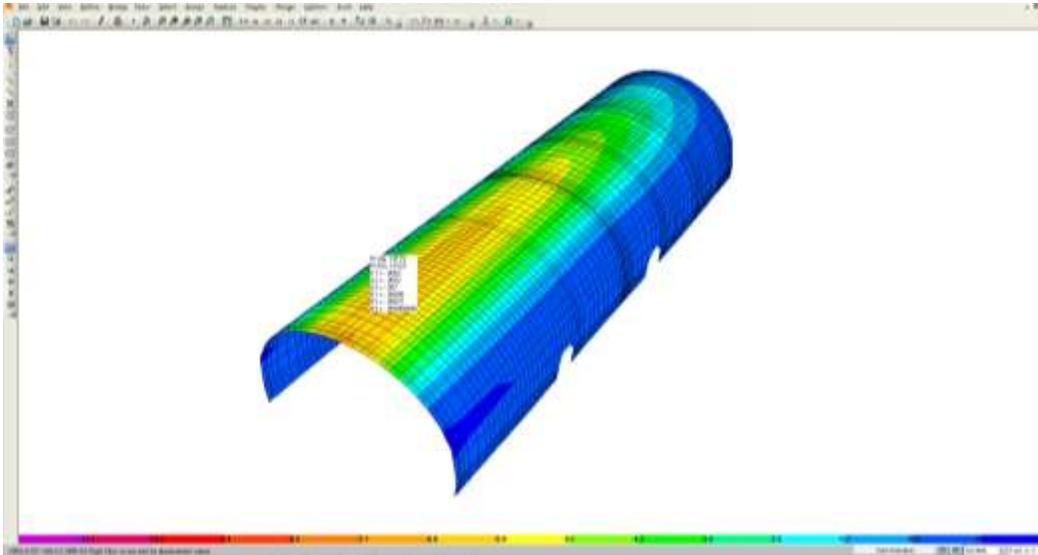


Ilustración 59: Desplazamiento en dirección Z (cv) (dmax=0.007m)

4.2.2.- Análisis dinámico lineal: Modos de Vibración

Según los lineamientos de la norma de diseño sismo resistente E.030, que forma parte del RNE, y considerando las cargas indicadas anteriormente se ha hecho el análisis modal de la estructura. Para el cálculo del peso de la estructura se ha considerado los lineamientos especificados en la norma para una edificación importante tipo B.

El programa SAP 2000 calcula periodos para cada modo de vibración de la estructura. En el análisis tridimensional se ha empleado la superposición de los modos de vibración representativos de la estructura siguiendo el criterio de combinación indicado por la norma E.030:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Para este análisis dinámico se procedió a calcular las primeras 12 formas de modo. En las siguientes ilustraciones 62 al 73 se apreciarán las deformadas para las diferentes formas de modo y sus respectivos periodos.

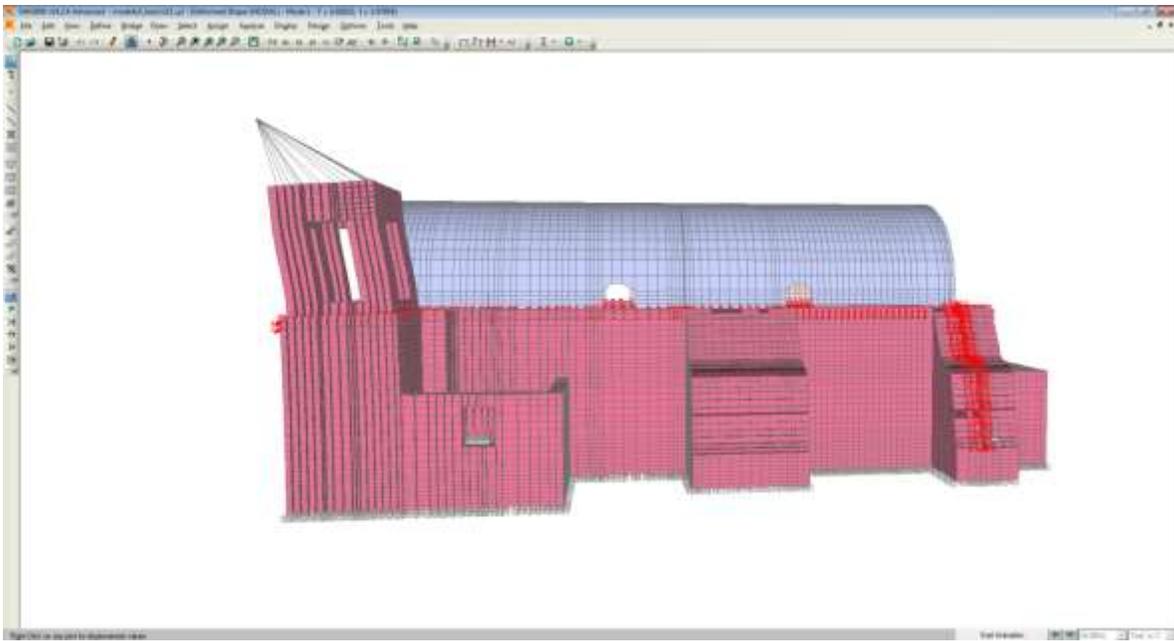


Ilustración 60: Primera forma de modo $T= 0.926$ s, $f= 1.079$ Hz)

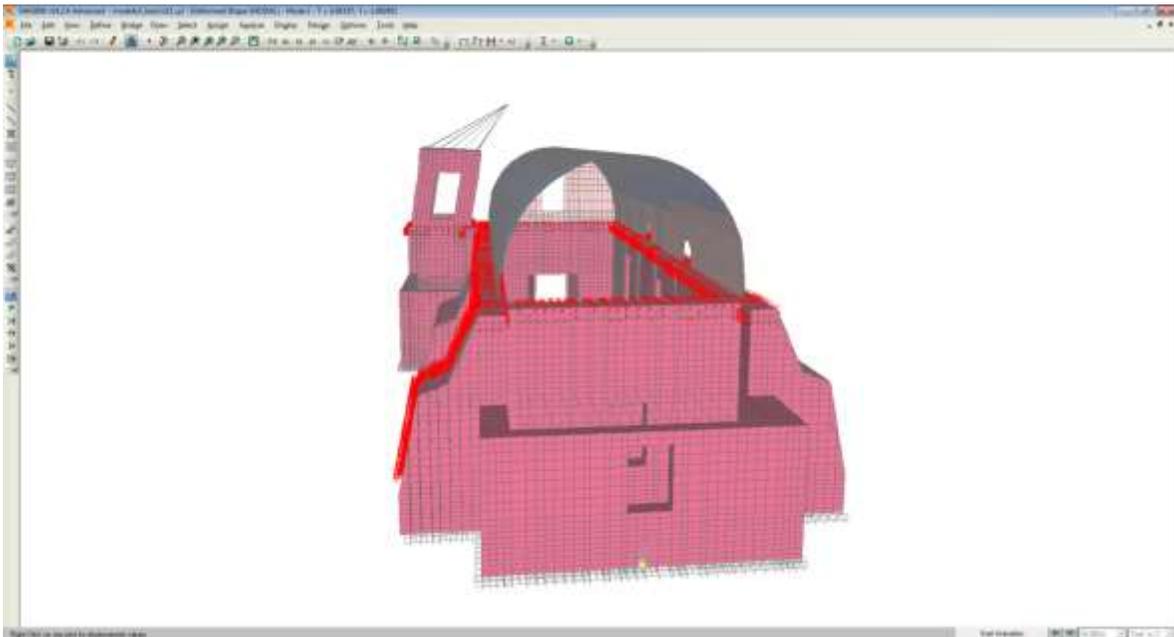


Ilustración 61: Segunda forma de modo $T=0.915$ s, $f=1.092$ Hz

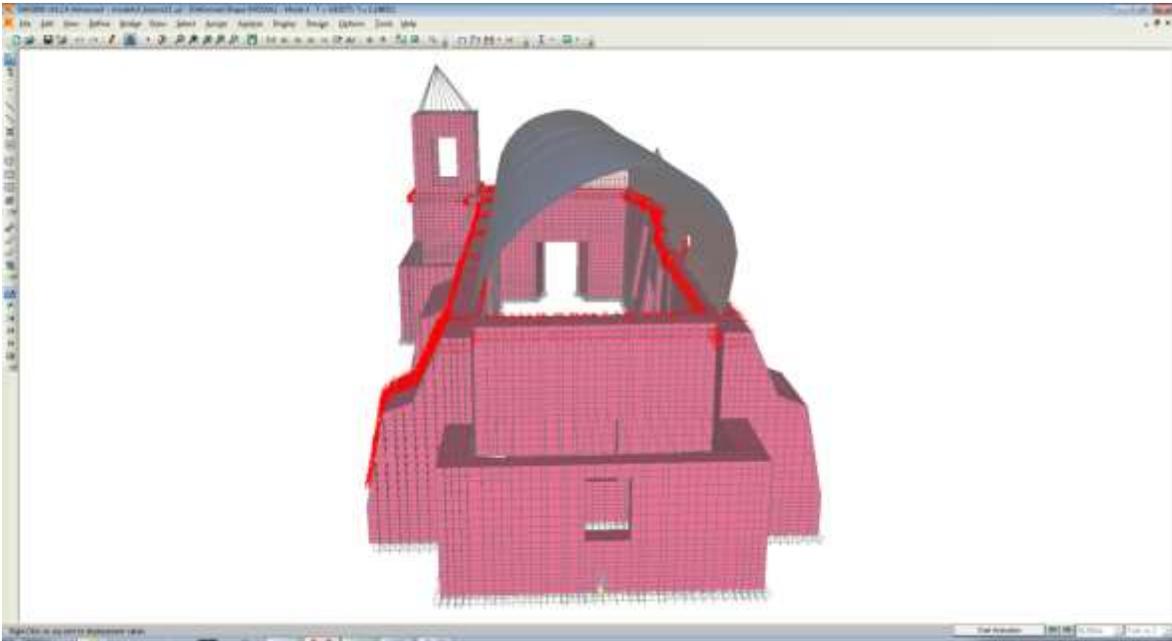


Ilustración 62: Tercera forma de modo $T=0.836$ s, $f= 1.197$ Hz

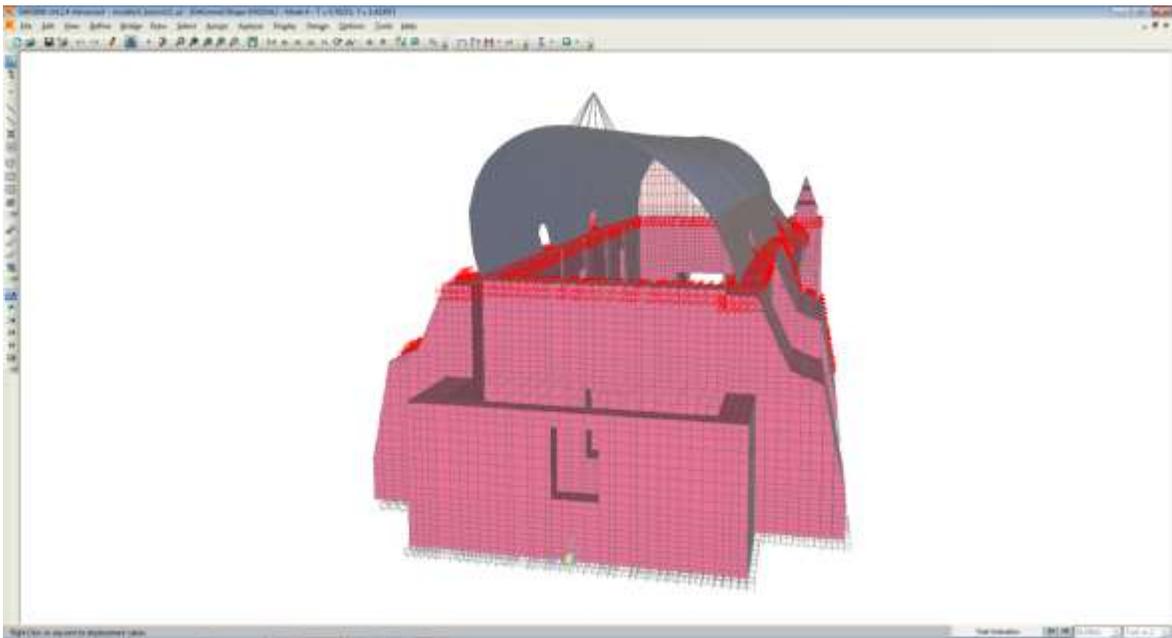


Ilustración 63: Cuarta forma de modo $T=0.703$ s, $f=1.423$ Hz

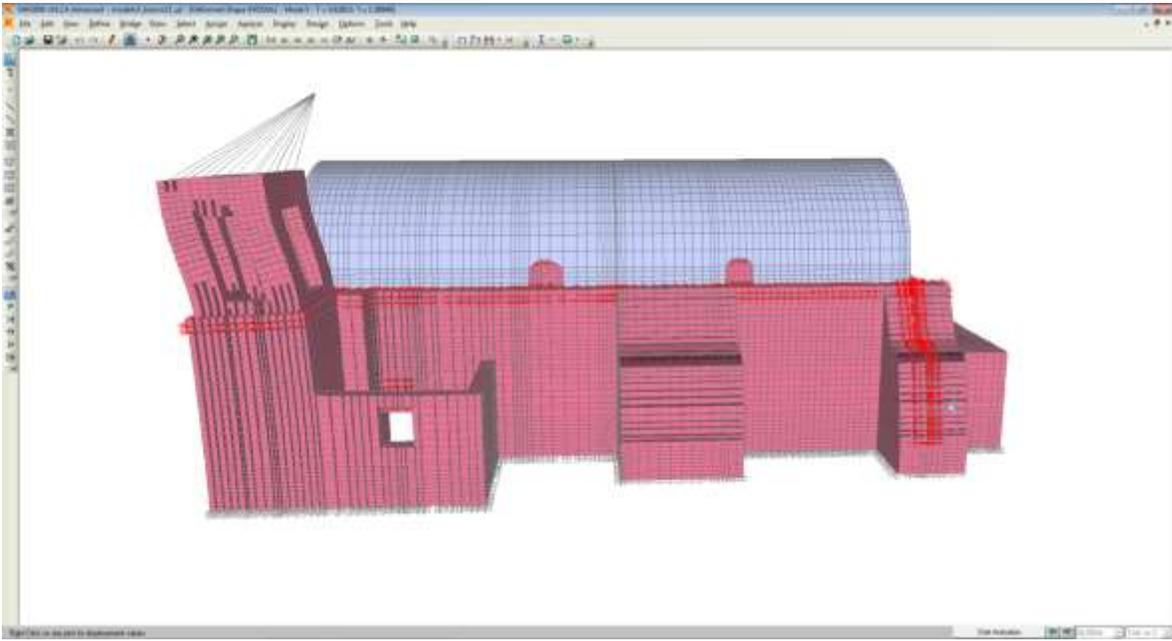


Ilustración 64: Quinta forma de modo $T=0.629$ s, $f=1.589$ Hz

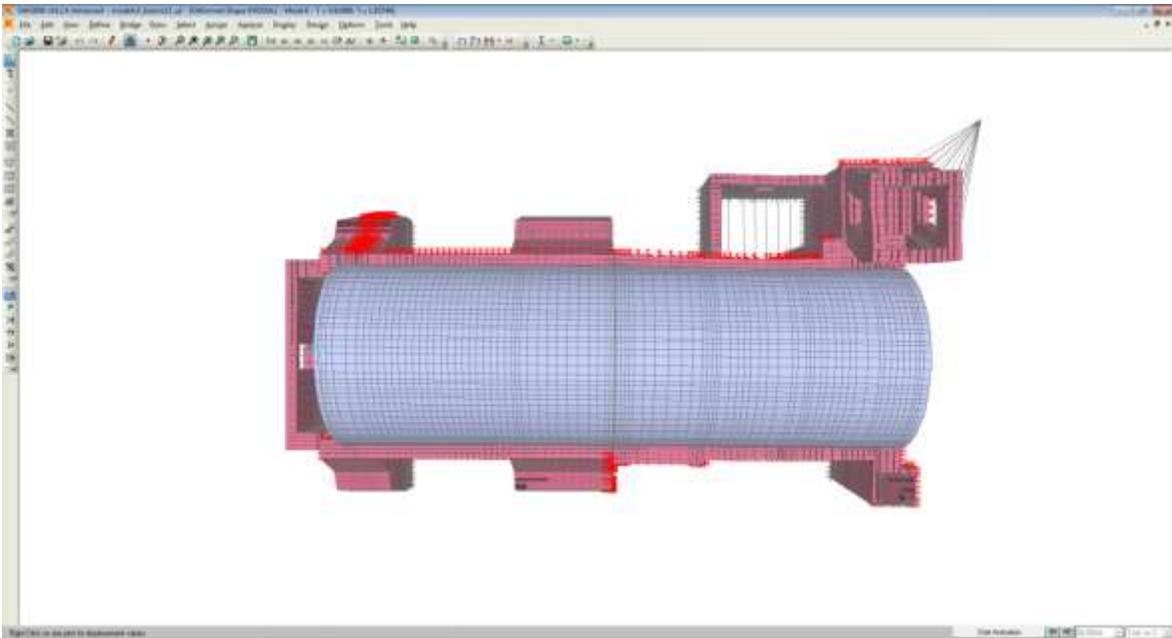


Ilustración 65: Sexta forma de modo $T=0.611$ s, $f=1.637$ Hz

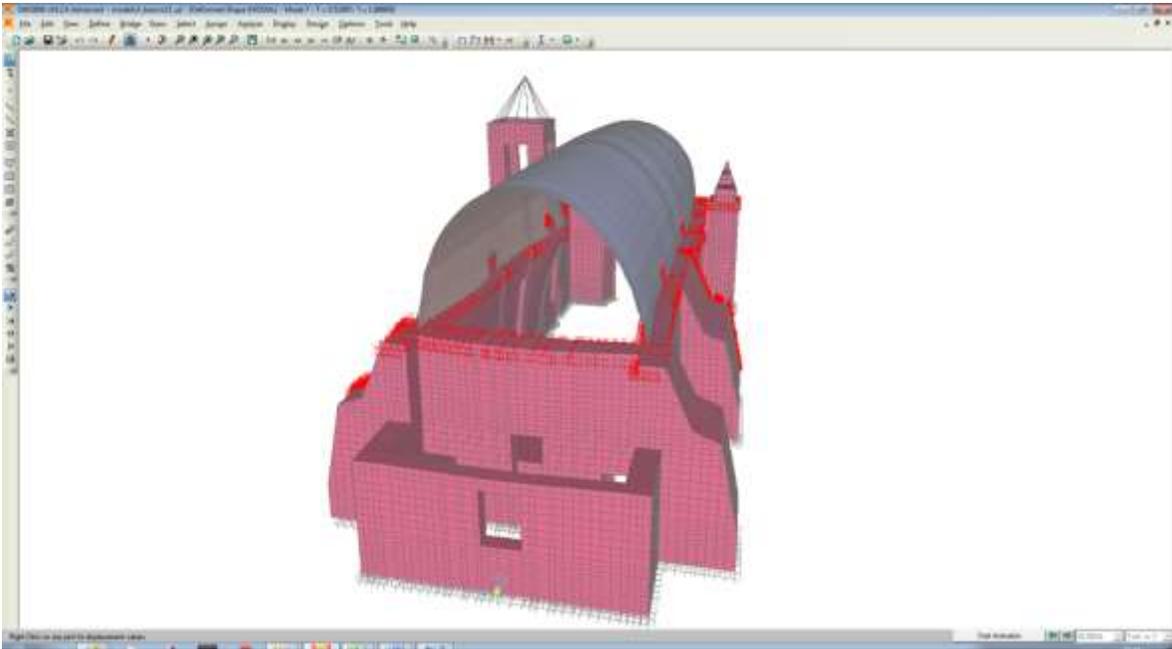


Ilustración 66: Séptima forma de modo $T=0.529$ s, $f=1.890$ Hz

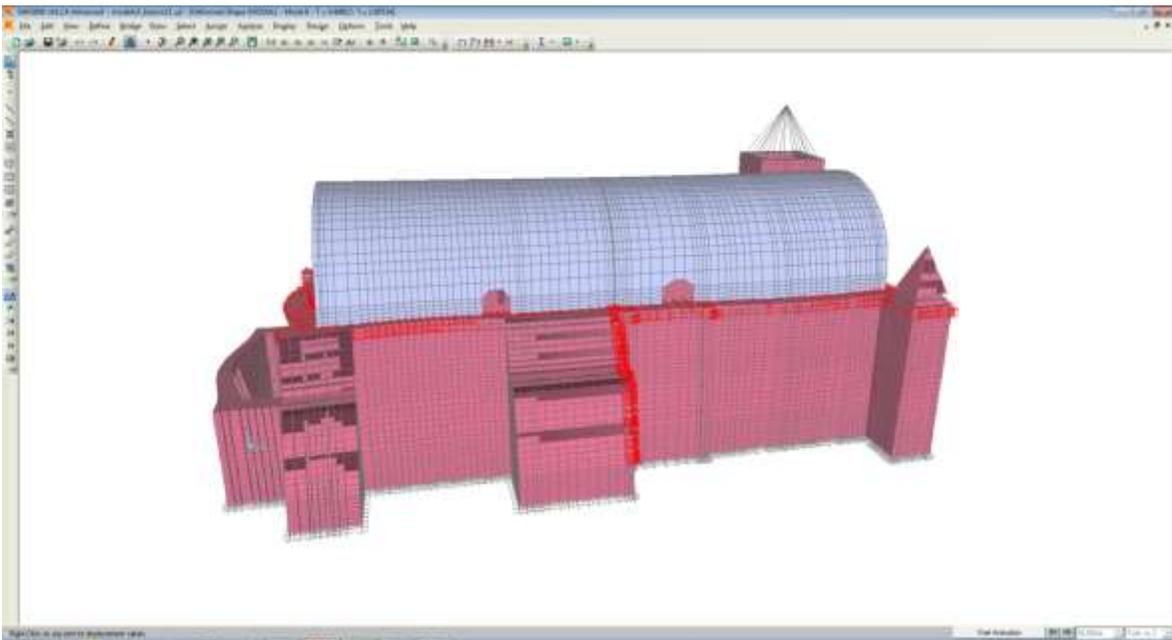


Ilustración 67: Octava forma de modo $T=0.498$ s, $f=2.007$ Hz

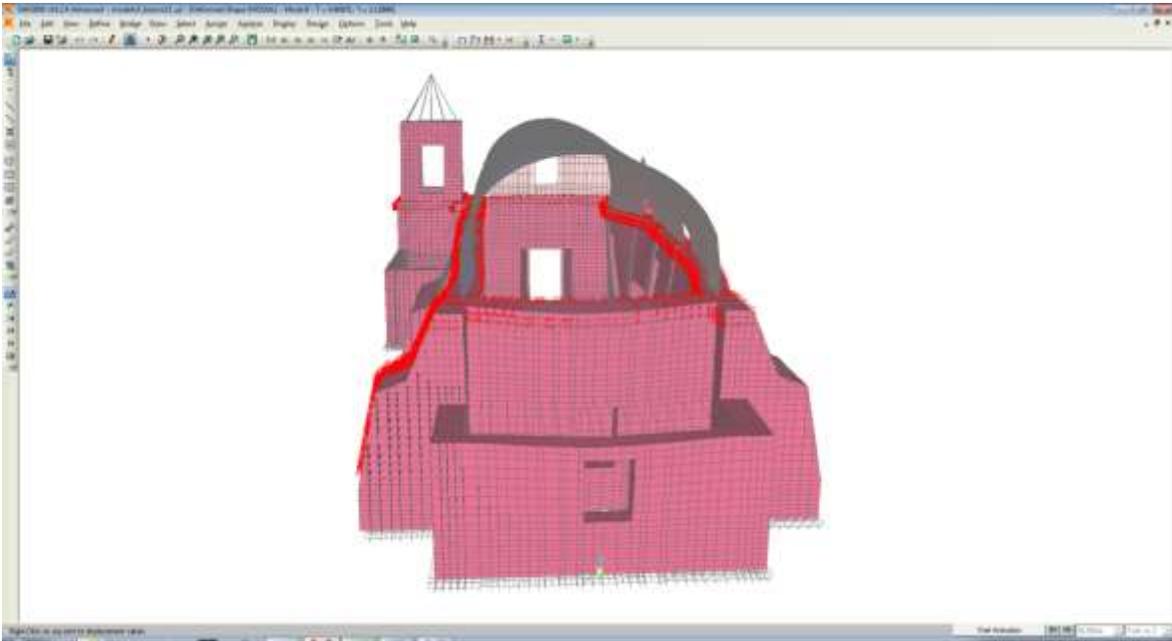


Ilustración 68: Novena forma de modo $T= 0.469$ s, $f= 2.129$ Hz

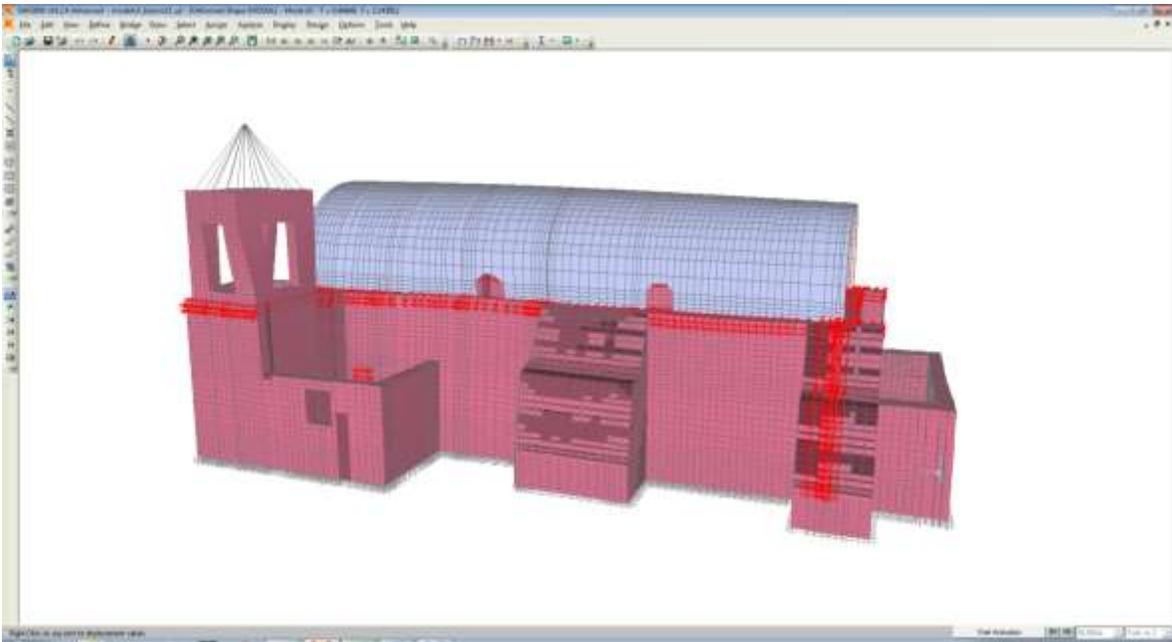


Ilustración 69: Décima forma de modo $T=0.466$ s, $f=2.144$ Hz

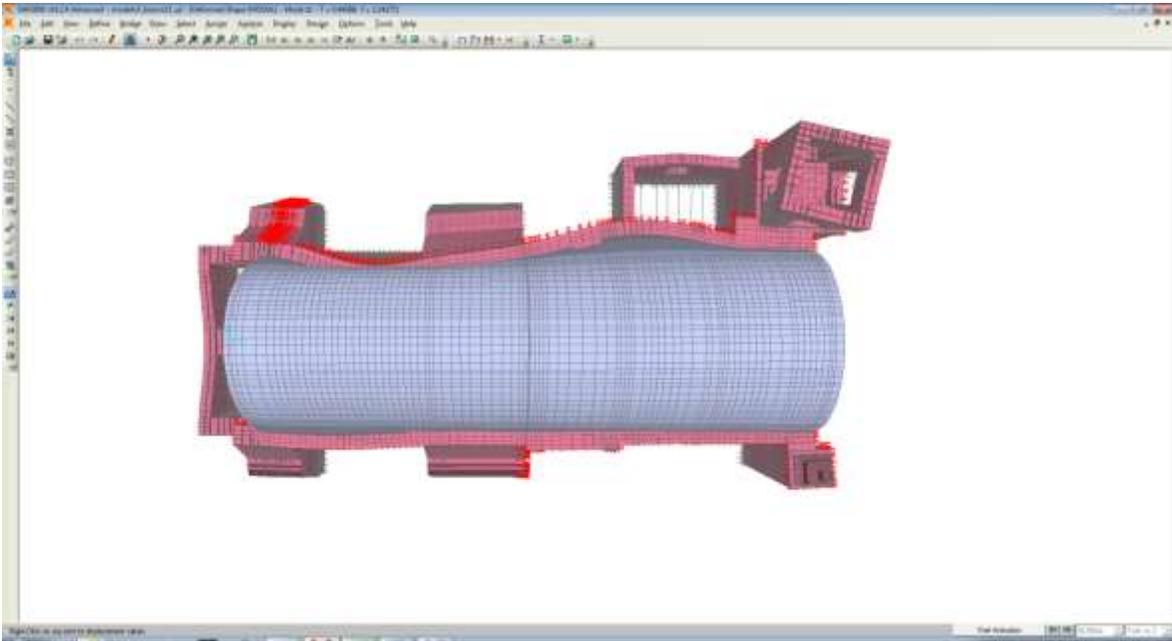


Ilustración 70: Undécima forma de modo $T=0.446$ s, $f=2.248$ Hz

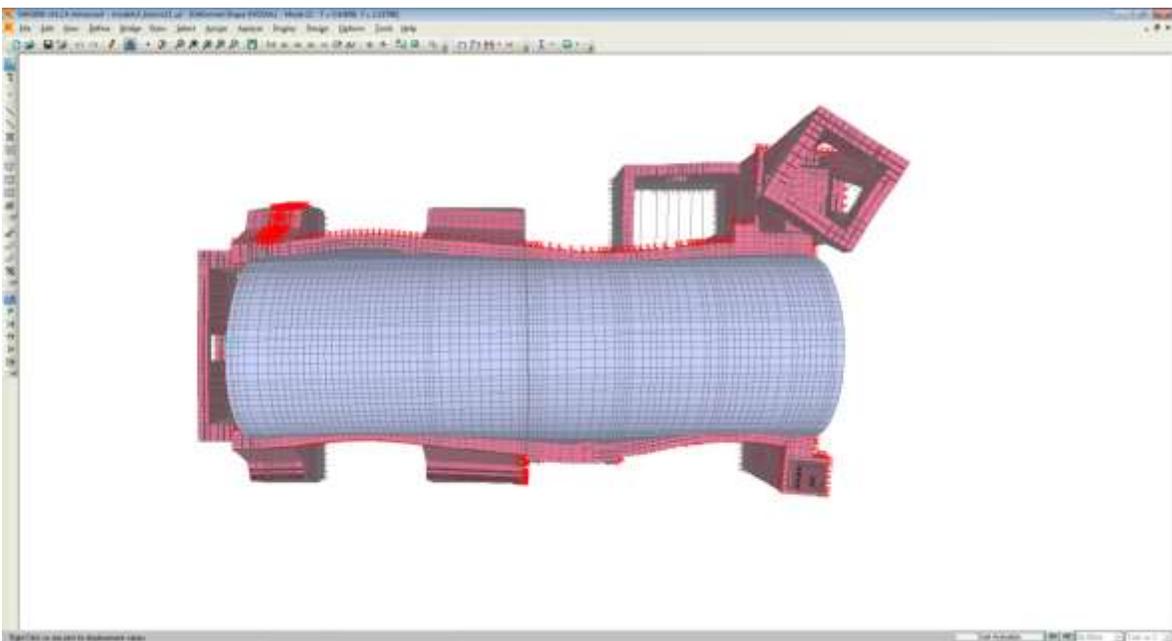


Ilustración 71: Duodécima forma de modo $T=0.429$ s, $f=2.328$ Hz

En las siguientes tablas 5 y 6 se muestran los resultados de los periodos de vibración con su porcentaje de masa participante, que indicará la importancia de cada modo en su respectiva dirección:

Tabla 5: Tabla de periodos y frecuencia modales

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Período	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.926	1.080	6.783	46.009
MODAL	Mode	2	0.915	1.093	6.864	47.116
MODAL	Mode	3	0.836	1.197	7.518	56.519
MODAL	Mode	4	0.703	1.423	8.941	79.948
MODAL	Mode	5	0.629	1.590	9.987	99.742
MODAL	Mode	6	0.611	1.638	10.289	105.860
MODAL	Mode	7	0.529	1.890	11.876	141.030
MODAL	Mode	8	0.498	2.007	12.612	159.070
MODAL	Mode	9	0.470	2.129	13.377	178.940
MODAL	Mode	10	0.466	2.144	13.470	181.440
MODAL	Mode	11	0.446	2.243	14.092	198.580
MODAL	Mode	12	0.430	2.328	14.627	213.950

Fuente: Resultados obtenidos del análisis modal

Tabla 6: Tabla de masa participativa modal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.926	2.033	0.068	0.851	2.033	0.068	0.851
MODAL	Mode	2	0.915	0.066	3.266	4.609	2.099	3.334	5.460
MODAL	Mode	3	0.836	0.069	13.926	10.445	2.168	17.260	15.905
MODAL	Mode	4	0.703	0.138	0.202	0.000	2.306	17.462	15.905
MODAL	Mode	5	0.629	3.516	0.488	2.426	5.821	17.950	18.331
MODAL	Mode	6	0.611	0.307	4.169	7.845	6.128	22.119	26.175
MODAL	Mode	7	0.529	0.006	6.143	4.836	6.134	28.262	31.011
MODAL	Mode	8	0.498	9.825	1.323	0.707	15.959	29.585	31.718
MODAL	Mode	9	0.470	0.805	4.481	0.755	16.764	34.066	32.473
MODAL	Mode	10	0.466	11.496	1.613	0.692	28.259	35.678	33.166
MODAL	Mode	11	0.446	1.767	1.102	0.470	30.027	36.780	33.635
MODAL	Mode	12	0.430	0.656	4.182	2.403	30.683	40.963	36.039

Fuente: Resultado obtenidos del análisis modal

- De las tablas se deduce que el periodo fundamental de la estructura es en la dirección Y-Y, el cual pertenece a la forma de modo 3, $T=0.836$ s, debido a que es el modo que tiene mayor masa participativa de la estructura.
- También se deduce que el periodo fundamental en la dirección X-X pertenece a la forma de modo 10, $T=0.466$ s, debido a que es el modo que tiene mayor masa participativa en esa dirección
- Por último se puede deducir que rotacionalmente el periodo más representativo pertenece a la forma de modo 6, $T=7.845$ s.

4.2.3.- Espectro de Respuesta de Pseudo aceleraciones

Se calcula el espectro de pseudo aceleraciones de acuerdo a la norma E030 sismorresistente. Se tomaron los valores de acuerdo a las condiciones de suelo y de material de la estructura. Tabla 7: Parámetros sísmicos

	TIPO	FACTOR		OBSERVACIÓN
Factor de Zona	3	Z= 0.4		
Factor de Suelo	S2	Tp (S)= 0.6	S = 1.2	Suelos intermedios
Factor de Uso	B	U= 1.3		Edificaciones Importantes
Coefficiente de Red.		Rx= 1	Ry= 1	Se asumió al ser una estructura rígida con materiales de baja ductilidad.

Fuente: Obtenidos de E-030

T (s)	C	Sa (m/s ²)
0.00	0.00	15.29
0.10	2.50	15.29
0.20	2.50	15.29
0.30	2.50	15.29
0.40	2.50	15.29
0.50	2.50	15.29
0.60	2.50	15.29
0.70	2.14	13.10
0.80	1.88	11.47
0.90	1.67	10.19
1.00	1.50	9.17
1.10	1.36	8.34
1.20	1.25	7.64
1.30	1.15	7.06
1.40	1.07	6.55
1.50	1.00	6.12
1.60	0.94	5.73
1.70	0.88	5.40
1.80	0.83	5.10
1.90	0.79	4.83
2.00	0.75	4.59
2.10	0.71	4.37
2.20	0.68	4.17
2.30	0.65	3.99
2.40	0.63	3.82

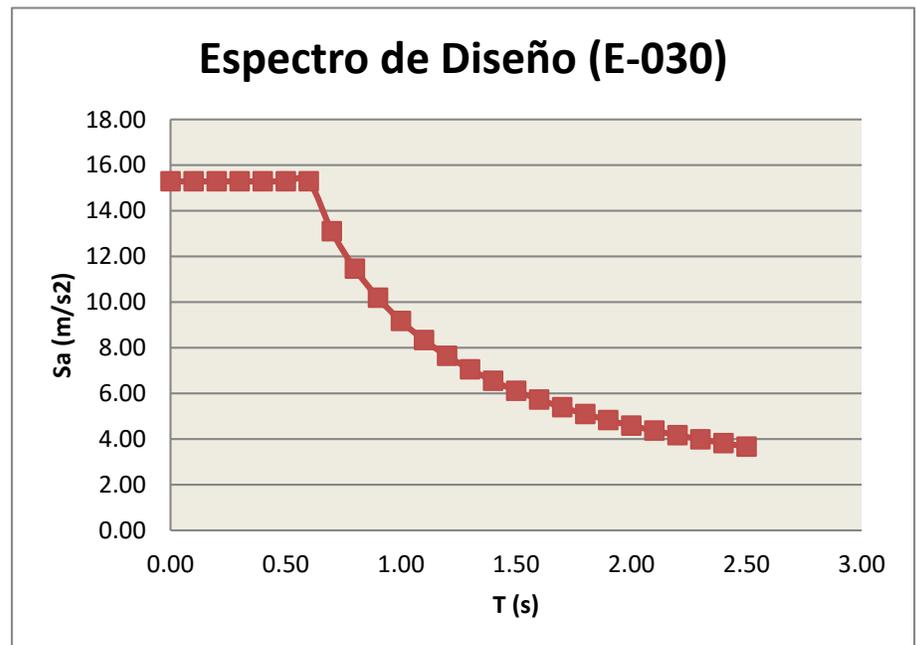


Tabla 8: Periodo vs Aceleración Espectral

A continuación mostraremos las ilustraciones 72 al 135 cuyos resultados son del análisis lineal dinámico por demanda sísmica, donde se obtuvieron los siguientes valores: esfuerzos principales máximos y mínimos, esfuerzos cortantes máximos y deformaciones.

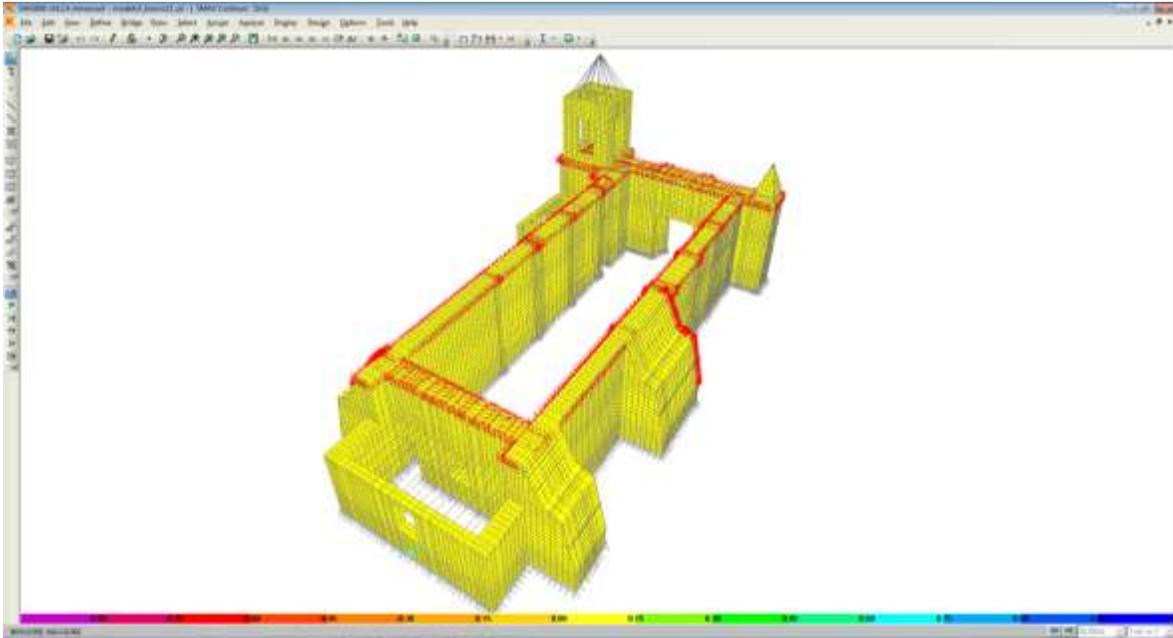


Ilustración 72: Esfuerzos principales máximos por sismos X-X (muros, campanario, contrafuerte)

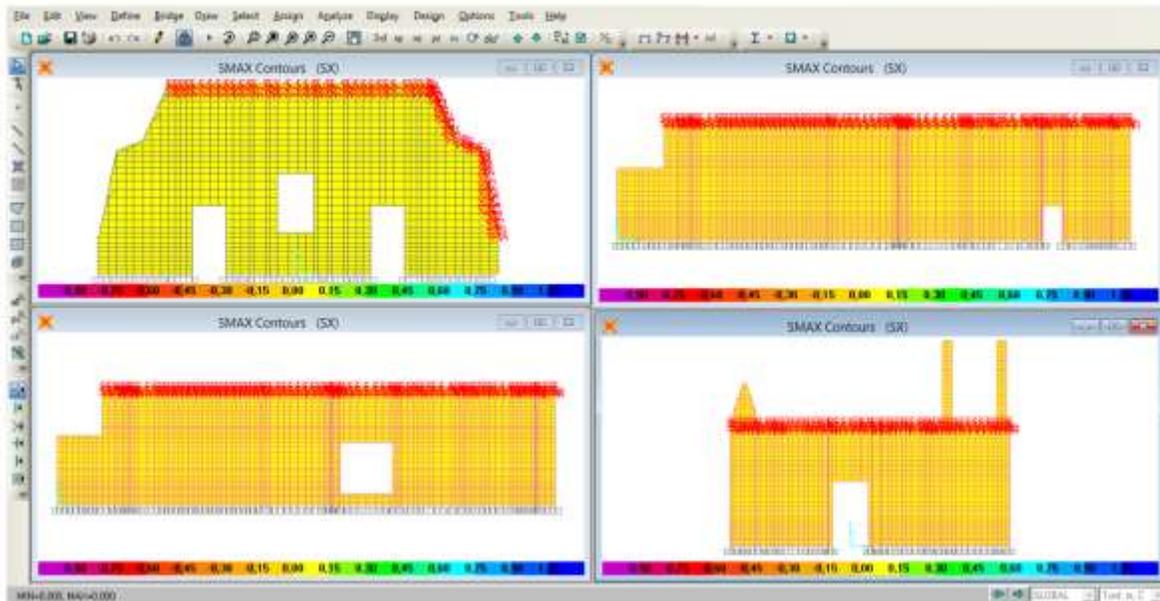


Ilustración 73: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en muros

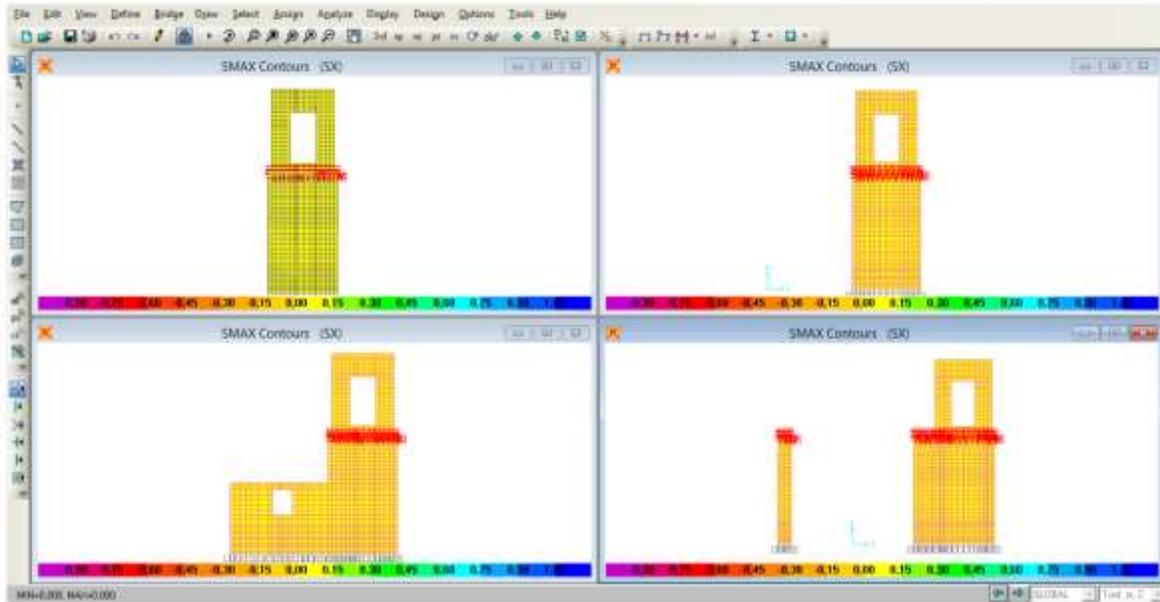


Ilustración 74: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en campanario

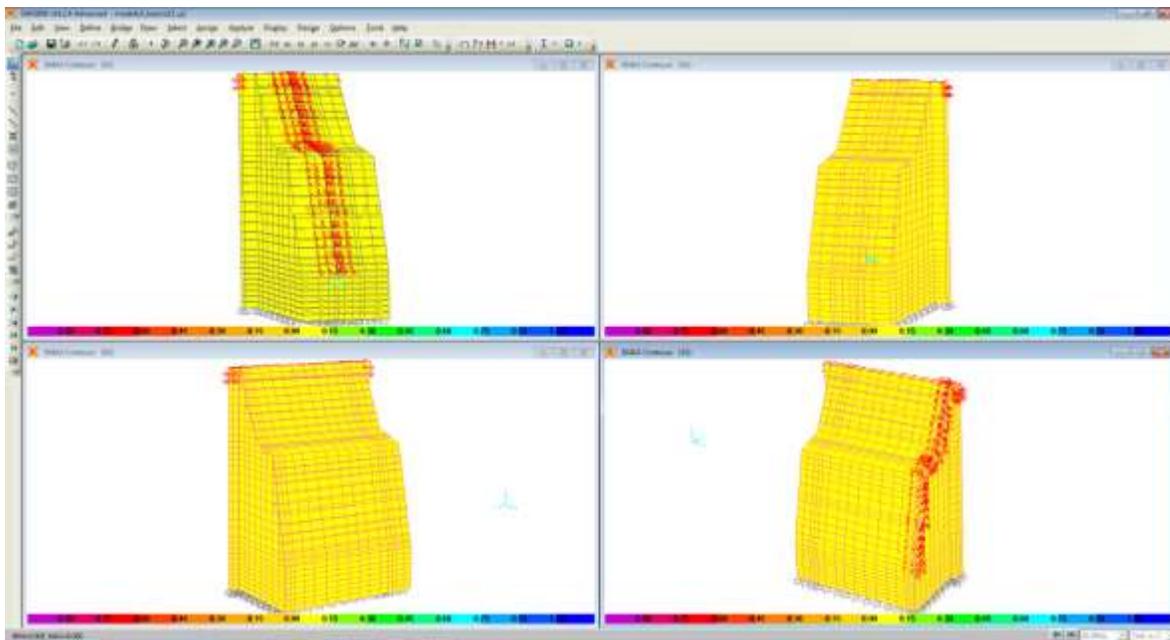


Ilustración 75: Esfuerzos principales máximos por sismo X-X en contrafuerte

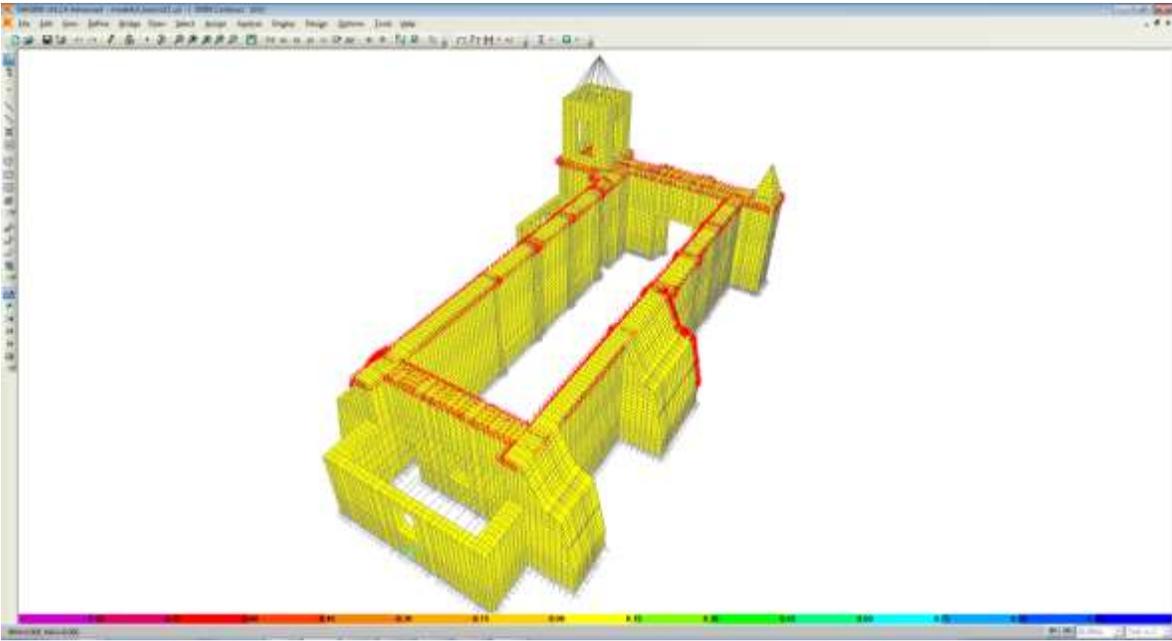


Ilustración 76: Esfuerzos principales mínimo por sismo X-X (muros, campanario, contrafuerte)

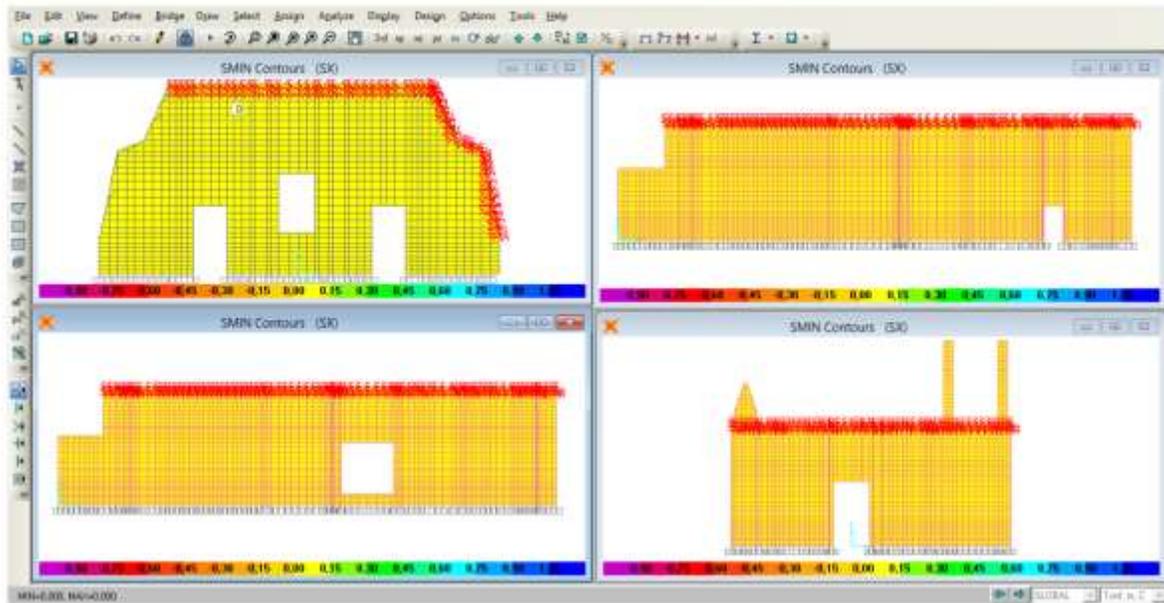


Ilustración 77: Esfuerzos principales mínimo por sismos X-X en muros

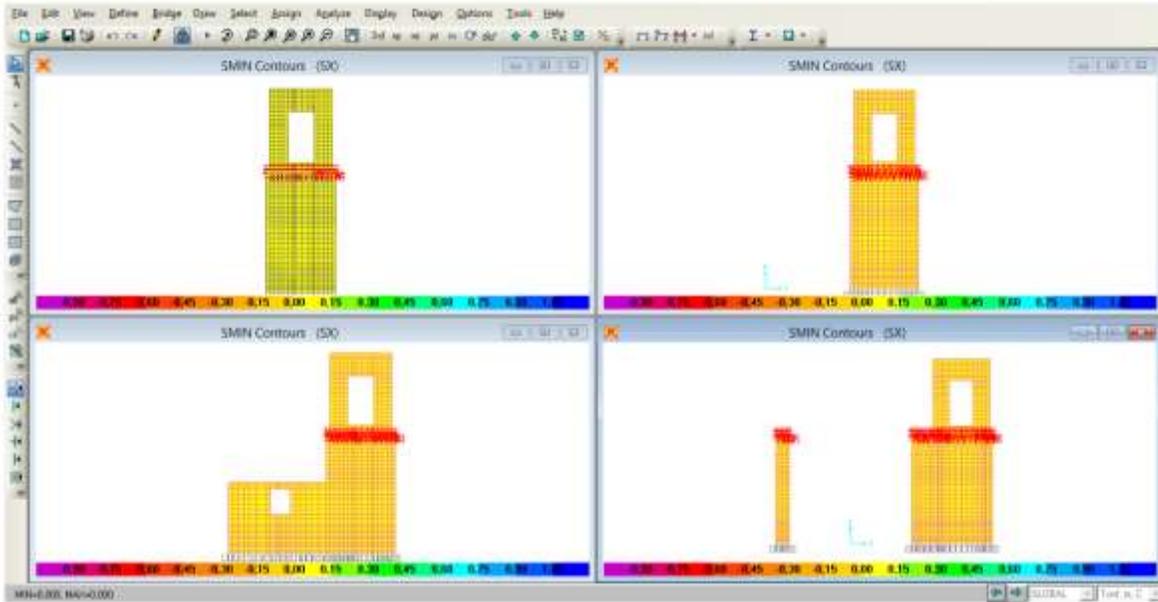


Ilustración 78: Esfuerzos principales por sismo X-X en campanario

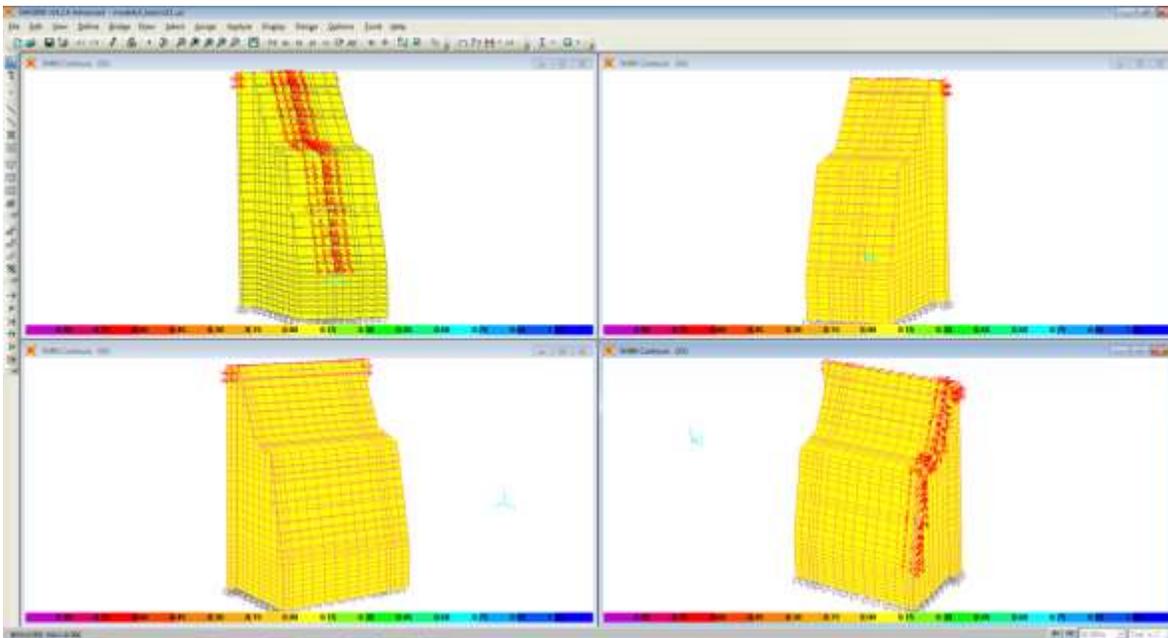


Ilustración 79: Esfuerzos principales mínimo por sismo X-X en contrafuerte

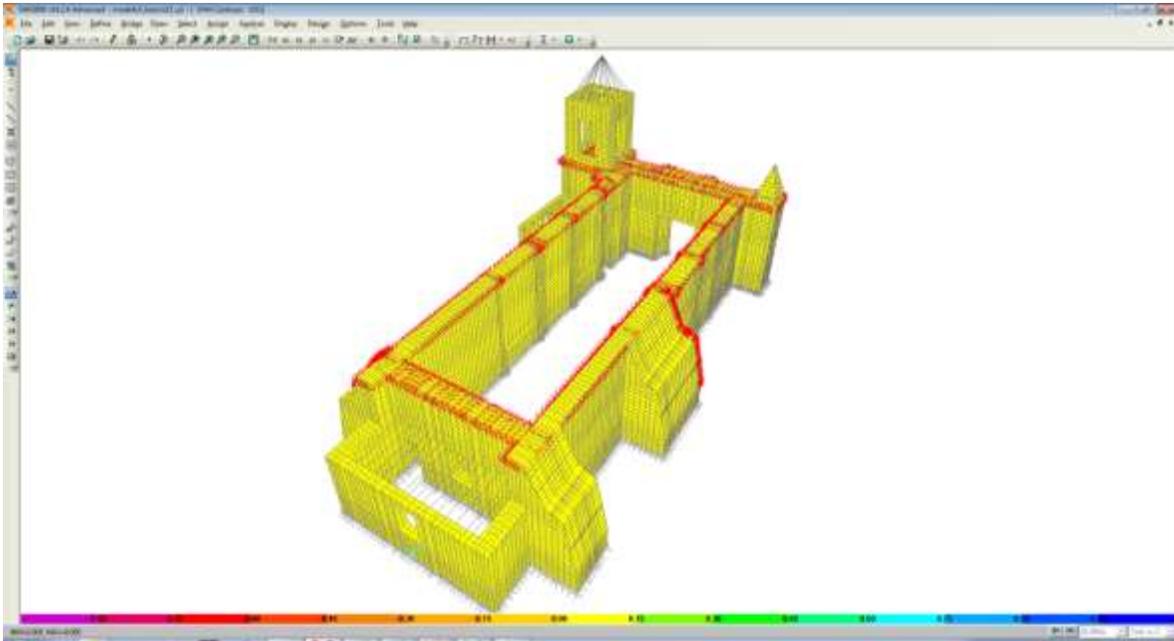


Ilustración 80: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en muros, campanario y contrafuerte

