



Resumen

El estudio propuesto está orientado al *análisis de la respuesta estructural de la Catedral de la Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca considerando su Interacción Suelo-Estructura*, constituyendo la continuación del proyecto de investigación de la Vulnerabilidad del Sistema Estructural de la misma, que se lleva a cabo en la Universidad de Cuenca por medio de la Red Sísmica del Austro, y dirigido por el Ing. Enrique García.

Dicho análisis consistirá en el Modelamiento de la Cimentación de la Catedral, el que se adjuntará al de la Estructura antes realizada, así como la modelación del Suelo que la rodea y sobre el cual se cimienta, para realizar su análisis estructural en base al *Método de los Elementos Finitos*; teniendo de fondo estudiar el efecto que induce la participación del suelo de fundación conjuntamente con la cimentación y estructura frente a eventos sísmicos en los niveles de tensiones de la misma, además de otros parámetros que intervienen en dicha interacción, concluyendo con la estimación de su *Vulnerabilidad Sísmica*.

Para el estudio de la acción sísmica se utilizará un movimiento sísmico con una intensidad y probabilidad de ocurrencia determinada, con el fin de determinar parámetros estructurales de importancia.

El estudio antes señalado es fundamental para determinar la factibilidad de futuros proyectos como la terminación de la construcción de las Torres de la Catedral, las que debían alcanzar una altura de 73 m según el proyecto original.



Índice

RESUMEN	1
ÍNDICE	2
DEDICATORIA	6
AGRADECIMIENTO	7
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	8
1.1. UBICACIÓN DE LA CATEDRAL	8
1.2. RESEÑA HISTORICA DE LA ETAPA DE CONSTRUCCION	9
1.3. JUSTIFICACION	9
1.4. OBJETIVOS	10
1.5. ANTECEDENTES Y ALCANCE	11
CAPITULO 2. CONCEPTOS Y MÉTODOS	13
2.1. COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA	13
2.2. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (ISE).....	52
2.3. CONSIDERACIONES RESPECTO A LOS PARAMETROS MECANICOS DEL SUELO.....	66
CAPITULO 3. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y CONDICIONES ESTRUCTURALES	69
3.1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS	69
3.2. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES	90
CAPITULO 4.DEFINICIÓN DEL MODELO	108
4.1. MODELO GEOMETRICO.....	108
4.2. MODELO MATEMATICO	152
CAPITULO 5. ANALISIS ESTRUCTURAL	153



5.1. DETERMINACION DE LAS CARGAS E HIPOTESIS DE CARGA	153
5.2. DEFINICION DE LAS CONDICIONES DE APOYO	160
5.3. USO DEL SOFTWARE DE ANALISIS	162
CAPITULO 6. ANALISIS DE RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	165
6.1. PERIODOS DE VIBRACION Y FACTORES DE PARTICIPACION MODAL	165
6.2. ESFUERZOS MÁXIMOS Y SECCIONES CRÍTICAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES	170
6.3. NIVELES DE TENSION Y ZONAS CRÍTICAS EN EL SUELO DE CIMENTACIÓN.	256
6.4. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.	266
6.5. CORTANTE BASAL Y CENTRO DE MASAS.	271
6.6. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANTE CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS, CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO- ESTRUCTURA.	274
6.7. CONSIDERACIONES DE VULNERABILIDAD SISMICA	283
6.8. CONCLUSIONES	283
6.9. RECOMENDACIONES	284
BIBLIOGRAFÍA BÁSICA	286





UNIVERSIDAD DE CUENCA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

**“ESTUDIO DE LA INTERACCIÓN SUELO-
ESTRUCTURA Y VULNERABILIDAD SISMICA DE LA
CATEDRAL DE LA INMACULADA CONCEPCION DE
LA CIUDAD DE CUENCA; EFECTO DE LA
INCORPORACION DEL SUELO DE FUNDACION EN
SU RESPUESTA ESTRUCTURAL”**

TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE ING. CIVIL

AUTOR
SIMON A. CALLE

DIRECTOR
ING. ENRIQUE GARCIA

CUENCA, JUNIO DEL 2011



DEDICATORIA

El presente trabajo está dedicado a mi Esposa, Padres y Familiares quienes me apoyaron con abnegación y esfuerzo para la culminación de mis estudios superiores y para la elaboración de la tesis que a continuación se expone.



AGRADECIMIENTO

A Dios y a la Virgen María por darme esta oportunidad de vida, además a todas aquellas personas que bondadosamente colaboraron en la elaboración del presente trabajo.

A los Ingenieros Enrique García, Luis Matute y Fernando Zalamea, en forma muy especial, por la oportuna contribución que me brindaron a través de sus conocimientos.

Capítulo 1

Introducción

1.1. UBICACIÓN DE LA CATEDRAL [1]

La Catedral de La Inmaculada Concepción de Cuenca, está ubicada en el centro histórico de la ciudad, en la calle Benigno Malo entre las calles Sucre y Bolívar, frente al Parque Calderón (Ver **Foto 1.1.**).



Foto 1.1. Vista general de la Catedral Nueva de Cuenca.



1.2. RESEÑA HISTORICA DE LA ETAPA DE CONSTRUCCION [1]

1874 – 1886	Estudios y planos por el Hermano Juan Stiehle
1885	Domingo 25 de octubre: se comienza la excavación para la construcción.
1933	Se completa la Cripta y se llega a una altura de 5m. en las paredes de las 3 naves y las torres.
1940 – 1954	Se logran terminar las 3 naves con sus 6 cúpulas y 2 torres, hasta la altura actual.
1954	Ordenación del primer Arzobispo de Cuenca y primer uso masivo de la Catedral.
1956 – 1967	Se concluye el interior, con el Baldaquino sobre el altar, piso de mármol, iluminación y sonido.
1967	Consagración de la Catedral por el Cardenal Julios Doeppner.
1970 – 1972	Estudios y planificación de terminación de las torres por el Arq. Gastón Ramírez Salcedo e inicio de obras de refuerzo y uso interior de las mismas que tendrían una altura aproximada de 65m., según Aprobación Municipal del 9 de noviembre de 1971.

Mayor información respecto a la etapa de construcción se encuentra en el **Anexo 1.** de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” del año 2006.

1.3. JUSTIFICACION

La Catedral de La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca, es considerada la obra arquitectónica más importante de la ciudad, sus criterios estructurales reflejan la experiencia y el conocimiento disponible en su época de construcción, basados principalmente en procedimientos de prueba y error.



Desde el punto de vista estructural, se han emitido ciertos criterios que han impedido la terminación de la catedral, sin que se conozca de algún estudio que permita verificar los niveles de tensiones internas bajo los cuales se encuentra sometida la estructura.

Actualmente se cuenta con nuevas herramientas en las cuales se apoya el análisis estructural, como son los nuevos métodos analíticos apoyados en sistemas computacionales y normas modernas basadas en una amplia experimentación y en el conocimiento de la realidad sísmica de la región. Estas herramientas facilitan el proceso de análisis pero no sustituyen el razonamiento lógico y crítico del problema.

Siendo el Ecuador uno de los países con mayor actividad sísmica en la región, es necesario realizar una evaluación de la vulnerabilidad del sistema estructural de la Catedral, analizando su comportamiento bajo cargas gravitacionales y sísmicas; para de ser necesario reforzar dicho sistema con el objeto de evitar Catástrofes como las ocurridas en los últimos años en Haití y Chile.

1.4. OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL:

Modelar el comportamiento estructural de la Catedral considerando su interacción suelo estructura; incorporando al modelo estructural su cimentación y suelo de fundación.

OBJETIVOS ESPECIFICOS:

- ❖ Estudiar el comportamiento estructural ante cargas estáticas y dinámicas, considerando la interacción suelo-estructura.
- ❖ Determinar las secciones críticas, esfuerzos y desplazamientos máximos.



- ❖ Determinación del cortante basal y centro de masas.
- ❖ Estimar la vulnerabilidad sísmica de la estructura

1.5. ANTECEDENTES Y ALCANCE

El estudio propuesto está orientado al análisis de la respuesta estructural de la Catedral considerando su interacción suelo-estructura, constituyendo la continuación del proyecto de investigación de la vulnerabilidad del sistema estructural de la misma, que se lleva a cabo en la Universidad de Cuenca por medio de la Red Sísmica del Austro, y dirigido por el Ing. Enrique García.

Dicho análisis consistirá en el modelamiento de la cimentación de la Catedral, el que se adjuntará al de la estructura realizado con anterioridad en la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” en el año 2006, así como la modelación del Suelo que la rodea y sobre el cual se cimienta, para realizar su análisis estructural en base al Método de los Elementos Finitos; teniendo de fondo estudiar el efecto que induce la participación del suelo de fundación conjuntamente con la cimentación y estructura frente a eventos sísmicos en los niveles de tensiones de la misma, además de otros parámetros que interviene en dicha interacción, concluyendo con la estimación de su Vulnerabilidad Sísmica.

Para el estudio de la acción sísmica se utilizará un movimiento sísmico con una intensidad y probabilidad de ocurrencia determinada, con el fin de determinar parámetros estructurales de importancia.

El estudio antes señalado es fundamental para determinar la factibilidad de futuros proyectos como la terminación de la construcción de las Torres de la



Catedral, las que debían alcanzar una altura de 73 m según el proyecto original.



Capítulo 2

Conceptos y Métodos

2.1. COMPORTAMIENTO SISMICO DE EDIFICIOS DE MAMPOSTERIA NO REFORZADA [2]

2.1.1. INTRODUCCION

La mampostería es uno de los materiales con mayor abanico de aplicaciones en la construcción de obras civiles; como es el caso de Las ruinas de Jericó (7350 A.C.), La Taj Majal en India (1600 D.C.), etc.

Han sido muchos los tipos de Materiales que se han utilizado como componentes de la mampostería, los cuales han ido evolucionando, a diferencia de la forma de colocación de estos, que se los dispone a mano, siendo un de variable difícil de controlar y la que más incide en el comportamiento final de la mampostería.

La mampostería no solo se la utiliza con fines estructurales sino también para hacer subdivisiones, protección contra fuego, aislamiento acústico, etc, por lo que es muy apreciada, además de su bajo costo en comparación con otros materiales.



Todas las construcciones pasadas de este tipo, se las realizó basándose en reglas empíricas y, diseñadas solo para soportar acciones gravitatorias, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras frente a cargas laterales producidas por vientos y sismos. No es sino hasta mediados del siglo XX que aparecen las primeras normas y reglas de diseño.

La aplicación de conceptos estructurales han dejado conocer el comportamiento de las estas estructuras, con lo cual se pudo hacer una re-adaptación de este como un material ingenieril.

Ante sismos fuertes que han ocurrido hasta la fecha este tipo de estructuras han sido las más afectadas, demostrando un comportamiento muy poco dúctil ya que su colapso se presenta de forma súbita, mientras que ante sismos menos intensos han sufrido ligeros daños; mostrándonos que con una buena técnica de reforzamiento en estas estructuras de mampostería se podría reducir el riesgo al que se encuentran expuestas, como es el caso de la Catedral de La Inmaculada en la actualidad.

El amplio uso que se le ha dado en todo el mundo a este tipo de estructuras, exige un mejor entendimiento de su respuesta sísmica y, el desarrollo de métodos de diseño que incorporen características propias de estas, de tal manera que su comportamiento ante acciones sísmicas sea adecuado.

Existe poca bibliografía referente a resultados experimentales de estas estructuras, a lo que se suma la experiencia de un comportamiento sísmico muy variable; el que se explica a partir de su relación carga-deformación: inicialmente es rígido y tiene un buen comportamiento (rango elástico), mostrando poco efecto de carga, sin embargo, una vez se alcanza la deformación pico, suele fallar de manera frágil, ya que no existe una redistribución de esfuerzos máximos por su falta de refuerzo, así el sistema pierde resistencia y puede fallar.



Realizar una evaluación de desempeño sísmico en este tipo de estructuras no es fácil, ya que este está condicionado a ciertos aspectos, como:

- ❖ El agrietamiento inicial no necesariamente corresponde al colapso de la estructura.
- ❖ La capacidad de disipación de energía después de la capacidad pico en la mayoría de los casos es limitada.

Como se menciona antes se han desarrollado importantes técnicas de reforzamiento, pero sin embargo la incorporación de estas se las realiza muy lentamente o en algunos otros casos (como el nuestro) se carece de estudios y propuestas aplicables.

El primer paso para determinar si es necesario intervenir una estructura de este tipo, consiste en un análisis ingenieril de la estructura, que permita determinar su vulnerabilidad bajo condiciones de servicio y sísmicas existentes, el cual es el objetivo de esta investigación, en lo que se refiere a cuantificar la vulnerabilidad de sísmica de Catedral de La Inmaculada Concepción.

2.1.2. MATERIALES DE LA MAMPOSTERIA

La mampostería en general consta de dos fases constituidas por bloques (naturales o fabricados) y una sucesión de juntas, mortero, dispuestas en forma regular o irregular.

Las primeras unidades de bloques fueron los adobes (masa de barro secada al sol), para luego ser creadas las unidades artificiales de tierra y arcilla cocida, naciendo el primer reglamento de construcción creado por el Rey de Babilonia.

La materia prima existente en cada zona generó una amplia gama de tipos de construcciones, y no sino hasta el siglo XVIII que se empezó a industrializar la



fabricación de ladrillos. Y luego en el siglo XX se comenzó a estudiar de manera racional y analítica la mampostería.

2.1.2.1. UNIDADES DE MAMPOSTERIA

Solo se hace referencia a los tipos de unidades con los que fue erigida la Catedral de La Inmaculada Concepción:

- ❖ Piedra: a lo largo de la historia, fue el material más utilizado para la construcción, debido a su alta resistencia y abundancia.

Los elementos de piedra para su uso en construcción, en función de sus dimensiones, procedencia y estado de elaboración pueden ser clasificados en:

- Sillares: Bloques de piedra cuyo peso y dimensiones exige la manipulación mediante dispositivos especiales de suspensión y asiento, con o sin ornamentación.
- Sillarejo: Pieza pequeña labrada toscamente en forma prismática sin ornamentación.
- Mampuesto: “puesto a mano”, piedras inferiores a los 25 kg, de forma irregular.
- Ripio: Conjunto de piedras pequeñas, utilizadas para asentar, acunar y estabilizar mampuestos.
- Chapa: Sillar de poco espesor, destinado para revestimiento.



- ❖ Ladrillo: Es un mampuesto de forma ortoédrica, fabricado con una variedad de materiales; barro seco, arcilla, pizarra, arcilla cocida o la mezcla de estos.

El color, la forma y las propiedades estructurales, varían considerablemente entre los diferentes tipos. Las dimensiones del ladrillo varían desde 12 x 9 x 4.5 cm a 30 x 18 x 12 cm y su peso específico entre 1300 y 2200 kgf/cm³.

Los ladrillos pueden clasificarse en: 1) Perforados; en los cuales su área neta es menor que el 75% de su área bruta y, 2) Sólidos; donde el área de perforación es menor o igual al 25% del área bruta.

Propiedades de las Unidades

Peso específico y densidad: La **Tabla 2.1. [3]** muestra los pesos específicos de distintos materiales de construcción:

Material	Peso Especifico [Kgf/m ³]
Albañilería de ladrillos comunes	1600
Albañilería de ladrillos de maquina	1800
Albañilería de ladrillos huecos	1100
Amianto	2100-2800
Arcilla húmeda	2000-2600
Arcilla seca	1600-2000
Arena seca	1650
Arena natural húmeda	1450
Arena muy mojada	2000



Asfalto	1300
Asfalto apisonado	1800-2300
Asfalto en placas	2000
Asfalto fundido	1400
Cal viva en terrones	900-1100
Cal hidráulica en polvo	850-1150
Cal en pasta	1300
Cal hidratada en polvo	640
Caliza compacta	2500-2800
Canto rodado (grava)	1750
Caolín	2260
Carbón en piedra o hulla apilado	800-900
Carbón vegetal apilado	160-220
Cascotes de demolición	1200
Caucho duro	1150
Caucho manufacturado	100-2000
Cemento portland (estado suelto)	1200-1400
Cemento blanco (estado suelto)	1100
Cemento indiano	1300
Cemento fraguado	2700-3000
Ceniza en montón	1000
Corcho	240
Placas de corcho	300
Cristales	3000
Granito	2700-2800
Grasa	920
Grava (canto rodado)	1750
Grava limpia	1700-2000
Gravilla mojada	1800-2000
Gravilla seca	1700-1800
Hielo	900



Hormigón armado	2400
Hormigón de cascotes de ladrillos	1800
Hormigón de escorias de cock	1000-1600
Hormigón pétreo	2200
Ladrillos comunes	1350-1600
Ladrillos de corcho blanco	250
Ladrillos de corcho negro	560
Ladrillos de maquina	1580
Ladrillos de maquina prensados	1640
Ladrillos refractarios	1850
Ladrillos vitrificados	1600-2000
Limo húmedo amontonado	2100
Limo seco amontonado	1600
Mampostería de piedra	2250
Mármol	2700-2800
Mortero de cal y arena fraguado	1650
Mortero de cal y arena fresco	1800
Mortero de cemento y arena	2100
Mortero de cemento, cal y arena	1700-1900
Muros de caliza o arenisca	2500-2700
Muros de granito	2700-2800
Muros de ladrillo de corcho	600
Muros de ladrillos porosos	1000-1100
Muros de ladrillos recorchos	1700-1800
Muros de ladrillos silico-calcareos	1800
Muros de ladrillos vitrificados	1800-1900
Muros de piedra (sillares)	2250-2450
Muros de piedra bruta	2100-2500
Nieve suelta	150
Nieve congelada	500
Pedregullo (piedra partida)	1300



Piedra arenisca	2000-2500
Piedra arenisca compacta	2700
Pintura en pasta	4750
Polvo de ladrillos de demolición	1000
Polvo de ladrillos de horno	830
Sillares de arenisca artificial	2050
Sillares de arenisca compacta	2700
Sillares de arenisca ordinaria	2400
Sillares de basalto	2700-3200
Sillares de caliza compacta	2500-2700
Sillares de caliza porosa	2000
Sillares de granito	2800-3050
Sillares de mármol	2520-2850
Sillares de pizarra	2650-2800
Sillares de travertino	1400
Tierra arcillosa seca	1600
Tierra arcillosa húmeda	1850
Tierra arcillosa pura	1500
Tierra arenosa	1700
Tierra greda	2240
Tierra gredosa	1550
Tierra movida seca	1300
Tierra pantanosa	2000
Tierra refractaria (en terrones y polvo)	2400
Tierra refractaria	1050
Tierra silícea	1350
Tierra vegetal seca	1400
Tierra vegetal húmeda	1550
Tiza	1000
Yeso en polvo	1200
Yeso fraguado seco	1400



MAMPOSTERIAS	
Ladrillos comunes, mortero de cal	1600
Ladrillos comunes, mortero de cemento	1800
Ladrillos huecos, mortero de cal	1300
Ladrillos huecos, mortero de cemento	1500
Ladrillos de máquina, O.S.N., mortero de cal	2000
Ladrillos de máquina, O.S.N., mortero de cemento	2200
Ladrillos prensados, mortero de cal	1900
Ladrillos prensados, mortero de cemento	2100
Tabiques escorias, carbonilla, mortero de cemento	1800
Ladrillos refractarios, mortero refractario	2700
Piedra Caliza	2300
Granito	2600
Piedra artificial	2100

Tabla 2.1. Pesos específicos de algunos materiales de construcción

Valores con los cuales se puede determinar la densidad, ya que esta es la relación entre la masa de la unidad y el volumen de la misma, sin embargo la masa de la unidad es la relación entre el peso de la misma y la aceleración de la gravedad, por lo que se puede obtener la masa por unidad de volumen de la relación entre el peso específico y la aceleración de la gravedad:

$$\frac{\text{masa}}{\text{unidad de volumen}} = \frac{\text{Peso Especifico}}{g} \quad (2.1)$$

Coeficiente de expansión térmica: La Tabla 2.2. [5] muestra los valores de este para las unidades y el mortero de liga de las mamposterías.



Material	Intervalo α [$^{\circ}\text{C}^{-1}$]
Piedra Caliza	(4.2-22) E-6
Mármol	(3.6-16) E-6
Arenisca	(5.0-12) E-6
Pizarra	(9.4-12) E-6
Granito	(6.3-9) E-6
Mortero de Cal	(0.41-0.53) E-5
Mortero de Cemento (Albañilería)	(0.38-0.60) E-5
Mortero de Cal	(0.41-0.53) E-5
Mortero de Cemento	(0.42-0.61) E-5

Tabla 2.2. Coeficientes de expansión térmica

Resistencia a la compresión (f'_{cb}): La **Tabla 2.3.** muestra los intervalos de variación de la resistencia a compresión de las unidades de ladrillo y piedra.

Material	Intervalo f'_{cb} [Kgf/cm ²]
Ladrillo (Arcilla Cocida)	$45 < f'_{cb} < 180$
Piedra	$365 < f'_{cb} < 900$

Tabla 2.3. Resistencias a compresión

La **Tabla 2.3.** no especifica el tipo de piedra, por lo que un rango de resistencia a compresión más ajustado para diferentes tipos de rocas se muestra en la **Tabla 2.4. [5]**, para el caso de roca comercial.

Por otra parte se sabe que la piedra, en especial el mármol es muy susceptible a minorar sus características debido a la erosión, por lo que el rango anteriormente descrito disminuye, la **Tabla 2.5. [6]** muestra valores medidos en seco en Monumentos Granadinos: Catedral, Chancillería, Palacio de Carlos V. y Universidad de Granada.



Material	Limites de resistencia a compresión [Kgf/cm ²]
Granito	272.88-2126.30
Mármol	283.51-1771.92
Calizas	92.14-992.28
Areniscas	177.19-708.77
Cuarcita	567.01-1594.73
Serpentina	389.82-992.28
Basalto	992.28-2374.37
Diorita	567.01-1240.34
Sienita	496.14-992.28

Tabla 2.4. Características de la piedra comercial para construcción

Piedra	f'cb [kgf/cm ²]
Calcarenita	75-500
Travertino	400-700
Conglomerados	200
Caliza de Sierra Elvira	600-900
Mármol de Macael	680-980
Serpentinita	400-700

Tabla 2.5. Resistencias a compresión de rocas utilizadas en monumentos granadinos

Una referencia muy útil para establecer el umbral de degradación a la compresión y tracción de las unidades de la mampostería y su mortero de liga se presenta en la **Tabla 2.6. [1]**, en donde f_t es la resistencia a la tracción y f_c es la resistencia a la compresión.

Material	Módulo Elástico [kgf/cm ²]	Coefficiente de Poisson	Umbral de Degradación [kgf/cm ²]	
Ladrillo	167000	0,15	$f_t = 20$	$f_c = 300$
Mortero	7800	0,20	$f_t = 3$	$f_c = 100$

Tabla 2.6. Propiedades de los materiales de la mampostería de ladrillo con mortero de cemento.



Resistencia a la tracción (f_{tb}): Se encuentra en función de la resistencia a la compresión:

$$f_{tb} = c\sqrt{f'_{cb}} \quad (2.2)$$

c es una que tiene en cuenta el tipo de ensayo:

c = 0.28 ensayo de tensión uniforme

c = 0.34 ensayo de tensión indirecta (más realista)

c = 0.28 ensayo de flexión

Modulo de elasticidad (E_b): Presenta un amplio rango de variación y, básicamente depende del tipo de material y de la resistencia a la compresión f'_{cb} .

$$\text{Para ladrillos: } E_b = 300 f'_{cb} \text{ (para } 20 < f'_{cb} < 50 \text{ MPa)} \quad (2.3)$$

Este valor también se puede obtener por las **Tabla 2.6.** y **2.7. [7]**, que se muestra adelante.

Relación de Poisson (μ_b): No existe información suficiente para definir el valor de la relación de Poisson para las unidades de mampostería, la bibliografía recomienda tomar este valor entre 0.13 y 0.22



Material	Valor Modulo de Elasticidad aproximado [Kgf/cm ²]
Mamposteria de ladrillo	<p>$E = 30000 - 50000$</p> <p>En México, se puede calcular según las NTC de mampostería, de la siguiente manera:</p> <p>Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto: $E_m = 600 f_m^*$ para cargas de corta duración $E_m = 350 f_m^*$ para cargas sostenidas</p> <p>f_m^* resistencia de diseño a compresión de la mampostería, referida al área bruta.</p>
Maderas duras (en la dirección paralela a las fibras)	$E = 100000 - 225000$
Maderas blandas (en la dirección paralela a las fibras)	$E = 90000 - 110000$
Acero	$E = 2100000$
Hierro de fundición	$E = 1000000$
Vidrio	$E = 700000$
Aluminio	$E = 700000$
Concreto (Hormigon) de Resistencia:	$E =$
110 Kg/cm ² .	215000
130 Kg/cm ² .	240000
170 Kg/cm ² .	275000
210 Kg/cm ² .	300000
300 Kg/cm ² .	340000
380 Kg/cm ² .	370000
470 Kg/cm ² .	390000
Rocas:	$E =$
Basalto	800000
Granito de grano grueso y en general	100000 – 400000
Cuarcita	100000 – 450000
Marmol	800000
Caliza en general	100000 – 800000
Dolomia	100000 – 710000
Arenisca en general	20000 – 636000
Arenisca calcárea	30000 – 60000
Arcilla esquistosa	40000 – 200000
Gneis	100000 – 400000

Tabla 2.7. Módulos de elasticidad de materiales de construcción



2.1.2.2. MORTERO

Está compuesto generalmente de agua, cemento y arena, pudiendo adicionársele otros compuestos para mejorar su capacidad de adherencia y secado para hacerlo más trabajable.