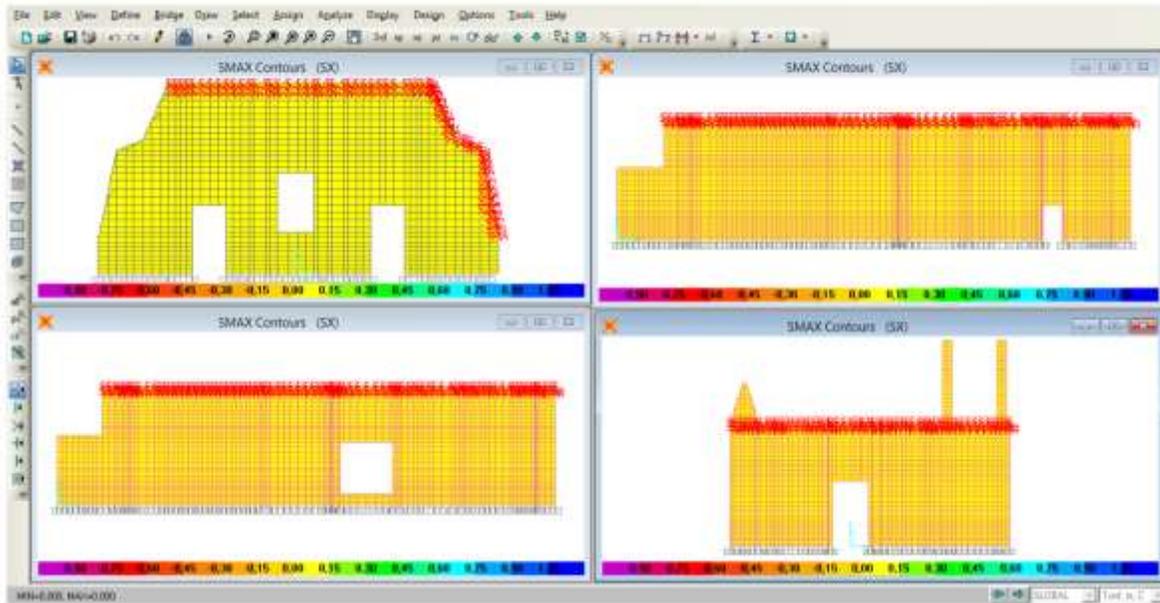


Ilustración 81: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en muros

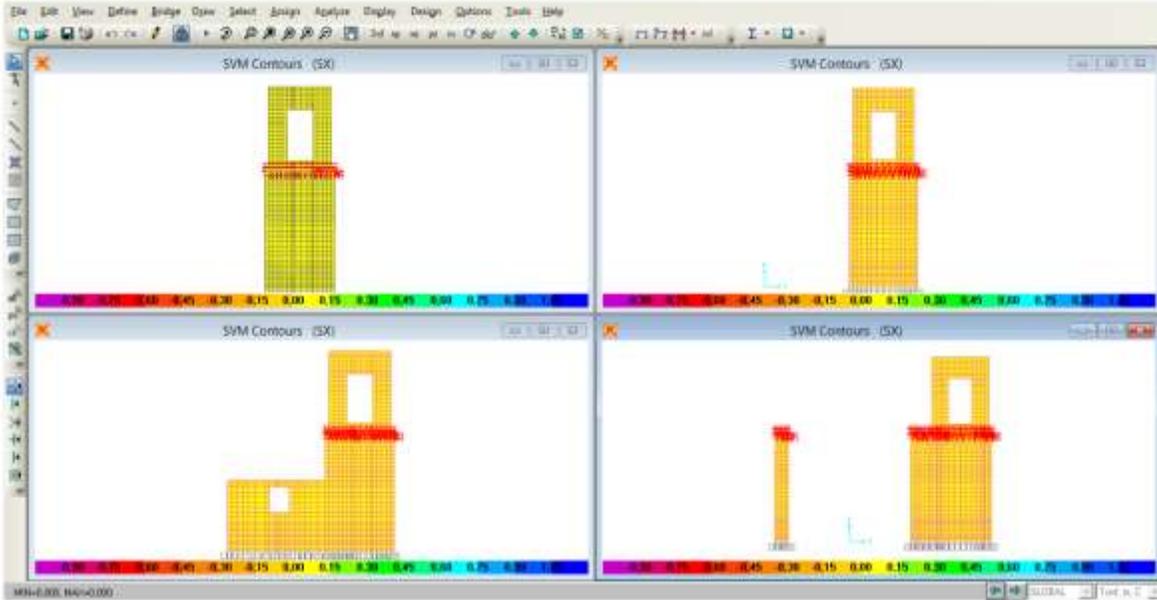


Ilustración 82: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en campanario

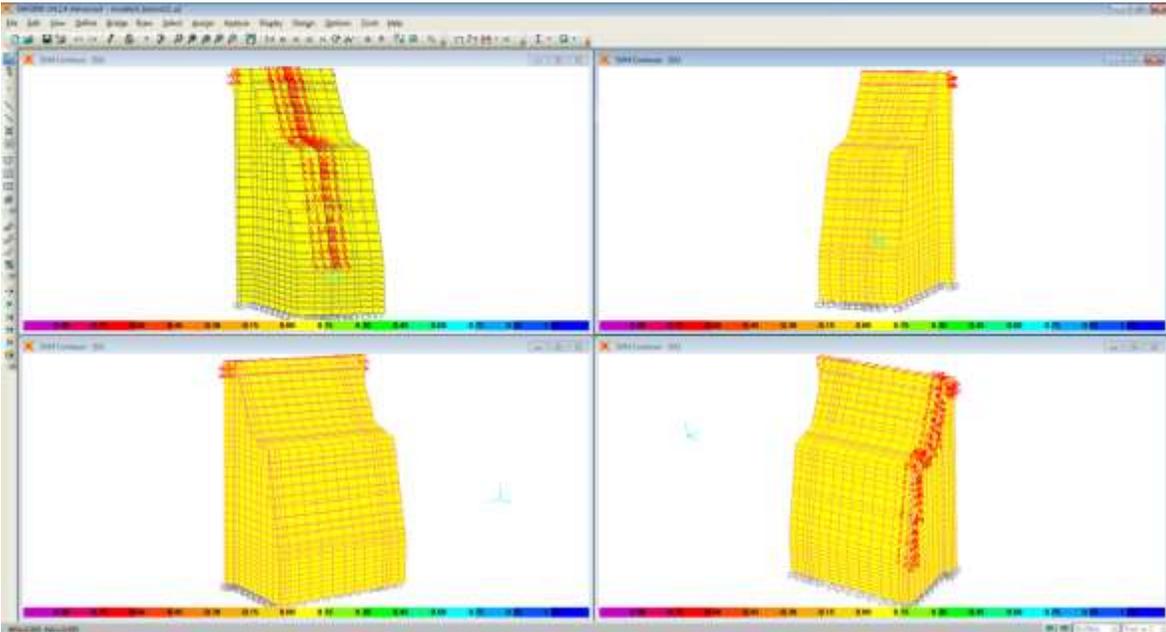


Ilustración 83: Esfuerzos de Von Mises por sismo X-X en contrafuerte

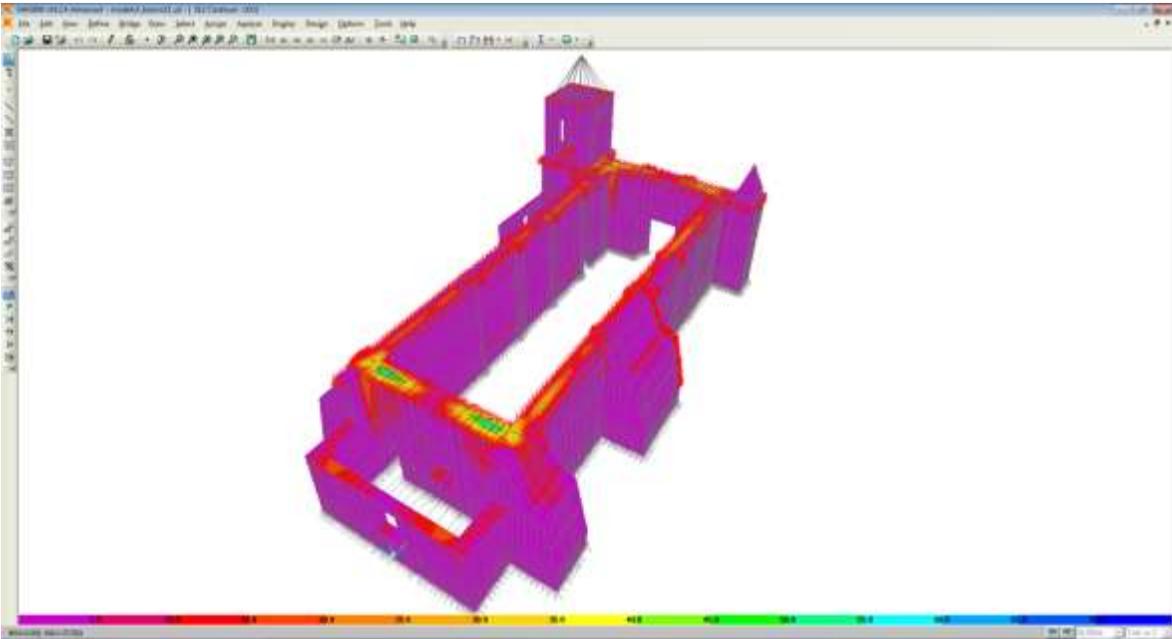


Ilustración 84: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en muros, campanario y contrafuerte

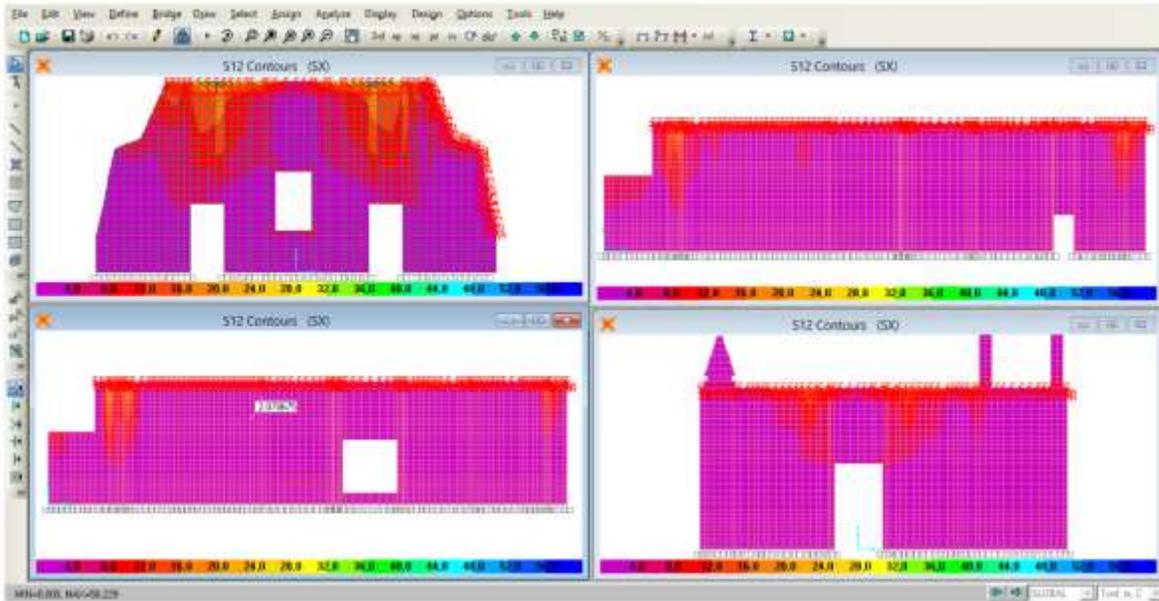


Ilustración 85: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en muros

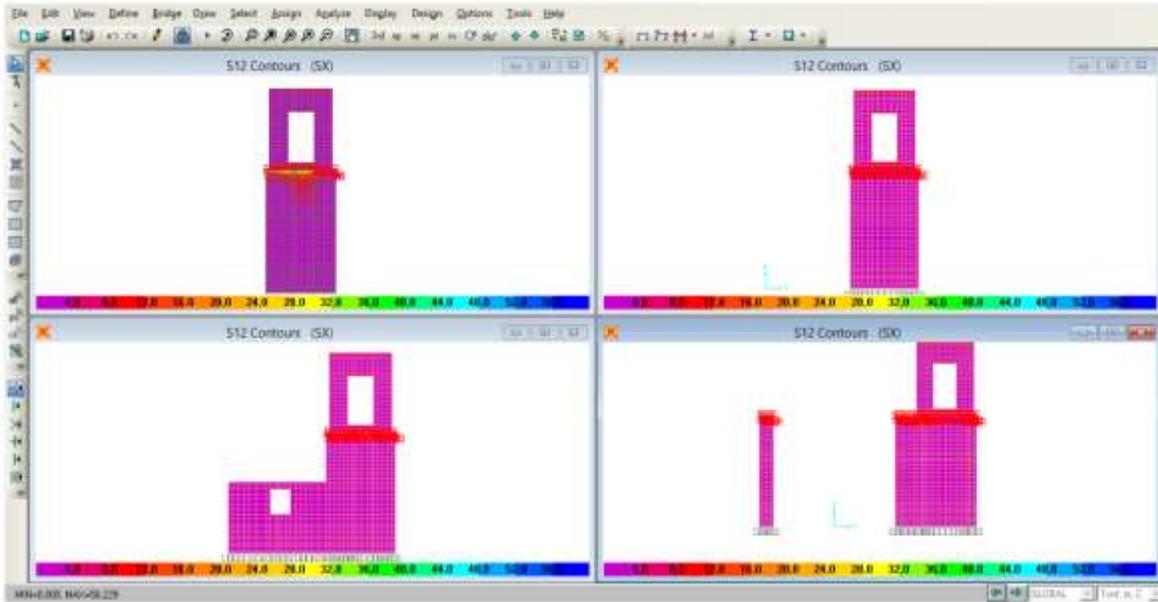


Ilustración 86: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en campanario

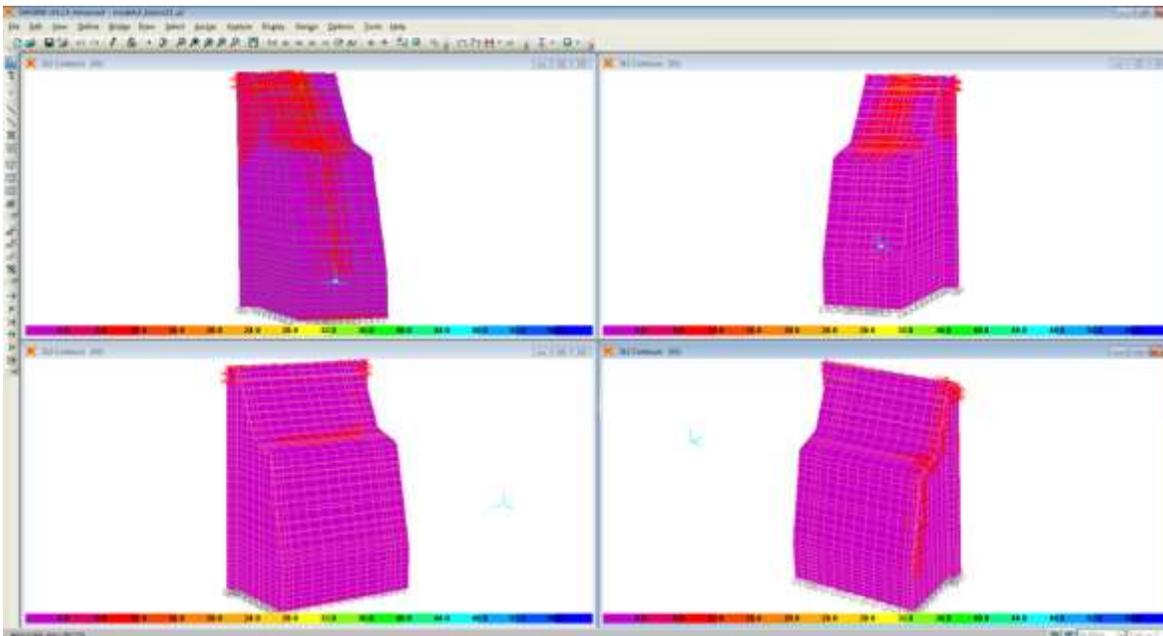


Ilustración 87: Esfuerzos cortantes S12 por sismo X-X en contrafuerte

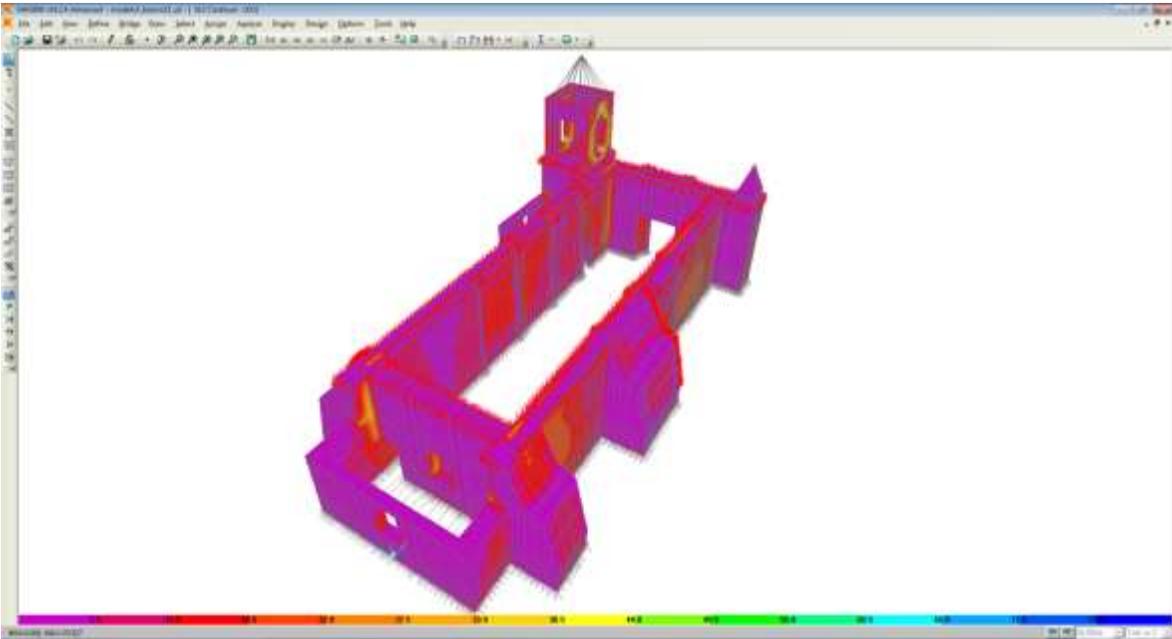


Ilustración 88: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en muros, campanario y contrafuerte

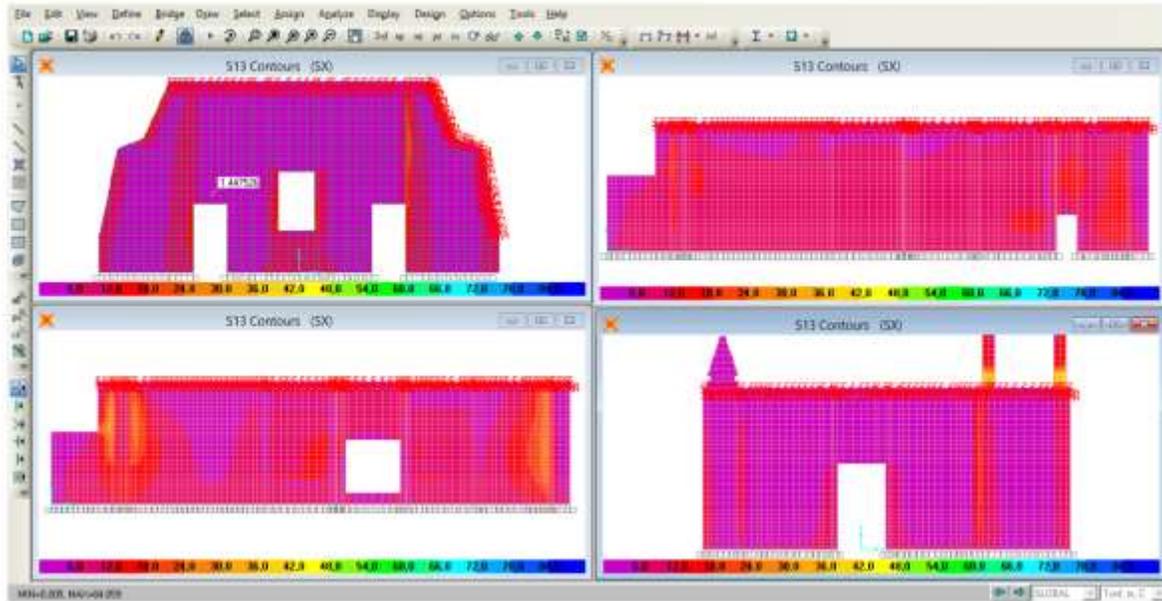


Ilustración 89: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en muros

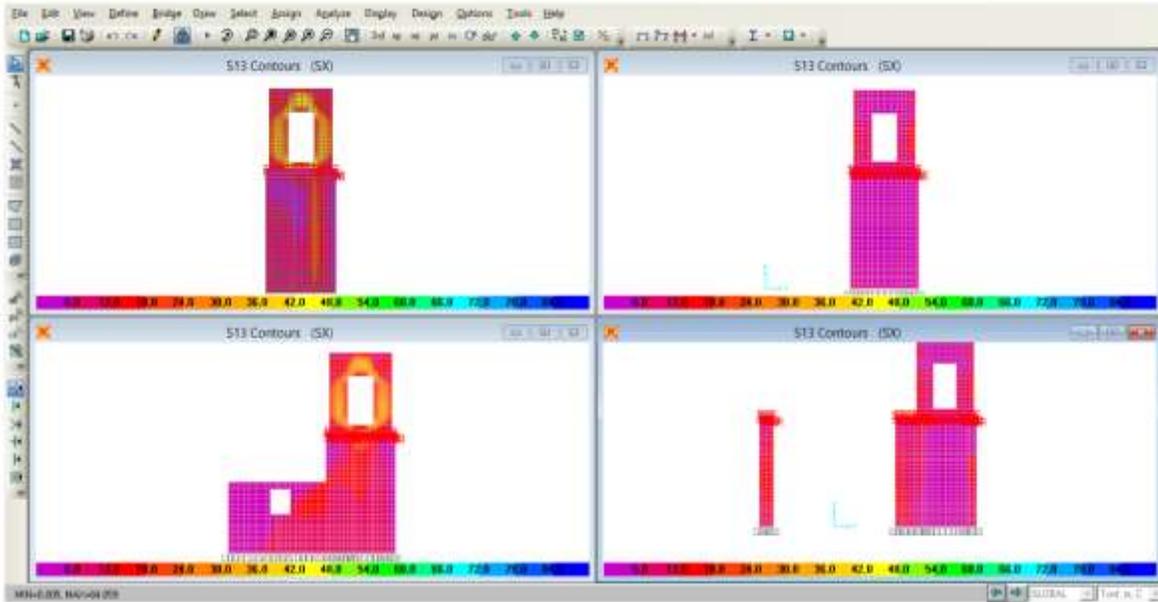


Ilustración 90: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en campanario

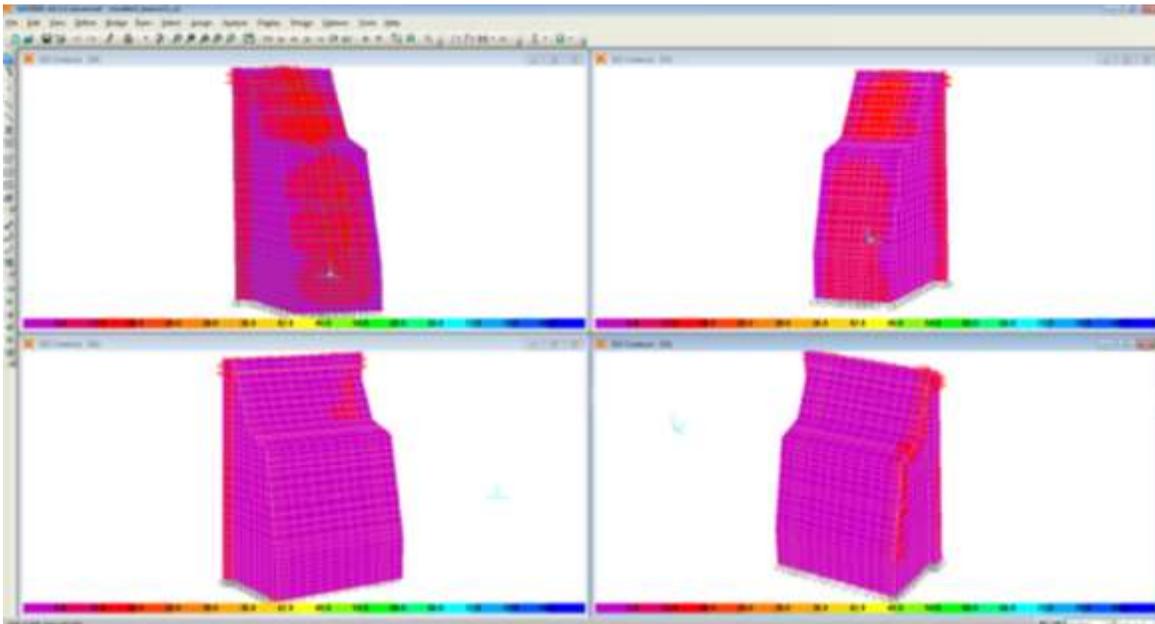


Ilustración 91: Esfuerzos cortantes S13 por sismo X-X en contrafuerte

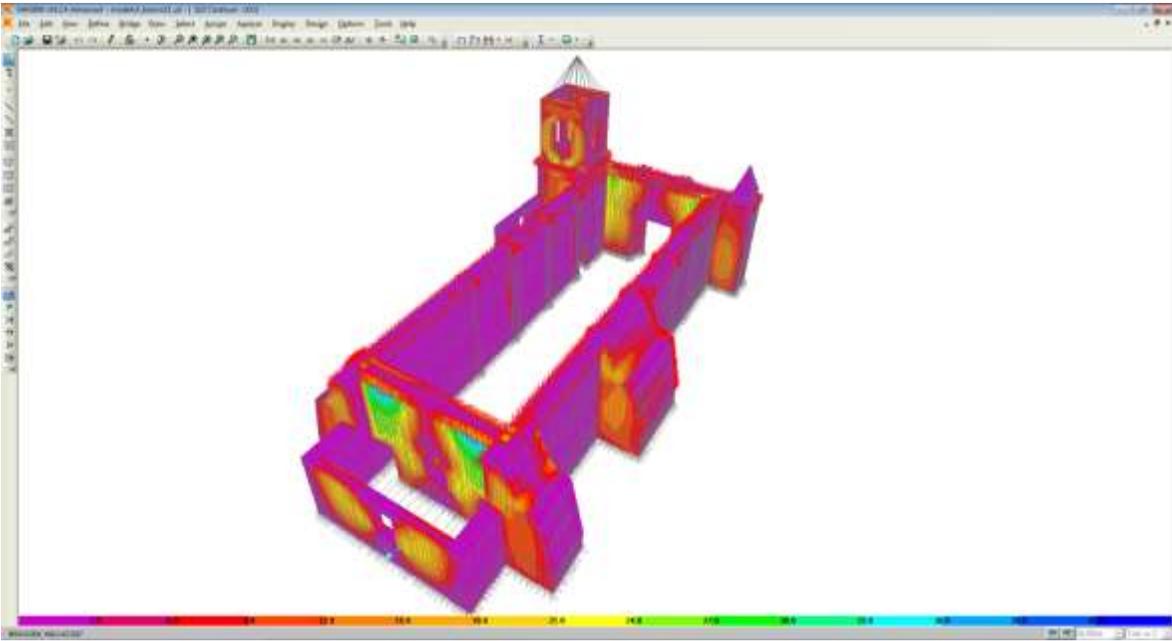


Ilustración 92: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X en muros, campanario y contrafuerte

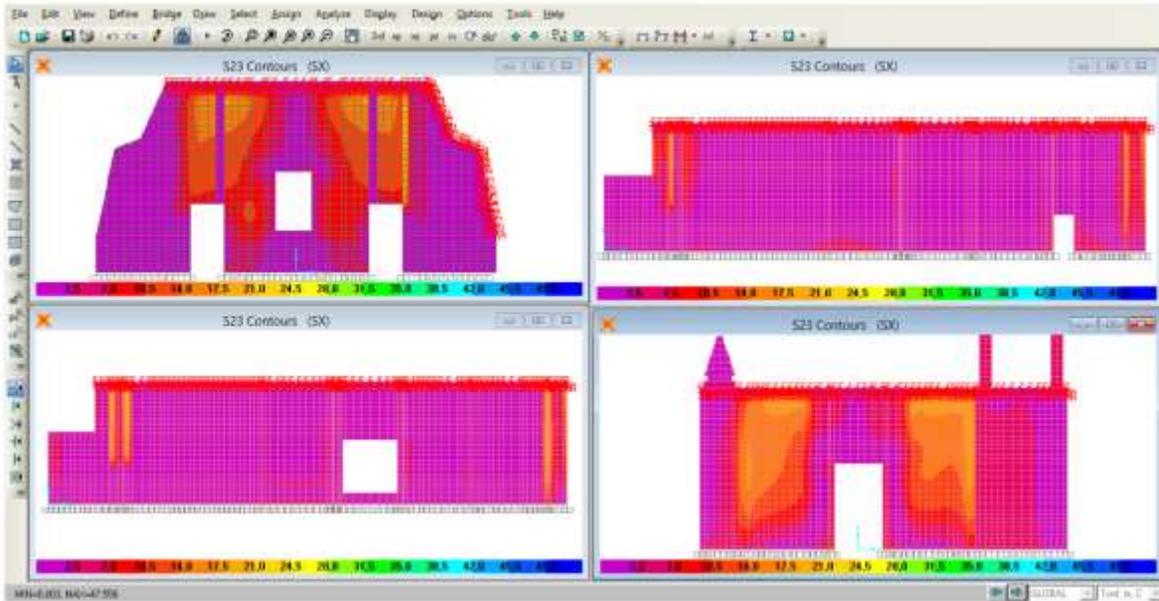


Ilustración 93: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (muros)

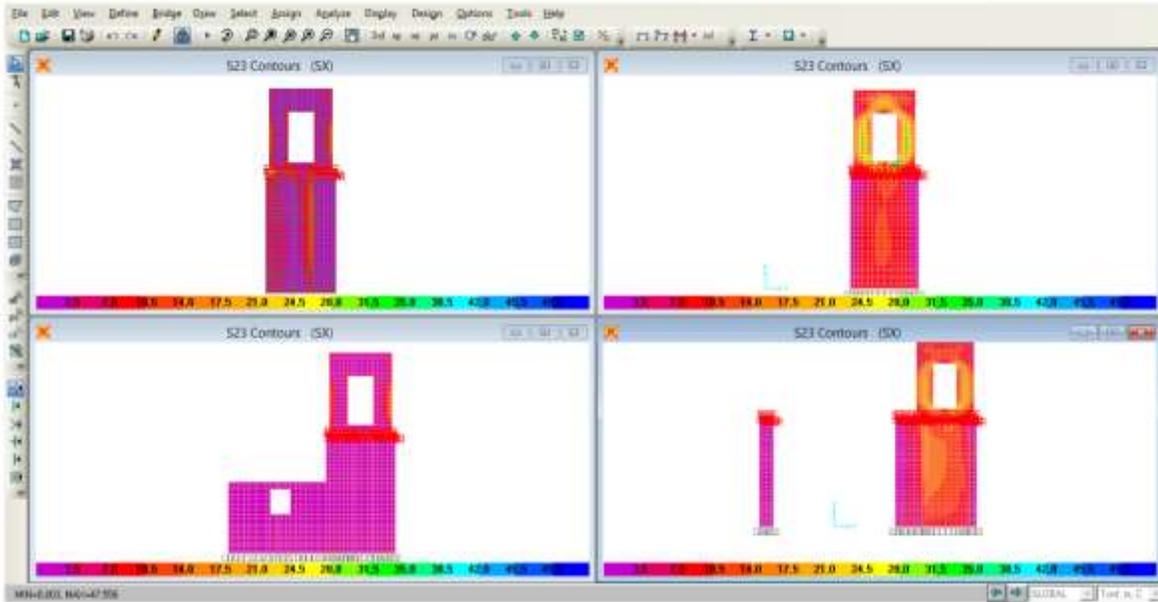


Ilustración 94: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (campanario)

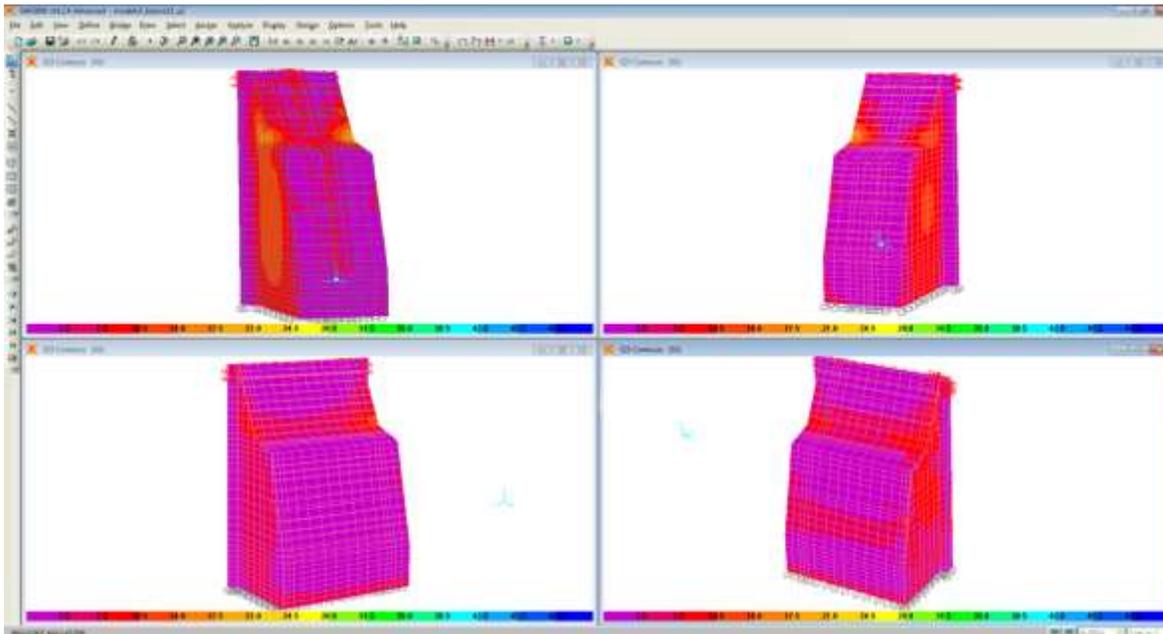


Ilustración 95: Esfuerzos cortantes S23 por sismo X-X (contrafuerte)

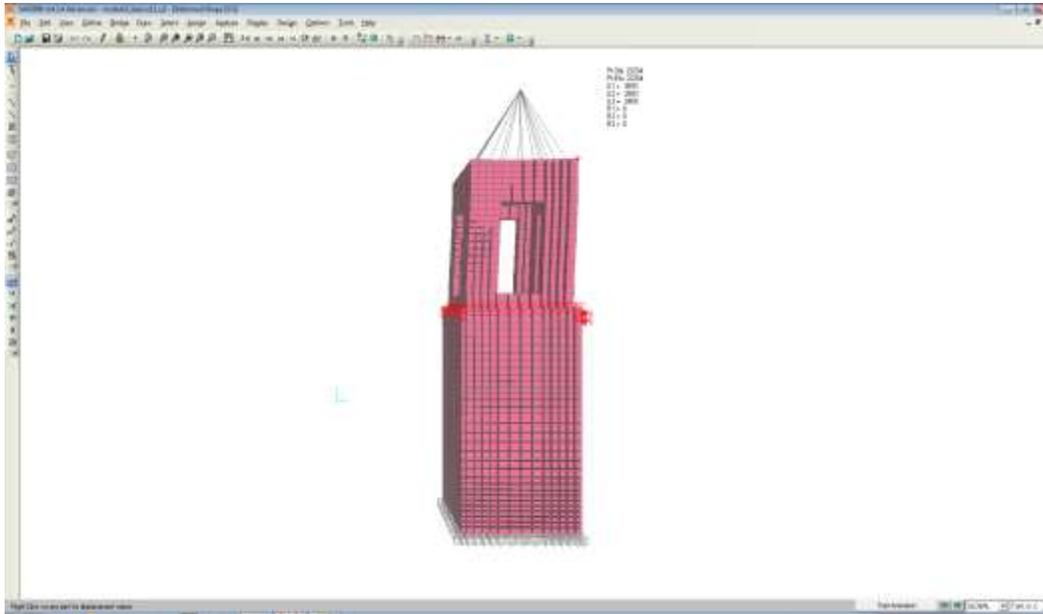


Ilustración 96: Desplazamientos máximo X-X por sismo en X-X en el campanario

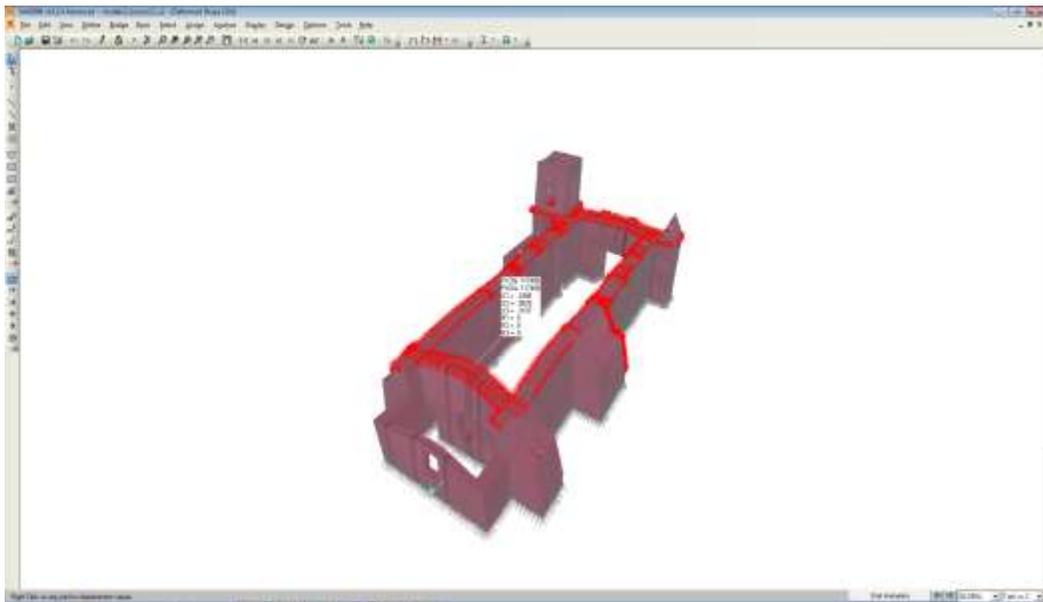


Ilustración 97: Desplazamiento máximo X-X por sismo en X-X en los muros

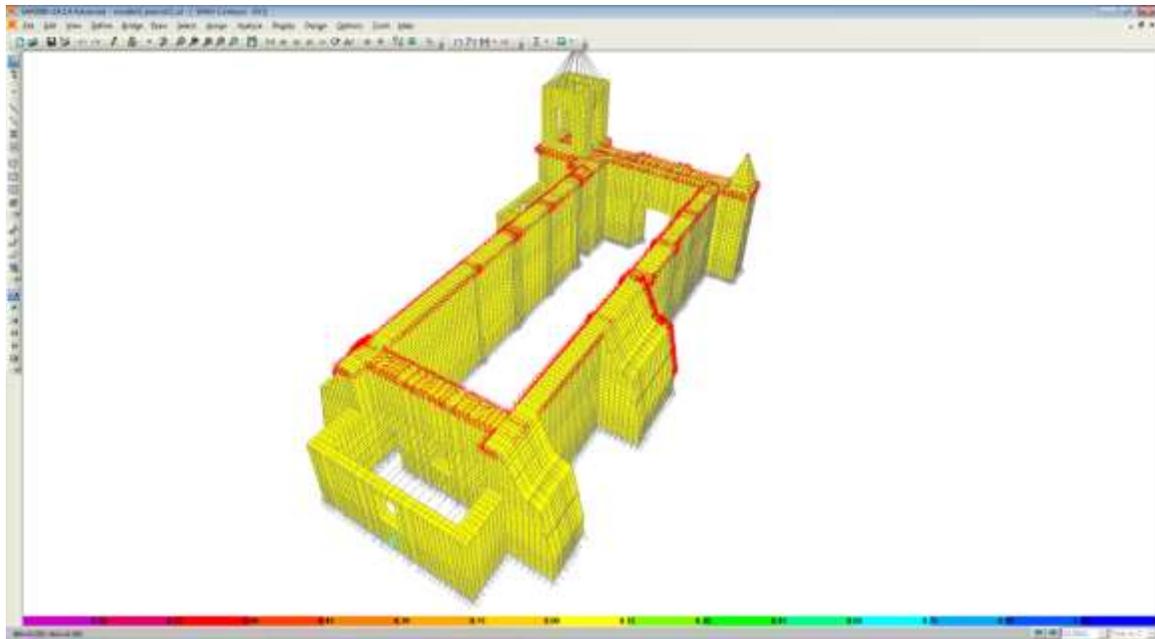


Ilustración 98: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

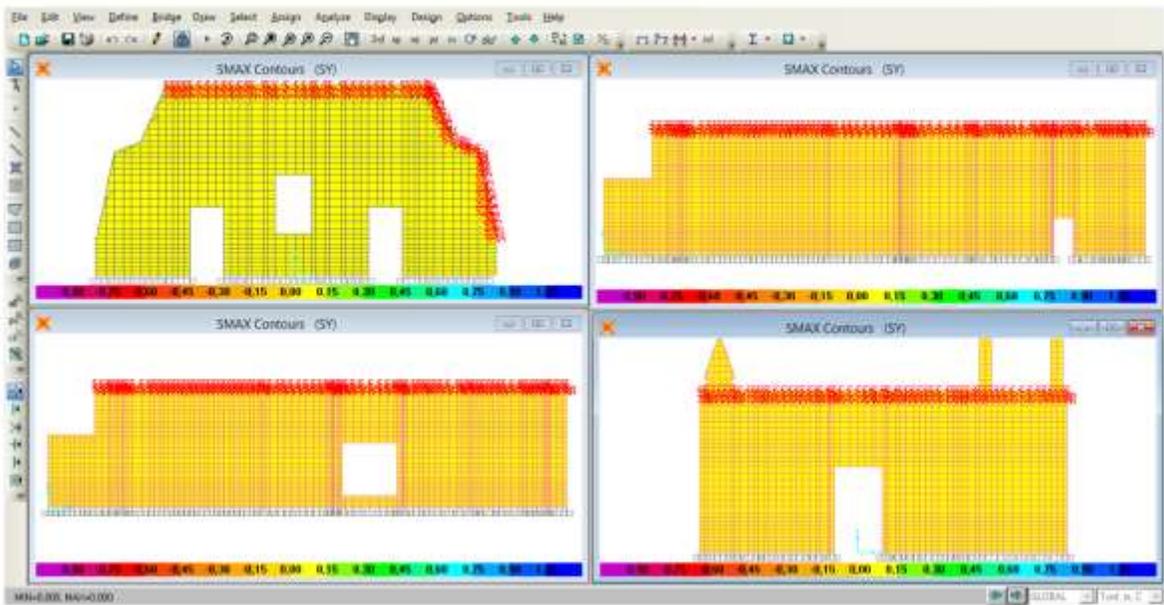


Ilustración 99: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (muros)

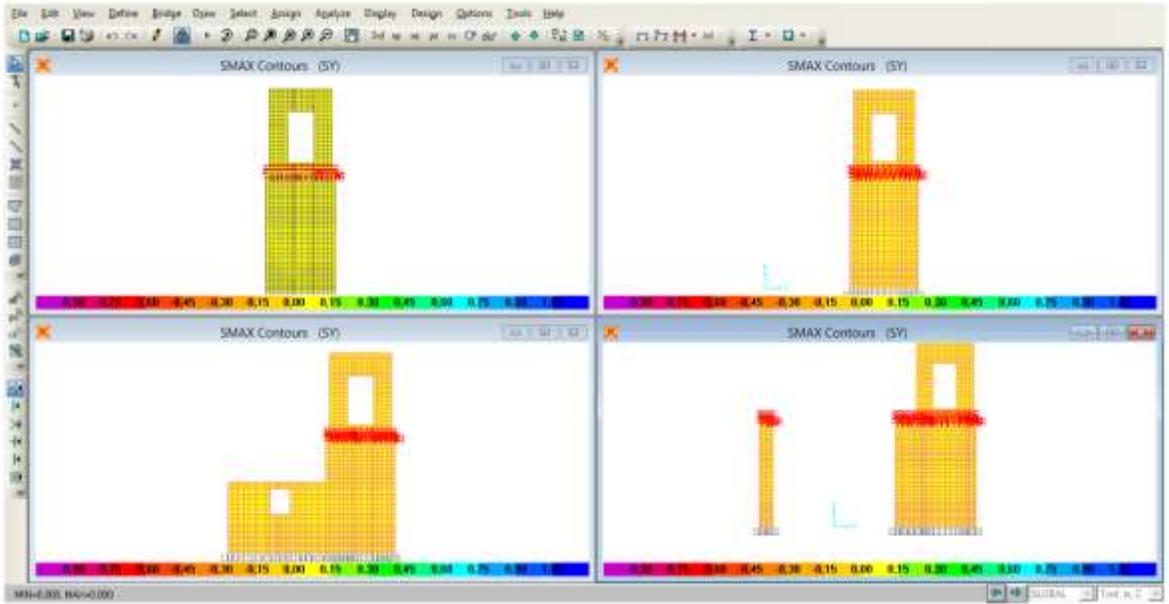


Ilustración 100: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (campanario)

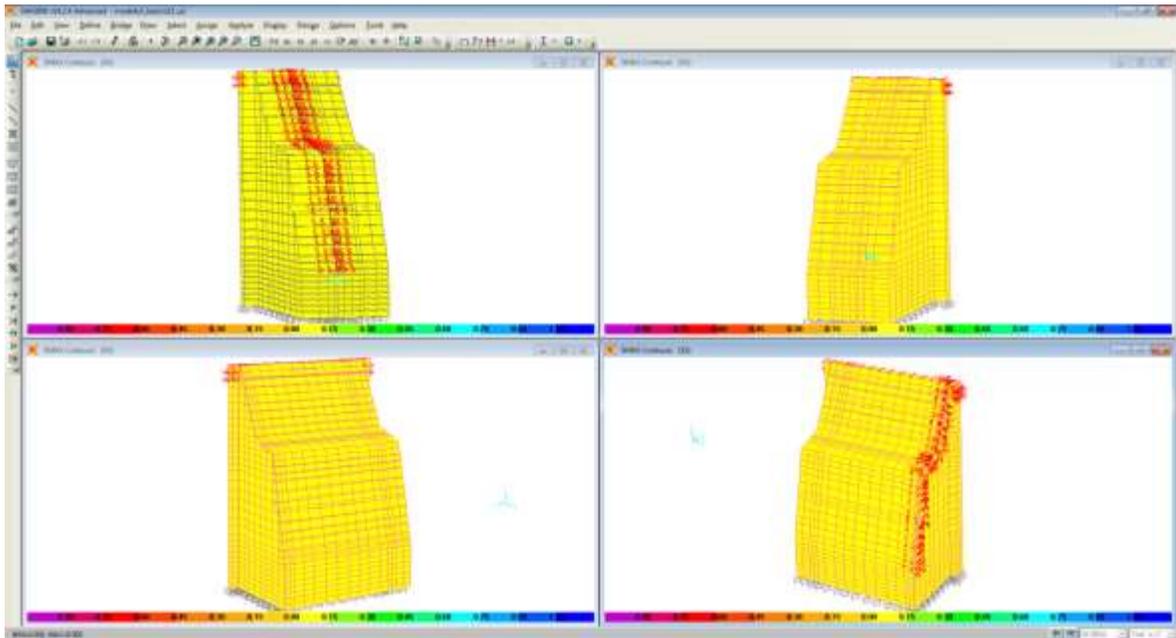


Ilustración 101: Esfuerzos principales máximo por sismo Y-Y (contrafuerte)

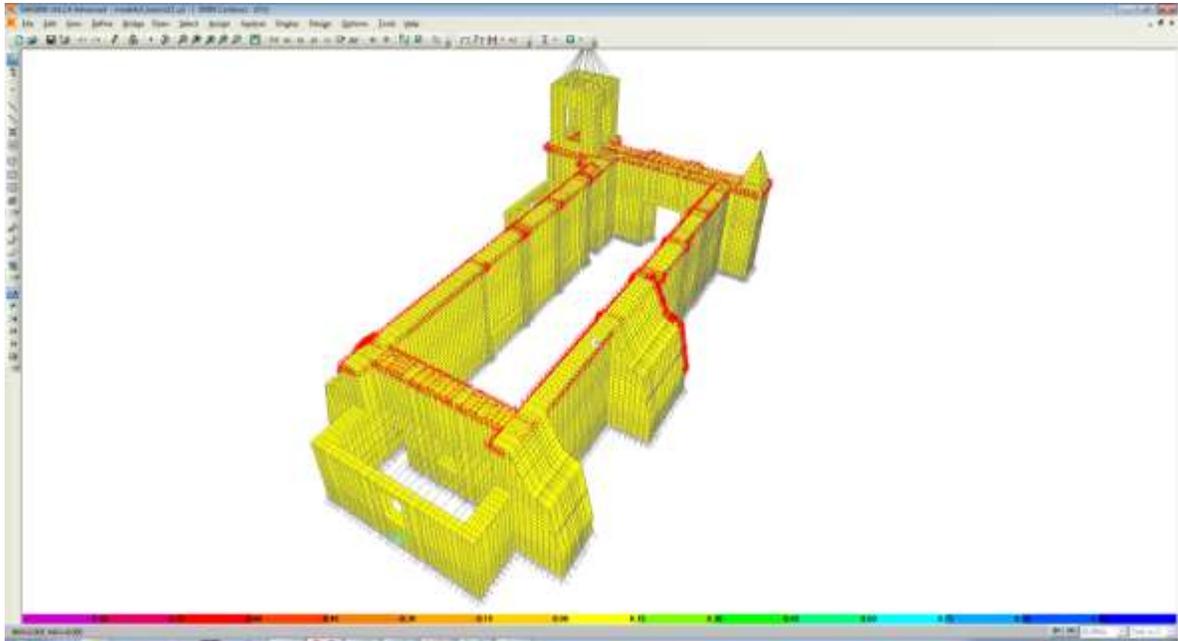


Ilustración 102: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

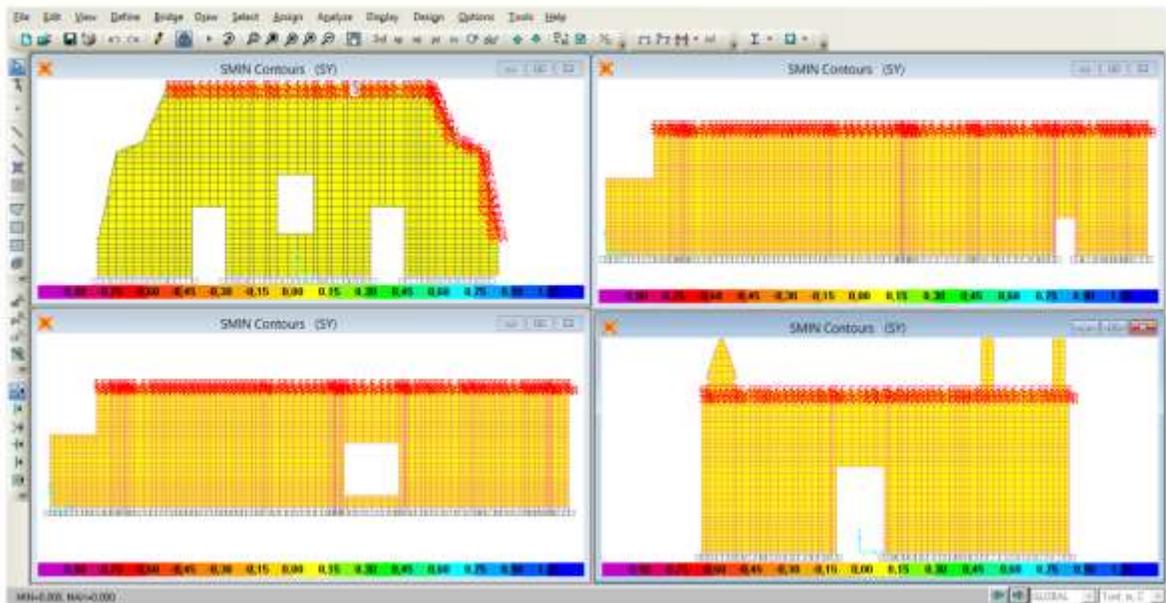


Ilustración 103: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (muros)

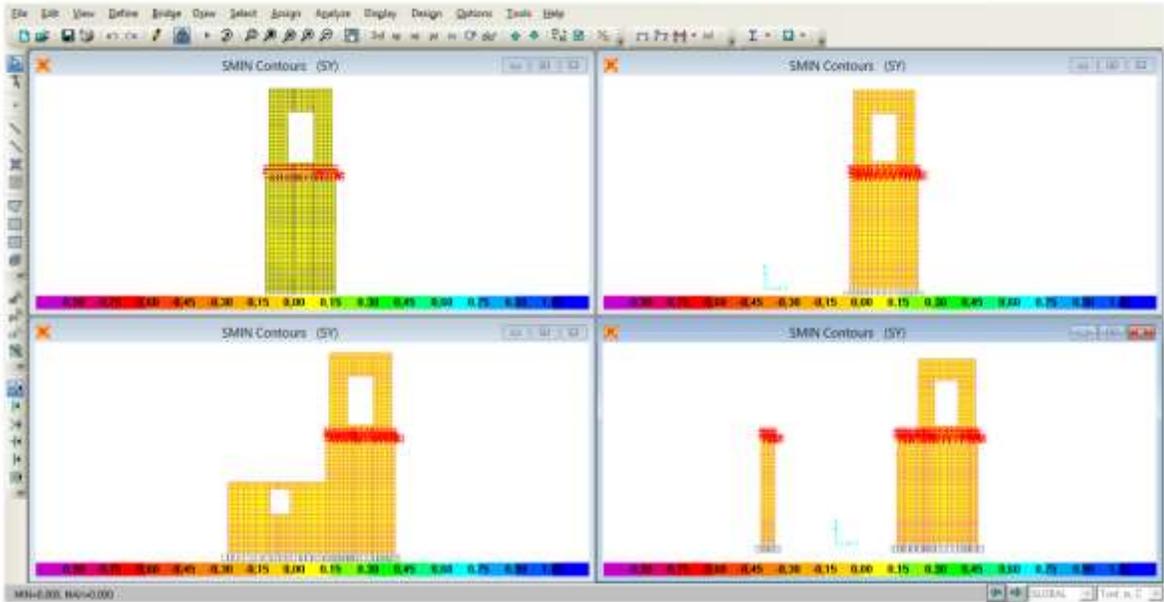


Ilustración 104: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (campanario)

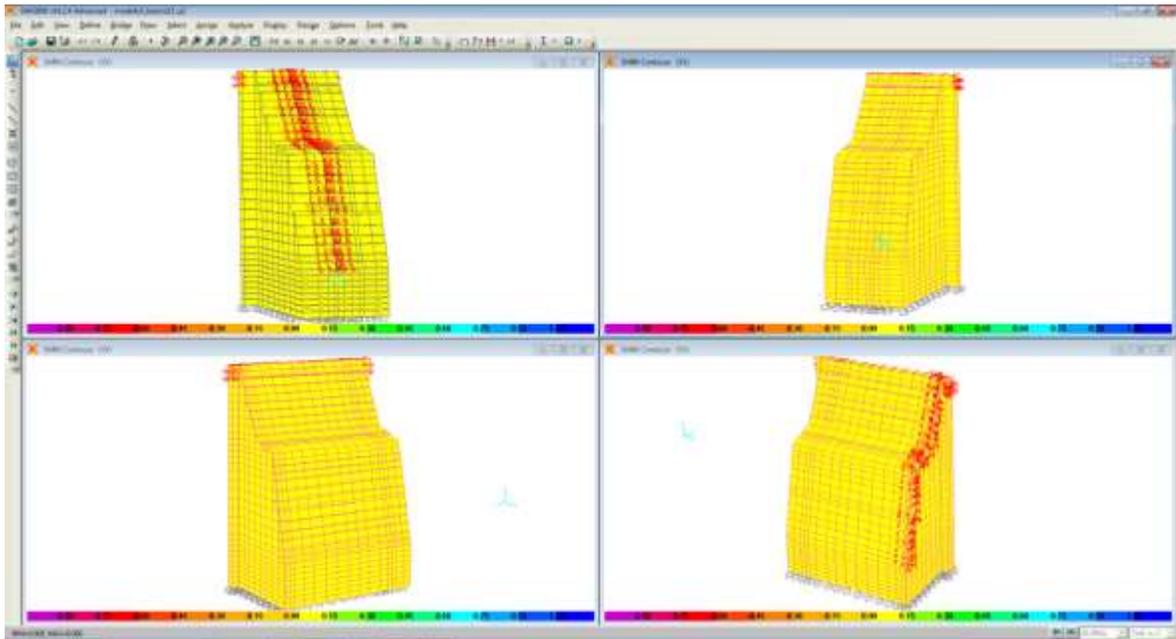


Ilustración 105: Esfuerzos principales mínimos por sismo Y-Y (contrafuerte)

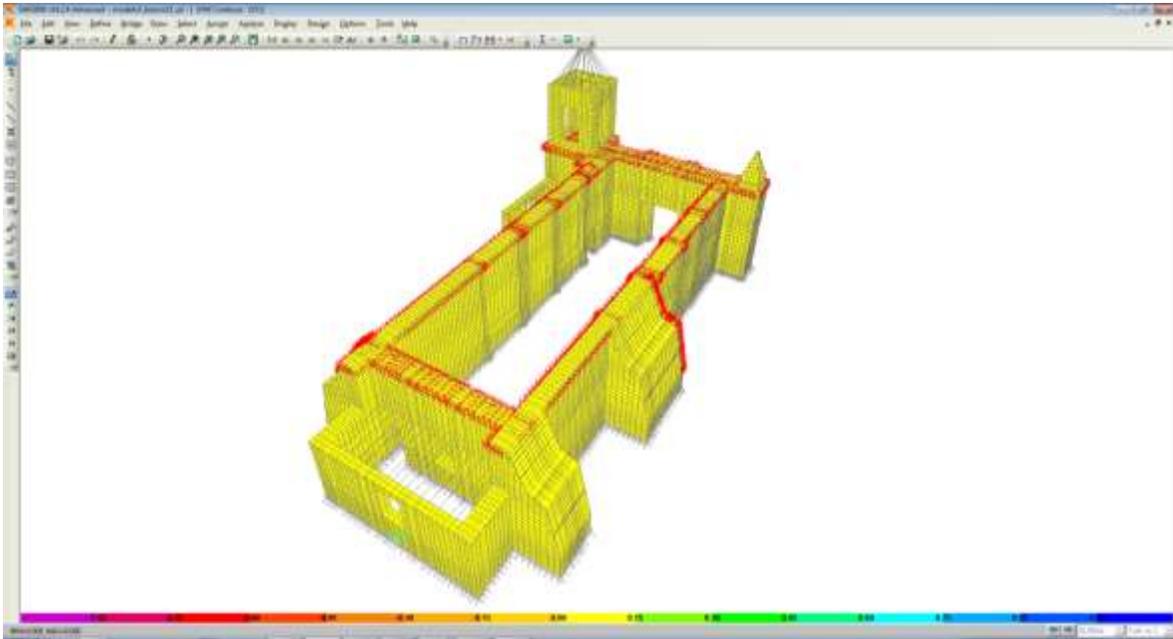


Ilustración 106: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

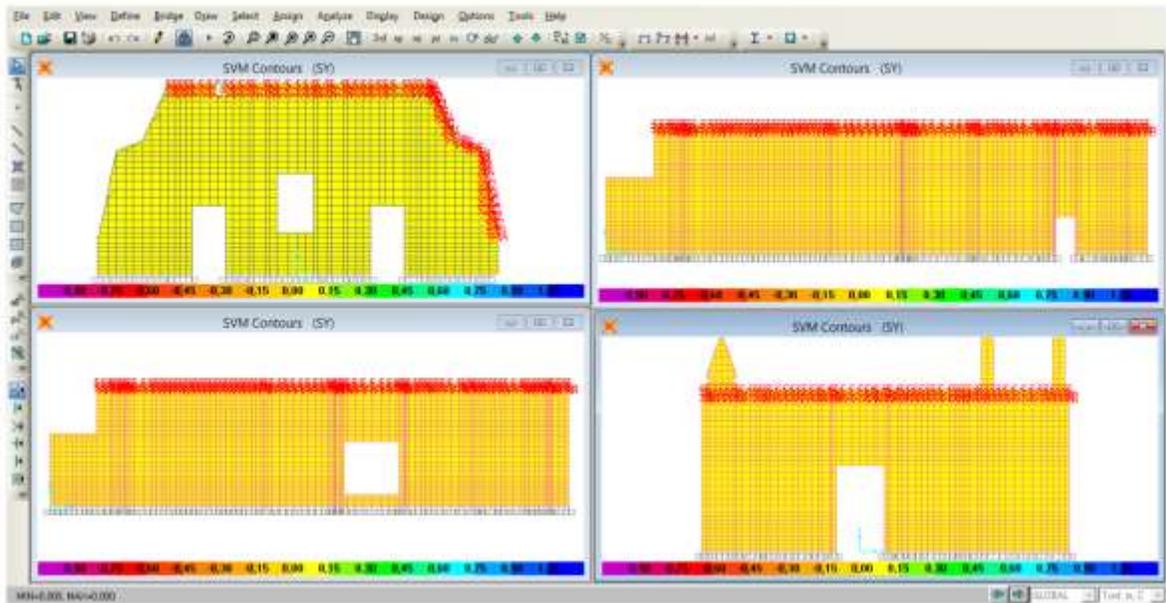


Ilustración 107: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (muros)