La calidad (fabricación y colocación) del mortero es muy importante ya que de esto depende la adherencia y cohesión de las unidades de la mampostería.

Las propiedades del mortero que más influyen en el comportamiento estructural de la mampostería son su adherencia con las piezas (resistencia a cortante) y su deformabilidad (deformaciones totales y su resistencia a la carga vertical).

Valores de pesos específicos y coeficientes de expansión térmica de algunos tipos de mortero se pueden ver en las **Tablas 2.1. y 2.2.**

La resistencia a compresión (f'_j) si bien no tiene una influencia preponderante en el comportamiento estructural de la mampostería, sirve de base para la estimación de otros parámetros como su adherencia, modulo de elasticidad y resistencia a tracción. La **Tabla 2.8.** muestra la clasificación de los morteros y sus resistencias a la compresión.

Tipo	Resistencia	Resistencia a la compresión	
		[Psi]	[MPa]
M	Alta	2500	17.2
S	Alta media	1800	12.4
N	Media	750	5.17
O	Baja media	350	2.41
K	Baja	75	0.52
*Resistencia promedio a los 28 días.			

Tabla 2.8. Clasificación de los morteros de acuerdo a su resistencia (ASTM C270)



Componentes del mortero

- ❖ Arena: Proporciona estabilidad volumétrica a la mezcla y atenúa la contracción por secado.
- ❖ Agua: Da trabajabilidad a la mezcla e hidrata a la cal.
- ❖ Cal Hidratada normalizada: A diferencia de un mortero de cemento, el de cal, esta endurece muy lentamente al reaccionar con el anhídrido carbónico del ambiente (carbonatación), lo cual beneficia al mortero por dos razones: 1) las fisuras se sellan a lo largo del tiempo al formarse cristales de carbonato de calcio, que proveen una resistencia adicional a la del cemento y, 2) al endurecerse lentamente favorecen la Retentividad de la mezcla.

Propiedades del Mortero

1. La adherencia unidad-mortero: se logra cuando los solubles de la cal son absorbidos por la unidad, la que se ve favorecida cuando el mortero penetra en las perforaciones y rugosidades de la unidad.
2. Consistencia: Es la capacidad de la mezcla para poder ser manejada.
3. Retentividad: Es la capacidad de la mezcla para mantener su consistencia (manejabilidad).

2.1.3. COMPORTAMIENTO MECANICO DE LA MAMPOSTERIA A COMPRESION

La mampostería presenta un comportamiento óptimo ante esfuerzos de compresión, su comportamiento y modo de fallo depende de la interacción entre las piezas y el mortero; las cuales tienen características de esfuerzo-deformación diferentes (Ver **Figura 2.1.**), por lo tanto, al ser sometidos a un mismo esfuerzo, se produce una interacción entre ambos, que consiste en que el material menos deformable (las piezas) restringen las deformaciones transversales del material más deformable (mortero), introduciéndole esfuerzos de compresión de dirección transversal. Por lo contrario en el material menos deformable, se introducen esfuerzos transversales de tracción, que disminuyen su resistencia respecto a la que se obtiene en el ensayo de compresión simple del material aislado.

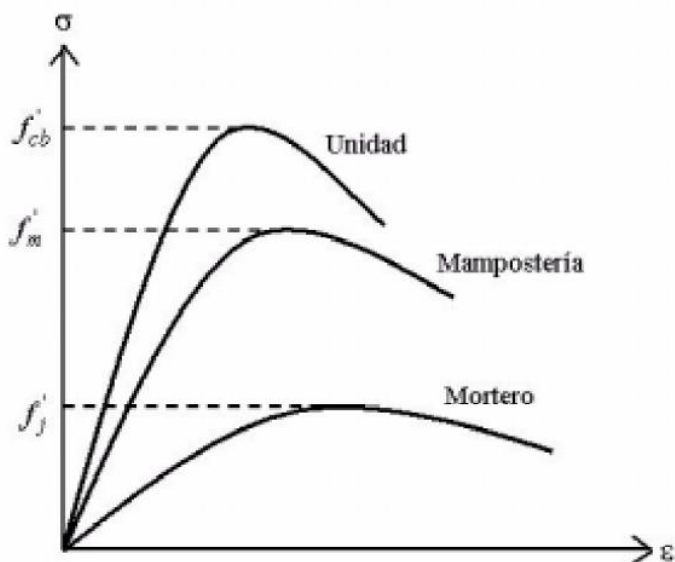


Figura 2.1. Relación esfuerzo-deformación para el mortero, las unidades aisladas y los paneles de mampostería

El tipo de fallo más común, es la formación de grietas verticales en las piezas, producidas por las deformaciones trasversales. No obstante otros tipos de fallas se pueden presentar como consecuencia de la variación de la calidad y



propiedades de los materiales, como es el caso del fallo por aplastamiento en unidades de baja resistencia.

Por lo tanto la resistencia a la compresión de la mampostería (f'_m) esta no solo en función de las propiedades de los materiales sino también de cómo se combinen estos, a continuación se describen algunos de estos factores:

- ❖ Tipo y geometría de las unidades de mampostería: f'_m varia con el porcentaje del área perforada de las unidades. Si esta área es menor del 20% del total de la sección transversal la resistencia de la unidad es la misma que la de la mampostería, si se sobrepasa este limite la resistencia de la mampostería disminuye hasta el 38 al 43% de la resistencia de la unidad, también se sabe que la resistencia de las unidades aumenta, cuando se disminuye su altura.
- ❖ Características del mortero de unión: Diversos estudios realizados sobre mampostería de piedra y ladrillo, concluyen que la resistencia de aplastamiento del mortero no influye notablemente en la resistencia de compresión de la mampostería, pero si en sus propiedades de deformabilidad y adherencia. También resulta importante la relación entre el espesor de la junta y la altura de la unidad, si es alta la tendencia del fallo será hacia el deslizamiento en la junta, mientras que, si es baja, la resistencia a compresión de la mampostería y la resistencia de la unidad son aproximadamente iguales.
- ❖ La humedad y absorción de la unidad: Es importante que las unidades estén saturadas para que no absorban el agua del mortero, produciendo una alteración en el mismo y incluso impidiendo que se produzcan las reacciones químicas de algunas partículas de cal por falta de agua.

En la **Tabla 2.8.** se resumen los principales factores de las unidades, el mortero y la misma mampostería, que afectan su resistencia a la compresión.

Características Unidades	Características Mortero	Paneles de Mampostería
Resistencia	Resistencia	Colocación
Absorción	Espesor	Hechadura
Humedad	Relación Altura-Espesor	Dirección de carga
Relación Altura- Espesor	Características de deformación	Adherencia
Geometría	Retentividad de Agua	

Tabla 2.8. Factores que afectan la resistencia a compresión de la mampostería

2.1.3.1. RELACION ESFUERZO – DEFORMACION

Esta relación depende de las características de los materiales constitutivos. La **Figura 2.2.**, muestra cuatro curvas para diferentes tipos del ladrillo (A perforado, B, C y D sólidos) y un mismo mortero. Claramente se puede ver que hay una considerable variación en las deformaciones.

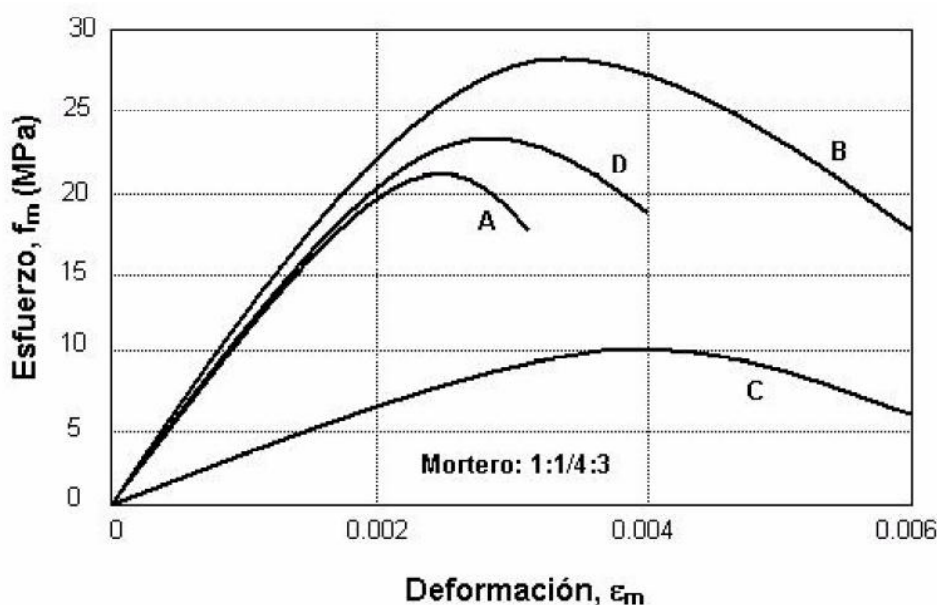


Figura 2.2. Curvas esfuerzo-deformación para mamposterías con diferentes tipos de unidades

2.1.3.2. MODULO DE ELASTICIDAD (E_m)

Considerando que la mampostería es un material compuesto de unidades y mortero, resulta lógico desarrollar un modelo analítico para calcular el E_m basado en las propiedades de deformación de sus componentes, de esta manera se ha desarrollado por varios autores la siguiente relación, suponiendo un comportamiento elástico lineal para ambos materiales e igualando la deformación de compresión de la mampostería a la suma de la deformación de los ladrillos y de las juntas:

$$E_m = E_b \frac{\frac{b}{j} + 1}{\frac{b}{j} + \frac{E_b}{E_j}} \quad (2.4)$$

Donde E_b es el modulo de elasticidad de la unidad, b es la altura de la unidad, j es el espesor de junta y E_j es el modulo de elasticidad del mortero (para valores de E_b y E_j ver **Tablas 2.4., 2.6. y 2.7.**). Algunas otras propuestas se resumen en la **Tabla 2.9.** a continuación:

Autores	Valor de E_m
Paulay y Priestley, 1992	$750 f'_m$
San Bartolome, 1990	$500 f'_m$
Sinha y Pedreschi, 1983	$1180 f'_m^{0.83}$
Hendry, 1990	$2116 \sqrt{f'_m}$

Tabla 2.9. Expresiones empíricas del E_m

2.1.4. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A CORTANTE

El caso puro de cortante no tiene aplicación práctica por lo que se lo investiga considerando el efecto de los esfuerzos de compresión en dirección normal a las juntas horizontales

2.1.4.1. MODOS DE FALLO

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por: 1) la respuesta frágil de las unidades de mampostería en tracción y, 2) la debilidad introducida por las juntas de mortero; entonces, los modos de fallo resultan a partir de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las interfaces mortero-unidades, por lo que se considera tres tipos de fallo:

- ❖ Fallo Fricción-Cortante: Ocurre bajo esfuerzos normales de compresión bajos y se produce por la unión débil de las interfaces mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales, la **Figura 2.3.** muestra este tipo de fallo.

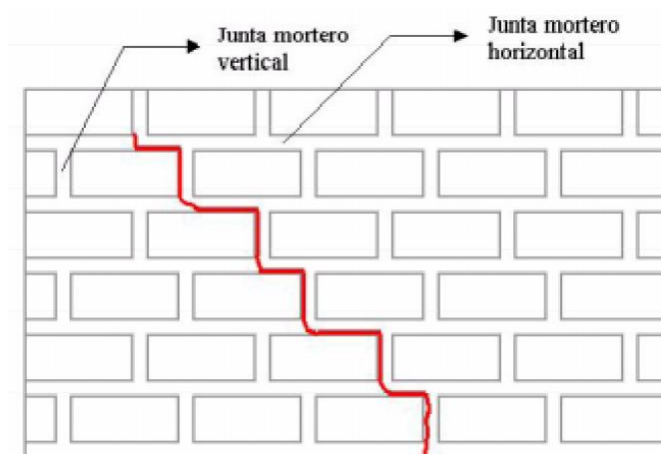


Figura 2.3. Agrietamiento escalonado diagonal producido por fallo de fricción-cortante

- ❖ Fallo por tensión diagonal: Se produce en las unidades bajo esfuerzos normales moderados. La resistencia a cortante de las juntas se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión, por lo que las grietas se producen en las unidades como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante, lo que se puede observar en la **Figura 2.4.**

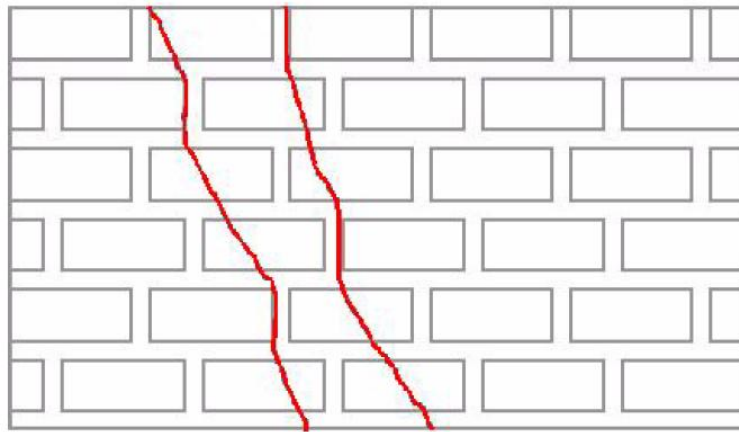


Figura 2.4. Agrietamiento de las unidades producido por un fallo de tensión diagonal

- ❖ Fallo a compresión: este tipo de fallo se presenta para valores muy altos de esfuerzo normal f_n en comparación con los esfuerzos cortantes τ , siendo su condición límite para que se produzca este fallo:

$$f_n > 8 \tau \quad (2.5)$$

El fallo es similar al que se produce bajo compresión directa, aunque el esfuerzo de cortante causa una reducción en la resistencia a compresión. Las grietas se forman por las deformaciones verticales y se incrementa por las deformaciones del mortero en las juntas, propagándose verticalmente y atravesando las unidades, comprometiendo la estabilidad del elemento y produciendo el fallo del mismo. Ver **Figura 2.5**.

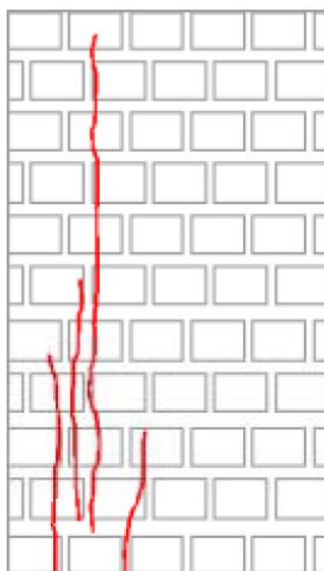


Figura 2.5. Fallo por agrietamiento vertical excesivo producido por esfuerzos de compresión.

2.1.4.2. RESISTENCIA A CORTANTE

La resistencia a cortante de las juntas de mortero, se incrementa con la presencia de esfuerzos de compresión aplicados a la mampostería, ya que esta resulta de la combinación de dos mecanismos diferentes: 1) la resistencia a la adherencia y, 2) la resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y las unidades, expresándose como:

$$\tau_m = \tau_0 + \mu f_n \quad (2.6)$$

τ_0 es la resistencia a cortante inicial, μ es el coeficiente de fricción interna y f_n es el valor de los esfuerzos normales (perpendiculares a las juntas horizontales). τ_0 está en el intervalo $0.1 < \tau_0 < 1.5$ MPa, o se puede calcular a partir de:

$$\tau_0 = 0.03 f'_m \quad (2.7)$$



Mientras que el intervalo de variación de μ está entre 0.1 y 1.2, recomendándose $\mu = 0.3$.

Una cuantificación más exacta de T_m se detalla a continuación, tomando en cuenta el mecanismo de fallo:

$$\tau_m = \tau_0^* + \mu^* f_n \quad \text{Fallo a fricción-cortante} \quad (2.8)$$

$$\tau_m = \frac{f'_{tb}}{2.3} \sqrt{1 + \frac{f_n}{f'_{tb}}} \quad \text{Fallo tensión diagonal} \quad (2.9)$$

$$\tau_m = (f'_m - f_n) \frac{d}{2b} \quad \text{Fallo compresión} \quad (2.10)$$

Donde f_n es el esfuerzo normal de compresión, f'_{tb} es la resistencia a tracción de las unidades, f'_m es la resistencia a la compresión de la mampostería, b y d son la altura y ancho de las unidades, τ_0^* y μ^* son la cohesión y el coeficiente de fricción, que se calculan como sigue: (Ver **Figura 2.6.**)

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (2.11)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (2.12)$$

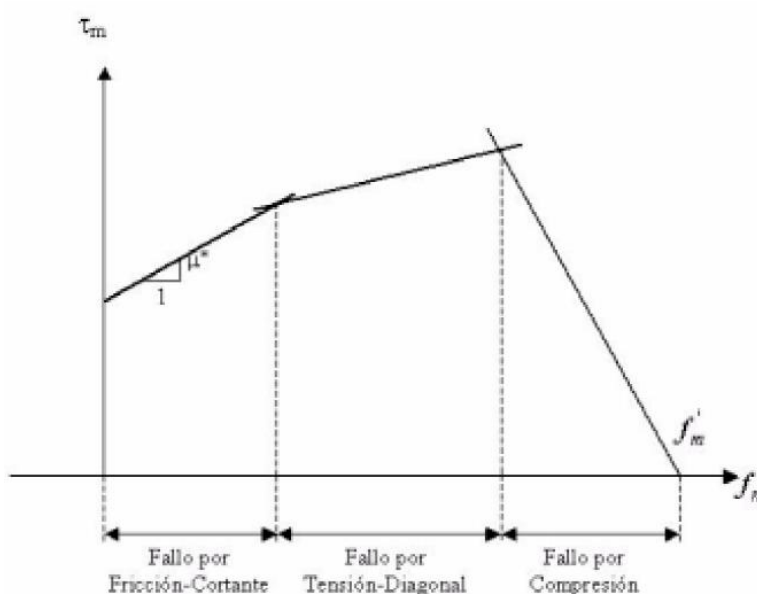


Figura 2.6. Curva envolvente de acuerdo a la teoría de falla propuesta por Mann Muller.

2.1.4.3. FACTORES QUE AFECTAN LA RESISTENCIA DE ADHERENCIA

Los factores más importantes que afectan la resistencia de adherencia entre las unidades y el mortero, en relación con las características de estos son:

- ❖ Unidades: Porosidad, tasa inicial de absorción de agua, rugosidad, contenido de humedad y a reactividad química.
- ❖ Mortero: características de la arena, relación limo-cal, la retentividad de agua, el contenido de agua y la presencia de aditivos

Incrementos en el contenido de humedad de las unidades, sin llegar a su saturación, así como la presencia de limos en el mortero, aumentan la resistencia de adherencia.



2.1.4.4. PROPIEDADES DEFORMACIONALES

La mampostería no reforzada puede experimentar pequeñas deformaciones plásticas bajo esfuerzos cortantes.

El modulo de cortante de la mampostería, G_m depende de: 1) el tipo de unidad, 2) la clase de mortero y 3) el contenido de humedad de las unidades cuando se colocan, y se puede calcular con:

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} \quad (2.13)$$

Donde E_m y μ_m son los módulos de elasticidad y la relación de Poisson de la mampostería.

2.1.5. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A TRACCION

Esta principalmente controlada por la resistencia a la adherencia desarrollada en las interfaces mortero-unidad, además se ve afectada por la absorción de agua de las unidades.

Sinha (1983) desarrollo la siguiente relación empírica en la que se relaciona la resistencia de cortante inicial T_o con la resistencia a tracción f'_{to} , la cual proporciona una buena correspondencia con resultados experimentales: (válida para $f'_{to} \leq 0.6$ MPa)

$$\tau_o = 0.80 f'_{to}{}^{0.56} \quad (2.14)$$

2.1.5.1. MODOS DE FALLO

Pueden darse de acuerdo con: 1) la dirección de la carga de tracción y 2) la magnitud relativa de la resistencia de adherencia y la resistencia a tracción de las unidades.

Cuando los esfuerzos de tracción son paralelos a las juntas horizontales de mortero se presentan dos tipos de agrietamiento: a) grietas completamente verticales que atraviesan las unidades (Ver **Figura 2.7. a**), donde la resistencia está controlada por la resistencia a tracción de las unidades y, b) grietas que solo se presentan a lo largo de las juntas de mortero (Ver **Figura 2.7. b**), donde los factores más determinantes son la resistencia a cortante y la longitud de traslapo L_o (parte de un ladrillo cubierta por otro).

Por otra parte cuando los esfuerzos de tracción actúan en sentido perpendicular a las juntas horizontales, los fallos ocurren por la separación de las interfaces mortero-unidad (Ver **Figura 2.7. c**), aunque también puede presentarse el fallo por tensión de las unidades (Ver **Figura 2.7. d**)

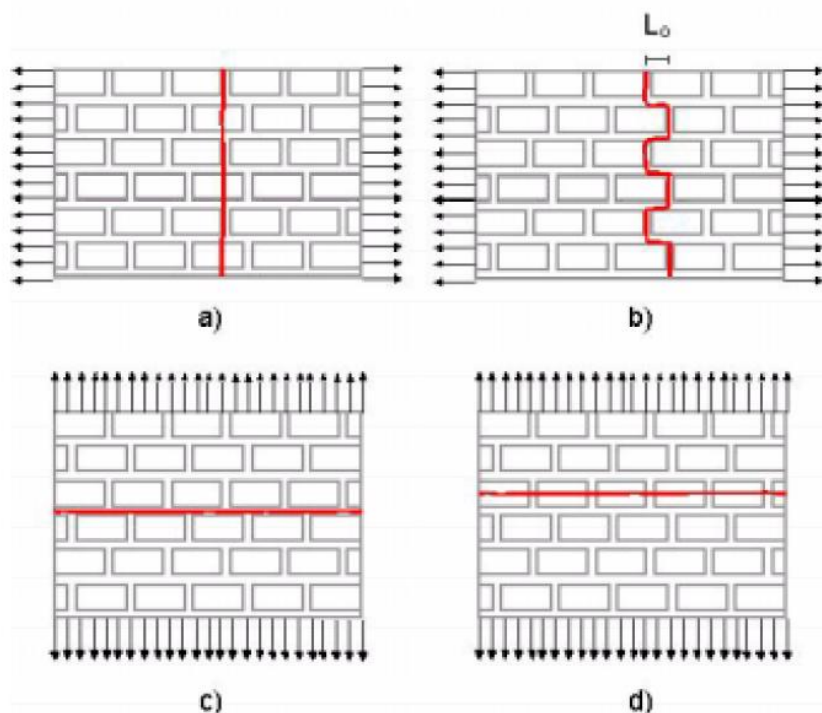


Figura 2.7 Modos de fallos a tracción



2.1.6. COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERIA A FLEXO-COMPRESION Y CORTANTE

Cuando la mampostería está sujeta a cargas de compresión y laterales, se generan esfuerzos de compresión, de cortante y adicionalmente aparecen esfuerzos de flexión, lo que produce un cambio de comportamiento, haciendo más difícil la evaluación de su resistencia, a lo cual se le suma la incertidumbre de la estimación de sus resistencias a cortante y flexión, y su incompleta descripción de su comportamiento inelástico.

Por lo expuesto anteriormente, las estructuras de mampostería se las considera frágiles, limitando su resistencia lateral a los esfuerzos admisibles y se asume que no tiene capacidad de deformación inelástica. No obstante estudios recientes demuestran que este tipo de estructuras presentan una capacidad considerable de deformación después de la aparición de las primeras fisuras y por tanto, pueden disipar cierta cantidad de energía (Zhuge, y Abrams, 1996)

2.1.6.1. MODOS DE FALLO

Bajo cargas sísmicas se han observado básicamente dos tipos de fallo: por cortante y por flexión, siendo los más observados los de cortante, debido a:

- ❖ Ya que la mayoría de las veces los muros son de baja altura; teniendo una relación longitud/altura grande y por tanto un momento de inercia de su sección transversal elevado, así la deformación que prevalece es la distorsión angular (γ) por fuerza cortante con baja curvatura por flexión, la cual origina esfuerzos principales de tracción diagonal, dando origen a las típicas grietas en forma de X

- ❖ Un muro al flectarse, debería levantar al muro perpendicular, lo cual es difícil de lograr, lo que disminuye aun más las deformaciones por flexión.
- ❖ La resistencia a cortante crece más lentamente con la carga axial que la resistencia a flexión, y en los muros esbeltos, la resistencia a cortante disminuye en proporción a la relación altura-longitud.