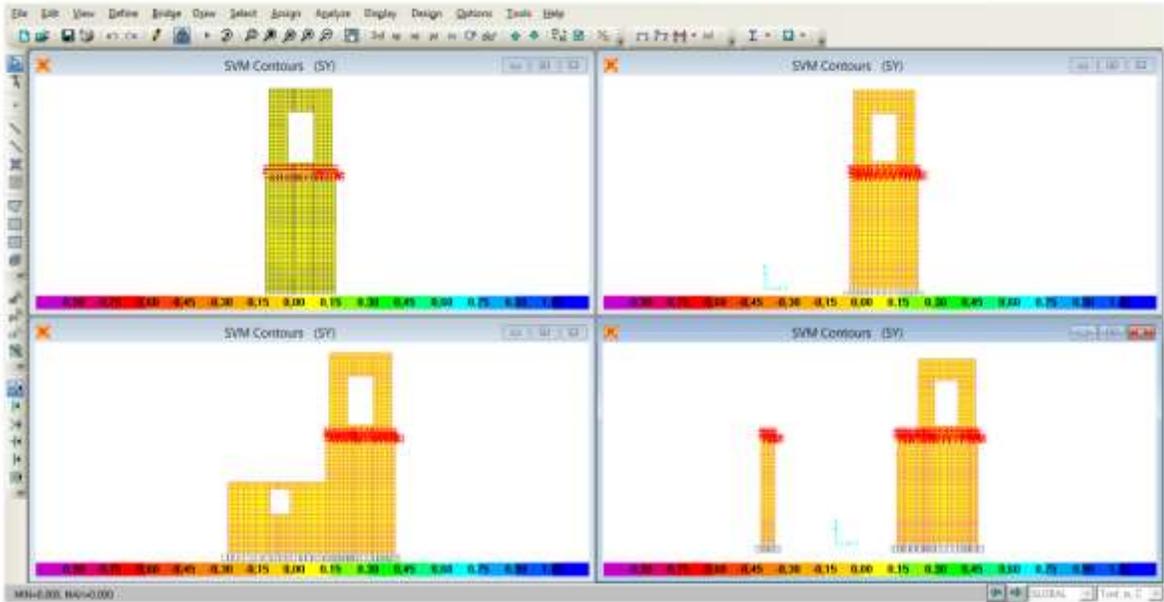


Ilustración 108: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (campanario)

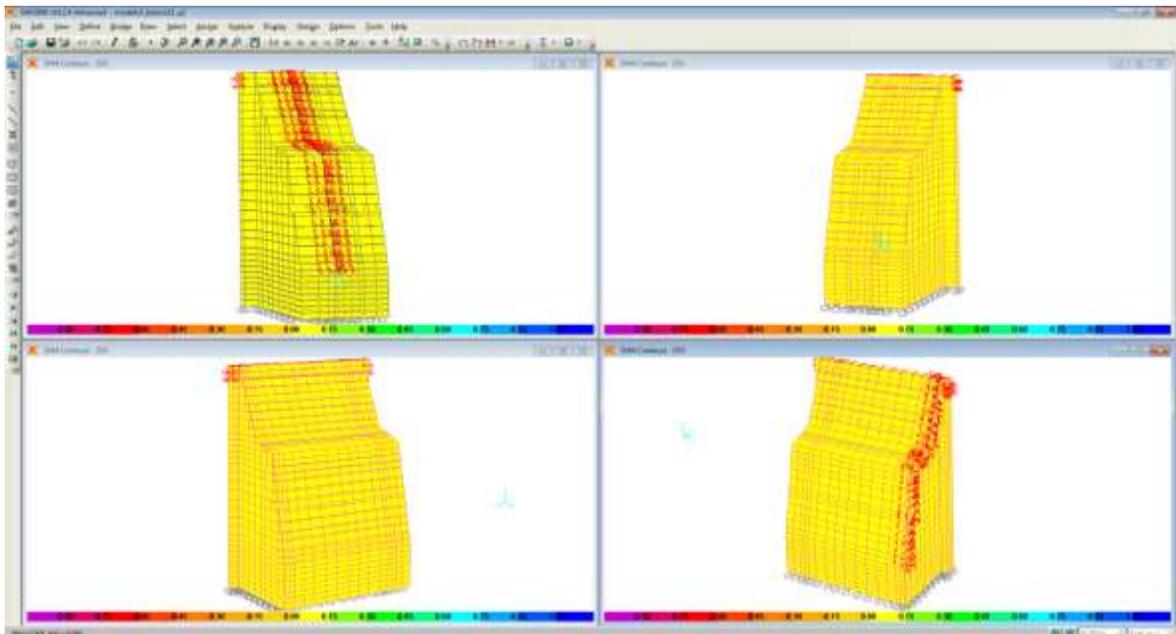


Ilustración 109: Esfuerzos de Von Mises por sismo Y-Y (contrafuertes)

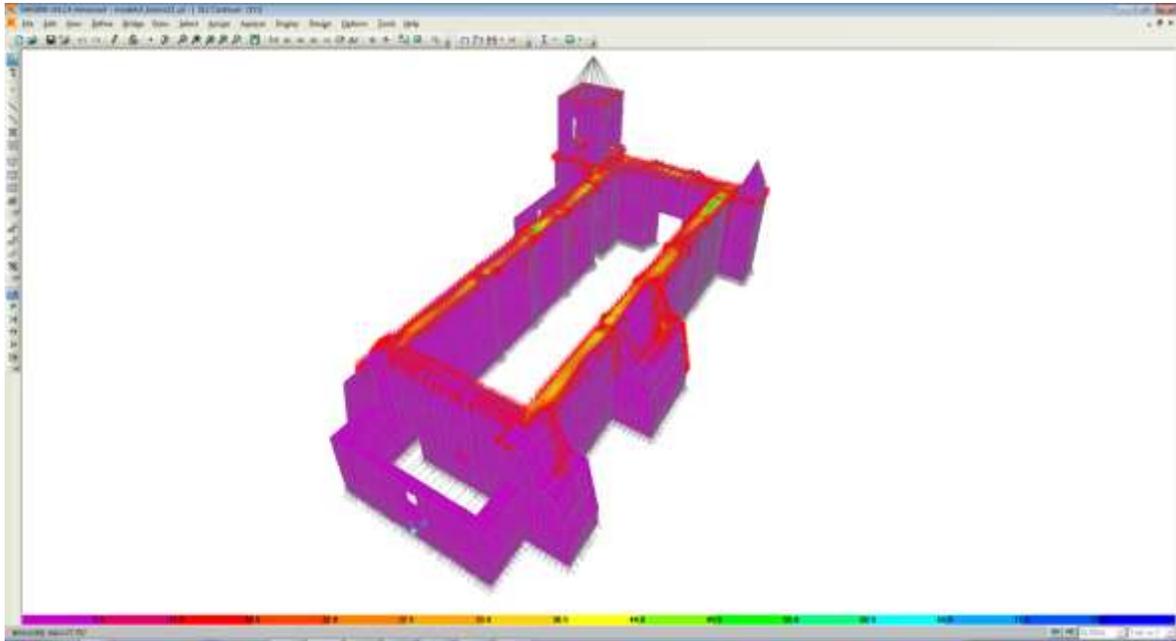


Ilustración 110: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

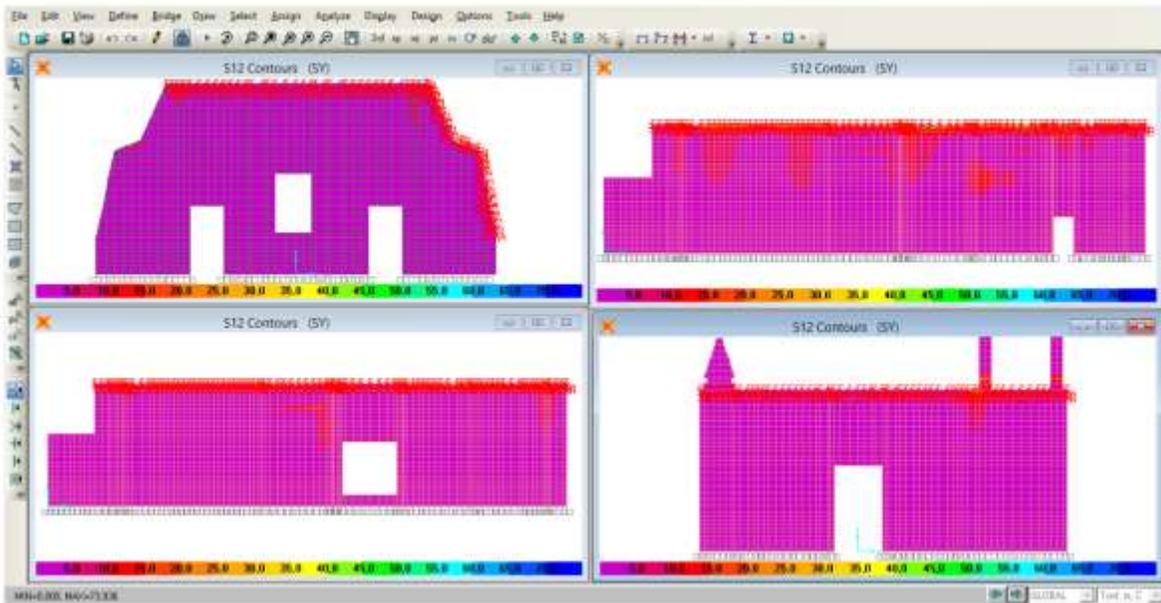


Ilustración 111: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (muros)

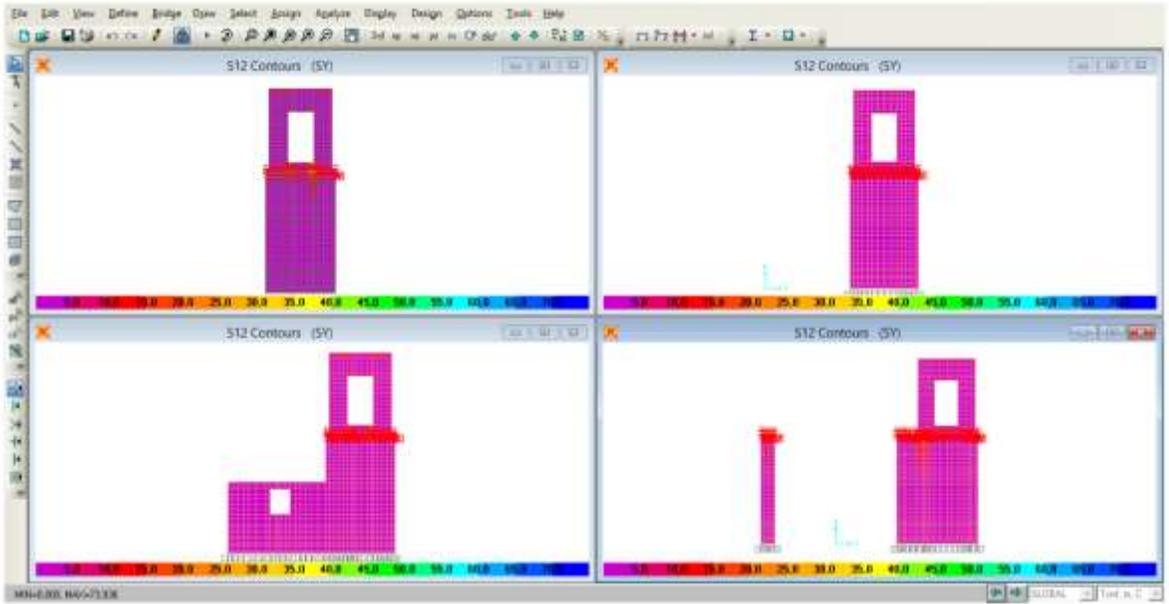


Ilustración 112: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (campanario)

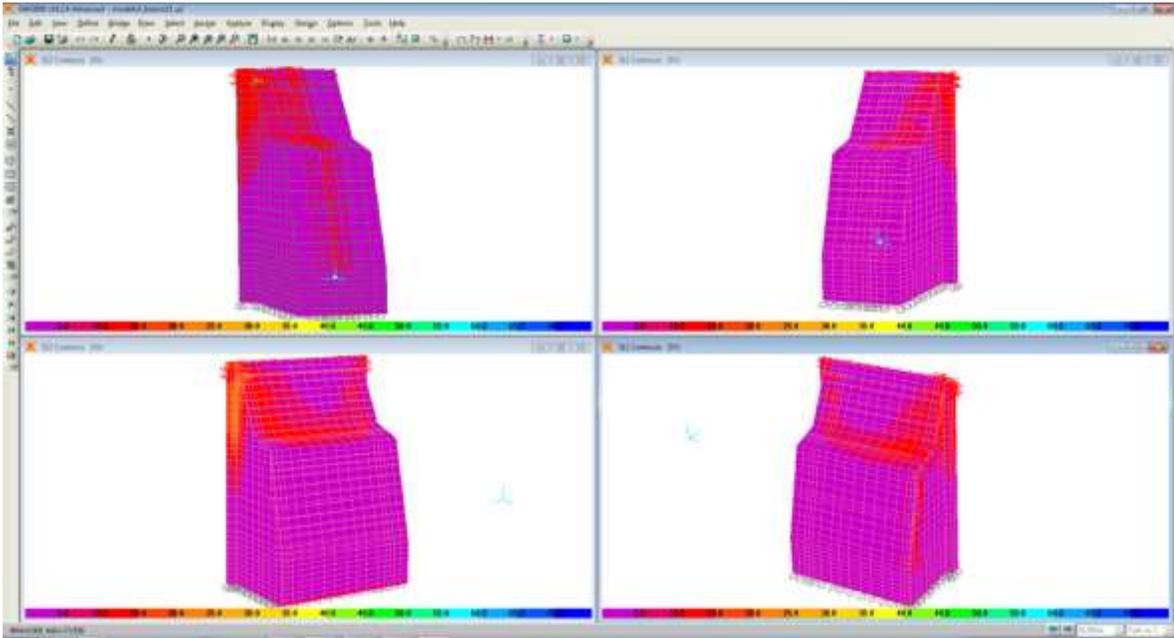


Ilustración 113: Esfuerzos cortantes S12 por sismo Y-Y (contrafuerte)

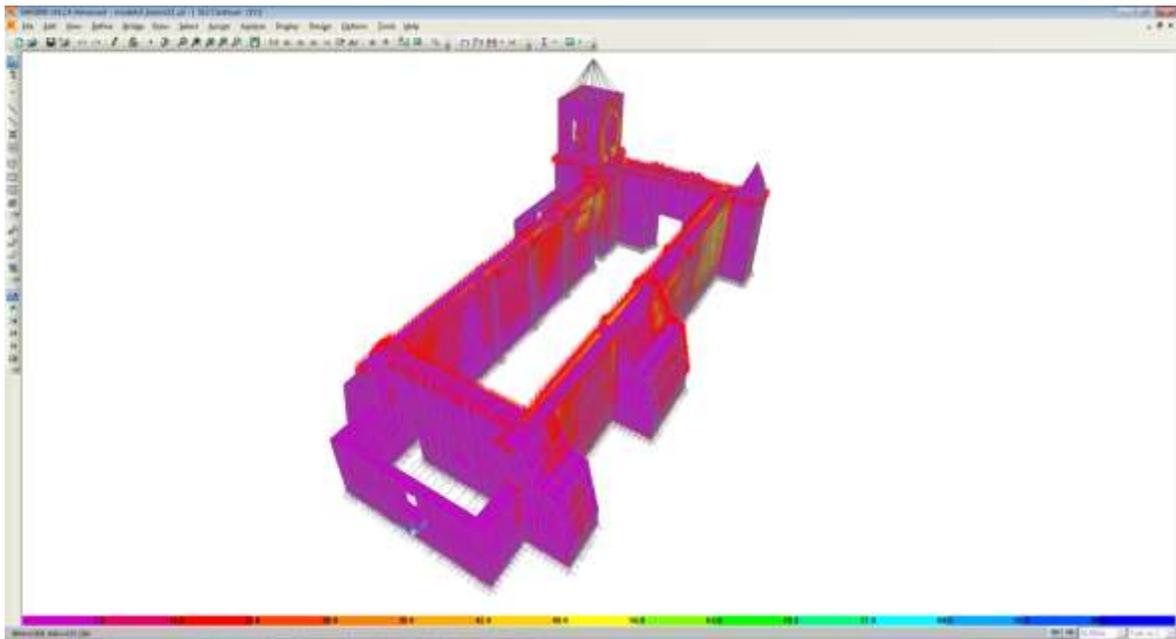


Ilustración 114: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

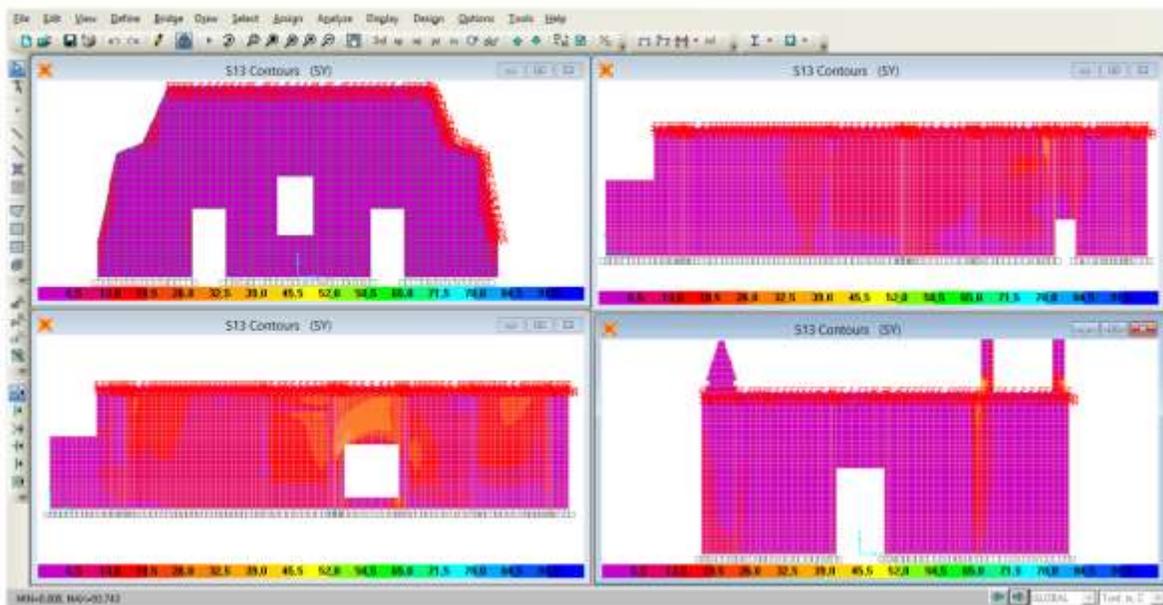


Ilustración 115: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (muros)

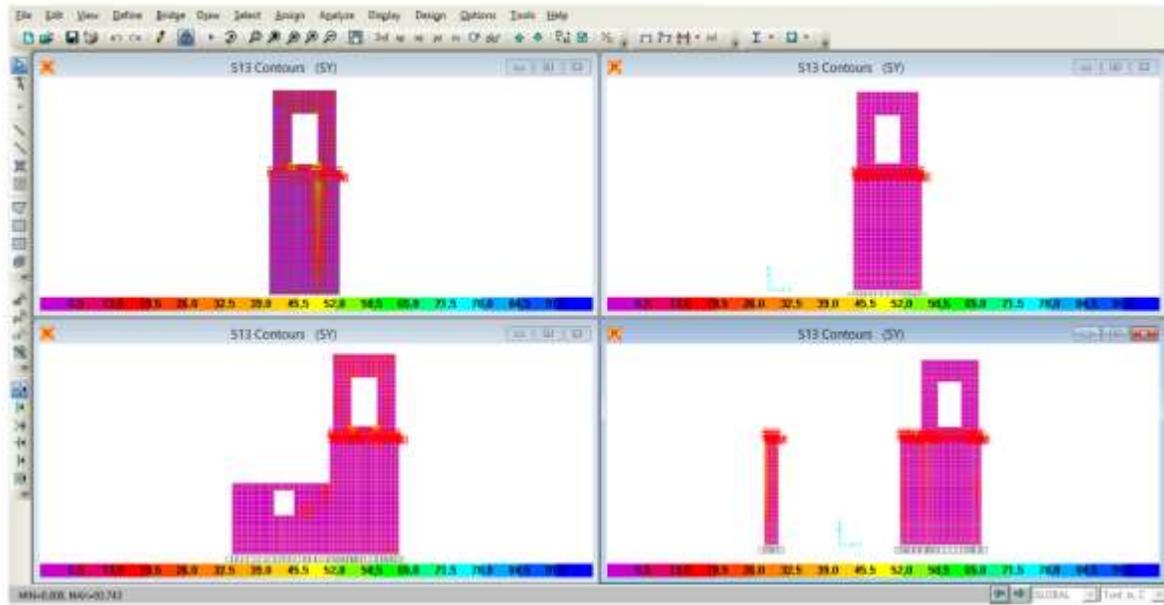


Ilustración 116: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (campanario)

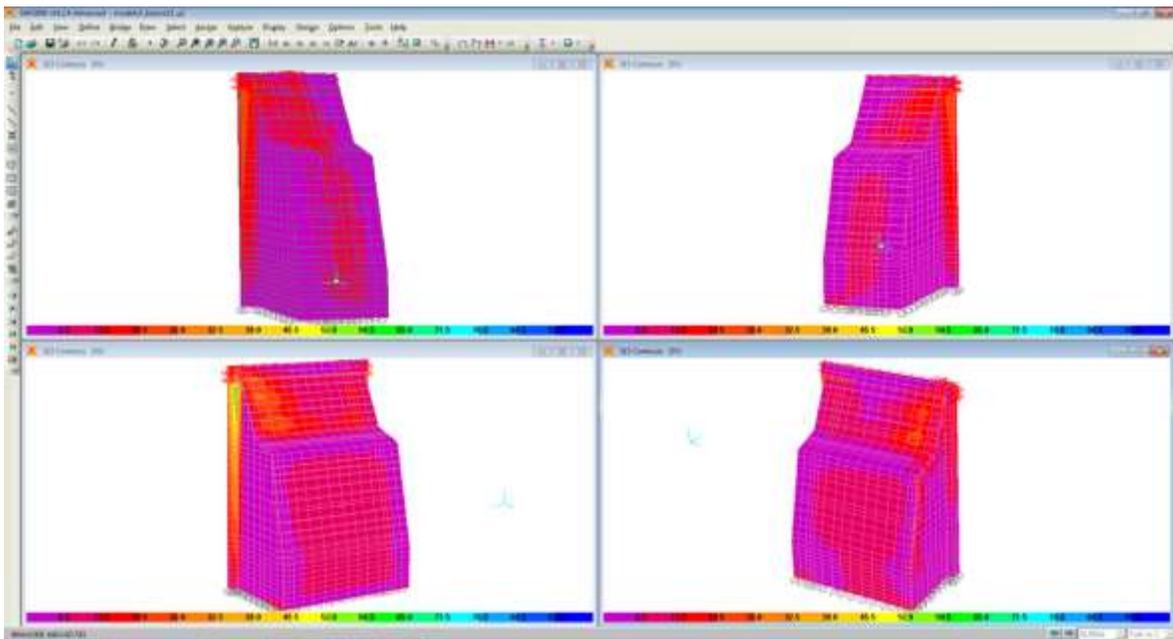


Ilustración 117: Esfuerzos cortantes S13 por sismo Y-Y (contrafuerte)

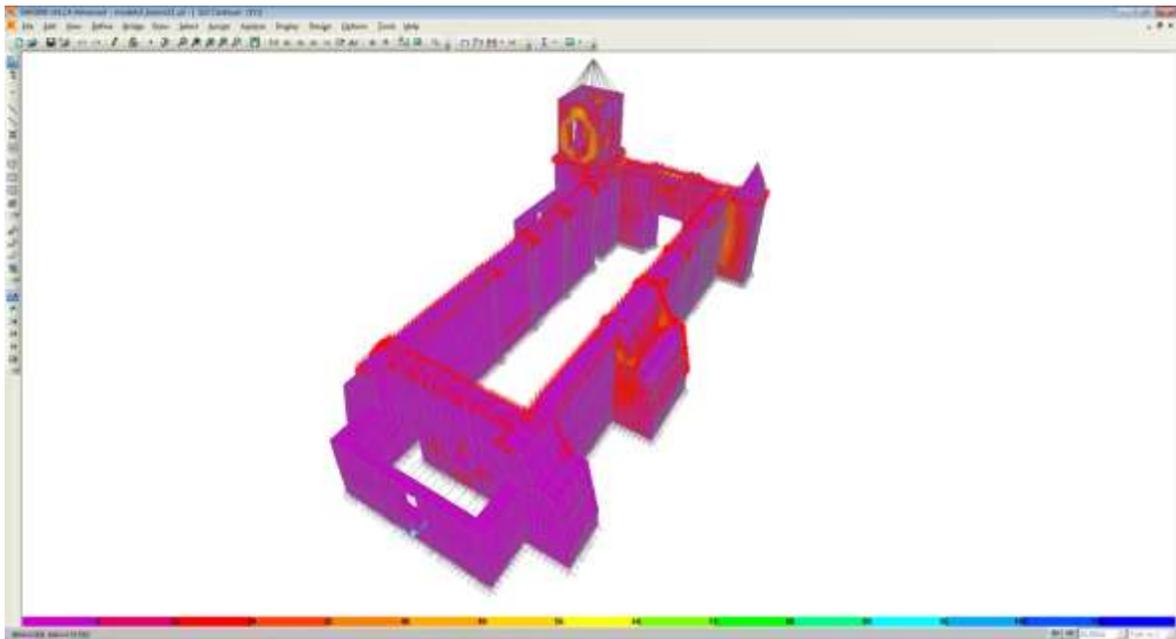


Ilustración 118: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (muros, campanario, contrafuertes)

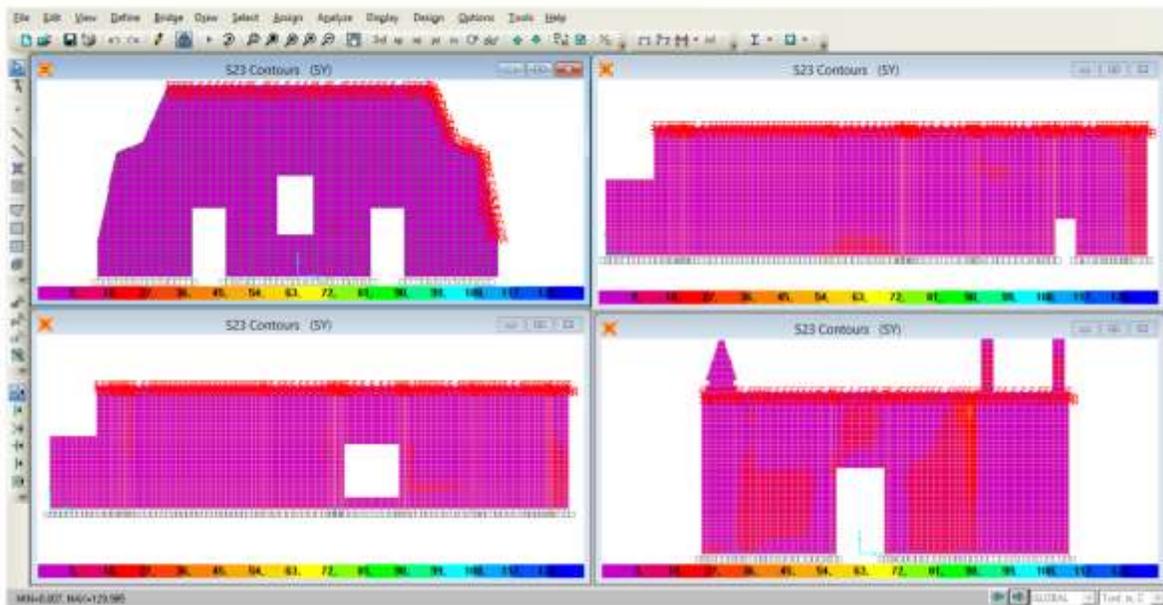


Ilustración 119: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (muros)