Fallo por Cortante

Se presenta en aquellas partes en que la mampostería presenta mayor relación de aspecto (longitud/altura) y la mayor carga pre-compresiva, el fallo consiste en la aparición de grietas diagonales longitudinales, aproximadamente al 62% de alcanzar la carga máxima (grieta a de la **Figura 2.8.**), para luego aparecer una segunda grieta b (Ver **Figura 2.9.**) diagonal, característica del fallo por cortante, justamente cuando se alcanza el valor de carga horizontal máxima. Con el cambio de sentido de la fuerza lateral, aparece el mismo tipo de agrietamiento, posteriormente se tritura la región central de la mampostería y los extremos del muro, produciéndose finalmente una degradación severa de su resistencia

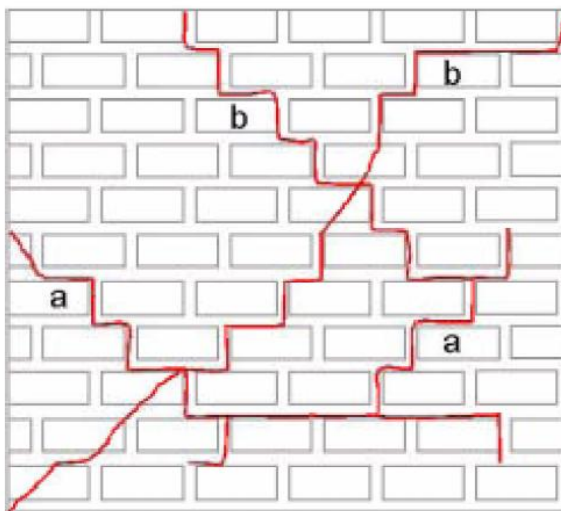


Figura 2.8. Modo de fallo a cortante

Fallo por Flexión

Comienza con la formación de grietas horizontales en la parte inferior del muro sobre la junta horizontal más cercana al apoyo inferior, su longitud es de aproximadamente $2/3$ de la longitud total del panel (grieta a de la **Figura 2.9.**), cuando la fuerza lateral se vuelve reversible, la grieta de flexión vuelve a ocurrir de lado opuesto continuando a todo lo largo del panel (grieta b de la **Figura 2.9.**).

Su resistencia a flexión está condicionada por la magnitud de la carga vertical actuante, a mayor carga vertical, mayor es la resistencia a flexión de la estructura.

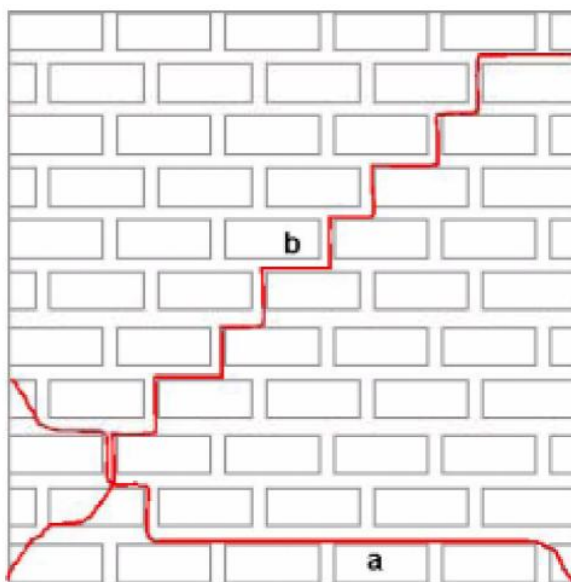


Figura 2.9. Modo de fallo a flexión

2.1.7. COMPORTAMIENTO BAJO CARGAS CICLICAS Y DINAMICAS EN EL PLANO

La respuesta dinámica de las estructuras de mampostería es un fenómeno complejo que depende de su rigidez y ductilidad, del tipo de diafragma de piso,

de sus conexiones y finalmente de la magnitud de las cargas verticales de compresión.

En la **Figura 2.10.** se muestra el comportamiento histeretico (ciclos reversibles de carga y descarga) de la mampostería, muestra la relación entre la fuerza horizontal aplicada H y la deflexión en el primer nivel D de un edificio de dos niveles.

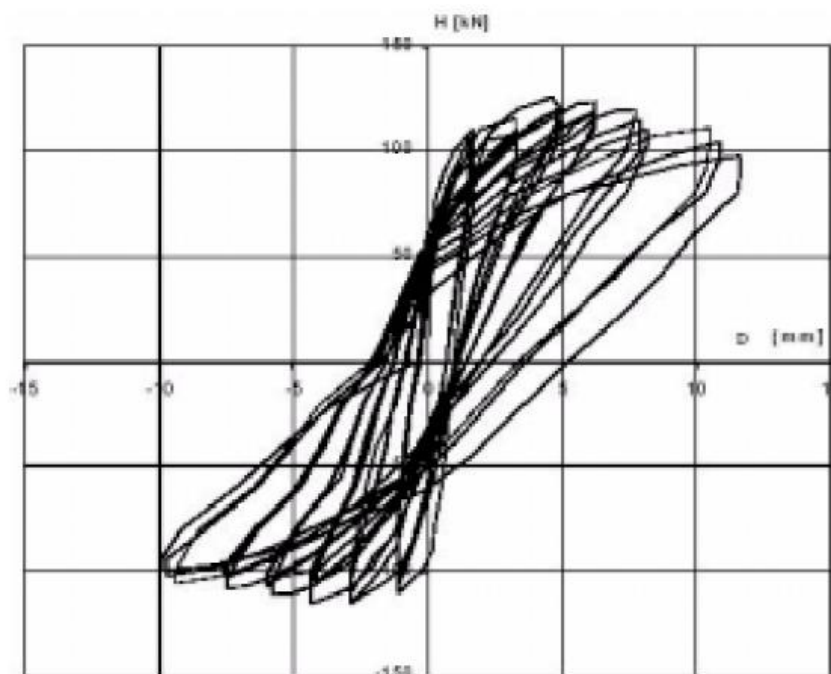


Figura 2.10. Respuesta histeretica de un muro de mampostería

Las cargas verticales del sistema inducen esfuerzos de compresión que hacen la función de refuerzo del sistema, por lo que con un nivel de carga vertical moderado la mampostería no reforzada tiene una mayor capacidad para resistir cargas laterales y disipar energía, una vez producido el primer agrietamiento en las juntas verticales. Además se sabe que la rigidez disminuye a medida que crece el número de ciclos



2.1.7.1. MODOS DE FALLO

Por lo general en los niveles más elevados los esfuerzos de compresión son bajos, lo que reduce drásticamente su capacidad de experimentar grandes deformaciones una vez producido el agrietamiento, fallando frágilmente, es por eso que los principales mecanismos de fallo no están relacionados con la resistencia de un muro en específico sino con el comportamiento global de la estructura.

2.1.8. PRINCIPALES MECANISMOS DE FALLO DURANTE EVENTOS SISMICOS

Estos dependen de: 1) la magnitud del sismo, 2) características geológicas y geotécnicas de la zona y 3) la calidad de las construcciones, que sumadas a la incertidumbre del fenómeno arrojan un amplio espectro de posibles escenarios de daño.

A continuación se describen los principales factores de fallo, la interacción dinámica entre estos factores es finalmente la responsable de los escenarios de daño que se presentan como consecuencia de un sismo.

2.1.8.1. FALLAS FUERA DEL PLANO

Es bastante común, se produce por la falta de anclaje de los muros a los diafragmas de piso y techo, o por la excesiva flexibilidad de los diafragmas, su fallo es explosivo y pone en peligro la capacidad del sistema resistente de cargas gravitatorias. (Ver **Foto 2.1.**)



Foto 2.1. Fallo fuera del plano de dos muros de mampostería

Otro ejemplo de falla son los parapetos de los techos y todos los elementos de ornamentación que carezcan de un sistema de anclaje, ya que se comportan como muros en voladizo, susceptibles de fallo a flexión, aun más si se localizan en niveles elevados donde la carga sísmica amplifica su efecto. (Ver **Foto 2.2.**)



Foto 2.2. Fallo de parapetos



2.1.8.2. FALLAS EN EL PLANO

Los producen esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, en función de la relación de aspecto (longitud/altura) de los paneles; para valores bajos de esta el fallo ocurre por flexión y para valores medios, el fallo se produce por cortante.

Fallos en el plano por cortante

Se presenta con un tipo de agrietamiento en forma de X, es una de las principales causas del colapso de las estructuras de mampostería no reforzada; cuando las grietas se forman en los muros del sistema resistente de cargas laterales, debido a que no existe la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio, por lo que las fuerzas inducidas por el sismo exceden la resistencia a cortante. Cuando las grietas son muy grandes (por falta de refuerzo que controle su tamaño), la resistencia y la rigidez de los muros se degradan rápidamente, haciendo que la estructura falle frágilmente. Para grietas pequeñas y poco profundas el sistema no se ve afectado y por tanto la estructura continua estable.

Este tipo de fallas también aparecen en los muros que tienen gran número de ventanas y puertas. (Ver **Foto 2.3.**)



Foto 2.3. Grietas formadas por la tensión diagonal entre las ventanas de un edificio de mampostería

Fallas en el plano por flexión

El tipo de grietas que se forman son generalmente horizontales y se presentan en la parte superior e inferior de las columnas o pilares. (Ver **Foto 2.4.**)



Foto 2.4. Fallo por flexión de las columnas de mampostería

2.1.8.3. FALLAS DE ANCLAJE Y CONEXIÓN

Existe una práctica constructiva deficiente, que consiste en no garantizar las conexiones competentes entre los mismos elementos y los diafragmas de piso y techo, condición que es esencial para un buen desempeño de la estructura, de tal forma que exista una buena transmisión de las cargas verticales y horizontales a los elementos del sistema resistente. Una mala conexión origina fuertes daños e incluso en colapso.

Este tipo de fallo se presenta en, o cerca de, la parte superior de los muros donde no existe un adecuado anclaje entre los muros y el techo, y adicionalmente la magnitud de la sobrecarga es pequeña, por lo que los muros exteriores se comportan como vigas en voladizo sobre toda la altura del edificio, incrementando el riesgo que se produzca un fallo fuera del plano en la base del muro, y aun más grave, puede ocurrir un fallo estructural global por el desprendimiento de las vigas desde su soporte (muro), ver **Foto 2.5**.



Foto 2.5. Fallo de un muro por la mala conexión entre el techo y el muro

Por otra parte, las malas conexiones entre los muros, producen grietas verticales en las esquinas y en los empalmes, que ocasionan su separación y, por lo tanto aumenta su vulnerabilidad. (Ver **Foto 2.6.**)



Foto 2.6. Fallo de un muro de adobe debido a conexiones inadecuadas

2.1.8.4. FLEXIBILIDAD DE LOS DIAFRAGMAS Y RESISTENCIA

La flexibilidad de los diafragmas de pisos y techos tiene un impacto considerable sobre la respuesta de los edificios de mampostería no reforzada, resultando en un comportamiento complejo.

En muchos casos los daños en el diafragma no deterioran su capacidad para resistir cargas gravitacionales, sin embargo considerando que los diafragmas se comportan como vigas largas extendidas entre los muros de mampostería, las rotaciones en sus extremos pueden inducir daños en las esquinas de los muros.

2.1.8.5. DAÑOS POR IMPACTO

El impacto entre edificios adyacentes puede producir el colapso parcial o total de los muros de una estructura, en especial cuando los niveles de pisos y techos no están alineados.

En la **Foto 2.7.**, se muestra las grietas en la parte superior de un edificio causadas por el martilleo del edificio vecino, producido durante un sismo.



Foto 2.7. Daños producidos por el martilleo entre dos edificios vecinos

2.1.8.6. FALLAS DE CIMENTACIÓN Y DEFORMACIONES PERMANENTES

Estos deben considerarse en zonas donde los suelos son propensos a la licuefacción. Por otra parte los desplazamientos y rotaciones de la cimentación incrementan considerablemente la vulnerabilidad de los muros de mampostería ante un sismo, debido a que basta con unos cuantos milímetros de deformación para que este material que es frágil se agriete.

Este tipo de fallos se presenta en estructuras con muros muy largos cuando el suelo de cimentación es arena suelta (por la licuefacción) o arcillas expansivas.

Ver **Foto 2.8.** donde se muestra el efecto de licuefacción sobre la calle y una casa.



Foto 2.8. Fallo del muro de una casa por efecto de la licuefacción del suelo

2.1.8.7. FALLAS INDUCIDAS POR CONFIGURACION

Las formas regulares tanto en planta como en elevación, reducen considerablemente la vulnerabilidad de cualquier tipo de estructuras. A continuación se describen los principales problemas relacionados con la configuración en planta y elevación de las estructuras de mampostería no reforzada.

- ❖ Problemas de torsión por una distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio o por los cambios en la sección del muro debido a los vanos en las ventanas, que dan lugar a la formación de muros de poca altura (columna corta), que fallan a cortante (Ver **Foto 2.9.**)
- ❖ Mala transmisión de esfuerzos verticales desde los muros superiores a los inferiores, por la falta de continuidad vertical en los muros.

- ❖ Reducción de resistencia cortante y fallos por pandeo que se producen en los muros esbeltos, típicos de edificios antiguo con alturas de entrepiso muy elevadas
- ❖ Discontinuidades en elevación o alturas de entrepiso, producen la formación de un piso débil o blando, en el cual se concentra el daño.
- ❖ Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina un fallo por punzonamiento del muro.



Foto 2.9. Daño típico de columna corta

2.1.8.8. AMPLIFICACIONES DE SUELOS BLANDOS

Las estructuras de mampostería no reforzada, son particularmente vulnerables a los efectos de amplificación del suelo, el incremento en los daños es hasta de un factor de 10.



2.1.8.9. CALIDAD DEL MORTERO Y DE LOS LADRILLOS

Los morteros de mala calidad han sido identificados como un factor de contribución significativa al daño sísmico. La calidad del mortero es especialmente importante en la parte superior de los muros y para los anclajes del techo, donde la magnitud de la sobrecarga es demasiado pequeña como para permitir la resistencia de cargas fuera del plano.

2.1.8.10. EDAD DE LA CONSTRUCCION

El deterioro de las unidades y el mortero por la erosión causada por el clima y por su degradación con el paso de los años. Por otra parte un gran porcentaje de las normativas de diseño sismoresistente, datan de al menos 50 años, por lo que construcciones anteriores a esta época fueron diseñadas sin ningún tipo de consideración sismoresistente.

2.2. INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA (ISE)

2.2.1. INTRODUCCION [8]

La interacción suelo-estructura, es un campo nuevo de la Ingeniería Civil, el cual une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural, ya que ningún edificio al momento de su diseño podría aislarse de su interacción con el suelo en donde se asienta, existiendo aun un sin número de parámetros a resolver.

El efecto de la interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de edificaciones, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la redistribución de los esfuerzos en el edificio y cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.



La respuesta sísmica de la estructura está íntimamente ligada a la forma como los movimientos sísmicos del terreno afectan la estructura a través de su cimentación. Las características dinámicas del suelo adyacente, la rigidez y disposición de la cimentación y el tipo de sistema estructural de la edificación interactúan entre sí para caracterizar los efectos sísmicos sobre ella, el no considerar estas características conduce a variaciones apreciables entre la respuesta sísmica estimada y la real de la estructura

2.2.2. EFECTOS ASOCIADOS CON LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA [8]

La respuesta de la estructura ante cargas estáticas verticales y dinámicas (sismo) puede variar con respecto al estimativo que se realiza sin tener en cuenta la ISE en los siguientes aspectos:

- a) La presencia de suelos blandos y compresibles hace variar la distribución de esfuerzos y deformaciones bajo la cimentación.
- b) Variaciones de los periodos de vibración de la estructura.
- c) Aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo.
- d) Aumento en la distribución de las fuerzas cortantes horizontales producidas por los movimientos sísmicos, entre los diferentes elementos del sistema de resistencia sísmica, especialmente cuando se combinan elementos con rigideces y sistemas de apoyo diferentes en la cimentación, como es el caso de combinación de pórticos y muros estructurales.
- e) Y otros.



2.2.3. MODELOS DE INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA [9]

En la actualidad, estamos orientándonos al cambio de métodos de cálculo más seguros, a la búsqueda de nuevas metodologías de análisis para resolver problemas constructivos, los cuales nos conlleven hacia un diseño económico.

Resulta imposible resolver los diversos problemas de la ingeniería sísmica sin la elaboración fundamentada de los modelos físicos aproximados de las estructuras, con lo cual se propone la elección del tipo de modelo de interacción y el modelo estructural, los cuales están íntegramente relacionados. La principal exigencia para estos modelos es su aproximación cercana con la realidad, algunos de los cual se describen brevemente a continuación.

2.2.3.1. MODELO DEL PÉNDULO INVERTIDO SIN PESO

Con masas puntuales a nivel de entrepisos y empotrado en la base (suelo), el cual puede comunicar a la estructura la acción sísmica externa en dos direcciones mutuamente perpendiculares (Ver **Figura 2.11.**).

Este modelo presenta las siguientes insuficiencias: se pierde la posibilidad de la descripción de diversos efectos dinámicos del trabajo real de la estructura; donde no se muestra el sentido físico de la ISE, debido a los desplazamientos del suelo que interactúa junto con la estructura.

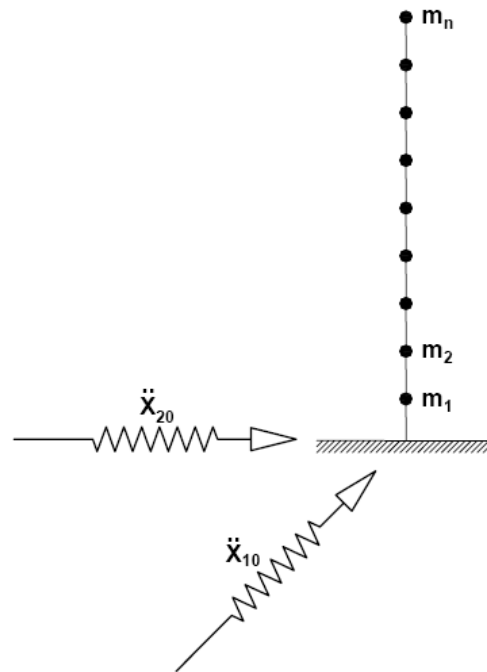


Figura 2.11. Modelo del Péndulo Invertido

2.2.3.2. MODELO EN FORMA DE UNA BARRA EN VOLADIZO

Con masas puntuales, donde m_1 es la masa del estrato, que se apoya en suelo rocoso (Ver **Figura 2.12.**).

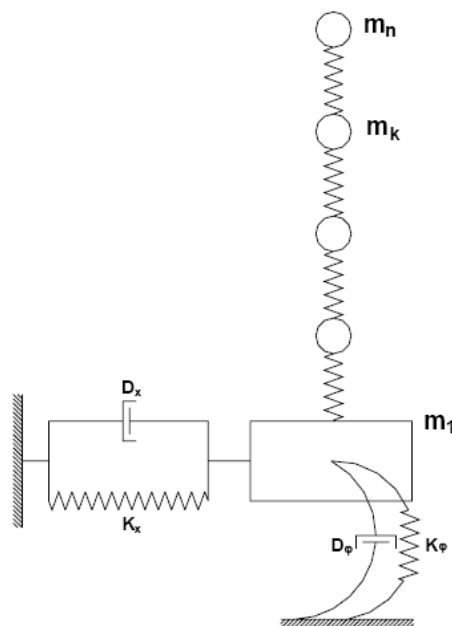


Figura 2.12. Modelo en forma de una Barra en Voladizo

Ante la acción sísmica la masa m_1 realiza desplazamientos horizontales y giros. El amortiguamiento, tanto en el edificio, como en el suelo se consideran por hipótesis equivalentes de resistencia viscosa.

2.2.3.3. MODELO EN FORMA DE UNA PLATEA RECTANGULAR

En Japón se planteó la Interacción suelo-estructura en forma de una platea rectangular (Ver **Figura 2.13.**), la cual se desplaza por el suelo y gira alrededor del plano vertical, así como parcialmente se puede despegar de la superficie del terreno.

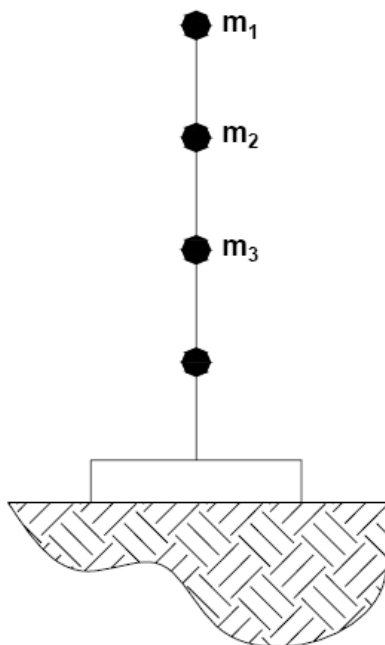


Figura 2.13. Modelo en forma de una Platea Rectangular

2.2.3.4. MODELO EN FORMA DE ENTRECruzADA

En Turquía se presentó un modelo cuyo sistema de cálculo se modeló de esta forma con masas puntuales en los nudos (Ver **Figura 2.14.**).

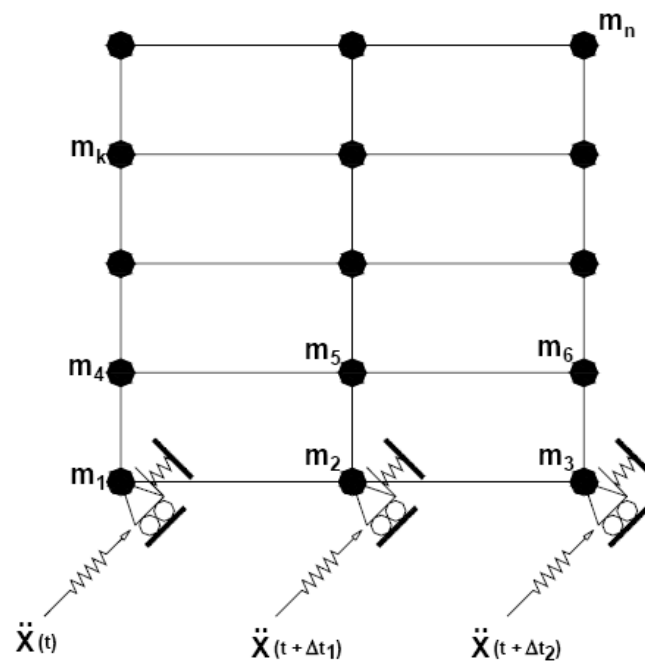


Figura 2.14. Modelo en forma Entrecruzada

2.2.3.5. MODELO DE LOS METODOS FINITOS

En Rusia se analizó este modelo, investigándose reacciones dinámicas de una edificación rígida considerando la ISE.

Para ello la edificación se modeló en forma de una placa deformable, dividida en elementos finitos, en cuyos nudos se concentraron las masas puntuales (problema lineal geométrico).

La base de fundación se modeló en forma análoga a una platea y ambas estructuras se unieron elásticamente (Ver **Figura 2.15.**), siendo sometidas a la acción sísmica de una parte del acelerograma del Sismo Taft (California 1952).

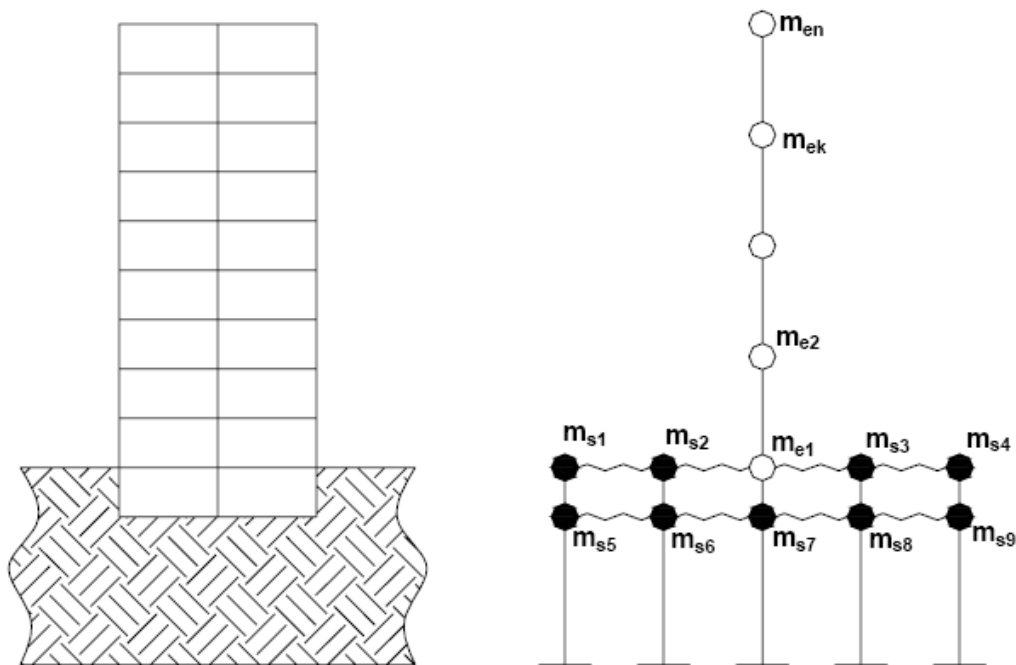


Figura 2.15. Modelo de los Elementos Finitos

Como resultado se obtuvo, que los desplazamientos del sistema se determinaron en base a los desplazamientos dinámicos del suelo (el desplazamiento de la estructura resultó en un grado menor); y las vibraciones de la placa, con que se modeló la superestructura tiene la forma de planos paralelos en el plano vertical.