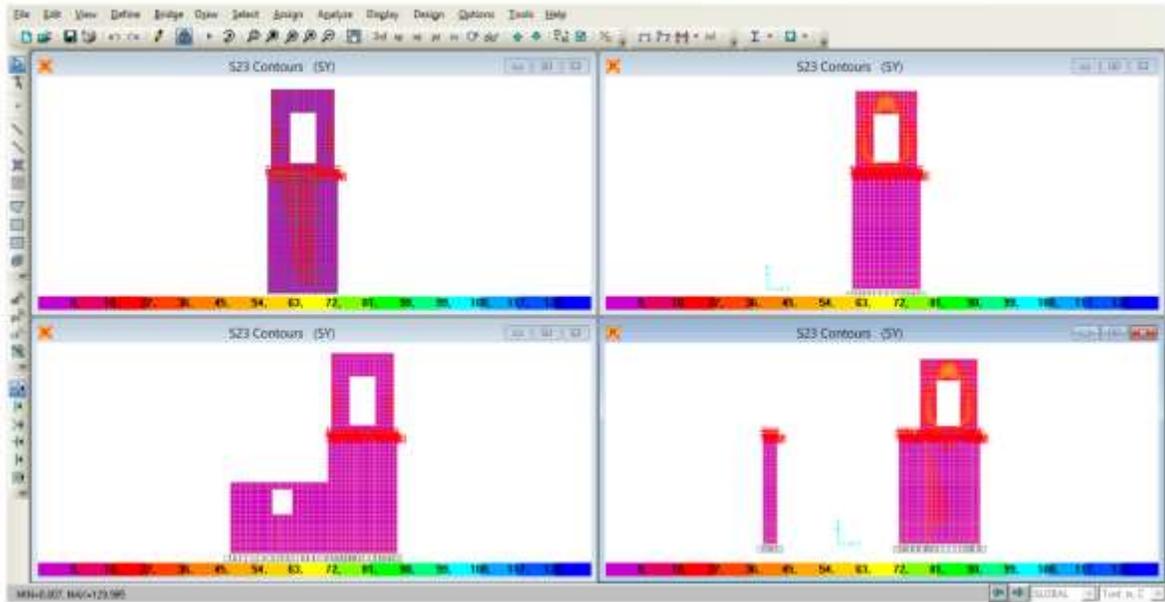


Ilustración 120: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (campanario)

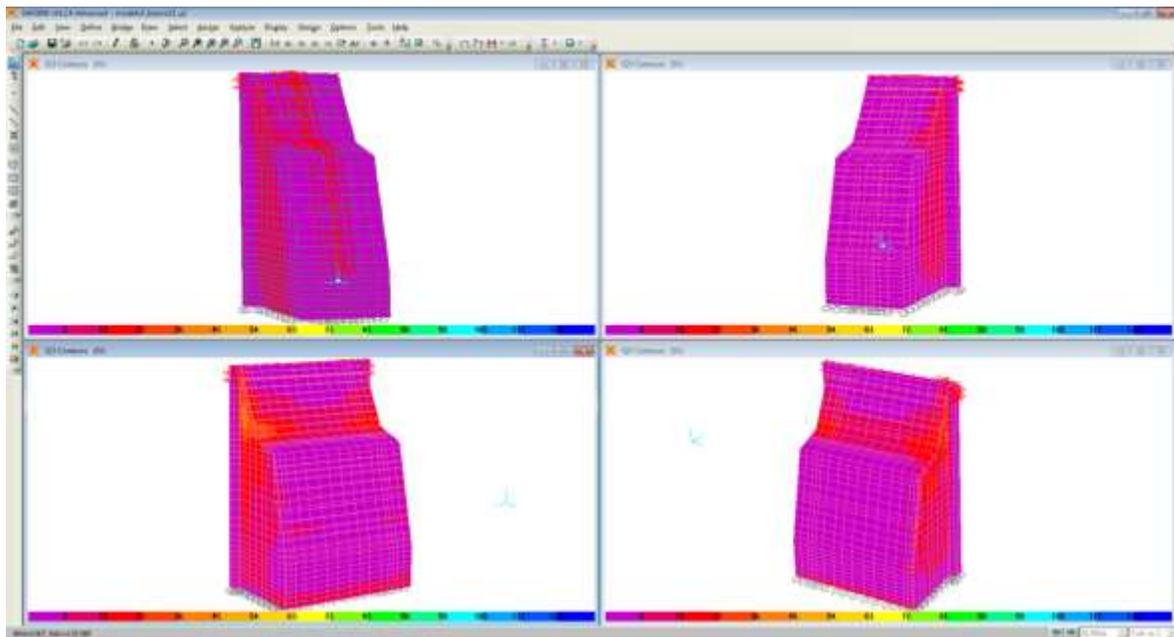


Ilustración 121: Esfuerzos cortantes S23 por sismo Y-Y (contrafuerte)

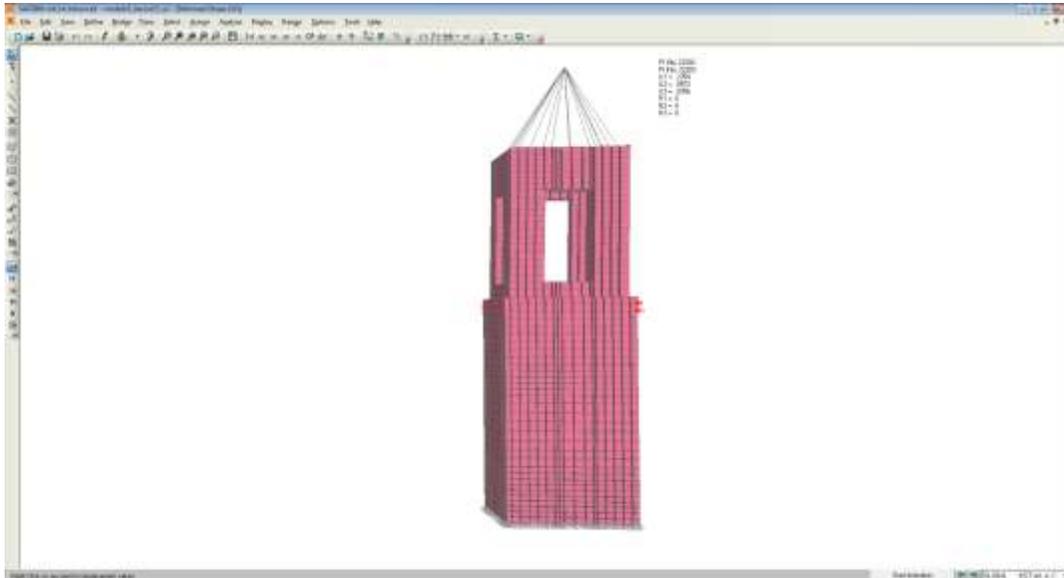


Ilustración 122: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en Y-Y en el campanario