2.2.3.6. PORLONGACION DEL MODELO DEL PENDULO INVERTIDO CON MASAS PUNTUALES

Luego se propuso un modelo (Ver **Figura 2.16.**), que considera la deformación conjunta elasto-plástica de la estructura y el suelo de fundación. En cierto modo, este modelo considera los desplazamientos horizontales del estrato de suelo.

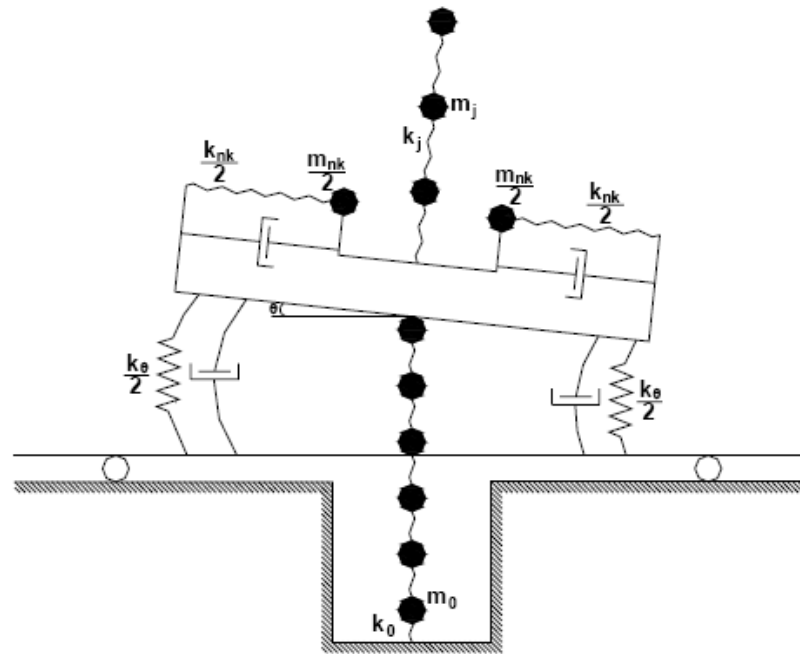


Figura 2.16. Modelo del Péndulo Invertido Modificado

2.2.3.7. MODELO DEL CUERPO SOLIDO

Las Investigaciones de Nikolaenko N.A. y Nazarov Yu.P, fueron consideradas como un Nuevo paso en la creación de nuevos modelos de cálculo. Ellos propusieron como base un cuerpo sólido con 6 grados de libertad (Ver **Figura 2.17.**). Tal propuesta describe claramente las vibraciones de desplazamiento y giro, así como los efectos dinámicos del trabajo espacial de la estructura. Los desplazamientos finitos y ángulos de giro (no-linealidad geométrica) se obtienen por el movimiento del mismo modelo.

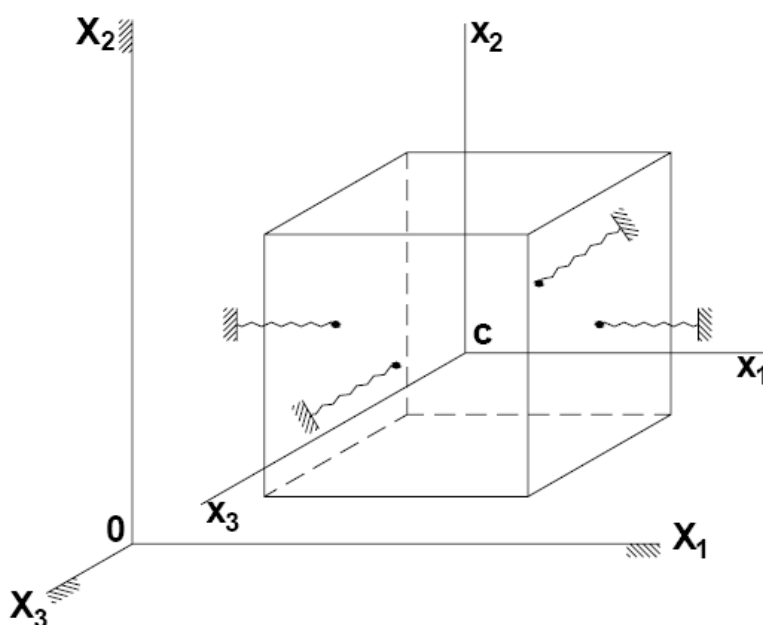


Figura 2.17 Modelo del Cuerpo Sólido

En éste modelo de cálculo, se puede describir en forma unificada el movimiento de la estructura, considerando o no el desplazamiento del suelo de fundación.

El problema de interacción suelo-estructura ha sido estudiado de diversos puntos de vista por los científicos A.A. Amosov, A.V. Anikev, D.D. Barkan, D.N. Birulia, I.G. Filipov, V.A. Ilichev, N.N. Shaposhnikov, J. Jauzner, B.K. Karapetian, A.Z. Kats, B.G. Korenev, Sh.G. Napetvaridze, A.G. Nazarov, N.P. Pabliuk, A.E. Sargsian, V.I. Smirnov, N.K. Snitko, M.T. Urazbaev y otros, quienes han dado notables aportes en la consideración de las propiedades del suelo en el cálculo sísmico, determinando las perturbaciones cinemáticas sísmicas, que surgen en la edificación. Para éste análisis se introducen los coeficientes de rigidez del suelo en las direcciones horizontal, vertical y giros respecto a los mismos ejes en la cual se consideran las propiedades inerciales del suelo de fundación, así como la masa del suelo y cimentación unida a la estructura. El avance de la Ingeniería Geotécnica ha permitido conocer las velocidades de propagación de las ondas longitudinal y transversal para cada uno de los tipos de suelos, lo cual ha permitido la incorporación de dicho parámetro de interacción suelo-estructura, permitiendo determinar las



propiedades mecánicas del suelo de fundación de la Catedral, como se describe más adelante.

2.2.4. AVANCES DE LA INVESTIGACION GEOTECNIA [9]

La ingeniería geotécnica es la rama de la ingeniería civil que se encarga del estudio de las propiedades físico-mecánicas e hidráulicas de los suelos. Los geotecnistas investigan al suelo y las rocas por debajo de la superficie para determinar sus propiedades y diseñar las cimentaciones para estructuras tales como edificios, puentes, centrales hidroeléctricas, y otros.

Es por esto que los ingenieros geotécnicos, además de entender cabalmente los principios de la mecánica y de la hidráulica, necesitan un adecuado dominio de los conceptos básicos de la geología. Es de especial importancia conocer las condiciones bajo las cuales determinados materiales fueron creados o depositados, y los posteriores procesos estructurales o diagenéticos (procesos metamórficos, de sustitución, cristalización, etc.) que han sufrido.

Para edificaciones, los tipo de cimentación más comunes, son las cimentaciones superficiales (cimientos corridos, zapatas aisladas, conectadas, combinadas y plateas de cimentación) y cimentaciones profundas (pilotes). Las presas y diques son estructuras que pueden ser construidas de suelo o roca y que para su estabilidad y estanqueidad dependen en gran medida de los materiales sobre los que están asentados o de los cuales se encuentran rodeados. Los túneles son estructuras construidas a través del suelo o roca y que dependen en gran medida de las características de los materiales a través de los cuales son construidos para definir el sistema de construcción, la duración de la obra y los costos.

Los ingenieros geotécnicos también investigan el riesgo para los seres humanos, las propiedades y el ambiente de fenómenos naturales o propiciados



por la actividad humana, tales como deslizamientos de terreno, hundimientos de tierra, flujos de lodo y caída de rocas.

Antiguamente a la geotecnia se la identificaba como mecánica de suelos, pero el término se amplió para incluir temas como la ingeniería sísmica, la elaboración de materiales geotécnicos, mejoramiento de las características del suelo, interacción suelo-estructura y otros. Sin embargo, la geotecnia es una de las ramas más jóvenes de la ingeniería civil y, por lo tanto, sigue evolucionando activamente.

Uno de los trabajos más completos sobre la historia de la geotecnia es el volumen publicado en el XI Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica de San Francisco (ICSMFE, 1985), que incluye tres conferencias de Kérisel, Skempton y Peck.

La primera de dichas exposiciones, de Jean Kérisel, trata de la historia de la Ingeniería del Terreno hasta 1700. Obviamente no se puede hablar de una determinada tecnología geotécnica antes del siglo XVIII, sino de conocimientos empíricos y realizaciones concretas. A pesar de que existen trabajos sobre la técnica constructiva en la época romana o en la Edad Media, hasta el siglo XVIII la técnica del “maestro de obra” se guía fundamentalmente por el empirismo y es transmitida al interior de los gremios.

La segunda conferencia, de A.W. Skempton, considera el período 1700-1925. Esta separación no es arbitraria. Empieza en los inicios del siglo XVIII, con el avance del racionalismo y con el desarrollo de los institutos y escuelas técnicas de ingenieros, cuando la ciencia comienza a tener una importancia básica en la tecnología hasta entonces desarrollada únicamente a escala artesanal y finaliza con la publicación de la obra de Terzaghi (1925), que constituye el inicio de una nueva etapa para la geotecnia.



Las fechas fundamentales de esta época corresponden a desarrollos analíticos de importancia, relacionados con teorías de cálculo. En el período indicado, Skempton distingue cuatro etapas diferenciadas: Pre-clásica, clásica primera fase, clásica segunda fase y moderna. La primera fase, denominada mecánica del suelo clásica, comienza con los trabajos de Coulomb (1776) sobre empuje de tierras y va hasta la publicación del libro de Rankine (1857) con sus teorías sobre el tema. Con los medios disponibles en esta etapa era preciso simplificar el complejo comportamiento del suelo, alejándose de su comportamiento real.

Durante la segunda fase de esta mecánica de suelos clásica, Skempton incluye los trabajos de Darcy, Boussinesq (1885) y los de O. Reynolds (1885 y 1886) sobre la expansión de los suelos. Todos ellos recurren principalmente a técnicas experimentales para estudiar el comportamiento del terreno.

Finalmente, entre 1919 y 1925 se produce un gran avance sobre el conocimiento de las propiedades de la arcilla, incluyendo los estudios de Atterberg, de Fellenius y de sus colegas suecos sobre estabilidad de taludes y el inicio de los trabajos de Karl Terzaghi.

Esta última época (1919-1925), definida según la evolución del desarrollo de los conocimientos geotécnicos, se alarga aproximadamente unos veinte años más. En ella, pese a los avances, las enseñanzas transmitidas son básicamente conocimientos empíricos, pero se inicia la transmisión de procedimientos analíticos de cálculo. De éstos, los preferidos de la época eran los apoyados en la estática.

Estos conocimientos se transmiten en las escuelas de ingeniería, originalmente militares y posteriormente civiles. La primera escuela de ingeniería civil del mundo es la École Nationale des Ponts et Chaussées, fundada en 1747 en París. En España se hubo que esperar hasta el año 1802. Las materias que durante ese primer año se dictaron, de acuerdo con el programa inicial, fueron: mecánica, hidráulica, geometría descriptiva y cálculo de empujes de tierras y



bóvedas, así como estereotomía de las piedras y maderas. Pero a lo largo de esta época las enseñanzas geotécnicas no consiguen constituirse como cuerpos de docencia independientes, sino que se explican conjuntamente con las enseñanzas de estructuras o puentes.

Cabe destacar que durante esta época se inicia la publicación de textos, con los apuntes de las enseñanzas transmitidas en las escuelas y la edición de revistas a través de las cuales los ingenieros civiles transmiten sus experiencias, muchas de ellas relacionadas con la forma de superar problemas relacionados con el terreno. En España destacan los textos de Ribera (1925, 1929, 1931 y 1932) y Entrecanales (1936) y la publicación periódica Revista de Obras Públicas.

El libro de Terzagui, “Erdbaumechnik auf bodenphysikalischer Grundlage”, publicado en 1925, se considera como el punto de partida de la nueva ciencia geotécnica. Sin embargo este trabajo no parece decisivo para los procedimientos constructivos ni para los métodos de cálculo. Pero sin duda su labor provoca el comienzo de una etapa de desarrollo espectacular para la geotecnia. La característica que hace especial a esta obra y a su autor es la plenitud de la aplicación del método experimental a los problemas del terreno. La difusión de sus trabajos originó el inicio de una nueva etapa en la historia de la geotecnia.

La expansión de la Geotecnia ha sido espectacular en los últimos veinte años, en los que se ha trabajado en aspectos aparentemente diversos, pero íntimamente relacionados entre sí. Una de las razones de esta evolución, entre muchas otras, es la facilidad al acceso de la informática. Ello ha hecho factible la generalización del uso de los métodos numéricos en la investigación. Generalización hoy ya consolidada y que está llegando rápidamente a los proyectistas.



Se considera a Karl Terzaghi como el padre de la ingeniería geotécnica y la mecánica de suelos.

Las tendencias actuales en la construcción se dirigen sobre todo en la reconstrucción de edificios, incluyendo los de valor histórico, como el caso de la Catedral de La Inmaculada Concepción.

Previamente, algunos métodos han sido desarrollados con eficacia para el cálculo de superestructuras y el subsuelo subyacente, utilizando los equipos de cómputo actuales. Sin embargo, los métodos simplificados tienen pruebas inaceptables para la solución de una gama entera de problemas en la construcción y reconstrucción.

La interacción de Suelo-Estructura es un campo de la ingeniería civil, que une a la Ingeniería Geotécnica con la Ingeniería Estructural. La necesidad de esta unificación ha sido evidente por el simple hecho de que ningún edificio al momento de su diseño podría evitar la interacción con el suelo de fundación, existiendo muchos espectros y parámetros a resolver. El cambio de las capacidades de los equipos computarizados, ha creado la premisa para la realización de éste cálculo juntando la interacción suelo-cimentación-superestructura, mediante el uso del computador.

Los cálculos de la Interacción Suelo-Estructura han llegado a ser altamente relevantes para los edificios debido a que el diseño estructural en condiciones de campo es complicado. Las deformaciones diferenciadas del subsuelo afectan perceptiblemente en la distribución de las fuerzas a través de toda la estructura y de no hacer caso a ésta amenaza, pone en riesgo la seguridad de los edificios.

El rol de los Ingenieros Geotécnicos aumenta exponencialmente, por ello el tema de la Interacción Suelo-Estructura aspira a ser un eje principal de información que proporciona la exactitud de la predicción de los cálculos al



momento de diseñar una edificación, ya que toda obra está construida sobre o en el terreno.

Que éste acercamiento permita reunir a Ingenieros estructurales y geotécnicos en las etapas iniciales y finales de los proyectos de construcción.

2.3. CONSIDERACIONES RESPECTO A LOS PARAMETROS MECANICOS DEL SUELO.

Los parámetros mecánicos del suelo de fundación (alrededor y debajo de la cimentación) del presente trabajo fueron estimados mediante mediciones sísmicas de refracción, las que se exponen más adelante en el **Capítulo 3.**), por lo cual en este tópico se exponen algunas consideración para la estimación de estos.

Los métodos sísmicos son un tipo de método geofísico, y constituyen pruebas realizadas para la determinación de las características geotécnicas de un terreno, como parte de las técnicas de reconocimiento de un reconocimiento geotécnico.

Las ondas sísmicas que atraviesan un terreno pueden ser Longitudinales o de compresión, Transversales o de cizallamiento y Superficiales.

La velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno depende de sus características de deformabilidad. En la hipótesis de suponer un comportamiento elástico para el terreno, la velocidad de las ondas longitudinales y transversales es función del módulo elástico y del coeficiente de Poisson (ambos dinámicos), por lo que con ambas expresiones pueden obtenerse dichos parámetros.

Las ondas longitudinales son más rápidas que las transversales, lo que dificulta la detección de estas últimas en campo. Por ello, en general se obtiene el



módulo elástico a partir de la velocidad longitudinal, estableciendo hipótesis respecto al valor del coeficiente de Poisson. El módulo dinámico tiene un valor mayor que el estático, ya que se obtiene para incrementos tensionales pequeños como son los producidos por ondas sísmicas. La relación entre el módulo dinámico y el estático se considera normalmente de 4, pero el rango puede estar entre 1 y 20.

El método sísmico de refracción se basa, tanto en el hecho de la diferencia de velocidad de la onda sísmica en los distintos terrenos, como en que las ondas al cruzar la frontera entre dos tipos de terreno distinto sufren refracción, (al igual que sucede con las ondas de luz), cambiando su dirección en un ángulo cuyo valor depende de la relación entre las velocidades de onda de cada terreno.

El impulso generador de la onda puede ser un impacto o una pequeña carga explosiva que se coloca, generalmente, en un punto de la superficie. Mediante geófonos (que son detectores de pequeñas vibraciones en el terreno), dispuestos a distintas distancias del punto de impacto, se mide el momento en que llega la primera onda que alcanza a un determinado geófono. De esta forma se obtiene la velocidad de transmisión.

Cuando se produce el impulso, las ondas se emiten en todas direcciones. Una onda en particular recorre un camino por la superficie del terreno en dirección al geófono (onda directa). Otras ondas descienden con diversos ángulos respecto a la horizontal. Al encontrar un estrato inferior con diferente velocidad sísmica, la onda se refracta en el plano de contacto entre ambos terrenos.

Existe una dirección de onda que al alcanzar el estrato inferior con un determinado ángulo de incidencia, su refracción se dirige por encima del estrato inferior paralelamente a la frontera entre terrenos. Esta onda, con su nueva dirección, continúa emitiendo energía hacia la superficie con un ángulo



de refracción simétrico al de incidencia anterior, por lo que los geófonos pueden llegar a detectarla.

Si la velocidad sísmica del terreno inferior tiene un valor mayor que la del terreno superficial, el tiempo necesario para que la onda refractada alcance un punto de la superficie puede llegar a ser menor que el requerido por la onda directa que viaja superficialmente, aún cuando la longitud del camino sea mayor. Los geófonos cercanos al impulso reciben en primer lugar la onda directa, pero a los que se encuentran a una cierta distancia les alcanza antes la onda refractada.



Capítulo 3

Características Geométricas y Condiciones Estructurales

3.1. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS [1]

3.1.1. GENERACION DE PLANOS DIGITALES

Las características geométricas de la Catedral Nueva de Cuenca se tomaron a partir de planos digitales de la iglesia que fueron elaborados por estudiantes de años anteriores de la Escuela de Ingeniería Civil, de la facultad de Ingeniería de la Universidad de Cuenca (Ver **Anexo 2.** de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” del año 2006), los cuales se refieren a la iglesia con sus características originales, incluso con las torres concluidas.

Cabe anotar que la I. Municipalidad de Cuenca facilitó un levantamiento digital actualizado de las fachadas frontal, lateral y trasera de la Catedral, así como un corte a nivel de piso de la iglesia (Ver **Anexo 2.** de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” del año 2006).



Los planos digitales elaborados a partir de los planos originales y los planos facilitados por el I. Municipio de Cuenca, presentan una alta semejanza pero con algunas divergencias en sus magnitudes, las mismas que fueron ajustadas por las personas quienes realizaron la tesis anterior a la presente a través de varias visitas a la Catedral y el registro de dimensiones reales, esto en lo que se refiere a las características geométricas del cuerpo de la Catedral, mientras que las dimensiones de los cimientos, que funcionan como Cripta, si bien también se basaron en los planos del **Anexo 2.** de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” del año 2006, fueron comprobadas y ajustadas por el autor del presente estudio.

Las dimensiones principales de la Catedral Nueva de Cuenca, tomadas de los planos digitales ajustados son:

- Largo: 105.31 m.
- Ancho: 43.20 m.
- Área de emplazamiento: 4550 m².
- Altura actual: 40.00 m. (altura en las torres medida a partir del nivel de piso de la iglesia)
- Altura máxima: 53,20 m. (altura en la cúpula central)

Cabe anotar que la altura de las torres en el proyecto original de construcción (planos originales), llega hasta los 73 m. aproximadamente, medidos también a partir del nivel de piso de la iglesia.

Las dimensiones de largo y ancho antes señaladas corresponden al nivel del piso de la Catedral ($Z = +0.00$), mientras que al nivel de fundación ($Z = -4.50$ a $Z = -4.70$) estas se incrementan en 2 m.



3.1.2. DESCRIPCION PARTICULAR DE LAS PARTES

- 1) Cúpulas
- 2) Torres.
- 3) Cámaras Principales y Laterales.
- 4) Altar y Sacristía.
- 5) Pórticos Longitudinales y Transversales
- 6) Cimentación: Cripta

A continuación se describe cada una de estas secciones:

3.1.2.1. CUPULAS

La cubierta de la iglesia, sobre la cámara principal, consta de siete cúpulas: tres bajas, tres altas (Ver **Foto 3.1.**) y la cúpula que cubre la sección posterior de la iglesia. Las cúpulas bajas y altas poseen una forma semiesférica y están apoyadas sobre los pórticos longitudinales y transversales, los que se detallan más adelante. El material de construcción de todas las cúpulas es de mampostería de ladrillo.

Las cúpulas bajas tienen una forma semiesférica (Ver **Foto 3.2.**), sin embargo vistas en planta, el apoyo es un cuadrado de 13.08 m de lado. Estas cúpulas llegan aproximadamente a la cota $Z = +30.00$.

En cuanto a las cúpulas altas se puede distinguir dos tamaños de las mismas, resaltando la 2ª cúpula alta como la de mayor diámetro y altura respecto a las 1ª y 3ª cúpulas altas, las cuales tienen características idénticas.

Las cúpulas altas se apoyan sobre una estructura cilíndrica (Ver **Foto 3.3.**), que a su vez se apoya sobre los arcos de los pórticos longitudinales y transversales.

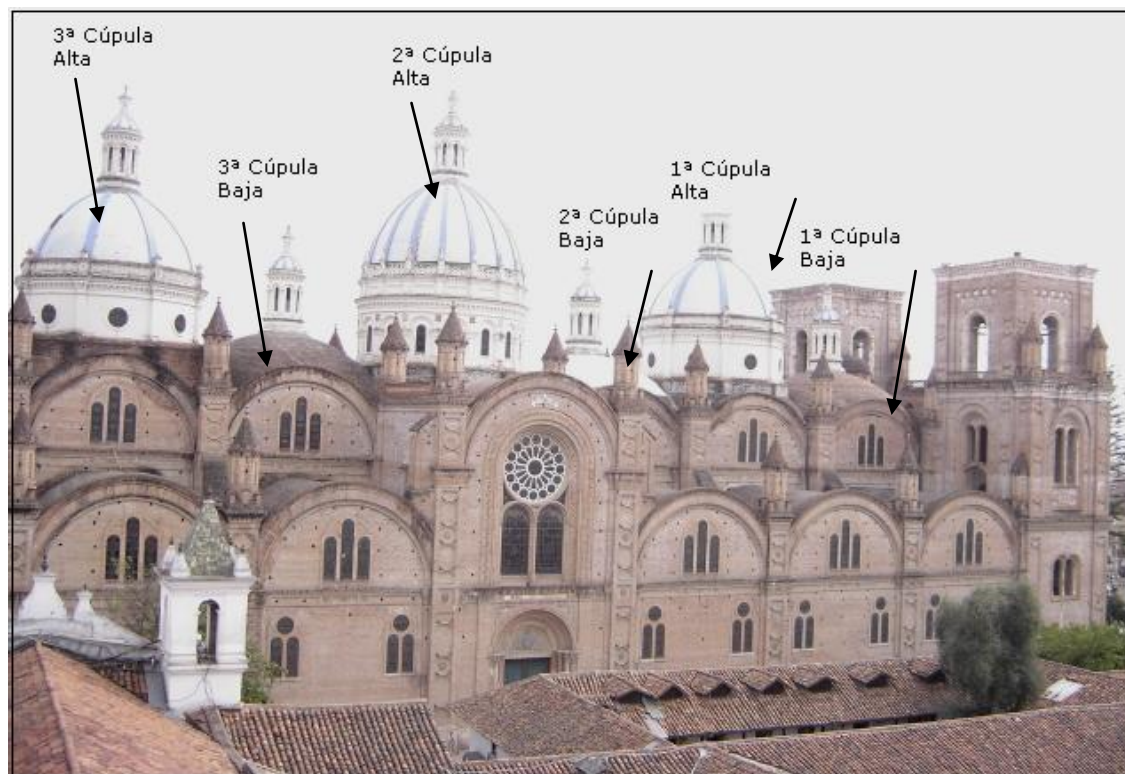


Foto 3.1. Cúpulas altas y bajas.



Foto 3.2. Cúpula baja tipo

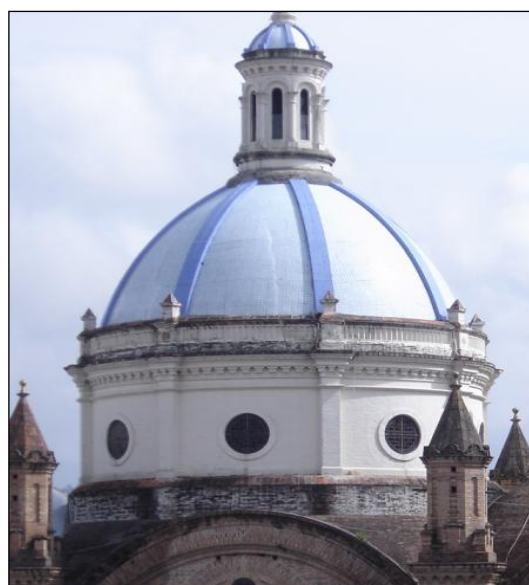


Foto 3.3. Cúpulas altas 1ª y 3ª.

Las cúpulas altas 1 y 3 el diámetro de su circunferencia exterior de 11.98 m., alcanzando en la cresta los 49.01 m. de altura. La estructura cilíndrica tiene

una altura de 5.7 m. y consta de seis ventanas circulares ubicadas a lo largo de su circunferencia (Ver **Foto 3.3.**).

La cúpula más grande, es decir, la 2ª cúpula alta, llega a los 53.19 m. de altura, y tiene una circunferencia de 14.08 m. de diámetro exterior. La estructura cilíndrica tiene una altura de 7.8 m. y consta de catorce ventanas distribuidas a lo largo de su circunferencia (Ver **Foto 3.4.**).

La cúpula que se asienta sobre la sección posterior de la iglesia se acopla a las dimensiones de la estructura cilíndrica de apoyo y el pórtico del eje A de la Figura 3.5 (Ver **Foto 3.5.**).

El espesor de todas las cúpulas es de 0.50 m., a excepción de la cúpula de la sección posterior, en donde dicha dimensión corresponde a 0.80 m.

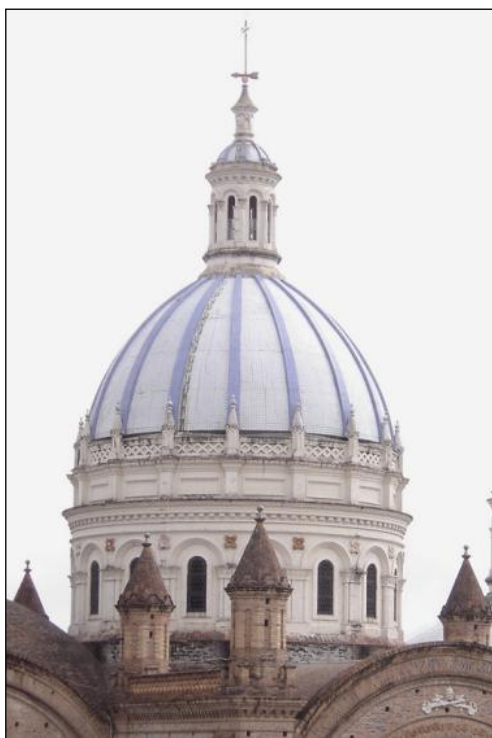


Foto 3.4. 2ª Cúpula Alta.

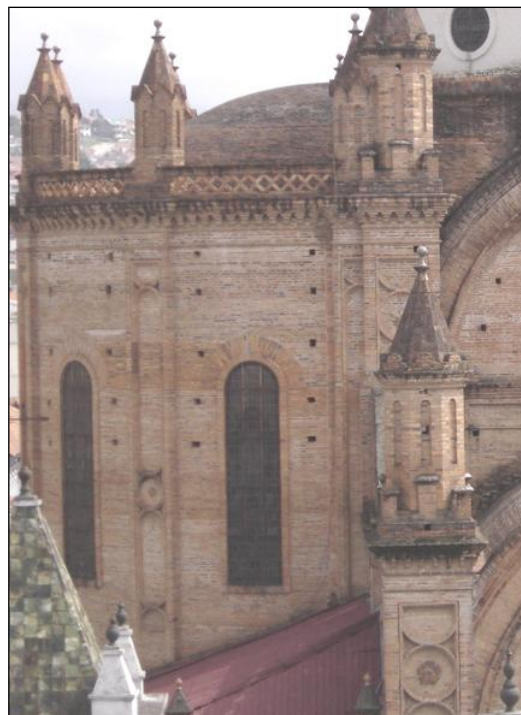


Foto 3.5. Cúpula sección posterior de la iglesia.

3.1.2.2. Torres

Tienen una altura de 40 m. respecto al nivel de piso del interior de la iglesia, y una altura total de 42.1 m. respecto al nivel de piso del pasillo de la calle Benigno Malo. El área total de emplazamiento de las torres es de 522.72 m². (43.2m. x 12.10m.) y la separación entre ellas es de 9.5 m.

Aparentemente las dos torres son simétricas, sin embargo, existen diferencias que solo se pueden distinguir accediendo al interior de las mismas.

Al nivel de piso de la iglesia, la mampostería en las torres cubre un área de 220,21 m². Las dimensiones en planta, a este nivel, se muestran en la **Figura 3.1.** y en la **Tabla 3.1.**

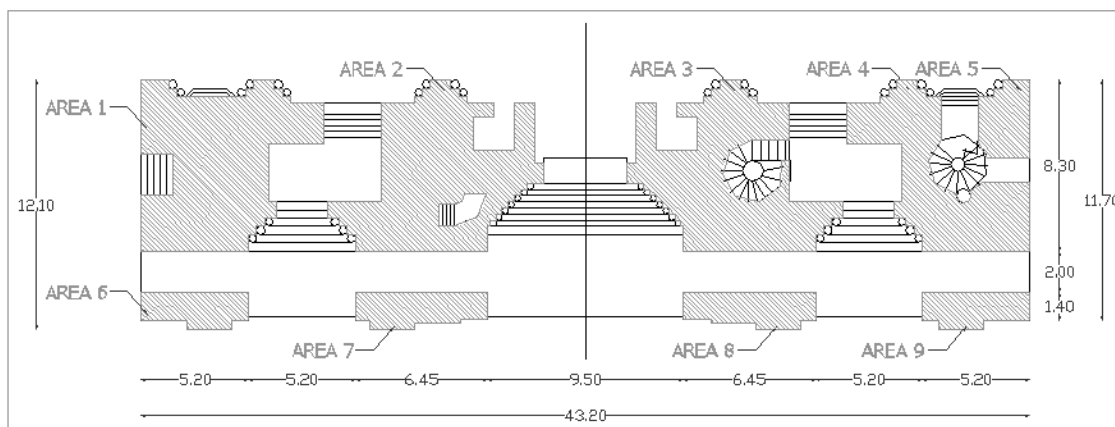


Figura 3.1. Sección de las torres al nivel de piso de la iglesia.

Número de área	Área [m2]	Número de Área	Área [m2]
1	50,61	6	8,16
2	48,87	7	9,99
3	43,64	8	9,99
4	32,43	9	8,16
5	8,36	Total	220,21

Tabla 3.1. Área de mampostería en las torres al nivel de piso de la iglesia

Geométricamente cada torre está formada por un rectángulo hueco de gruesas paredes de ladrillo con espesores variables en cada uno de sus frentes: 1.2 m. en la fachada frontal y 2.5 m. en la fachada lateral.

En la parte inferior de cada torre se destaca la presencia de un arco de 5.20 m. de diámetro que permite el ingreso desde el exterior hacia las cámaras laterales de la iglesia.

3.1.2.3. Cámaras Principales y Laterales

Las cámaras principales y laterales están visiblemente separadas entre sí por la disposición de las columnas interiores de la estructura, tal como se muestra en la **Figura 3.2**.

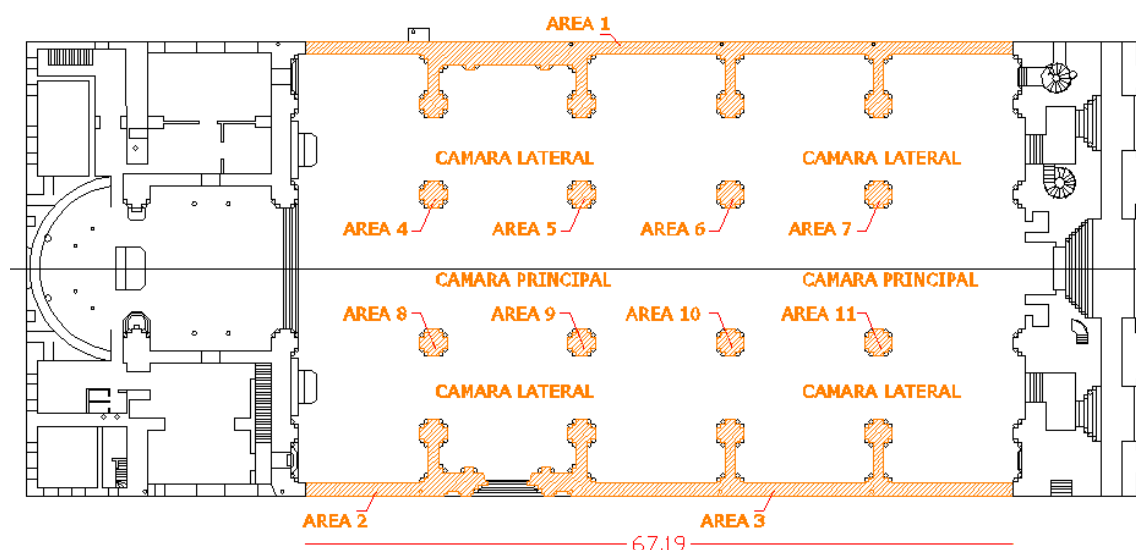


Figura 3.2. Cámaras principal y laterales.

Al nivel de piso de la iglesia, el área de las estructuras que constituyen las cámaras, se puede dividir en 2 partes:

- a) El área ocupada por los muros de las fachadas norte y sur.
- b) El área ocupada por las columnas que limitan las cámaras laterales de la principal.



El resumen de estas áreas se presenta en el **Figura 3.2.** y las **Tablas 3.2. y 2.3.**

Número de Área	Área
	[m2]
1	131,74
2	33,08
3	86,36
Total	251,17

Tabla 3.2. Área de mampostería en los muros de las fachadas norte y sur.

Número de Área	Área
	[m2]
4	4,84
5	4,84
6	4,84
7	4,84
8	4,84
9	4,84
10	4,84
11	4,84
Total	38,72

Tabla 3.3. Área de mampostería en las columnas que limitan la cámara principal de las laterales

3.1.2.4. Altar y Sacristía

El altar y la sacristía están compuestos de diversos muros y estructuras de mampostería de ladrillo. El área ocupada por dichos muros, a nivel del piso de la iglesia, se indica en la **Figura 3.3.** y la **Tabla 3.4.**

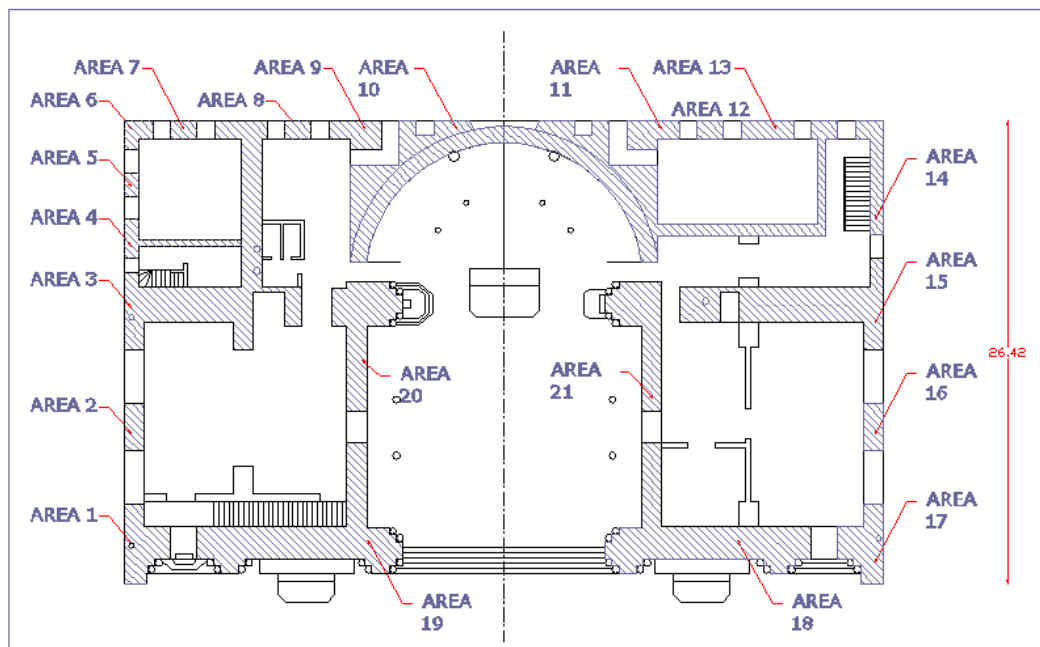


Figura 3.3. Altar y sacristía al nivel del piso de la iglesia.

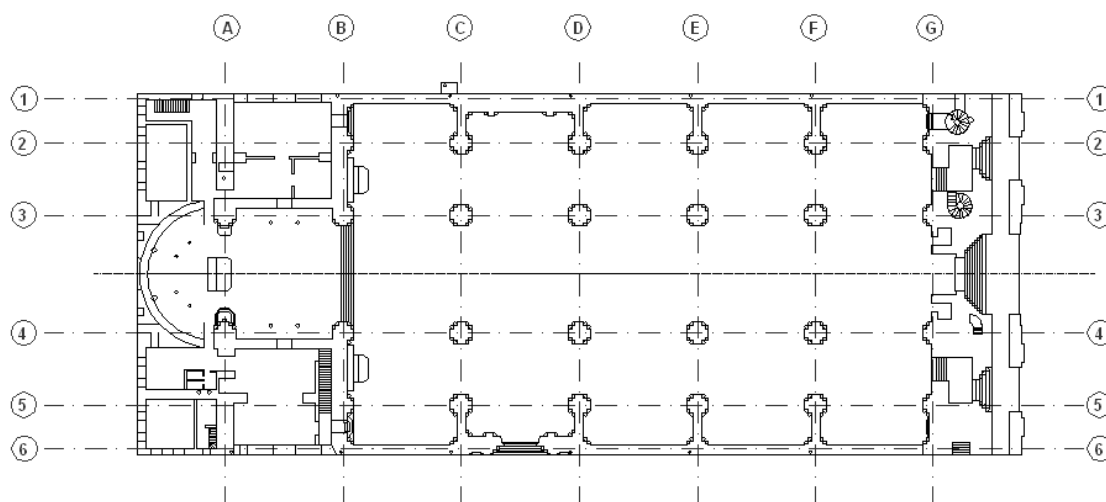
Número de Área	Área [m2]	Número de Área	Área [m2]
1	8,23	12	1,56
2	2,97	13	3,12
3	35,07	14	5,94
4	4,1	15	25,24
5	1,04	16	2,97
6	2,13	17	8,23
7	1,56	18	29,09
8	1,56	19	29,09
9	4,17	20	15,03
10	53,11	21	13,24
11	4,17	Total	60,83

Tabla 3.4. Área de mampostería correspondiente al altar y la sacristía.

Área total de mampostería al nivel Z = +0.00

Este valor se obtiene sumando los valores correspondientes a las torres, cámaras y sección posterior. Su valor es de $220.21 + 251.17 + 38.72 + 60.83 = 570.93 \text{ m}^2$.

3.1.2.5. Pórticos Longitudinales y Transversales: Distribución Espacial



Pórticos Longitudinales: Ejes: 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

Pórticos Transversales: Ejes: A, B, C, D, E, F y G.

Figura 3.4. Distribución espacial de pórticos.

Como se observa en la **Figura 3.4.**; en el sentido longitudinal se distinguen 6 pórticos, 2 debidos a las fachadas laterales (ejes 1 y 6), 1 pórtico intermedio a cada lado (ejes 2 y 5) y dos pórticos en los cuales se asientan las cúpulas de cubierta (ejes 3 y 4). En el sentido transversal, se destacan 7 pórticos.

La morfología de cada pórtico se puede apreciar en las **Figuras 3.5. a 3.10.**

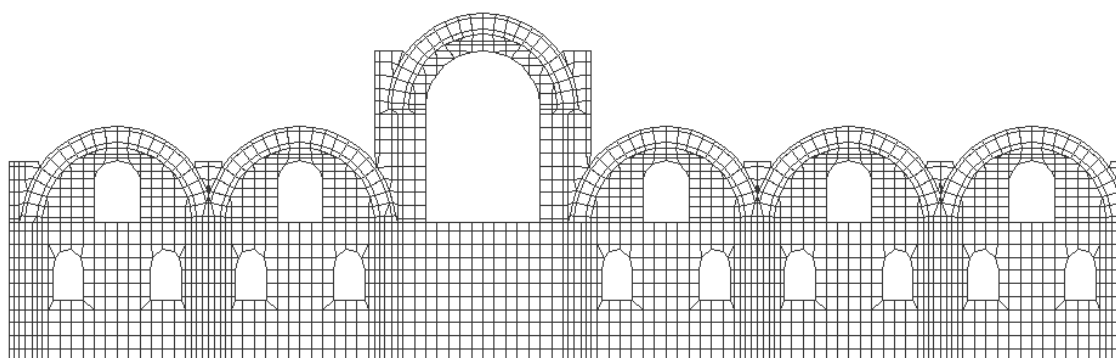


Figura 3.5. Eje longitudinal 1

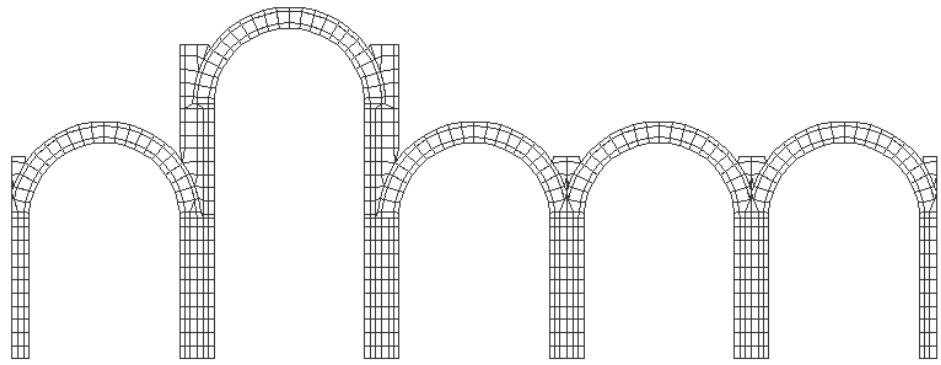


Figura 3.6. Eje longitudinal 2 y 5

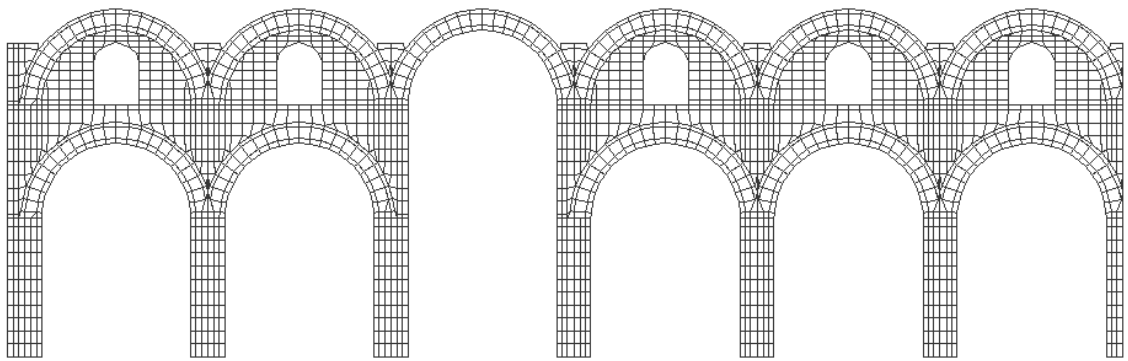


Figura 3.7. Eje longitudinal 3 y 4

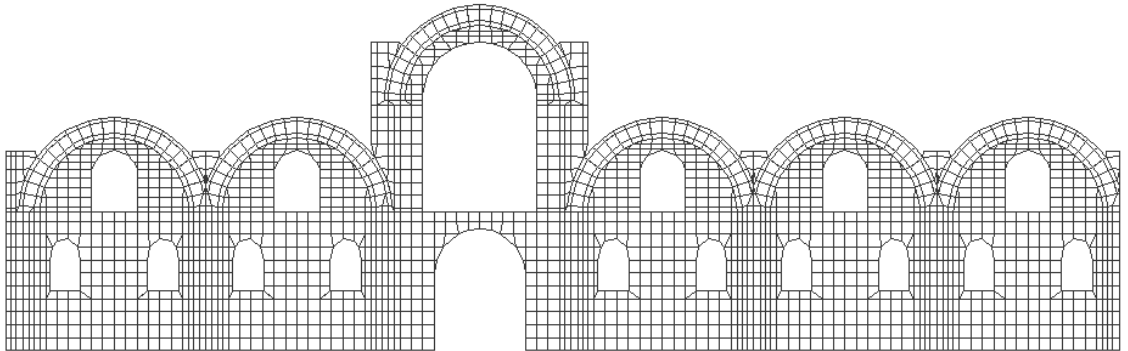


Figura 3.8. Eje longitudinal 6

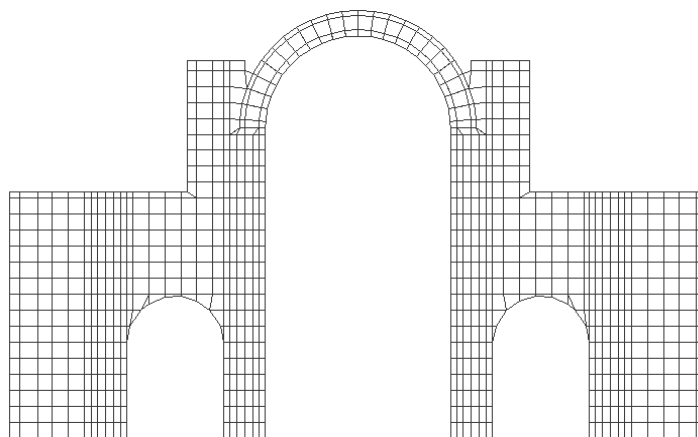


Figura 3.9. Eje transversal B, E, F.

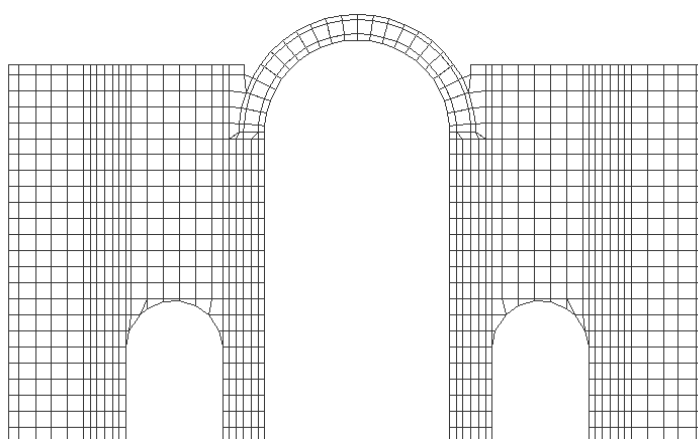


Figura 3.10. Eje transversal C, D.

Los pórticos 1, 2, 5 y 6 tienen una altura de 18 m., a excepción del claro que contiene la puerta de ingreso a la iglesia (desde la Calle Sucre), en el cual la altura es de 26.73 m. La longitud de todos los pórticos longitudinales es de 84.5 m. sin contar con las torres ni la sección de la sacristía.

Los pórticos longitudinales 3 y 4 alcanzan una altura de 26.73 m.

Todos los pórticos, tanto longitudinales como transversales, tienen un espesor de 1 m., a excepción de los pórticos 1 y 6 que tienen 1.25 m. de espesor.

Cabe resaltar que los pórticos transversales sirven de apoyo a los domos de las cámaras laterales.

3.1.2.4. Cimentación: Cripta

Para el estudio y modelación de la cimentación de la estructura de la Catedral Nueva de Cuenca fue necesario realizar una interpretación basada en los cortes lateral y frontal de los planos originales (Ver **Foto 3.6.** y **Anexo 2.** de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” del año 2006), ya que no se cuenta en forma explícita con un plano de cimentación.