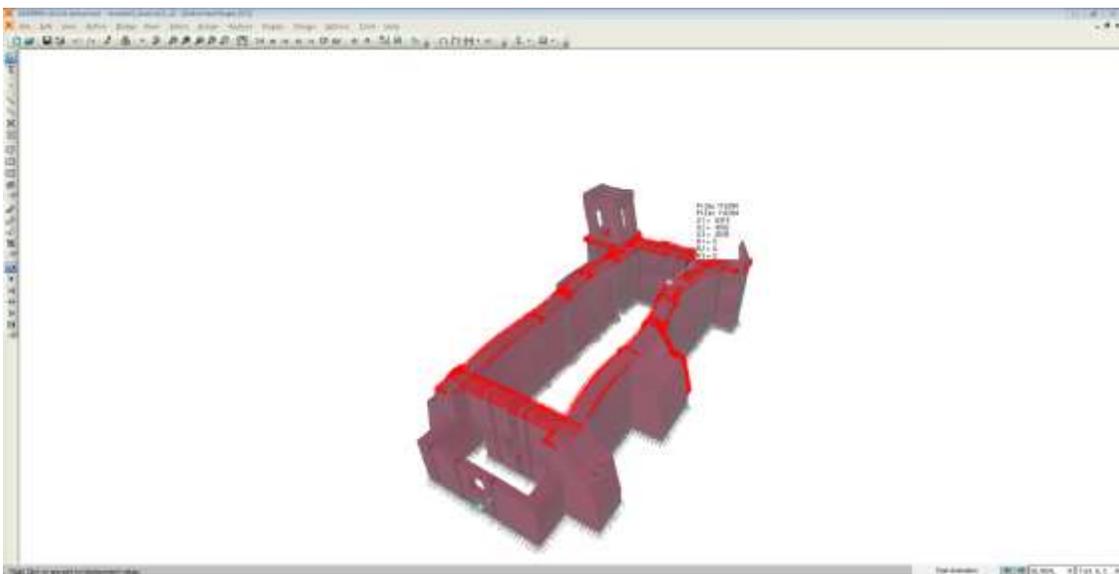


Ilustración 123: Desplazamiento máximo Y-Y por sismo en Y-Y en los muros

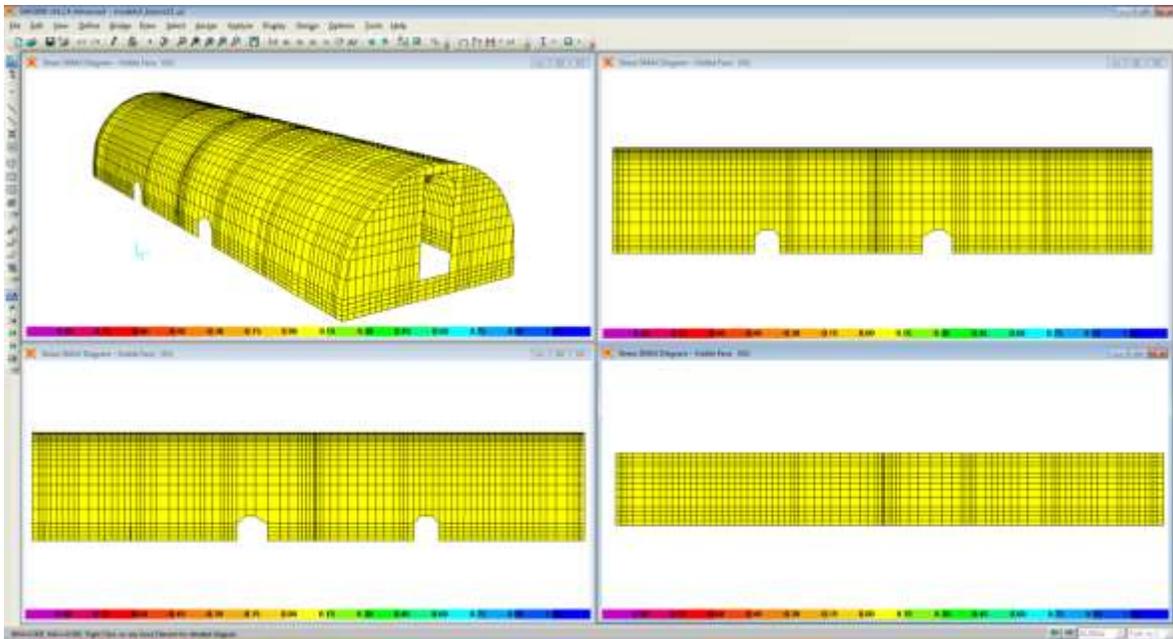


Ilustración 124: Esfuerzos principales máximos en la cúpula para Sismo X-X

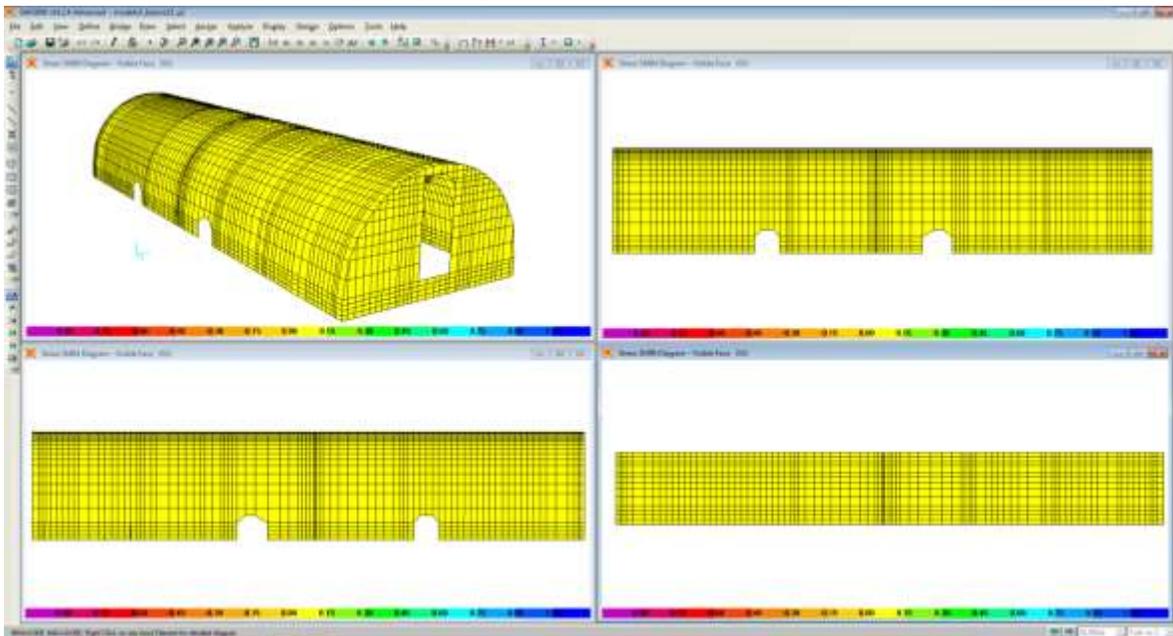


Ilustración 125: Esfuerzos principales mínimos en la cúpula para Sismo X-X

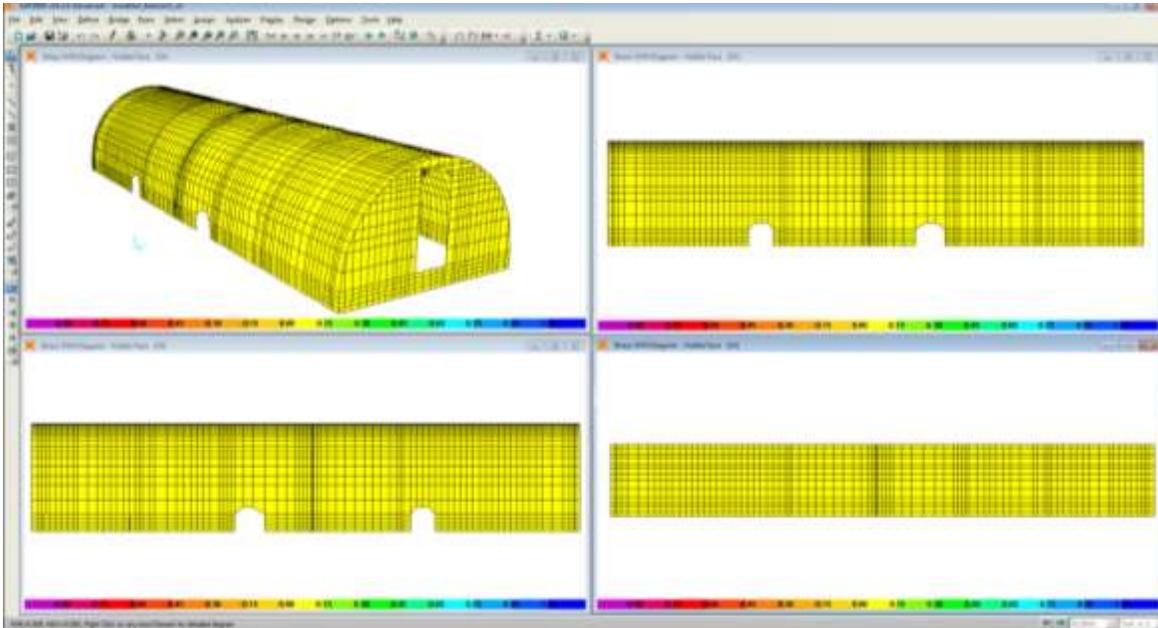


Ilustración 126: Esfuerzos de Von Misses en la cúpula para Sismo X-X

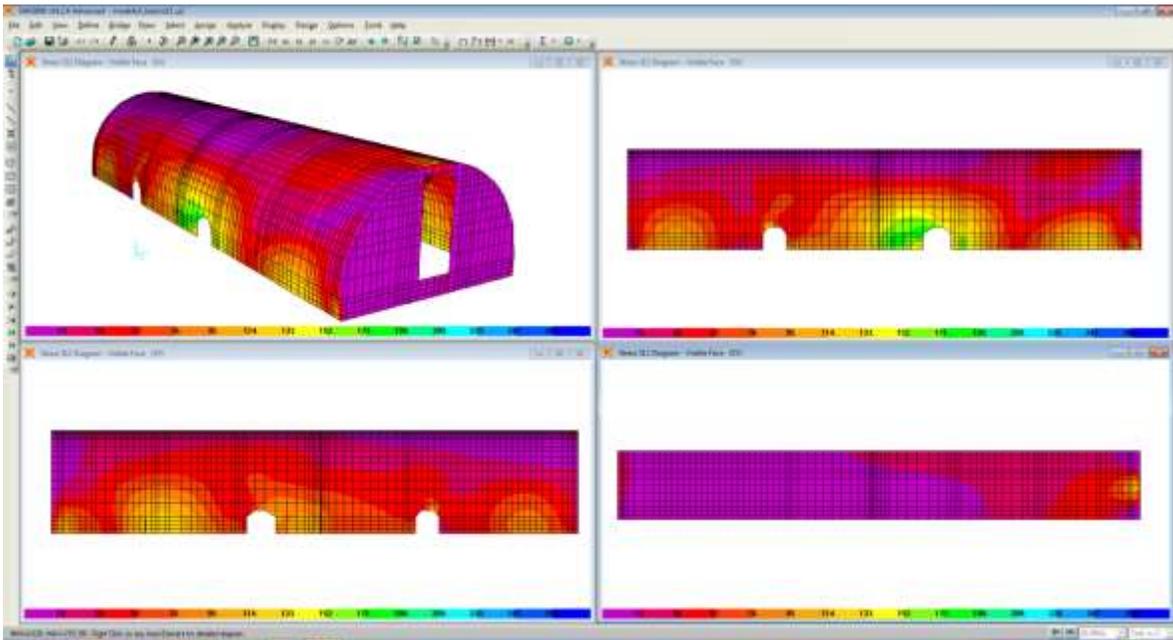


Ilustración 127: Esfuerzos Cortante S12 en la cúpula para Sismo X-X

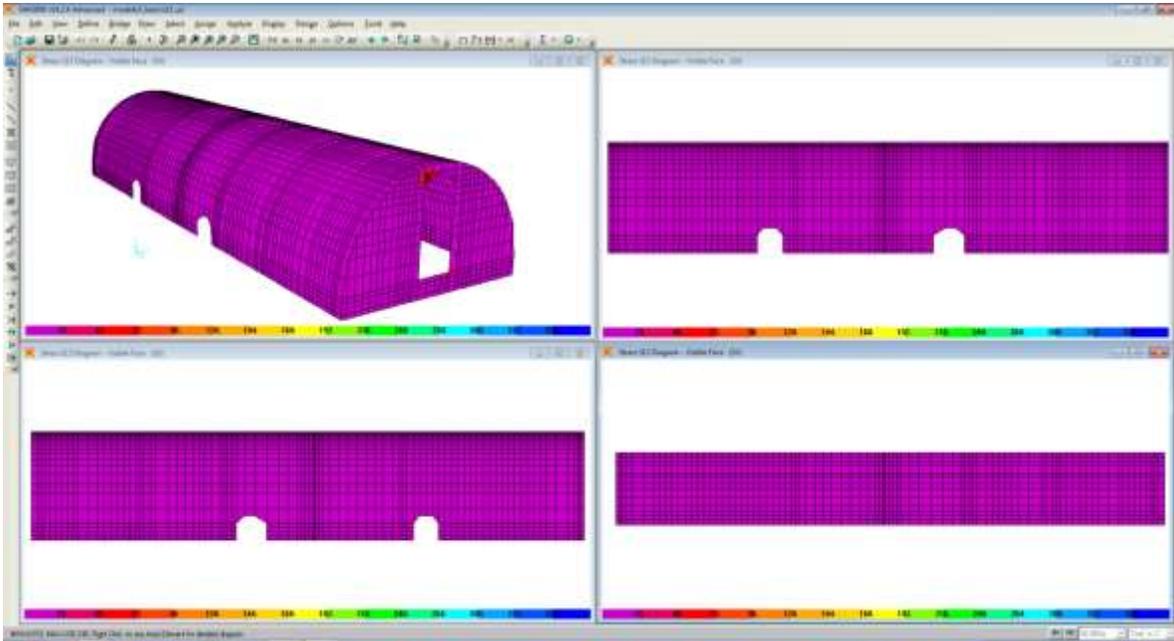


Ilustración 128: Esfuerzos Cortante S23 en la cúpula para Sismo X-X

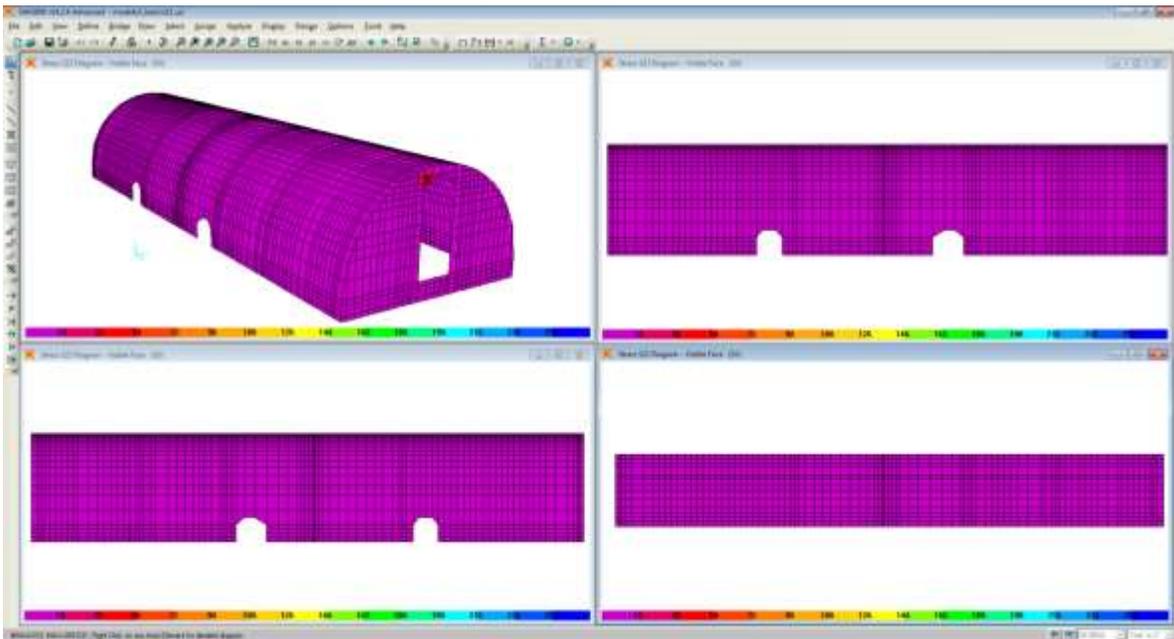


Ilustración 129: Esfuerzos Cortante S23 en la cúpula para Sismo X-X

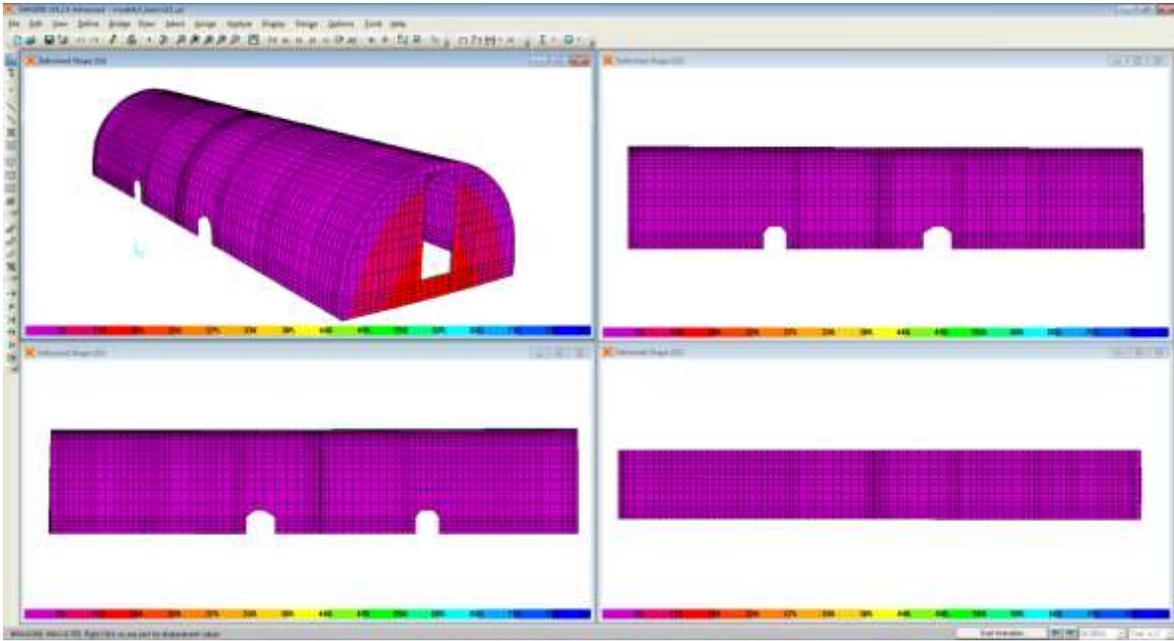


Ilustración 130: Desplazamientos máximos X-X por sismo en X-X en la cúpula

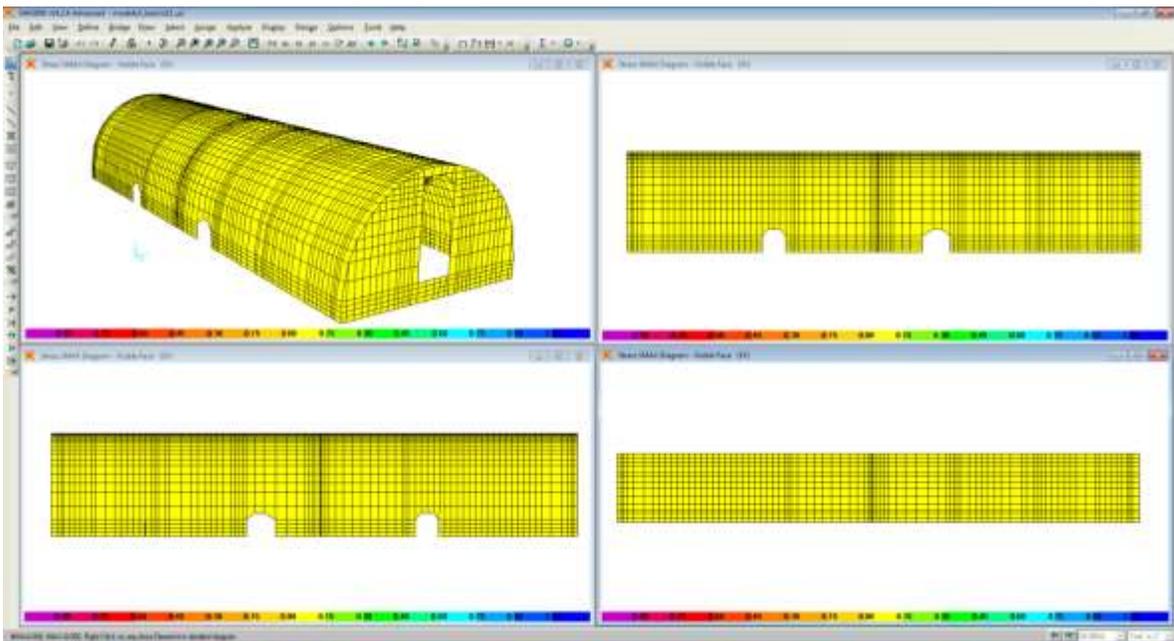


Ilustración 131: Esfuerzos principales máximos en la cúpula para Sismo Y-Y

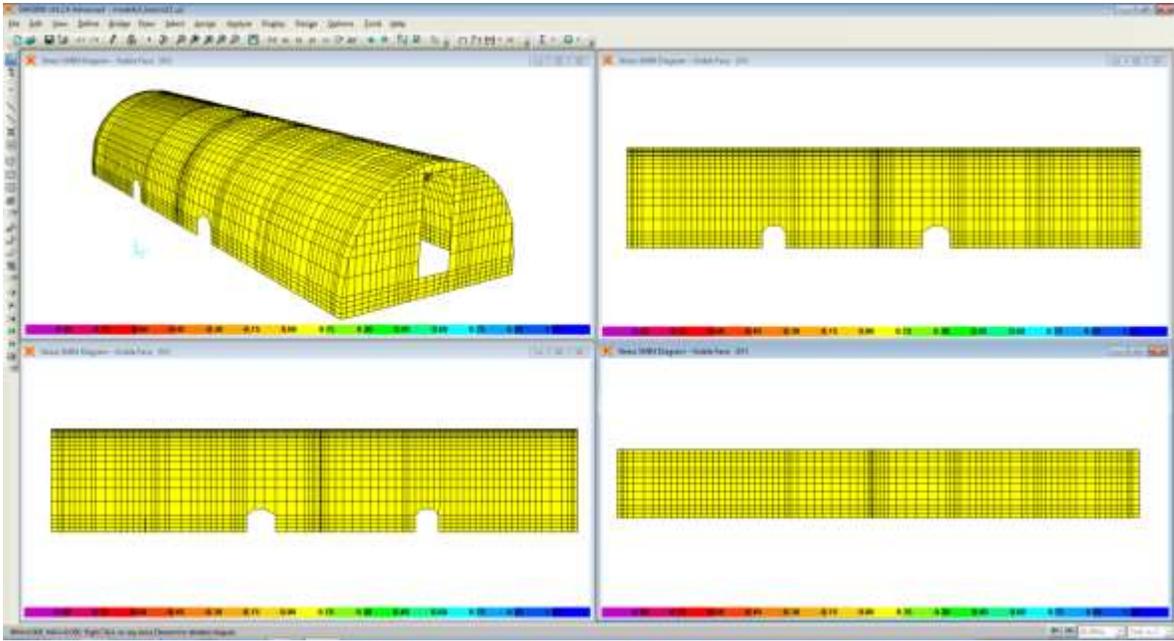


Ilustración 132: Esfuerzos principales mínimos en la cúpula para Sismo Y-Y

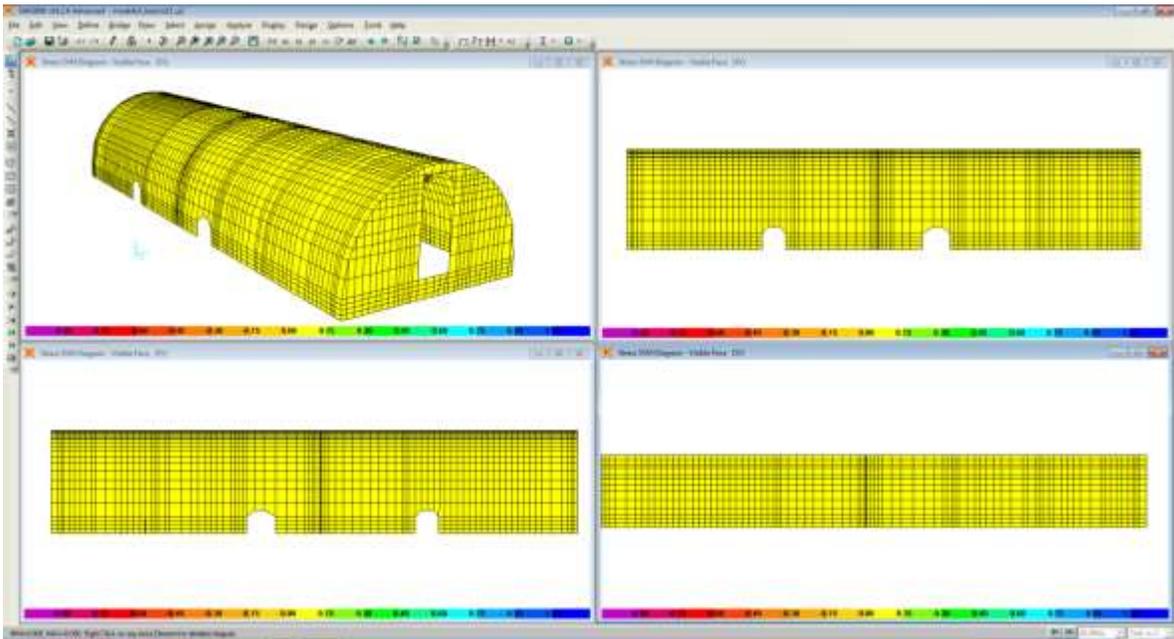


Ilustración 133: Esfuerzos de Von Mises en la cúpula para Sismo Y-Y

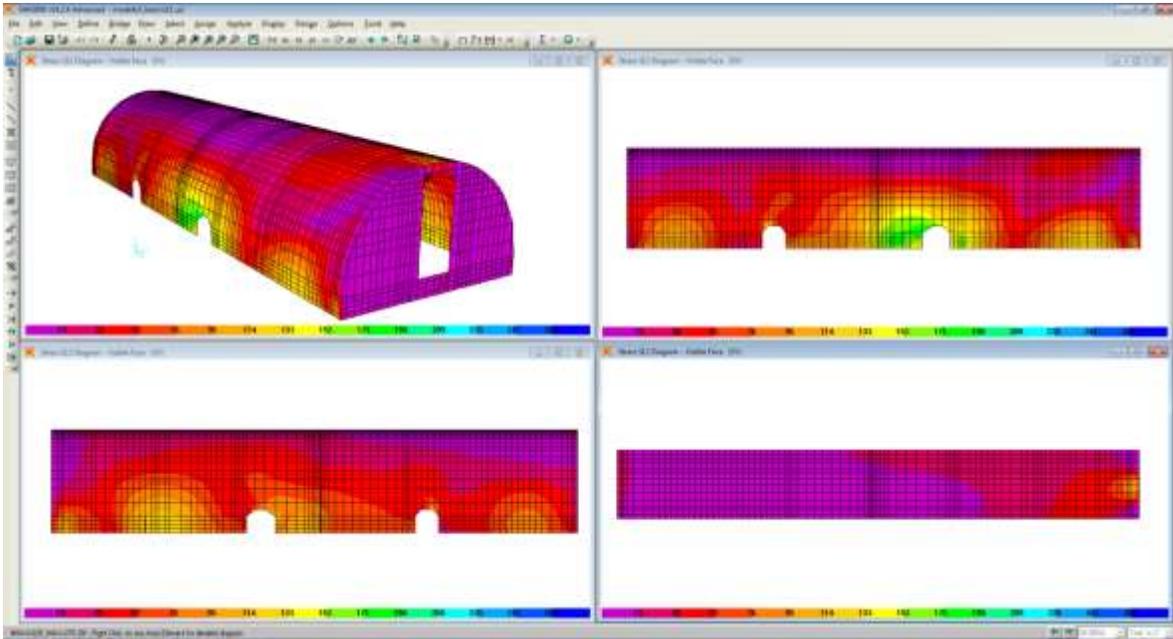


Ilustración 134: Esfuerzos cortantes S12 en la cúpula para Sismo Y-Y

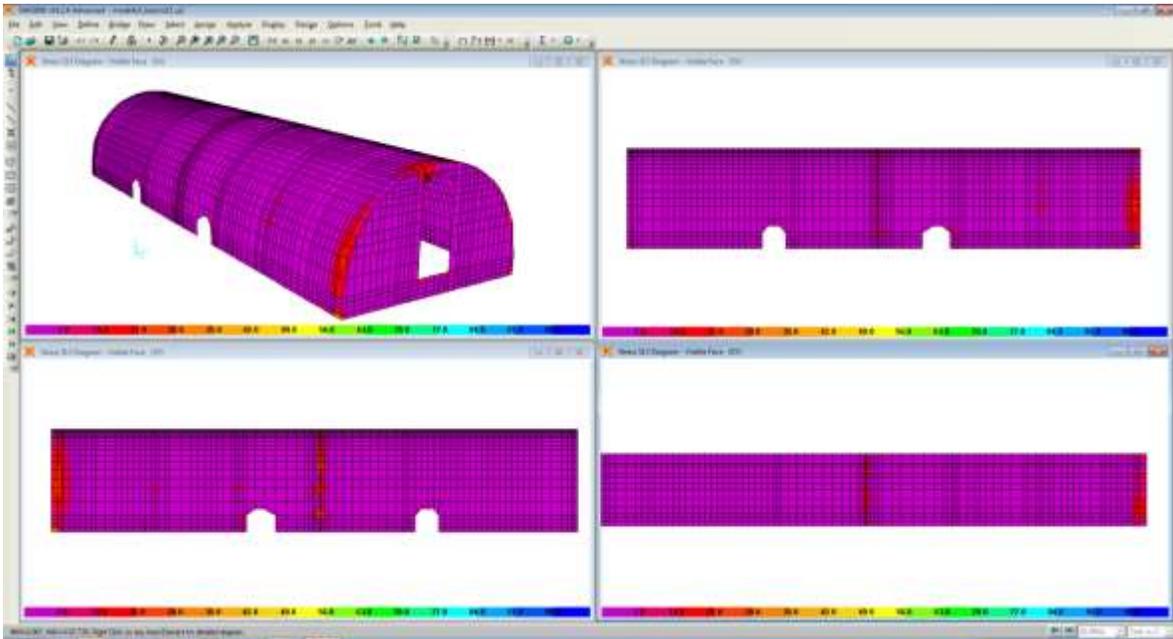


Ilustración 135: Esfuerzos cortantes S13 en la cúpula para Sismo Y-Y

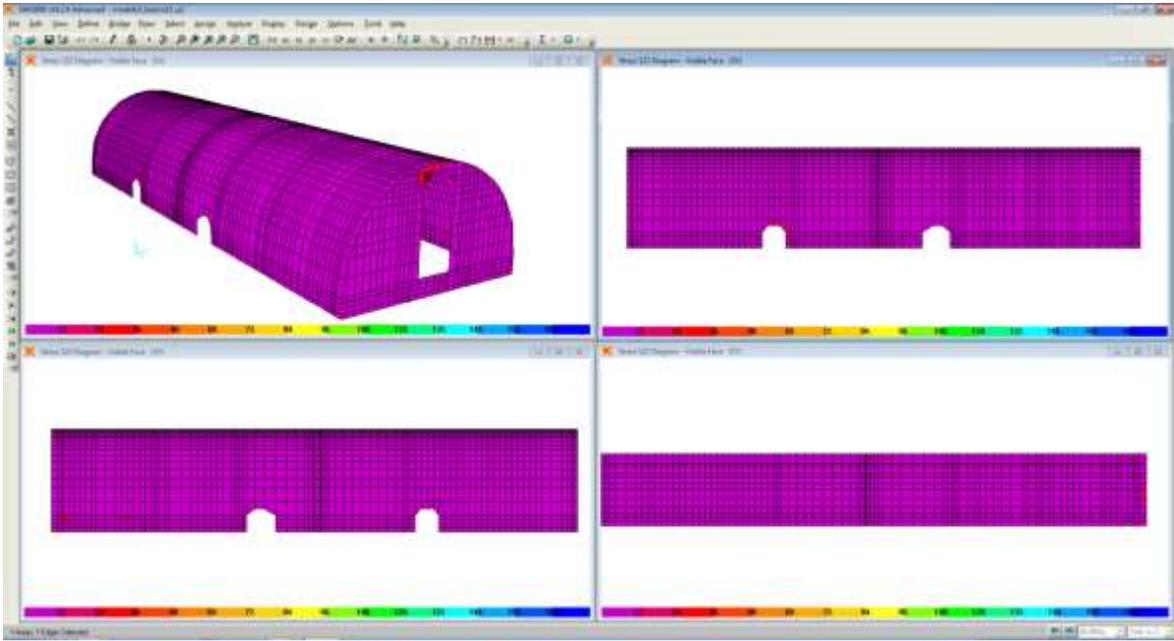


Ilustración 136: Esfuerzos cortantes S23 en la cúpula para Sismo Y-Y

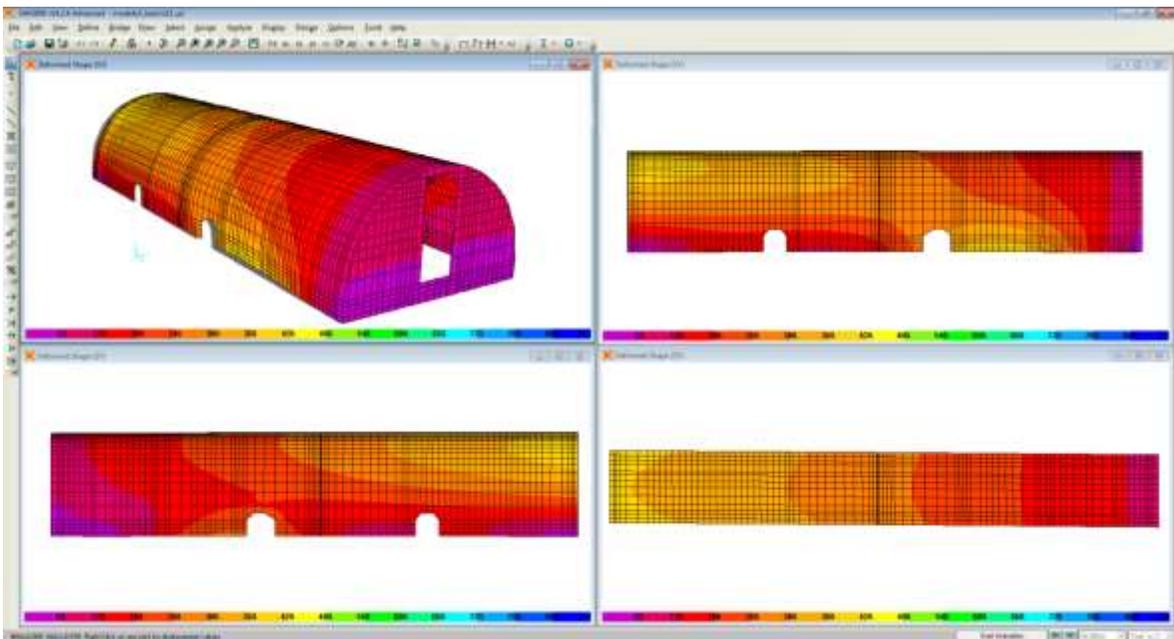


Ilustración 137: Desplazamientos máximos Y-Y por sismo en Y-Y en la cúpula

4.3.- Resultados de la Investigación

4.3.1.- Resultado del Análisis Lineal Estático por cargas de gravedad.

- Se puede observar en los resultados del análisis lineal por cargas de gravedad que los esfuerzos cortantes en los muros y campanario fluctúan en un rango de -2.1 a 2.2 tn/m², por lo que no rebasan el límite de 2.5 tn/m² que se indica en la norma E - 0.80.
- Respecto a los esfuerzos principales se aprecia que los muros y campanario se encuentran en compresión siendo el mínimo -18 tn/m², el cual es menor 20 tn/m² por lo que se puede decir que cumple con lineamientos de la norma E-080.
- Respecto a los esfuerzos principales máximos y mínimos en la cúpula se encuentran muy por debajo de los esfuerzos admisibles considerados en la norma E-010, por lo que se considera que no representativos en la estructura.
- De la misma forma los esfuerzos cortantes en la cúpula también son bajos y ninguno sobrepasa las 80 tn/m², lo cual quiere decir que están cumpliendo con los requerimientos mínimos de la norma E-10.
- Según la norma E-020, norma nacional de cargas, las deflexiones máximas permitidas en la cúpula son:
 - ✓ Para carga viva es $L/240 = 0.0364\text{m}$
 - ✓ Para carga viva + muerta es $L/360 = 0.0243\text{m}$

Se puede verificar en los gráficos que las deflexiones máximas de la cúpula para carga viva y carga viva + muerta es 0.0356 m y 0.007 m respectivamente por lo que se cumple con lo indicado en la E-20.

4.3.2.- Resultado del análisis del comportamiento sismo resistente de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.

- Se empezara este análisis verificando que los desplazamientos máximos de los muros, campanario y cúpula sean los permitidos por la norma E-030 en ambas direcciones.

Desplazamientos en el campanario:

Tabla 9: Desplazamiento en el campanario

Dirección X-X

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.3	4.95	0.2359	0.1999	0.040	0.030	0.005	NO PASA
7.35	7.35	0.036	0.036	0.005	0.004	0.005	OK
0	0	0	0	0	0	0.005	OK

Dirección Y-Y

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.3	4.95	0.2683	0.2249	0.045	0.034	0.005	NO PASA
7.35	7.35	0.0434	0.0434	0.006	0.004	0.005	OK
0	0	0	0	0	0	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

Desplazamientos en los muros y cúpula

Tabla 10: Desplazamientos en los muros y cúpula

Dirección X-X

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
7.350	3.000	0.237	0.110	0.037	0.027	0.005	NO PASA
4.350	4.350	0.127	0.127	0.029	0.022	0.005	NO PASA
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	OK

Dirección Y-Y

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.470	5.120	0.480	0.114	0.022	0.017	0.005	NO PASA
7.350	7.350	0.366	0.366	0.050	0.037	0.005	NO PASA
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en las tablas 9 y 10 los desplazamientos por efectos sísmicos no cumplen ya que sobrepasan los permitidos por la norma E-030.

- Continuando con el análisis sísmico podemos apreciar en los resultados que los esfuerzos normales máximos y mínimos no son representativos en el comportamiento de la estructura ya que se estos prácticamente son 0 tn/m².
- Por otro lado, los esfuerzos cortantes en sus diferentes direcciones, marcan el comportamiento global de la estructura y explican en totalidad las fallas presentadas en el levantamiento de campo. A continuación se muestra lo expuesto:

A continuación se muestra ilustraciones del 138 al 140 identificaciones de fallas si son sometidas a cargas por sismo.

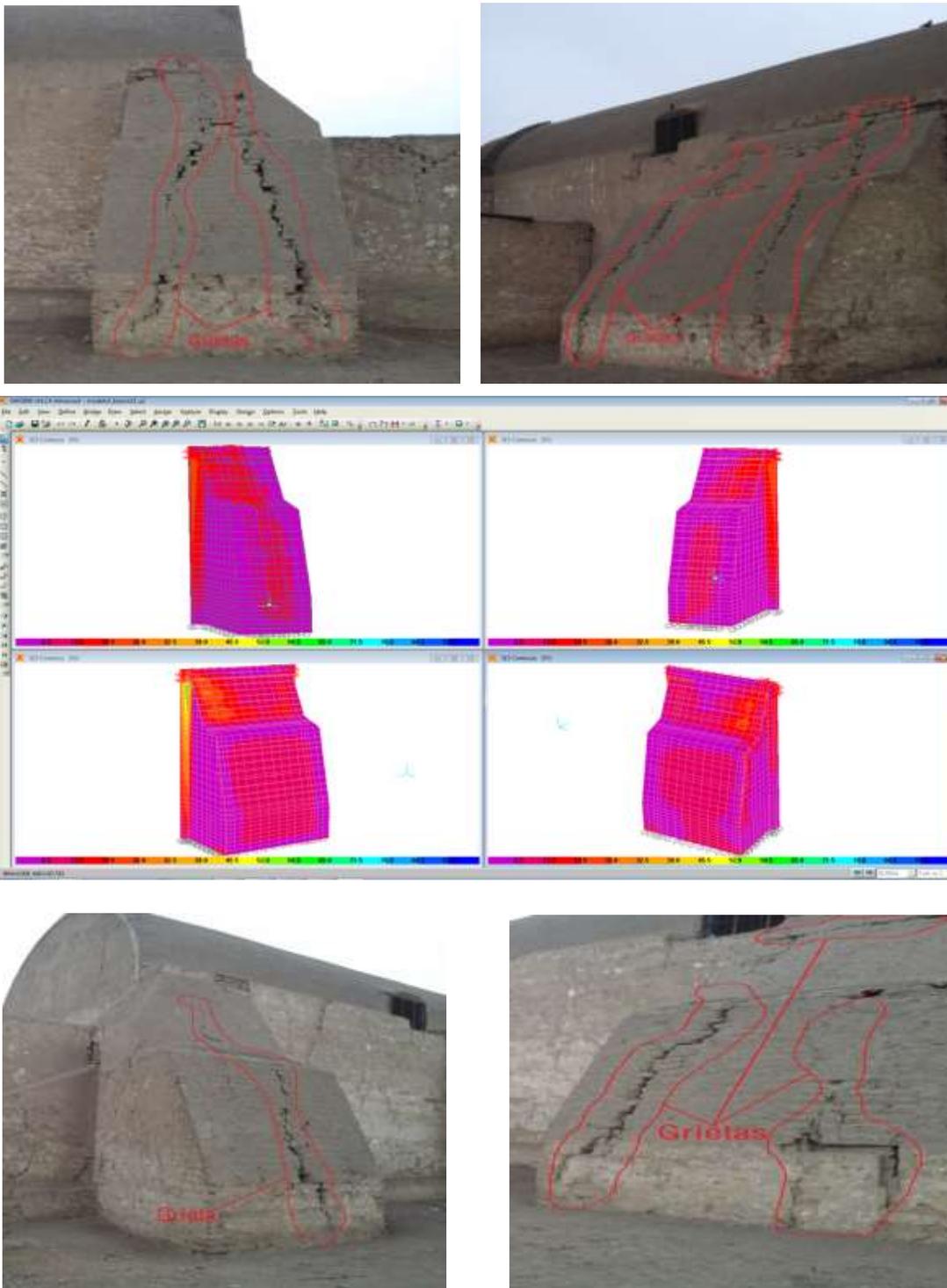
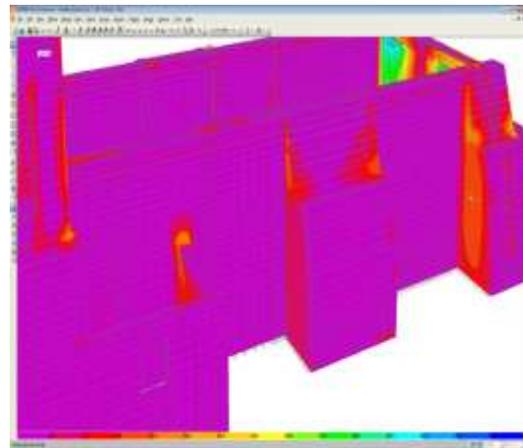
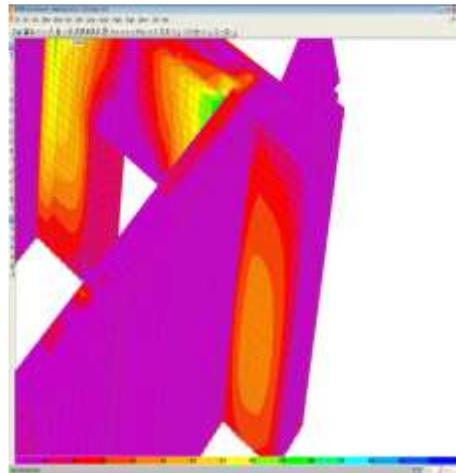


Ilustración 138: Identificación de las fallas en los contrafuertes

Se puede observar que el sismo en dirección Y-Y produce grandes concentraciones de esfuerzos cortantes en los contrafuertes y sobrepasa los 2.5 tn/m² el cual es máximo esfuerzo admisible para el adobe. Justificándose así las fisuras en los contrafuertes que probablemente han sido sufridas en eventos sísmicos pasados.



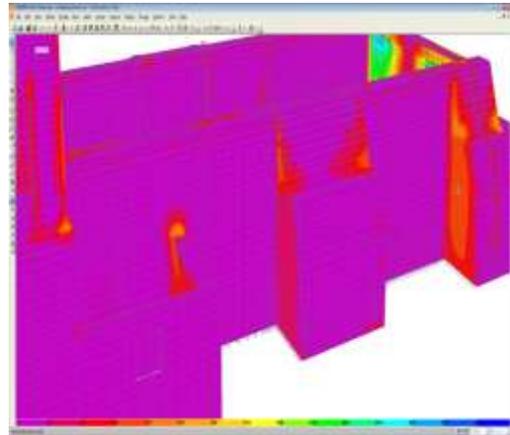
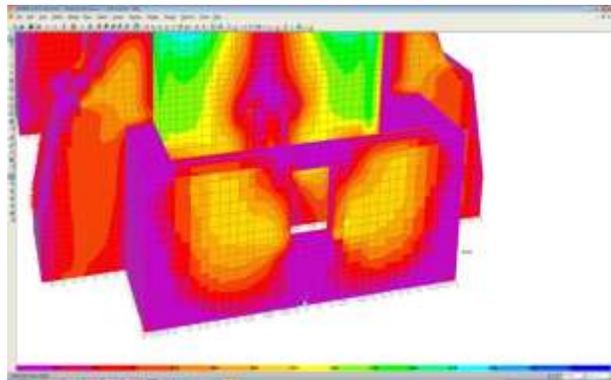


Ilustración 2139: Identificación de las fallas en los contrafuertes

El sismo en dirección X-X produce grandes concentraciones de esfuerzos cortantes en los cambios bruscos de sección. Estos esfuerzos son mayores que 2.5 tn/m^2 , por lo tanto la estructura tiende a presentar fisuras en esas zonas.



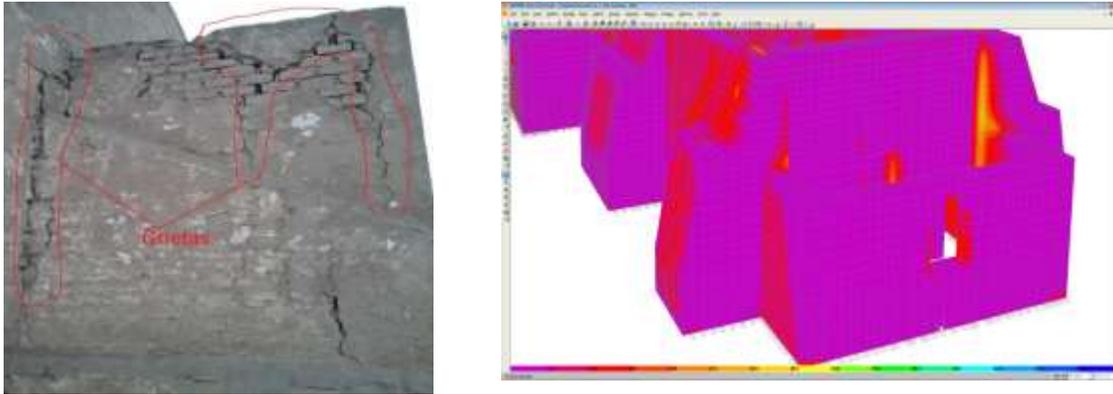


Ilustración 140: Identificación de falla en muros

También se producen concentraciones de esfuerzos cortantes en los cambios de dirección de los muros de adobe lo que origina que se presenten fisuras en esos lugares.

4.3.3 Reforzamiento

Para el siguiente ítem se ha tenido en cuenta la observación en campo y los resultados del modelamiento en el software. Debido a que el daño estructural de una edificación histórica tiene consecuencia no sólo a nivel de costos o pérdidas humanas, sino también a nivel cultural y patrimonial, el estudio de la seguridad estructural de este tipo de inmuebles es de vital importancia.

La concepción estructural de una estructura histórica forma parte de su valor cultural; esta muestra en forma tangible las antiguas técnicas de construcción y de los materiales usados. Las estructuras de los monumentos constituyen sin duda un documento histórico y un legado vivo de las habilidades de los antiguos constructores, en efecto las soluciones ingenieriles es de vital cuidado para no afectar sus materiales

Se pueden visualizar ilustraciones 141 al 150 graficas de las propuestas de reforzamientos para la iglesia.

4.3.3.1.- Para la reconstrucción de los muros de adobe

Se propone fabricar adobes nuevos de 0.85 x 0.12 x 0.23 m para ser reemplazados por los bloques fisurados, erosionados o intemperados, utilizando un rejunteo de la misma calidad que la utilizada para la elaboración de los adobes. Además se puede

incluir paja con una proporción del 30% en volumen; siguiendo una técnica de colocación de dentados del muro para mejor traba y adherencia.

Por otro lado el análisis dinámico muestra que los muros requieren ser reforzados para lo cual se emplearía refuerzo verticales y horizontales. Esto se hace con la finalidad de eliminar los esfuerzos de tensión y desplomes que se producirían durante un evento sísmico.

Se plantea tres alternativas para el refuerzo para los muros:

Primera alternativa son las varillas centrales de muro las cuales van embutidas en orificios de un diámetro mayor al de la varillas, relleno al espacio sobrante con resina epóxica. Las varillas van sujetas a las vigas de montaje para la cobertura.

Segunda alternativa es el uso de tirantes verticales que van a ambos lados del muro, las cuales se conectan en la base del muro a través de un tubo de plástico y a lo largo de toda la altura del muro lo hacen a través de amarres de nylon.

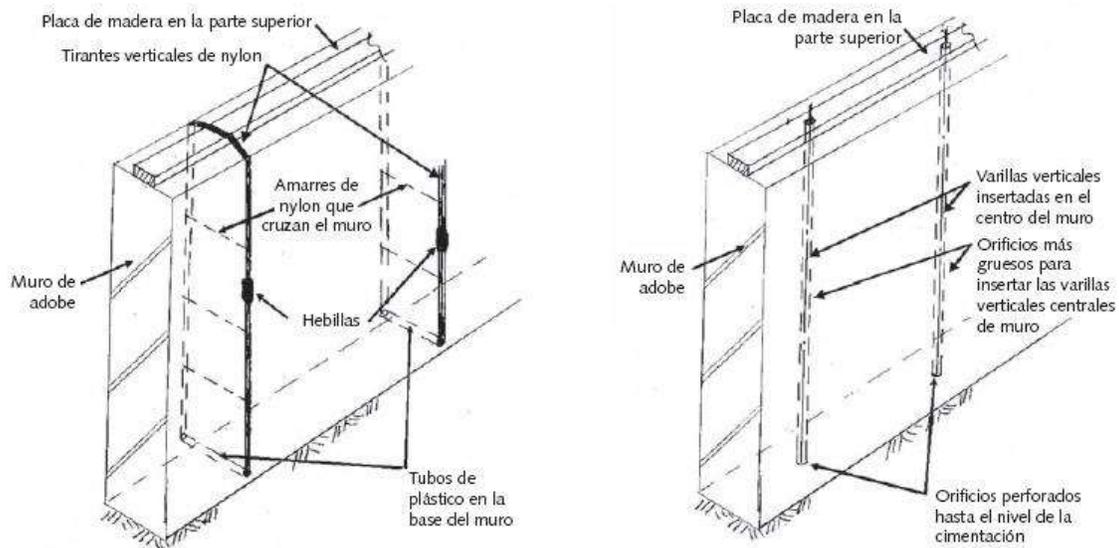


Ilustración 141: Alternativa 1 para reforzamiento en muros

Tercera alternativa de refuerzo para los muros es mediante una malla de acero o geomallas de plástico y con un recubrimiento de mortero de barro o cal de arena. Esta alternativa solo debe ser aplicada a los muros que no posean pinturas murales ya que se requiere intervenir la totalidad del área del muro.