De esta interpretación se determinó que la cimentación en estas condiciones, consta de 4 cuerpos:

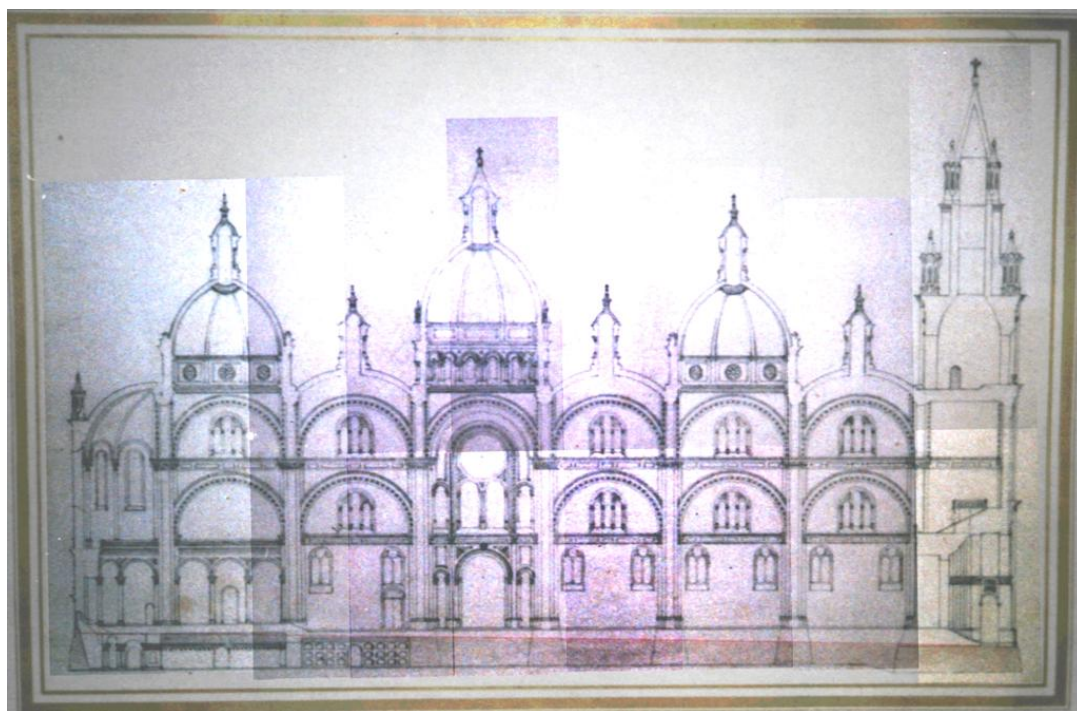


Foto 3.6. Imagen del plano original de donde se dedujo las características de la cimentación.

a) Cimentación de las Torres.- Está compuesta en general de un cimientó prismático de sección trapezoidal de mármol y piedra (ver **Foto 3.7.**), cuyas longitudes en la parte de unión estructura-cimientó son de 42.6 metros de largo (ancho de la Catedral) por 12.10 metros de ancho (ancho de las torres) y según los planos originales llega hasta los 4.70 metros de profundidad, con un ensanchamiento en sus longitudes de 2.00 metros en su ancho y largo. En la **Foto 3.8.** se muestra parte del arco que compone esta cimentación.



Foto 3.7. Cimientó prismático de las Torres



Foto 3.8. Arco de Cimentación de las Torres

Para una mejor comprensión geométrica, es necesario señalar que este cimientó prismático no es continuo ya que en él se encuentran cavidades destinadas para acceso de luz (ventana de la **Foto 3.7.**) y un corredor, que permite el acceso de personas desde la calle Sucre.

b) Cimentación de los pórticos longitudinales.- La cimentación de cada uno de estos pórticos consiste en un elemento prismático de sección trapezoidal de 105 metros de largo (largo de la Catedral), 2.60 metros de ancho en la parte superior y 4.60 metros de ancho en la parte inferior. Dicho cimientó tiene 4.50 metros de profundidad. En las **Fotos 3.9. a 3.20.** se muestran parte de los pórticos longitudinales (guiarse con las **Figuras 3.4. y 3.11.**)



Foto 3.9. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales A y B



Foto 3.10. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales B y C



Foto 3.11. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales C y D



Foto 3.12. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales D y E



Foto 3.13. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales E y F



Foto 3.14. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 3 entre los ejes transversales F y G



Foto 3.15. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales B y A



Foto 3.16. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales C y B



Foto 3.17. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales D y C



Foto 3.18. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales E y D



Foto 3.19. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales F y E



Foto 3.20. Pórtico longitudinal de cimentación del eje longitudinal 4 entre los ejes transversales G y F

Es necesario señalar que las fotografías anteriores solo muestran parte de las fachadas de los pórticos longitudinales de cimentación, ya que la estructura de cimentación en si se encuentra aproximadamente a 2.5 m detrás de estas, destinándose este espacio a las bóvedas y nichos.

c) Cimentación de los pórticos transversales.- La cimentación de estos pórticos tiene características similares a la de los pórticos longitudinales en lo que se refiere a las dimensiones de la sección del cimientto. Además se deduce de los planos originales que el nivel de piso de la Cripta coincide con el nivel de cimentación de los pórticos longitudinales y transversales. En las **Fotos 3.21. a 3.23.** se muestran los arcos de los pórticos transversales de cimentación

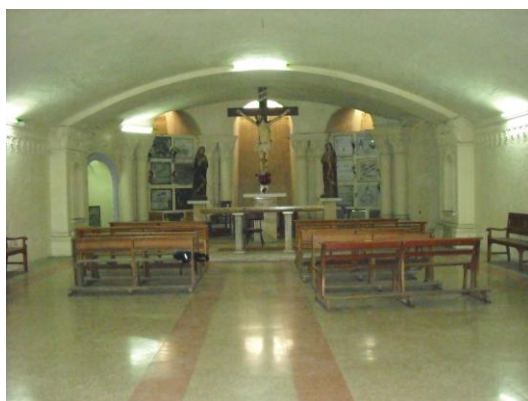


Foto 3.21. Pórtico transversal de cimentación del eje transversal A entre los ejes longitudinales 4 y 3



Foto 3.22. Pórtico transversal de cimentación del eje transversal B entre los ejes longitudinales 3 y 4



Foto 3.23. Pórtico transversal de cimentación del eje transversal F entre los ejes longitudinales 3 y 4

d) Cimentación de la parte posterior.- La cimentación de la parte posterior está referida a la que existe bajo la estructura de la Catedral que da hacia la calle Padre Aguirre. Los cimientos en esta sección son visibles desde la Cripta, ellos constituyen al igual que en los casos anteriores un elemento prismático semejante al de las torres pero de ancho no mayor a 1.50 m (Ver **Foto 3.24.**).

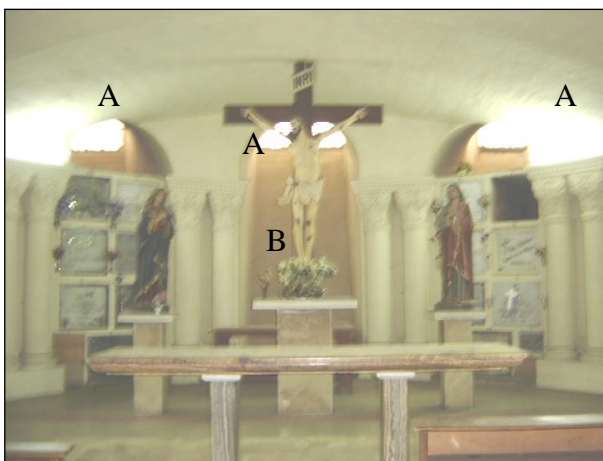


Foto 3.24. Cimentación de la parte posterior.

Donde: A = Ventanas que dan hacia la calle Padre Aguirre.
B = Estructura de cimentación de la parte posterior (Ver **Foto 3.25.**)



Foto 3.25. Elemento prismático de cimentación de la parte posterior

Bajo estas suposiciones, el plano de cimentación, así como las estructuras que se levantan sobre la misma, podría ser como se muestra en las **Figuras 3.11. y 3.12.**

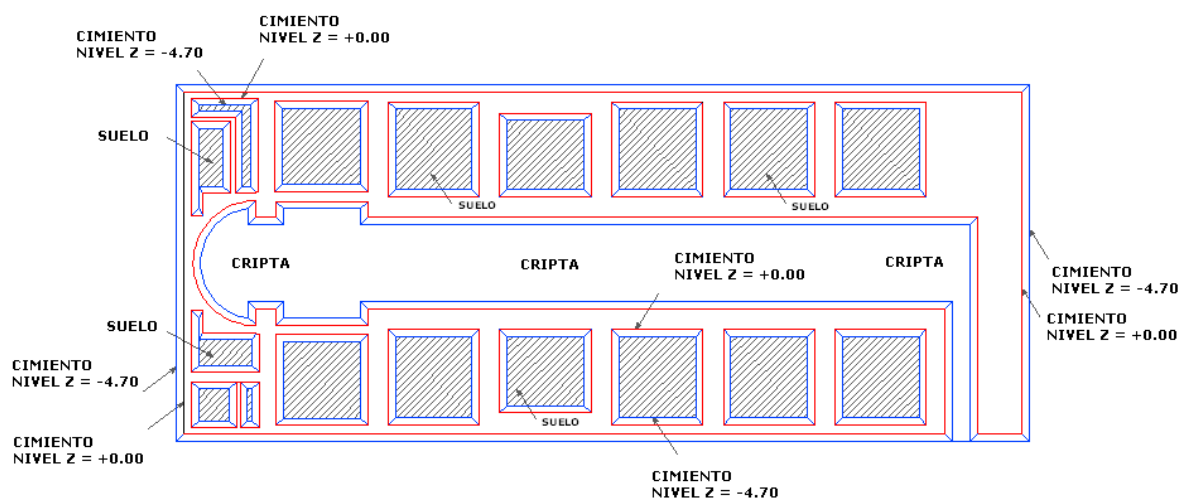


Figura 3.11. Plano de cimentación estimado.

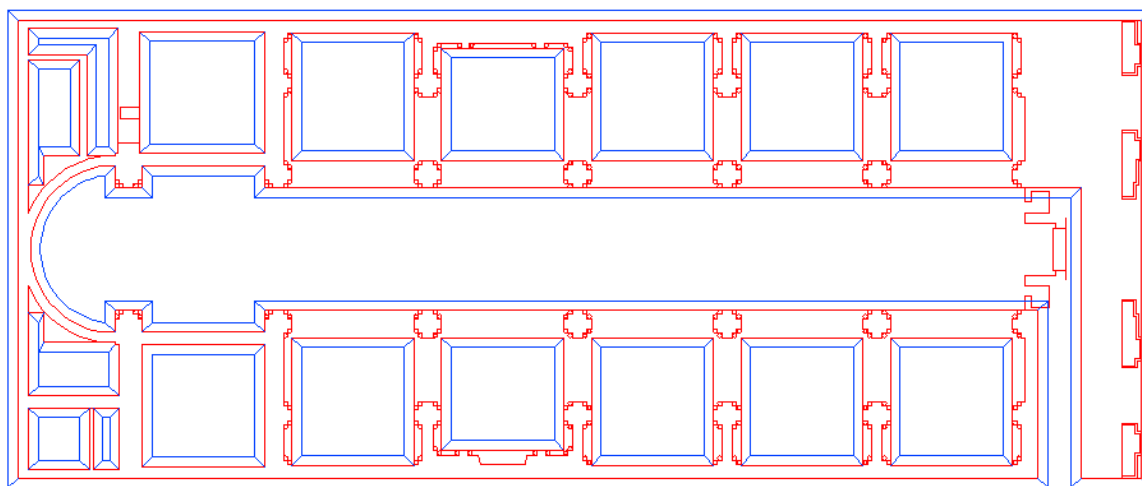


Figura 3.12. Estructuras que se levantan sobre la cimentación.

3.1.3. DESCRIPCION DE FACHADAS

3.1.3.1. Fachada Frontal

Como se puede apreciar en la **Foto 3.26.**, la parte frontal de la iglesia está construida en mampostería de ladrillo (Cuerpo de la estructura) mientras que su base (Cimentación) de bloques de mármol y roca. La estructura está formada por dos torres enlazadas por un cuerpo horizontal que las amarra, proporcionándole a la fachada una forma de H.

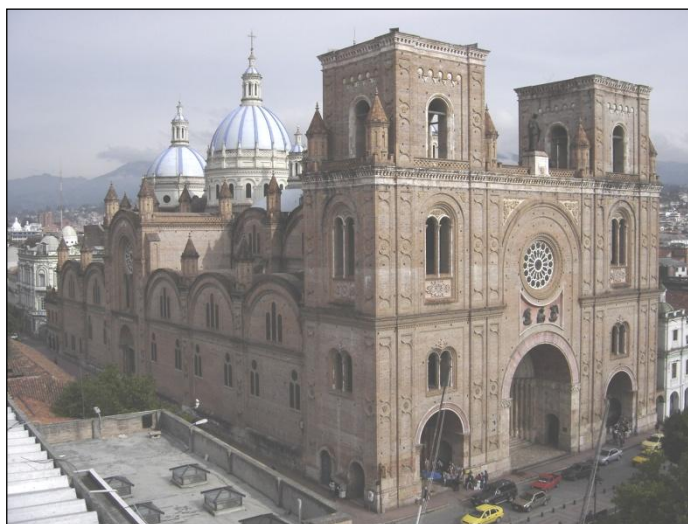


Foto 3.26. Fachada Frontal de la Catedral Nueva de Cuenca.

La estructura que une las torres llega hasta los 27 m. de altura (nivel de la terraza superior), medidos a partir del nivel de piso de la iglesia. Dicha estructura está sostenida por un arco que se eleva hasta los 25 m. de altura. Por debajo del arco mencionado, en la parte interior, se encuentra el área destinada para los coros, los cuales a su vez están sostenidos por el arco de la entrada principal a la iglesia y cuyo radio es de 9.5 m. aproximadamente.

3.1.3.2. Fachada Lateral

Las dos fachadas laterales de la Catedral Nueva de Cuenca tienen gran similitud; de hecho, las dos únicas diferencias se evidencian en que la fachada lateral sur (Calle Sucre) tiene una puerta de acceso a la iglesia que no la tiene la otra fachada. Una apreciación de la fachada sur se presenta en la **Foto 3.27**.



Foto 3.27. Fachada Lateral Sur de la Catedral Nueva de Cuenca.

Las fachadas laterales, al igual que el resto de la estructura, son de mampostería de ladrillo y están cimentadas sobre bloques de mármol y roca.

3.1.3.3. Fachada Posterior

La parte posterior de la estructura puede dividirse, considerando la altura, en dos partes: la primera constituye el espacio dedicado al emplazamiento de dos niveles de piso y la estructura de sostenimiento justamente de la segunda parte, la misma que constituye en muro en forma de arco circular que se eleva hasta los 26.73 m. El límite que marca esta división está aproximadamente a 10 m. de altura.

La fachada posterior termina en una semicúpula de 4.1 metros de radio. Una apreciación de la fachada posterior se muestra en la **Foto 3.28**.



Foto 3.28. Fachada posterior de la Catedral Nueva de Cuenca.

3.2. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES

3.2.1. MATERIALES EMPLEADOS

La estructura de la Catedral ha sido erigida por mampostería de ladrillo, mientras que su cimentación está formada por una mampostería de grandes bloques de piedra caliza, representada en parte por mármol, unida con mortero de cal, igual que la anterior; sin la presencia de cemento ni varillas de hierro, que funcionarían como refuerzo, como se explico detalladamente en los artículos anteriores.

3.2.2. PROPIEDADES MECANICAS DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA



A continuación se detalla las propiedades de los ladrillos y piedra caliza (mármol), utilizados como unidades de las mamposterías con las cuales se construyeron la estructura y cimentación de la Catedral respectivamente.

3.2.2. PROPIEDADES DE LAS UNIDADES DE MAMPOSTERÍA

3.2.2.1. DIMENSIONES

Gracias a estudios anteriores [1], y a la verificación en campo se pudo estimar las dimensiones de los ladrillos que fueron utilizados para la construcción de la estructura de la catedral, las que se definen en 26 cm de largo x 19.3 cm de ancho y 4.5 cm de espesor. Mientras que por medio de varias mediciones se estimo que hay diferentes tamaños de bloques de piedra caliza y mármol que componen la mampostería con la que construyo la cimentación, estas mediciones se encuentran tabuladas en la **Tabla 3.5**.

Bloque	Largo (cm)	Ancho (cm)	Altura (cm)
1	79	50	34
2	82	50	48
3	79	50	65
4	109	50	100
5	100	60	65
6	145	60	95

Tabla 3.5 Dimensiones de las unidades de piedra caliza

Por la variación de estas dimensiones y para fines de estimación de otras propiedades se definió una dimensión representativa de 100 cm de largo x 55 cm de ancho y 68 cm de alto.

Entiéndase por largo la dimensión sobre la cual se asientan las unidades, considerando la fachada de las mamposterías.



3.2.2.2. PESO ESPECÍFICO Y DENSIDAD

Para los pesos específicos de las unidades se tomaron valores tipo de la bibliografía (**Tabla 2.1.**), debido a la falta de muestras; definiéndose en 1650 kgf/m³ para los ladrillos (γ_l) y 2600 kgf/m³ (γ_c) para los bloques de piedra caliza (mármol).

Utilizando la **Relación (2.1.)** se estimaron los valores de densidad de 168.196 kg/m³ para los ladrillos (d_l) y 265.036 kg/m³ para los bloques de piedra caliza (d_c).

3.2.2.3. COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

El valor del coeficiente de dilatación para los ladrillos (α_l) se tomo igual a $9.9 \text{ E-}6 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, que fue el que se utilizó durante la modelación de la estructura de la Catedral en la tesis Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca, en el 2006 [1].

Utilizando la **Tabla 2.2.** se aproximó el valor de del coeficiente de dilatación para los bloques de piedra caliza (α_c) a $13.11 \text{ E-}6 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

3.2.2.4. RESISTENCIA A COMPRESION

Durante la elaboración de la tesis Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca, en el 2006 [1], las personas que la desarrollaron, pudieron obtener 2 muestras de los ladrillos que forman parte de los paneles de este tipo de mampostería (ver **Foto 3.29.**), a las cuales le realizaron un ensayo de compresión simple, la **Tabla 3.6.** muestra los resultados obtenidos.



Foto 3.29. Muestras de ladrillos tomados de la Catedral Nueva de Cuenca

Muestra	Dimensiones			Área [cm ²]	Carga Última [kg]	Esfuerzo de Compresión [kg/cm ²]
	Largo [cm]	Ancho [cm]	Espesor [cm]			
1	19,30	12,00	4,50	231,60	30687	133
2	19,30	14,00	4,50	270,20	30058	111

Tabla 3.6. Ensayo de compresión simple sobre muestras de ladrillo

Estimándose el valor f'_{cbl} para los ladrillo en 110 kgf/cm² (11 MPa), que corresponde al esfuerzo admisible más desfavorable de las muestras 1 y 2, lo que concuerda con las resistencias estimadas en la bibliografía, expuestas en la **Tabla 2.3.**, cuyo rango para los ladrillo es de 45 a 180 kgf/cm².

Por otro lado, como se menciono anteriormente la falta de muestras limitan la cuantificación real de la resistencia a compresión de los bloques de piedra caliza, por lo que la resistencia a compresión de estos (f'_{cbc}) se estimo en 750 kgf/cm² (75 MPa) con la ayuda de la **Tabla 2.5.**, la cual arroja valores conservadores, más cercanos a la realidad, y que además concuerda con las resistencias estimadas en la bibliografía, expuestas en las **Tabla 2.3 y 2.4**, cuyo rango para los bloques de piedra es de 365 a 900 kgf/cm² y 180 a 1930 kgf/cm², respectivamente.



3.2.2.4. RESISTENCIA A TRACCION

Aplicando la **Relación (2.2)**:

$$f'_{tbl} = c \sqrt{f'_{cbl}} = 0.34 \sqrt{11 \text{ MPa}} = 1.13 \text{ MPa} = 11.3 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f'_{tbc} = c \sqrt{f'_{cbl}} = 0.34 \sqrt{75 \text{ MPa}} = 2.94 \text{ MPa} = 29.4 \text{ Kgf/cm}^2$$

Para los ladrillos y los bloques de piedra caliza respectivamente.

3.2.2.5. MODULO DE ELASTICIDAD

El valor del modulo de elasticidad del ladrillo (E_{bl}) se tomo de la **Tabla 2.6.**, correspondiéndole un valor de 1670000000 kgf/m².

Mientras que el valor del modulo de elasticidad de los bloques de piedra caliza (E_{bc}) se determino con la ayuda de **Tabla 2.7.**, definiéndose en 4500000000 kgf/m².

3.2.3. PROPIEDADES DEL MORTERO

3.2.3.1. ANCHO DE JUNTAS

El espesor de las juntas de mortero de cal y arena en las mamposterías, tanto el sentido vertical como horizontal, se determinaron directamente por mediciones de campo, estimándose en 1.5 cm para la de ladrillo (j_{mlc}) y 2.5 cm para la de piedra caliza (j_{mcc}).



3.2.3.2. PESO ESPECÍFICO Y DENSIDAD

El valor del peso específico para el mortero de cal y arena que se utilizó de liga de las unidades de ladrillo y piedra caliza (γ_{mo}), se definió en 1650 kgf/m³ con la ayuda de la **Tabla 2.1**.

Mientras que su densidad (d_{mo}), se estimó en 168.196 kg/m³, con la aplicación de la **Relación (2.1)**

3.2.3.3. COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

El valor del coeficiente de dilatación para el mortero de liga de las mamposterías (α_{mo}) se tomó igual a $0.47 \times 10^{-5} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, utilizando la **Tabla 2.2**.

3.2.3.4. MODULO DE ELASTICIDAD

El valor del módulo de elasticidad del mortero (E_j) se tomó de la **Tabla 2.6**., correspondiéndole un valor de 78000000 kgf/m².

3.2.4. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA DE LADRILLO Y CAL (ESTRUCTURA)

3.2.4.1. PESO ESPECÍFICO Y DENSIDAD

Se tomó el valor de 1650 kgf/m³ (γ_{mlc}), el cual se utilizó para definir el modelo matemático durante la elaboración del estudio previo a este [1], y coincide con los valores expuestos previamente para los ladrillo y mortero.

Con la aplicación de la **Relación (2.1)** se estimó el valor de la densidad de este tipo de mampostería en 168.196 kg/m³ (d_{mlc})



3.2.4.2. COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

El valor de este coeficiente para la mampostería de ladrillo y cal (α_{mlc}) se tomó igual a $9.9 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, utilizando en el modelamiento de la estructura de la Catedral en el 2006 [1]

3.2.4.3. RESISTENCIA A COMPRESION

Para la modelación de las propiedades de la mampostería de ladrillo con cal se definió su resistencia a compresión (f'_{mlc}) igual a la de las unidades (ladrillos), es decir en 111 kgf/cm^2 (11 MPa); si bien se sabe que la resistencia a compresión de estas no es representativa de la mampostería en general (ya que esta se ve reducida por la interacción con la del mortero de cal) si es muy similar, según la bibliografía expuesta en el **Capítulo 2.**; ya que las unidades no tienen perforaciones (área menor del 20 % de la sección transversal), son de poca altura, además se sabe que la resistencia a compresión del mortero no influye notablemente en la resistencia de compresión de la mampostería.

3.2.4.4. MODULO DE ELASTICIDAD Y RELACION DE POISSON

La estimación del módulo de elasticidad E de la mampostería de ladrillo y cal, en la tesis Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca, en el 2006, se estimó con la siguiente relación:

$$E_{mlc} = 800 f_m$$

Válida para cargas de corta duración como un sismo, depende de su grado de confinamiento. En donde f_m es un parámetro que depende de f'_m y del confinamiento de la mampostería.



De acuerdo al confinamiento el valor de f_m puede venir dado por:

- * Paredes sin confinamiento: f_m de 10 a 30 kg/cm².
- * Paredes medianamente confinadas: f_m de 15 a 35 kg/cm².
- * Paredes bien confinadas: f_m de 20 a 40 kg/cm².

Así, considerando que esta mampostería está estructurada con paredes bien confinadas, se asumirá un valor de $f_m = 40$ kg/cm².

De esta forma:

$$E_{mlc} = 800f_m = 800 \cdot 40 = 32000 \text{ kgf/cm}^2$$
$$E_{mlc} = 320000000 \text{ kgf/m}^2.$$

Para estimar el grado de confiabilidad del módulo de elasticidad usado en el cálculo, se realizaron medidas de períodos de vibración reales de la estructura, basados en vibración ambiental, y se compararon aquellos valores con los obtenidos por el software de cálculo. El detalle de estas mediciones se encuentra en el **Anexo 6.** de la tesis “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca”, del año 2006, del cual se concluye que el módulo de elasticidad con el que se modeló la mampostería de ladrillo es un valor adecuado.

Con los antecedentes anotados en la parte bibliográfica (**Capítulo 2.**) para el módulo de Poisson (μ_{mlc}) se asume un valor de 0.15



3.2.4.5. RESISTENCIA A CORTANTE

Aplicando las **Relación (2.8) a (2.10)**:

$$\tau_m = 0.29 + 0.26 f_n \quad \text{Fallo a fricción-cortante}$$

$$\tau_m = 0.49 \sqrt{1 + \frac{f_n}{1.13}} \quad \text{Fallo tensión diagonal}$$

$$\tau_m = (11 - f_n)2.15 \quad \text{Fallo compresión}$$

Para valores de: (Aplicando las relaciones **(2.11) y (2.12)**)

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu \frac{2b}{d}} = \frac{0.33 \text{ MPa}}{1 + 0.3 \frac{2(4.5 \text{ cm})}{19.3 \text{ cm}}} = 0.29$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2b}{d}} = \frac{0.3}{1 + 0.3 \frac{2(4.5 \text{ cm})}{19.3 \text{ cm}}} = 0.26$$

Con: $\tau_0 = 0.03 f'_m = 0.03 (11 \text{ MPa}) = 0.33 \text{ MPa}$, de la **Relación (2.7)**

3.2.4.6. MODULO DE CORTANTE

Aplicando la **Relación (2.13)**, para los valores de $E_{mlc} = 320000000 \text{ kgf/m}^2$, $\mu_{mlc} = 0.15$, se obtuvo G_{mlc} igual a $139130435 \text{ kgf/m}^2$

3.2.4.7. RESISTENCIA A TRACCION

En el caso particular de la Catedral Nueva, tomando el dato referencial de τ_{omlc} igual a 3.3 kg/cm^2 (0.33 MPa), se puede obtener un valor referencial



de la resistencia a tracción inicial de este tipo de mampostería (f'_{t0mlc}), cuyo valor aplicando la **Relación (2.14)** corresponde a 0.21 MPa, que es igual a 2.1 kgf/cm²

3.2.5. PROPIEDADES DE LA MAMPOSTERÍA DE PIEDRA CALIZA Y CAL (CIMENTACION)

3.2.5.1. PESO ESPECÍFICO Y DENSIDAD

Debido a la falta de muestras de paneles de mampostería de piedra caliza (mármol), estos valores se tomaron de la **Tabla 2.1** de valores tipo para este material, definiéndose en 2300 kgf/m³ (γ_{mcc})

De igual forma que para la mampostería de ladrillo, aplicando la **Relación (2.1)** se estimo el valor de la densidad de este tipo de mampostería en 234.455 kg/m³ (δ_{mcc})

3.2.5.2. COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

El valor de este coeficiente para la mampostería de piedra caliza (mármol) y cal (α_{mcc}) se tomo igual al de los bloques de piedra caliza; es decir $13.11 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$, que es mayor que el del mortero de cal, generando una la condición más desfavorable de expansión (deformación)



3.2.5.3. RESISTENCIA A COMPRESION

Por las mismas razones que para la mampostería de ladrillo, se estimo la resistencia de la mampostería de piedra y cal (f'_{mcc}) igual a la de sus unidades (piedra caliza: mármol), es decir en 750 kg/cm² (75 MPa).

3.2.5.4. MODULO DE ELASTICIDAD Y RELACION DE POISSON

Igual que en el caso de la mampostería de ladrillo, el valor de E_{mcc} , se ajusto mediante la **Relación 2.4**, determinándose en 1492473249 kgf/m².

Para estimar el grado de confiabilidad del módulo de elasticidad usado en el cálculo, se realizaron medidas de períodos de vibración reales de la estructura, basados en vibración ambiental, y se compararon aquellos valores con los obtenidos por el software de cálculo. El detalle de estas mediciones se encuentra en el **Anexo 6.** de la tesis “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca”, del año 2006, del cual se concluye que el módulo de elasticidad con el que se modelo la mampostería de ladrillo es un valor adecuado.

De igual forma con los antecedentes anotados en la parte bibliográfica (**Capítulo 2.**) para el módulo de Poisson se asume un valor de 0.15



3.2.5.5. RESISTENCIA A CORTANTE

Aplicando las **Relación (2.8) a (2.10)**:

$$\tau_m = 1.59 + 0.21 f_n \quad \text{Fallo a fricción-cortante}$$

$$\tau_m = 1.28 \sqrt{1 + \frac{f_n}{2.95}} \quad \text{Fallo tensión diagonal}$$

$$\tau_m = (75 - f_n) 0.73 \quad \text{Fallo compresión}$$

Para valores de: (Aplicando las relaciones **(2.11) y (2.12)**)

$$\tau_0^* = \frac{\tau_0}{1 + \mu \frac{2b}{d}} = \frac{2.25 \text{ MPa}}{1 + 0.3 \frac{2(67.83 \text{ cm})}{99 \text{ cm}}} = 1.59 \text{ MPa}$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2b}{d}} = \frac{0.3}{1 + 0.3 \frac{2(67.83 \text{ cm})}{99 \text{ cm}}} = 0.21 \text{ MPa}$$

Con: $\tau_0 = 0.03 f'_m = 0.03 (75 \text{ MPa}) = 2.25 \text{ MPa}$, de la **Relación (2.7)**

3.2.5.6. MODULO DE CORTANTE

Aplicando la **Relación (2.13)**, para los valores de $E_{mcc} = 1492473249 \text{ kgf/m}^2$, $\mu_{mcc} = 0.15$, se obtuvo G_{mcc} igual a $648901413 \text{ kgf/m}^2$

3.2.5.7. RESISTENCIA A TRACCION

En el caso particular de la Catedral Nueva, tomando el dato referencial de τ_{omcc} igual a 22.5 kg/cm^2 (2.25 MPa), se puede obtener un valor referencial



Pozo	Ubicación (Intersección)		Profun.	LL	IP	Clasif.	Clasif.	C.B.R. CAMPO
			m.			P.R.A.	SUCS.	
1-6	Sucre	Benigno Malo	0.30-1.00	46	17	A-7-6	ML	
1-7	Sucre	A. Borrero	1.15-1.55	46	20	A-7-6	SC	9
2-4	Sucre	Gral. Torres	0.80-1.40	41	20	A-7-6	CL	6
1-9	Bolívar	Luis Cordero	0.50-2.00	37	11	A-2-6	SM	28
2-3	Bolívar	Benigno Malo	0.20-1.50	42	19	A-7-6	CL	8
1-5	P. Córdova	Luis Cordero	0.80-1.30	53	20	A-7-5	MH	
2-13	Gran Colombia	Padre Aguirre	0.25-1.05	46	19	A-7-6	SC	8
2-12	Gral. Torres	Bolívar	0.60-1.20	47	21	A-7-6	CL	
1-8	A. Borrero	Bolívar	0.65-1.15	51	18	A-2-7	SM	
2-5	Gral. Torres	Bolívar y Sucre	0.50-2.00	36	11	A-2-6	SM	14.8

Tabla 3.7. Estudio de suelo realizado por el I. Municipio de Cuenca en los alrededores de la Catedral.

Con esta información, se definieron 2 estratos de suelo según su profundidad y espesor, hasta alcanzar el nivel del estrato de roca. El primero con espesor de 1.5 m desde $Z = +0.00$ a $Z = -1.50$ (para el suelo dentro de la cimentación), el segundo con 6.5 m de espesor desde $Z = -1.50$ a $Z = -8.00$ (para el suelo dentro, alrededor y debajo de la cimentación).

Para definir sus condiciones geológicas y propiedades se utilizó la **Tabla 3.8**, aproximándolas a las del lugar más cercano, en este caso la Universidad de Cuenca, con lo que el Estrato 1 corresponde a un suelo de cobertura arcillosa con escombros, el Estrato 2 a depósitos de terraza alterados.



Sitio	Capa	Geología	Espesor [m]	Peso Específico [grf/cm3]	Modulo de Poisson	Modulo de Rigidez [Kgf/cm2]	Modulo Elastico [Kgf/cm2]
Simon Bolivar	1	Suelos de cobertura arcillosos	2 a 4	1.4 a 1.9	0.46	143 a 855	417 a 2497
	2	Segunda Terraza	11.5 a 17.5	2.1	0.43	7085	20263
	3	Sedimentos terciarios Santa Rosa		2.2	0.41	13658	38516
Miraflores	1	Suelos de cobertura arcillo-limosa	2.5 a 4.5	1.6	0.46	104	305
	2	Relleno o estrato arcilloso con grava	0 a 3	1.7	0.45	992	2898
	3	Arcillas variadas fragmentadas	23 a 36	2.1	0.43	7208 a 8237	20617 a 23558
	4	Tercera terraza		2.2	0.41	12967	36565
Cementerio	1	Suelo de cobertura arcilloso	3 a 4	1.6	0.46	104	305
	2	Depositos de terraza alterados	4 a 15	1.9 a 2.0	0.44-0.42	1413 a 3265	4070 a 9273
	3	Depositos de terraza	0 a 17	2.1	0.42	8505	24154
	4	Depositos de terraza o formacion Mangan		2.2	0.41	23355	65864
Univ. Cuenca	1	Suelo de cobertura arcilloso con escombros	2.2 a 3	1.6	0.45	418	1212
	2	Depositos de terraza alterados	1.5 a 7	2	0.41	4318 a 6400	12178 a 18048
	3	Depositos de terraza	16.5 a 25	2.2	0.41	16219 a 16991	45738 a 47916
	4	Sedimentos terciarios consolidados Mangan		2.3	0.41	28398	80082
Coliseo UDA	1	Suelo de cobertura coluvial arcillo limoso	3.5 a 9.5	1.4 a 1.7	0.46	91.4 a 174	267 a 417
	2	Coluvial	3.5 a 18	2	0.46	1961	5727
	3	Coluvial o sedimentos Mangan muy fracturados		2.1	0.45	5357	15536
Ballun	1	Toba alterada limo arenosa	6 a 10	1.8	0.26	2123 a 2794	5350 a 7041
	2	Toba consolidada seca	15 a 36	2	0.26	6174 a 7347	15558 a 18514
	3	Sedimentos terciarios M muy fracturadosangan		2.2	0.44	8629	24853

Tabla 3.8. Prospección geofísica mediante sísmica de refracción aplicada al estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Cuenca.

3.2.6.2. PESO ESPECÍFICO Y DENSIDAD

Los valores del peso específico para los estratos de suelo de cimentación de las Catedral se tomaron de la **Tabla 3.8.**, estimándose en 1600 kgf/m³ para el primer estrato (γ_s1) y 1950 kgf/m³ para el segundo (γ_s2).

Aplicando la **Relación (2.1)** se estimo el valor de la densidad en 163.16 kg/m³ para el primer estrato ($dS1$) y 198.85 kg/m³ para el segundo ($dS2$).

3.2.6.3 COEFICIENTE DE EXPANSION TERMICA

El coeficiente de expansión térmica para los 2 estratos de suelo ($\alpha S1$ y $\alpha S2$) se estimo igual que el de la arcilla, en $1.96 \text{ E-5 } ^\circ\text{C}^{-1}$, tomado de la **Tabla 3.9.**, que recoge los valores de este coeficiente de materiales con diferente procedencia [4]. La razón de esto es que, como se sabe, los estratos se conforman de diversos materiales, siendo la arcilla la que presenta el mayor coeficiente de expansión térmica, lo que significa que es la más propensa a sufrir deformaciones térmicas. (Caso más desfavorable)

Arcillas/Arenas	Presión [psi]		
	2000	3000	4000
Arcillas de la formación Tosagua	1.32 E-5	1.54E-6	1.21E-6
Arcillas Limon-Azuay	1.96E-5	1.93E-5	1.92E-5
Arcillas Engabao 1	7.09E-6	5.06E-6	5.14E-6
Arcillas Engabao 1	1.47E-5	1.47E-5	1.45E-5
Arcillas Pajan	1.19E-5	1.20E-5	1.20E-5
Arcillas Socorro	1.53E-5	1.52E-5	1.52E-5
Arena Quilotoa	1.51E-5	1.47E-5	
Silice nacional			
Arcilla Loja-Pajan			1.49E-5
Arcilla Loja			
Arcilla Colimes del Balsar			

Tabla 3.9. Coeficientes de dilatación térmica para algunos materiales.

3.2.6.4. MODULO DE ELASTICIDAD Y RELACION DE POISSON

Los valores de los módulos de elasticidad y relación de Poisson se tomaron también de la **Tabla 3.8.**, tomando las consideraciones expuestas en el **Capítulo 2.**, definiéndose en:



Parámetros estáticos:

$$E_{S1} = 3000000 \text{ kgf/m}^2$$

$$E_{S2} = 17000000 \text{ kgf/m}^2$$

$$\mu_{S1} = 0.35$$

$$\mu_{S2} = 0.25$$

Parámetros dinámicos:

$$E_{D1} = 12000000 \text{ kgf/m}^2$$

$$E_{D2} = 170000000 \text{ kgf/m}^2$$

$$\mu_{D1} = 0.46$$

$$\mu_{D2} = 0.41$$

Como se puede observar, se definieron parámetros de E y μ para condiciones estáticas y dinámicas tomando la recomendación bibliográfica [8] de que bajo condiciones de carga estática se realice la modelación de las características mecánicas del suelo con parámetros estáticos, mientras que para análisis sísmicos se la realice con parámetros dinámicos; modalidad que fue adoptada en el presente trabajo para el análisis estructural de la catedral según sea el caso de combinación de carga, como se muestra adelante en el **Capítulo 6**.

3.2.6.6. MODULO DE CORTANTE

Aplicando la **Relación (2.13)**:

Parámetros estáticos:

$$G_{S1} = \frac{E_{S1}}{2(1 + \mu_{S1})} = \frac{3000000 \text{ kgf/m}^2}{2(1 + 0.35)} = 1111111 \text{ kgf/m}^2$$

$$G_{S2} = \frac{E_{S2}}{2(1 + \mu_{S2})} = \frac{17000000 \text{ kgf/m}^2}{2(1 + 0.25)} = 6800000 \text{ kgf/m}^2$$



Parámetros dinámicos:

$$G_{S1} = \frac{E_{S1}}{2 (1 + \mu_{S1})} = \frac{12000000 \text{ kgf/m}^2}{2 (1 + 0.46)} = 4109589 \text{ kgf/m}^2$$

$$G_{S2} = \frac{E_{S2}}{2 (1 + \mu_{S2})} = \frac{170000000 \text{ kgf/m}^2}{2 (1 + 0.41)} = 60283688 \text{ kgf/m}^2$$



Capítulo 4_[1]

Definición del Modelo

4.1. MODELO GEOMETRICO

4.1.1. INTRODUCCION

La obtención de la respuesta sísmica de una estructura, es decir la realización de un análisis sísmico, requiere que previamente se definan, tanto el movimiento del terreno como las características estructurales del objeto de estudio.

La definición de dicho modelo depende del tipo de estructura ensayada y procura no solo proporcionar una descripción realista de su comportamiento, sino también desarrollar una serie de relaciones entre las acciones y la respuesta que describan el modelo matemático del problema.

Toda edificación constituye un medio continuo que posee infinitos grados de libertad, lo que hace imposible el análisis de una estructura en estas condiciones. Para poder realizar el análisis numérico de la edificación se necesita desarrollar un modelo geométrico, mediante el cual se describa las características estructurales y el comportamiento de la edificación.



La obtención del modelo se basa en dividir la estructura en un número determinado de partes discretas o elementos finitos con el fin de obtener un número finito de grados de libertad que puedan representar las principales características de la estructura real y poder efectuar su análisis. Dicho proceso se denomina discretización.

Para la discretización de la estructura y la obtención del modelo es importante tener en cuenta los sectores de mayor concentración de esfuerzos y zonas de interés, con el fin de que se dividan estas zonas en un mayor número de elementos para que los resultados sean más aproximados a la realidad.

Es importante recordar que el presente estudio constituye una continuación del proyecto de estimación de la vulnerabilidad sísmica de la Catedral de la Inmaculada Concepción; por lo que han existido tratados o trabajos de investigación anteriores [1], que ha servido de base para la elaboración del presente y de donde se ha recopilado información, que ha sido sintetizada y depurada en algunos casos.

En los artículos siguientes se muestra una reseña de la modelación de la estructura de la Catedral, realizada en la tesis Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca, en el 2006 [1] y la modelación completa de su cimentación y suelo de fundación desarrollada en la presente.

4.1.2. TIPO DE ELEMENTOS UTILIZADOS EN EL MODELO GEOMETRICO



El modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca consta de dos tipos de elementos, los denominados SHELL y los denominados SOLID, cada uno de ellos utilizados en las siguientes aplicaciones:

Los elementos tipo SHELL se utilizaron en todo lo concerniente a las cúpulas de cubierta de la cámara principal así como en las estructuras de apoyo de las mismas sobre los pórticos transversales y longitudinales. Cabe resaltar que las estructuras cilíndricas que contienen las ventanas de dichas cúpulas constan de elementos tipo SOLID.

Los elementos tipo SOLID se utilizaron para generar el resto de la estructura, es decir, las torres, los pórticos longitudinales y transversales, las bóvedas o domos que unen los pórticos transversales en las dos cámaras laterales, la estructura posterior de la iglesia y su Cimentación o Cripta.

El tipo de esfuerzos y desplazamientos que desarrollan estos dos tipos de elementos se describe a continuación.

4.1.2.1. Elementos tipo SHELL

Este tipo de elementos constan de tres o cuatro nodos, cada uno con tres grados de libertad (en ejes locales). Sin embargo, debe anotarse que la utilización de elementos tipo SHELL triangulares de tres nodos se recomienda únicamente en caso de transiciones al formar la malla para evitar discontinuidades. La forma de estos elementos, así como sus caras y ejes locales, se muestra en la **Figura 4.1**.

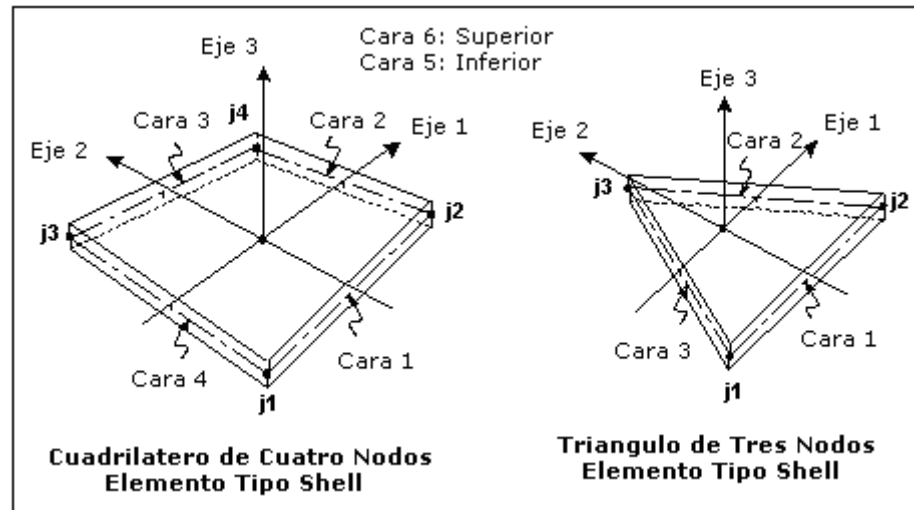


Figura 4.1. Forma, nudos, caras y ejes locales de los elementos tipo SHELL.

Los elementos tipo SHELL sirven para modelar:

- Sistemas de membrana en dos y tres dimensiones.- se tienen tres grados de libertad por nodo, siendo estos dos desplazamientos en direcciones de los ejes contenidos en el plano de la placa (desplazamientos según los ejes x y y), y un giro alrededor del eje perpendicular al plano de la placa (giro alrededor del eje z).
- Sistemas de placa en dos y tres dimensiones.- también se consideran tres grados de libertad por nodo, estos corresponden a un desplazamiento en dirección normal al plano de la placa (desplazamiento según eje z), y dos giros alrededor de los ejes contenidos en el plano de la placa (giros alrededor de los ejes x y y).

Las fuerzas en los elementos tipo membrana y placa se muestran en la **Figura 4.2.**

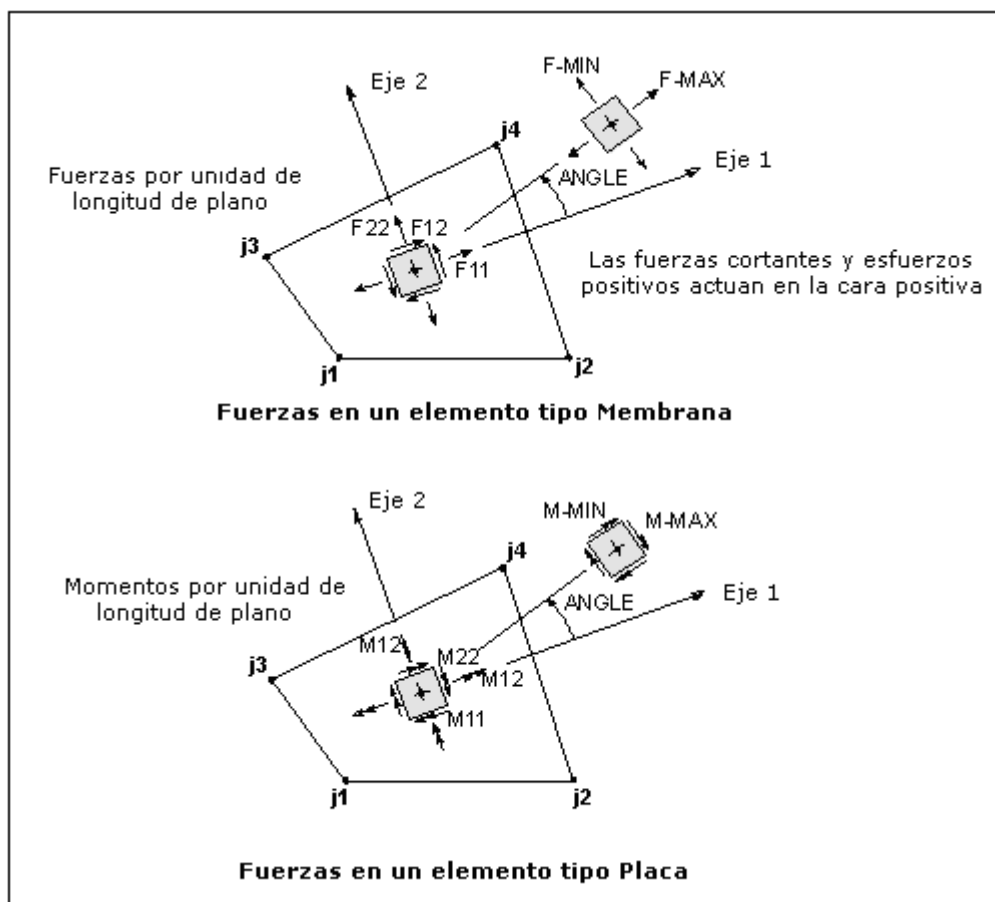


Figura 4.2. Fuerzas en los elementos tipo membrana y placa.

c) Estructuras de cáscara en tres dimensiones.- en la formulación de estos elementos se considera un comportamiento combinado de placa y membrana, por lo que se tienen seis grados de libertad por cada nodo.

4.1.2.2. Elementos tipo SOLID

Este tipo de elementos sirve para modelar estructuras sólidas en tres dimensiones. Es un elemento en forma de ladrillo que consta de ocho nodos, cada uno de ellos con tres grados de libertad que son desplazamientos a lo largo de sus tres ejes locales (desplazamientos según los ejes x , y y z). La asignación de nudos, caras y esfuerzos en este tipo de elementos, se muestra en la **Figura 4.3**.

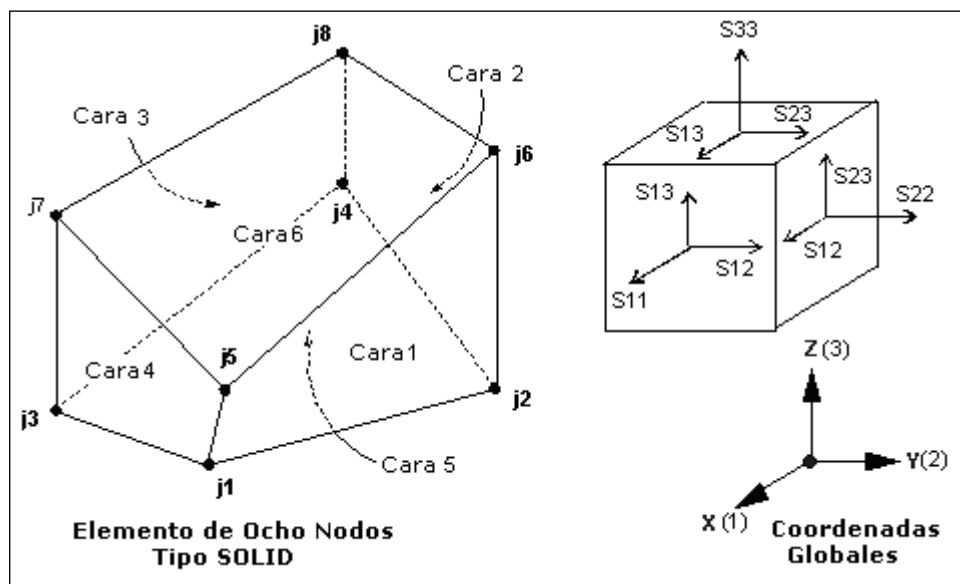


Figura 4.3. Forma, nudos, caras y esfuerzos de los elementos tipo SOLID.