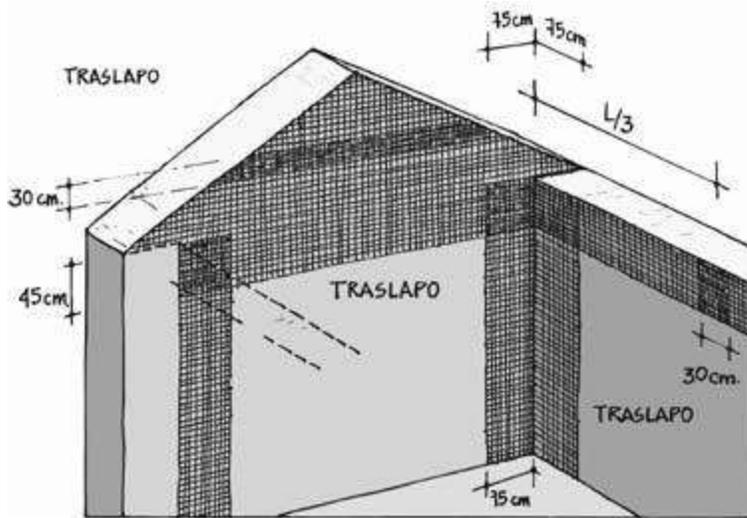


Ilustración 142: Alternativa 2 para reforzamiento en muros

4.3.3.2.- Reducción de los desplazamientos excesivos por efectos sísmicos

Para reducir los desplazamientos excesivos producto de los efectos sísmicos en ambas direcciones se plantea colocar un sistema de apuntalamiento de madera los cuales vayan apoyados sobre las caras exteriores de los muros y articulados al suelo de manera que estos puntales permitan la liberación de energía y restrinjan el desplazamiento global de la estructura. Estos puntales al liberar energía reducen considerablemente los esfuerzos cortantes producidos por las cargas sísmicas, lo cual garantizaría un buen comportamiento a futuro.

En caso del campanario se plantea colocar un marco interior de madera adosado a los vértices de las paredes del mismo, este marco estará arriostrado por cables tensores de 3/8" en sus cuatro caras. También se colocara el mismo tipo de arriostre en la parte del campanario.

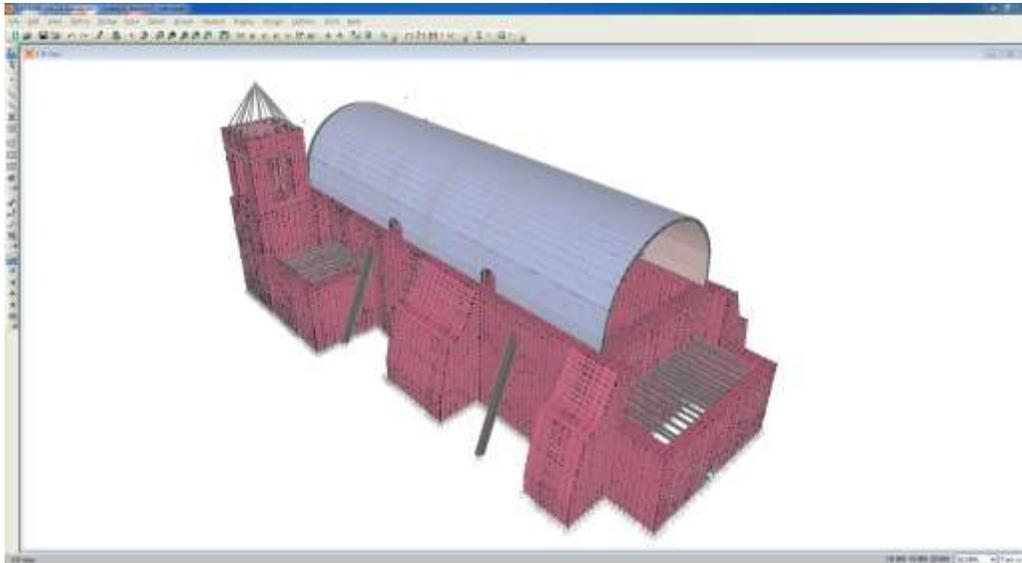


Ilustración 143: Propuesta de reforzamiento con puntales en los muros

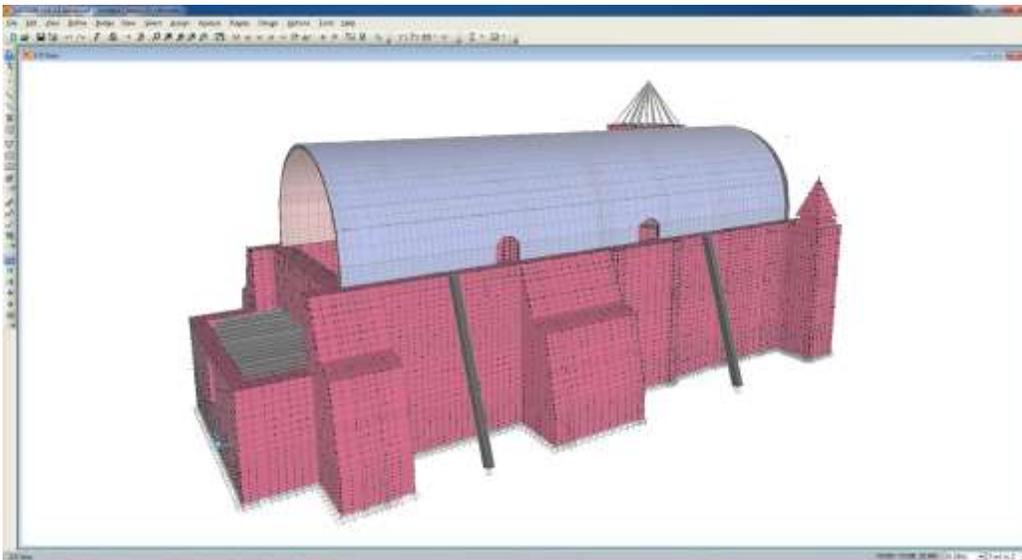


Ilustración 144: Propuesta de reforzamiento con puntales en los muros

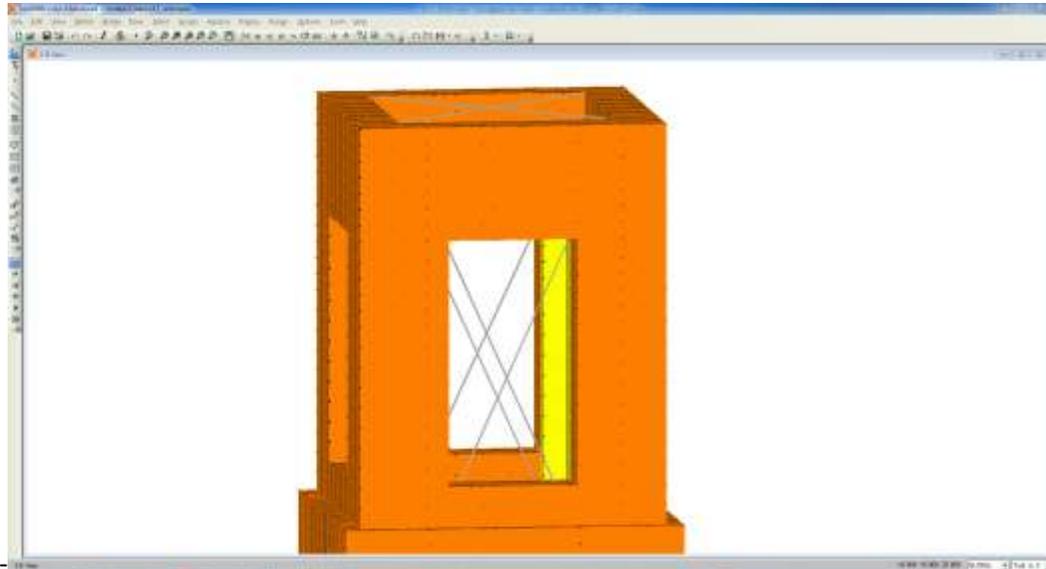


Ilustración 145: Propuesta de reforzamiento con arriostres en el campanario

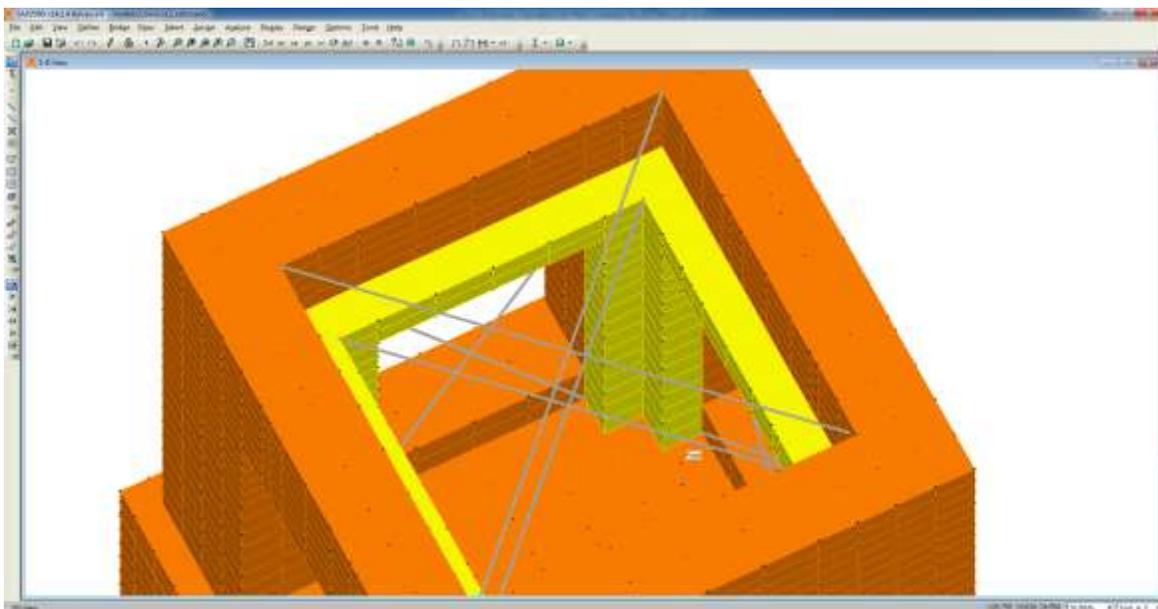


Ilustración 146: Propuesta de reforzamiento con arriostres en el campanario

Se verificara si la propuesta de reforzamiento reduce los desplazamientos máximos de los muros, campanario y cúpula para que estén dentro de los permitidos por la norma E-030 en ambas direcciones.

Desplazamientos en el campanario:

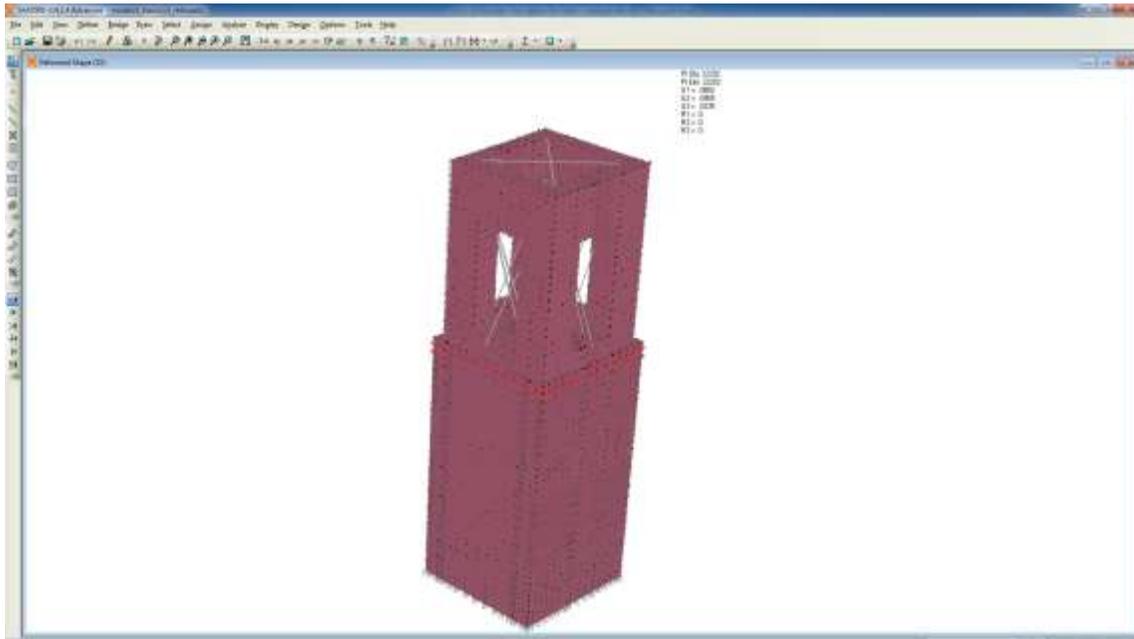


Ilustración 147: Desplazamientos máximo X-X por sismo en X-X en el campanario

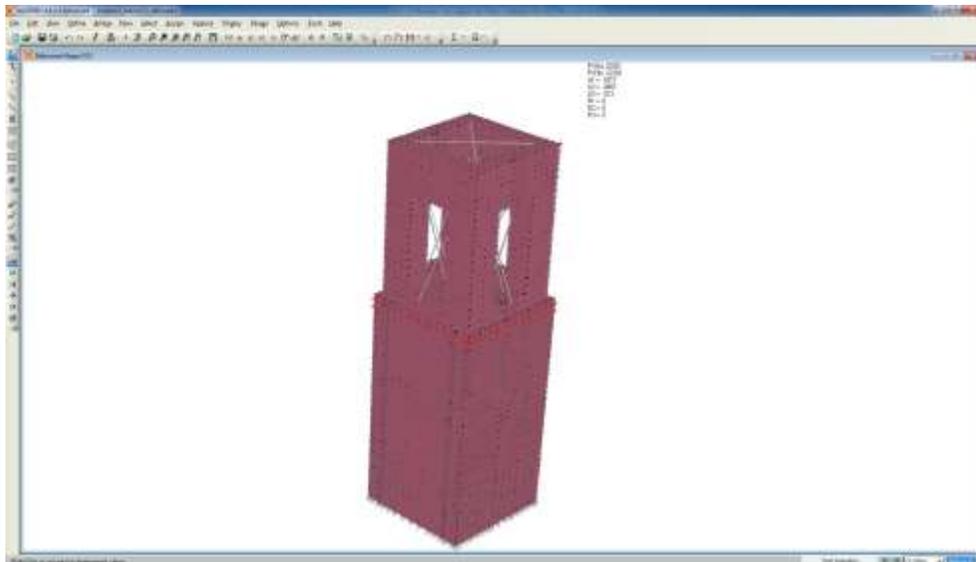


Ilustración 148: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en Y-Y en el campanario

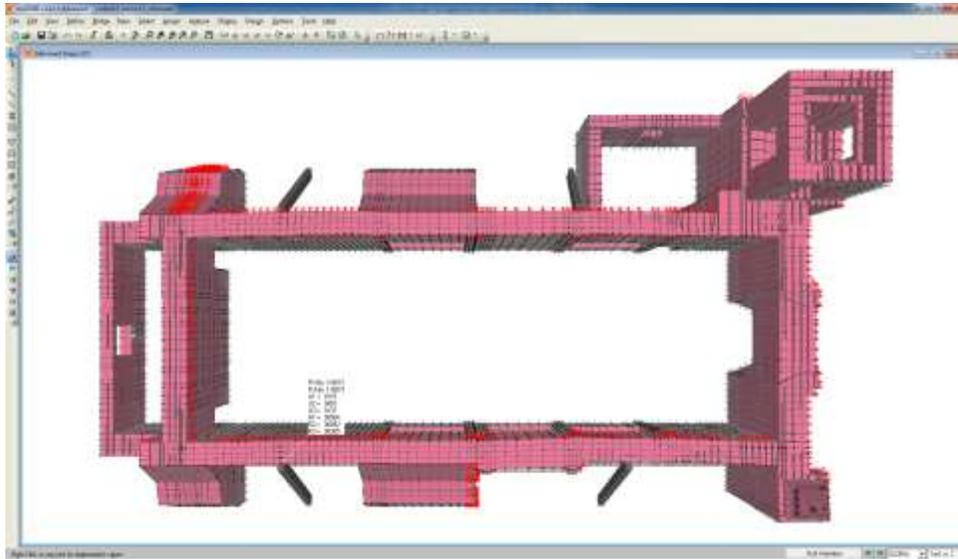


Ilustración 149: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en Y-Y los muros

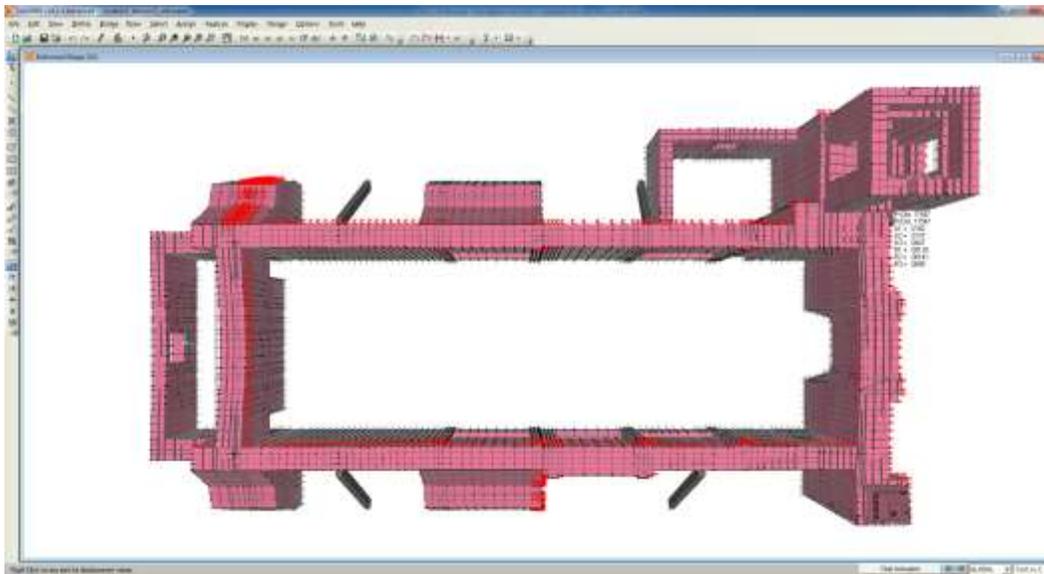


Ilustración 150: Desplazamientos máximo Y-Y por sismo en Y-Y los muros

Tabla 11: Desplazamiento en el campanario

Dirección X-X

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.3	4.95	0.0808	0.0321	0.0065	0.00486	0.005	OK
7.35	7.35	0.0487	0.0487	0.0066	0.00497	0.005	OK
0	0	0	0	0	0	0.005	OK

Dirección Y-Y

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.3	4.95	0.0807	0.0322	0.007	0.00488	0.005	OK
7.35	7.35	0.0485	0.0485	0.007	0.00495	0.005	OK
0	0	0	0	0	0	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12: Desplazamiento en los muros y cúpula

Dirección X-X

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
7.350	3.000	0.045	0.016	0.00543	0.00408	0.005	OK
4.350	4.350	0.029	0.029	0.00667	0.00500	0.005	OK
0.000	0.000	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.005	OK

Dirección Y-Y

Nivel	Hi	Desplazamiento	Desplazamiento relativo	Drift relativo lineal	Drift real	Drift max	Comentario
12.470	5.120	0.060	0.015	0.003	0.002	0.005	OK
7.350	7.350	0.045	0.045	0.006	0.005	0.005	OK
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.005	OK

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar en las tablas 11 y 12 los desplazamientos por efectos sísmicos cumplen las con las derivas permitidas por la norma E-030.

4.4.- Contrastación de hipótesis

4.4.1 Contrastación con la hipótesis General

- Respecto a la hipótesis general **se acepta** que los valores obtenidos al realizar el análisis sísmico de la iglesia San Pedro de Carabayllo nos acercaron a la elaboración de una alternativa de solución para reforzar y restaurar la estructura.

4.4.2 Contrastación con la hipótesis Específicas

- **Se acepta** que al realizar el estudio de las características mecánicas de los materiales de la estructura, se obtuvo datos factibles para resultados finales.
- **Se acepta** que al elaborar el reporte de daños actuales de la estructura, nos permitió identificar las zonas más vulnerables de la estructura.
- **Se acepta** que al realizar el modelamiento de la estructura en un software para análisis de elementos infinitos, se obtuvo resultados reales del comportamiento estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.
- **Se acepta** que al evaluar las alternativas de reforzamiento de la estructura, se obtuvo una solución factible para la preservación de la Iglesia San Pedro de Carabayllo.

5.0.- Discusión

1. Para el análisis de cargas de gravedad se puede observar que los esfuerzos principales máximos y mínimos y los esfuerzos cortantes de los muros, campanario y cúpula son menores que los esfuerzos admisibles que figuran en las normas nacionales de adobe (E-080) y madera (E-010), lo que garantiza un buen comportamiento de la estructura para cargas de servicio.
2. También se puede observar en el análisis de cargas de gravedad que las deflexiones de la cúpula se encuentran dentro de los parámetros establecidos en la norma E-020, norma de cargas, lo que garantiza que no se presentaran deflexiones excesivas en el techo.
3. Podemos rescatar del análisis modal que el periodo fundamental de la estructura es 0.836 s.

4. Los modos de vibración fueron principalmente desplazamientos laterales y solo se presentó un caso de torsión.
5. Los esfuerzos obtenidos en la base de los muros (Max =-18 tn/m²) son aceptables dada las condiciones de suelo, ya que en la zona donde se encuentra ubicada la iglesia San Pedro de Carabayllo la capacidad del suelo puede llegar hasta 20 tn/m².
6. Se tomó como valor de reducción de fuerza sísmica R igual a 1, es decir completamente elástico, debido a su rigidez, sin embargo este valor debe ser estudiado convenientemente.
7. Las propiedades mecánicas de la madera y quincha se dedujeron de estudios y ensayos pasados y también de las normas nacionales actuales, siendo conservadores con los valores encontrados debido al desgaste presentado de estos materiales.
8. Para el caso de las propiedades mecánicas del adobe, se extrajeron unas muestras de campo y se ensayaron a compresión simple en el laboratorio de suelos de la universidad, los resultados de estos ensayos están adjuntos en los anexos.
9. Para el análisis sísmico observamos que las distorsiones son mayores que las admisibles por la norma E-030. Eso quiere decir la estructura no presentara el comportamiento requerido ante un evento sísmico y posiblemente llegue al colapso en caso de un sismo severo.
10. La propuesta de reforzamiento disminuye considerablemente los desplazamientos de la estructura, garantizando un buen comportamiento sísmico de la misma.

CONCLUSIONES

1. Se puede concluir que la estructura presenta un comportamiento adecuado por cargas de servicio ya que las tracciones son nulas y sus esfuerzos en compresión son menores que los admisibles indicados en las normas nacionales.
2. Hay que tomar en cuenta que los análisis realizados a la estructura son lineales y estos solo nos brindan valores aproximados, pero confiables que nos permiten corroborar lo observado en el registro de daños.
3. El análisis sísmico presenta grandes derivas en ambas direcciones que como es obvio sobrepasan los límites de la E-030, esto se debe a que el módulo de elasticidad del adobe, obtenido producto de los ensayos es demasiado bajo ($E_{\text{adobe}} = 705 \text{ kg/cm}^2$), y por lo tanto la estructura es muy flexible.
4. Esta estructura presenta poca ductilidad ante las acciones sísmicas y gran masa, lo que la hace aún más vulnerable a sismos severos.
5. Este monumento histórico no puede analizarse como una estructura moderna, ya que no cuentan con un diagrama rígido y están compuestas por distintos materiales.
6. Hay que tener presente que el periodo fundamental de la estructura es 0.83s y el periodo del suelo es 0.6 s, los cuales se encuentran muy próximos, y esto genera la necesidad de tomar mediciones alrededor de la iglesia y recopilar los datos de vibración de suelo y del edificio para evitar que estos coincidan y se amplifiquen en la estructura.
7. Las fisuras y el despostillamientos en los muros de adobe se deben a concentraciones de esfuerzos cortantes producidos por efectos sísmicos pasados.
8. Según lo visto a lo largo del análisis se concluye que la estructura necesita ser reforzada con inmediatez ya que se ha demostrado que no será capaz de soportar un evento sísmico de gran magnitud.
9. Por último se puede concluir que el análisis este tipo de estructuras no se puede limitar a lo indicado en la normatividad vigente y debe ser analizado utilizando criterios de desempeño en el tiempo, garantizando así un comportamiento adecuado frente a eventos extremos, no dejando de lado

lo indicado en las cartas y normativas mundiales de conservación de monumentos históricos.

RECOMENDACIONES

1. Para los esfuerzos admisibles del adobe se han considerados los mínimos indicados en las normas E-080 sin embargo se recomienda tomar muestras de campo y ensayarlas, para obtener los verdaderos valores y poder verificar si los asumidos son los correctos.
2. Para este tipo de estructuras se hace necesario un análisis inelástico o un análisis tiempo historia, del cual se obtenga resultados más representativos del verdadero comportamiento estructural del monumento.
3. Se debe tener cuidado con la información histórica recopilada, ya que en muchos casos esta información es elaborada por profesionales de disciplinas diferentes a la ingeniería.
4. Se recomienda llevar un registro de cuantificación de daños causados por los sismos luego de estos, para que estos pueden contribuir a profundizar investigaciones futuras.
5. Si bien la propuesta de reforzamiento estéticamente no es la más adecuada, hay que recordar que en la recuperación de monumentos históricos intervienen varios especialistas, entre los cuales los arquitectos tendrían que dar una solución complementaria a la propuesta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agustin, A. (2003). El Patrimonio Arquitectónico . Universidad del País Vasco.

Bonetti, R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificacios. En R. Bonetti, Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificacios (pág. 191). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluna.

CISMID. (Octubre de 2013).

<http://www.vivienda.gob.pe/pnc/mapas/microzonificacion/Carabayllo>. Obtenido de Microzonificación de distrito de Carabayllo.

Convenio FAUA-UNI-Fundación Ford. (1993). Inventario del Patrimonio Monumental de Lima.

Fernandez, E. (2009). Sistemas de Refuerzo Estructural en Monumentos Históricos de la región Cusco. Lima.

Instituto Nacional de Cultura del Perú. (s.f.). Obtenido de <http://inc.perucultural.org.pe>.

Moreno Gonzales, R. (2006). Evaluación de riesgo sísmico en edificios mediante análisis estatico no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Barcelona, España: Tesis Doctoral.

Torres, H. (2003). Tesis " Análisis Estructural de la torre de la Basílica de Nuestra Señora de la Merced". Lima, Perú : Universidad Ricardo Palma.

Villacortas, L. (1987). Tesis "Iglesias rurales en el valle de Lima". Lima, Perú: FAUA-UNI.

Anexo I: Matriz de Consistencia

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	OPERACIONALIZACION DE VARIABLES			INSTRUMENTO
			VARIABLES	INDICADORES	INDICES	
<p>Problema principal</p> <p>¿Cuál será su comportamiento estructural ante diferentes solicitaciones de carga y que tipo de reforzamiento estructural será el adecuado?</p> <p>Problemas específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> •¿Cómo identificar las características mecánicas de los materiales en la iglesia San Pedro de Carabayllo? •¿Cuál será el tipo del suelo de la Iglesia San Pedro de Carabayllo? •¿De qué manera elaborar el reporte de daños de la estructura actual de la iglesia San Pedro de Carabayllo? •¿Cómo modelar la estructura de la iglesia de San Pedro de Carabayllo mediante un software para análisis de elementos infinitos? •¿Cuál será el adecuado reforzamiento que se deberá utilizar en la iglesia? 	<p>Objetivo general.</p> <p>Realizar un análisis estructural ante diferentes solicitaciones de carga para buscar alternativas de solución de refuerzos estructurales y así conservar la iglesia San Pedro de Carabayllo.</p> <p>Objetivos específicos.</p> <ul style="list-style-type: none"> •Identificar las características de los materiales de los elementos que la componen. •Elaborar reporte de daños de la estructura del monumento. •Modelar la estructura de la iglesia de San Pedro de Carabayllo mediante un software para análisis de elementos infinitos. •Proponer un reforzamiento estructural adecuado. 	<p>Hipótesis general</p> <p>Al realizar el análisis sísmico a la estructura de la Iglesia San Pedro de Carabayllo, se obtendrá valores que acerquen a la elaboración de alternativas para reforzar la estructura.</p> <p>Hipótesis específicos</p> <ul style="list-style-type: none"> •Al realizar el estudio de las características mecánicas de los materiales de la estructura, se obtendrá datos factibles para resultados finales. •Al elaborar el reporte de daños actuales de la estructura, nos acercamos a identificar las zonas más vulnerables de la estructura. • Al realizar el modelamiento de la estructura en un software para análisis de elementos infinitos, obtenemos resultados reales del comportamiento estructural de la Iglesia San Pedro de Carabayllo. •Al evaluar las alternativas de reforzamiento de la estructura, se obtendrá una solución factible para su preservación de la Iglesia San Pedro de Carabayllo. 	<p>Variable independiente</p> <p>Comportamiento de la estructura actual a diferentes solicitaciones de carga (viento, sismo, peso propio, etc.).</p> <p>variable dependiente</p> <ul style="list-style-type: none"> •Características Mecánicas de los materiales •Tipo de Suelo •Reporte de daños de la estructura actual. •Modelamiento de la estructura, para el análisis estructural. •Reforzamiento estructural 	<p>Factores:</p> <p>Análisis estructural del monumental histórico a diferentes solicitantes de carga</p> <p>Módulo elasticidad Módulo de corte Coeficiente de Poisson</p> <p>Capacidad Portante Desplante</p> <p>Informe fotográfico y descriptivo de daños</p> <p>Esfuerzos y deformaciones</p> <p>Tipo de material Propuesta estructural</p>	<p>Cargas: Sísmicas Peso Propio</p>	<p>Códigos de diseño del R.N.E</p> <p>Programa SAP 2000</p>

Anexo II: ENSAYOS A COMPRESIÓN SIMPLE DE LA UNIDAD DEL ADOBE

ANEXO I: ENSAYOS DE COMPRESIÓN SIMPLE A LA UNIDAD DE ADOBE DE LA ESTRUCTURA

Se tomó algunas muestras de adobe de los muros de la Iglesia San Pedro de Carabaylo; para realizar el ensayo de comprensión simple y con estos obtener el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson que son las características mecánicas que se utilizaron en el modelo matemático de la estructura de la Iglesia.



La extracción de muestra se tomó de la parte lateral izquierda, donde se aprecia la muestra para el ensayo.



Se ensayaron 03 muestras de distintos bloques de adobe extraído de la estructura: Muestra 01, 03 y 04

El ensayo se realizó en el laboratorio de suelos de la Universidad Ricardo Palma