4.1.3. MODELO GEOMETRICO DE LA CATEDRAL NUEVA DE CUENCA

En las **Figura 4.4. a 4.7.** se muestra el modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca, incluida su cimentación y suelo adyacente. En el **Anexo 3.** de la tesis “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca”, del año 2006, se muestra una mayor cantidad de imágenes del mismo. El proceso de generación de dicho modelo se describe más adelante.

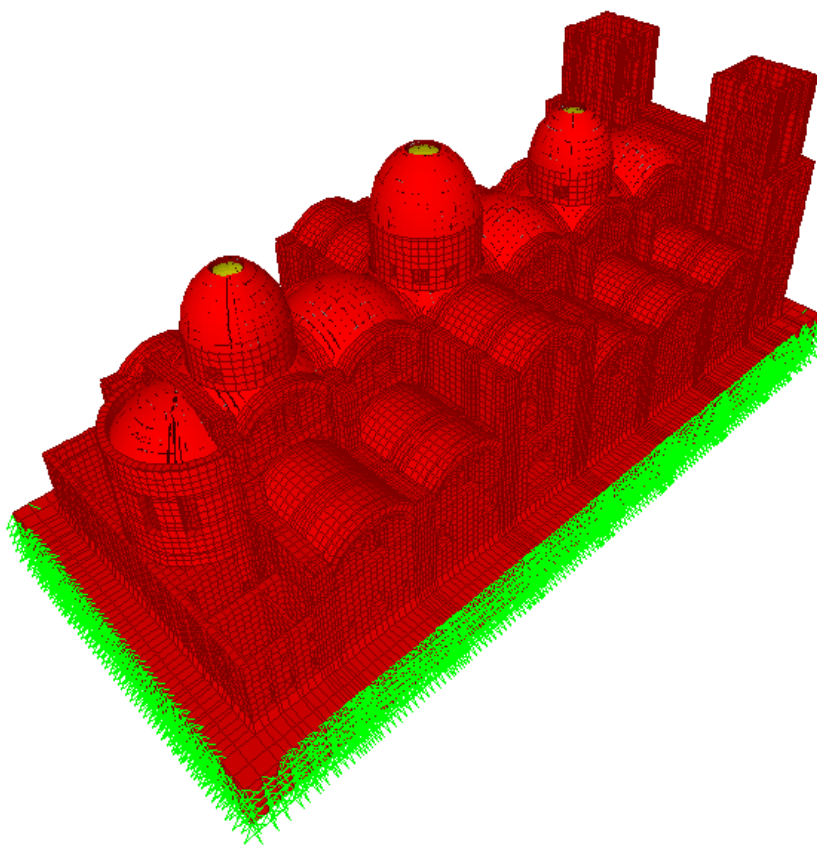


Figura 4.4. Modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca (Vista Posterior 1)

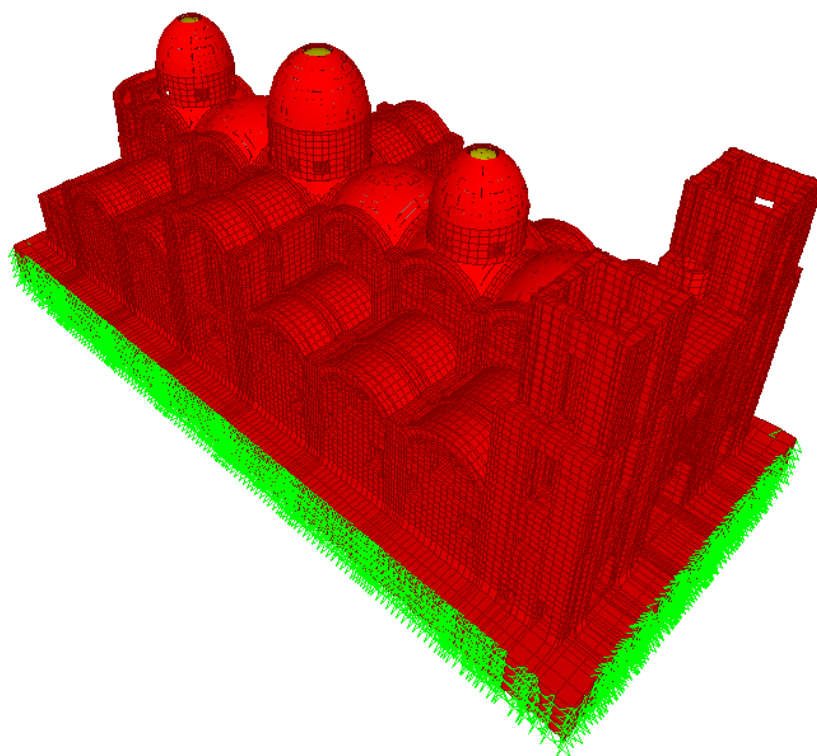


Figura 4.5. Modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca. (Vista Frontal 1)

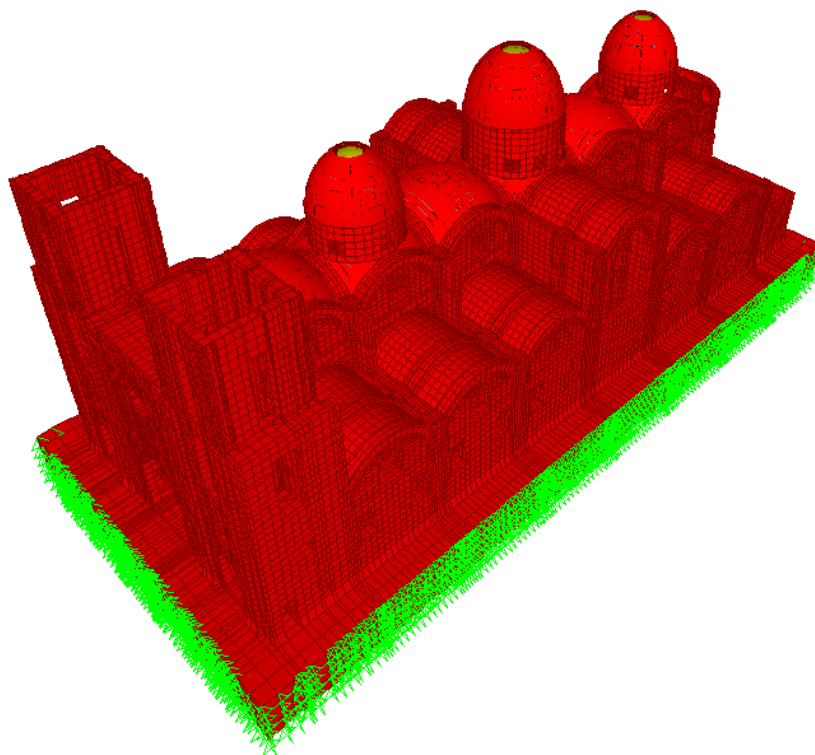


Figura 4.6. Modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca. (Vista Frontal 2)

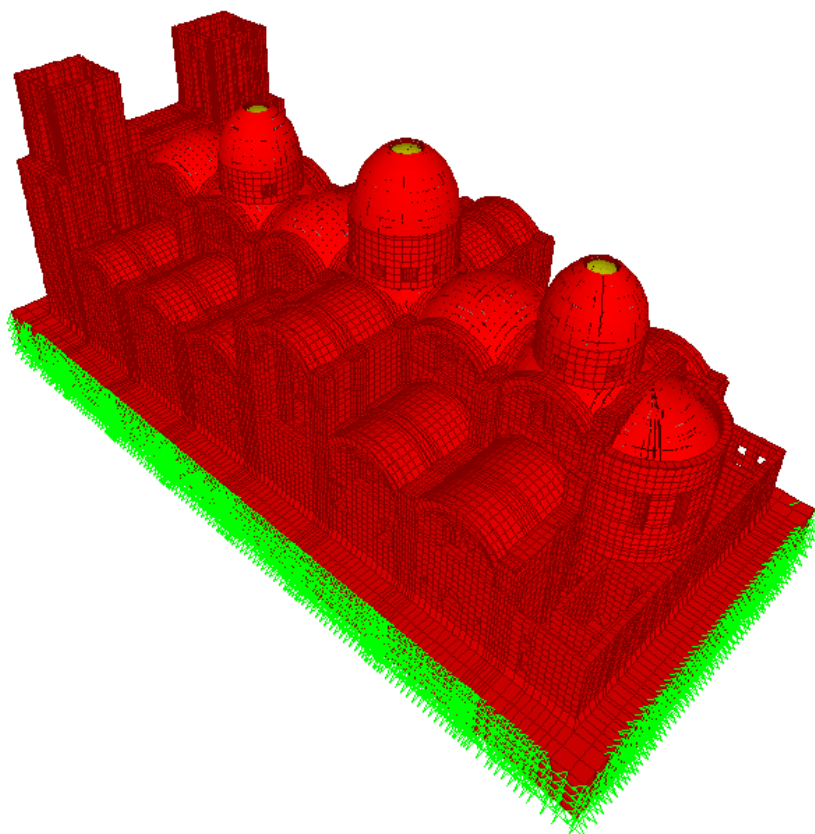


Figura 4.7. Modelo geométrico de la Catedral Nueva de Cuenca. (Vista Posterior 2)



4.1.4. DISCRETIZACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL EN EL SOFTWARE DE DIBUJO (Auto CAD 2006)

La Catedral Nueva de Cuenca presenta varios detalles arquitectónicos no estructurales, tanto en las fachadas como en el interior de la iglesia, los que no se tomaron en cuenta para la generación del modelo geométrico ya que se trató de que éste sea lo más sencillo posible.

Con el fin de facilitar la discretización y análisis de la estructura, ésta se dividió en varias partes que son:

- Torres.
- Pórticos longitudinales.
- Pórticos transversales.
- Cúpulas.
- Bóvedas que unen los pórticos transversales.
- Sección posterior de la iglesia.

A continuación se describe el proceso de generación del modelo, en software de dibujo, de cada una de estas partes de la Catedral.

4.1.4.1. Discretización de las torres

La generación de las torres se hizo a partir de la elaboración de cortes cada metro sobre las mismas. Los que fueron revisados y corregidos.

Una vez que fueron ajustados los cortes transversales en las torres, cada uno de ellos fue discretizado manteniendo el criterio de que con una misma malla se puedan ir formando todos los niveles, desde el nivel $Z=+0.00$ (nivel de piso del interior de la iglesia), hasta el nivel $Z=+40.00$, esto con el objeto de que

entre dos niveles sucesivos no se presenten puntos de discontinuidad en el modelo.

En las **Figuras 4.8. a 4.10.** se muestra la forma en la cual fueron discretizados tres niveles distintos de la iglesia.

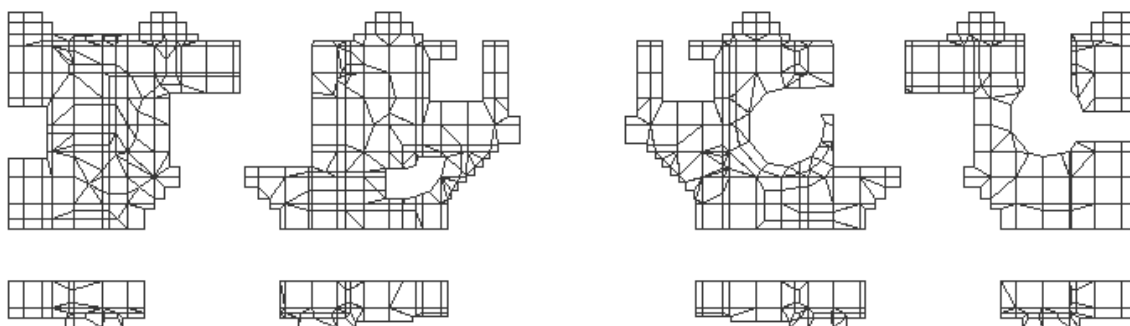


Figura 4.8. Discretización de las torres. Nivel $Z = +0.00$.

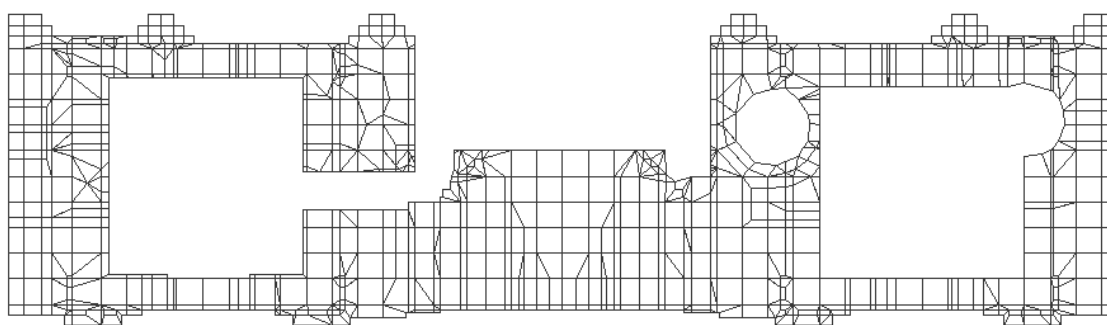


Figura 4.9. Discretización de las torres. Nivel $Z = +11.00$.



Figura 4.10. Discretización de las torres. Nivel $Z = +36.00$.



Una vez que se tenía discretizados cada uno de los niveles en las torres, estos cortes se trasladaron a un archivo de ensamblaje total de la estructura en el mismo software de dibujo. La generación volumétrica de las torres y el resto de la estructura se la realizaron en el programa SAP 2000.

4.1.4.2. Discretización de los pórticos longitudinales y transversales

Los pórticos longitudinales y transversales se generaron a partir de las **Figuras 3.5. a 3.10.**, en las cuales se puede apreciar también la malla de discretización. Los pórticos así discretizados se trasladan al archivo de ensamblaje total de la estructura.

Las dimensiones preponderantes utilizadas en la malla de discretización corresponden a intervalos de 0.88 m. en la dirección longitudinal de la iglesia e intervalos de 1 m. en el sentido vertical; lógicamente hay casos en los que estas dimensiones aumentan o disminuyen según la geometría del muro y sus conexiones con las torres y con la sección posterior de la iglesia.

4.1.4.3. Discretización de las bóvedas que unen los pórticos transversales

Las bóvedas se generaron proyectando transversalmente los elementos ubicados en los arcos de los pórticos longitudinales 1 y 6, hasta los pórticos 3 y 4, respectivamente (Ver **Figura 4.11.**)

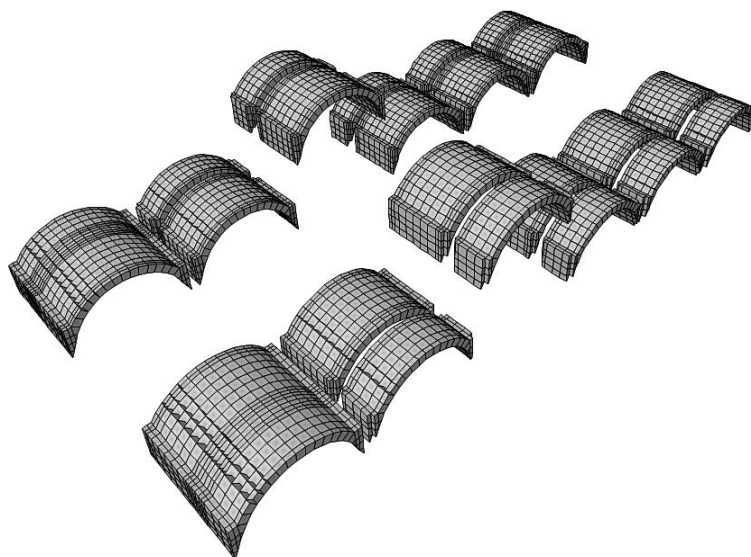


Figura 4.11 Bóvedas transversales.

3.1.4.4. Discretización de cúpulas

Las cúpulas y sus estructuras de apoyo sobre los pórticos transversales y longitudinales, se generaron a partir de elementos discretizados en 3 dimensiones. En la **Figura 4.12.** se muestra una de estas cúpulas.

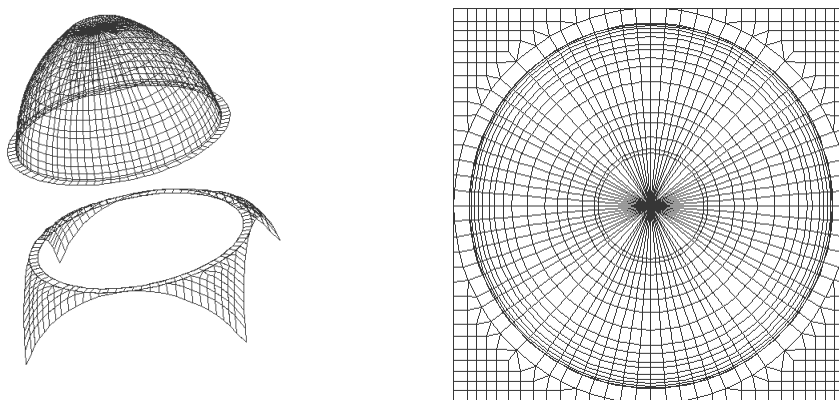


Figura 4.12. Generación en software de dibujo de una de las cúpulas. Perspectiva en 3D y vista en planta.

4.1.4.5. Discretización de la sección posterior de la iglesia

Para la generación de la sección posterior se siguió el mismo proceso llevado en las torres, es decir, se realizaron cortes cada metro, los mismos que fueron discretizados y luego trasladados al archivo de ensamble total de la estructura.

Las **Figuras 4.13. a 4.15.** muestran algunos de estos cortes.

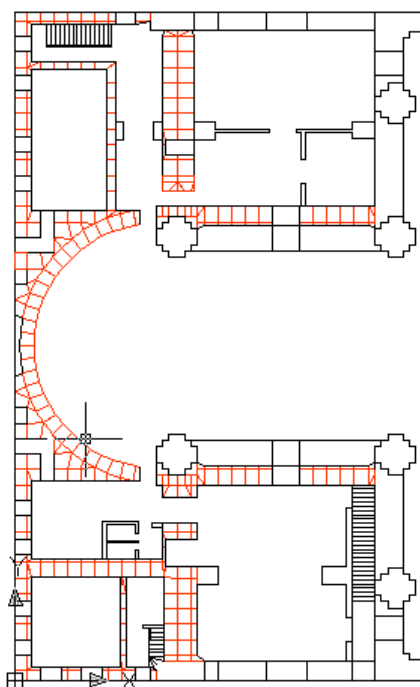


Figura 4.13 Corte en la sección posterior de la iglesia, nivel $Z=+0.00$.

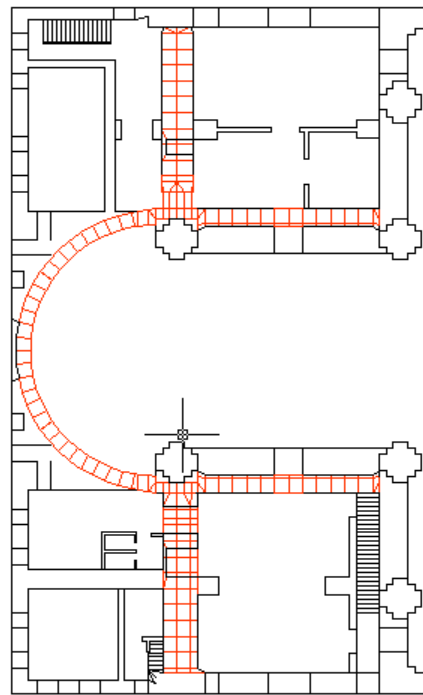


Figura 4.14. Corte en la sección posterior de la iglesia, nivel $Z=+9.00$.

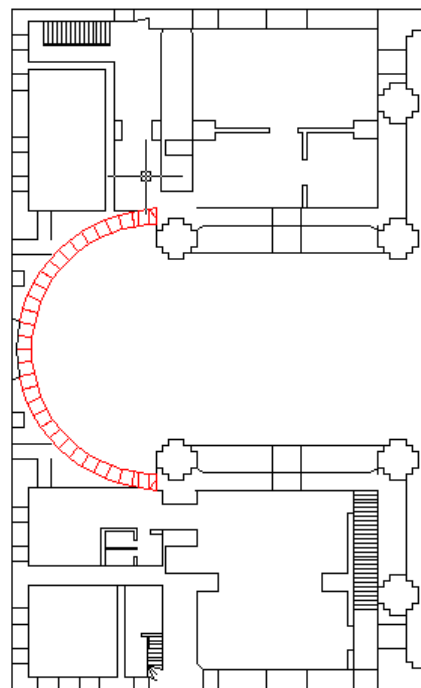


Figura 4.15. Corte en la sección posterior de la iglesia, nivel $Z=+20.00$.

4.1.4.6. Modelo final discretizado

El ensamble total de cada una de las partes discretizadas de la iglesia se lo hizo en software de dibujo. En las **Figuras 4.16. y 4.17.** se muestran imágenes del modelo alcanzado.

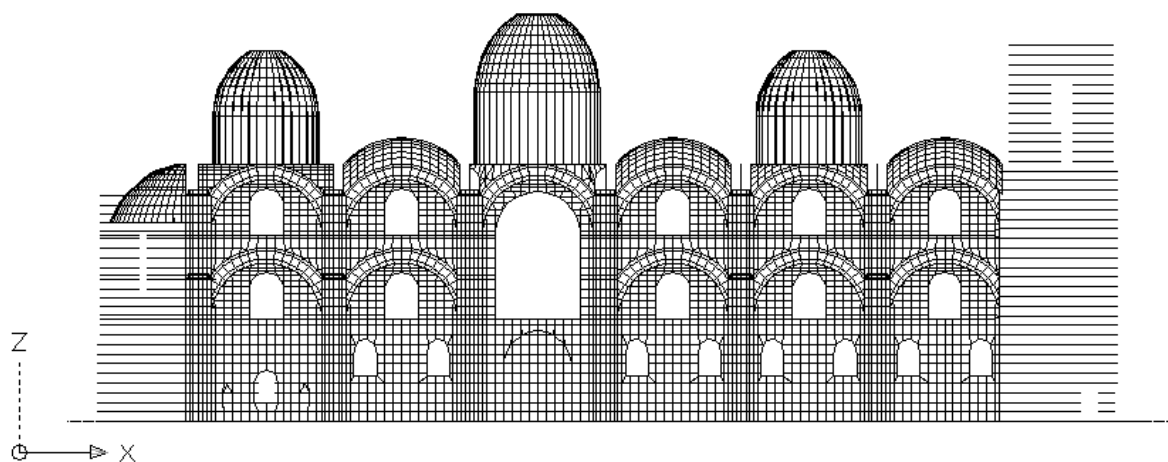


Figura 4.16. Fachada lateral de la Catedral discretizada en software de dibujo.

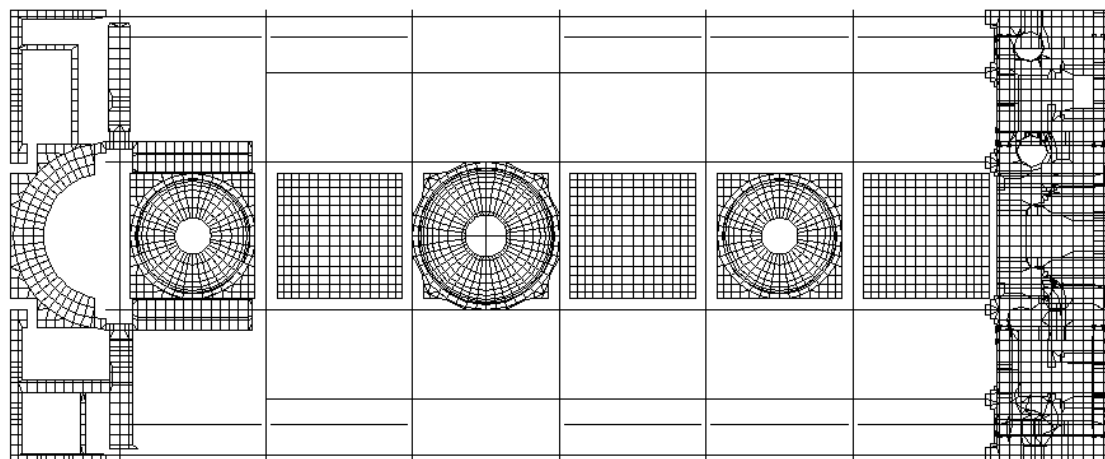


Figura 4.17. Vista en planta de la Catedral discretizada en el software de dibujo.

4.1.5. GENERACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL EN EL PROGRAMA SAP2000 v9

Una vez ensamblado el modelo en el software de dibujo, mediante herramientas computacionales, éste se exportó al programa SAP 2000 de tal manera que cada elemento discretizado se exportó como elemento tipo SHELL. En las **Figuras 4.18. a 4.21.** se muestran el archivo exportado al programa SAP 2000.

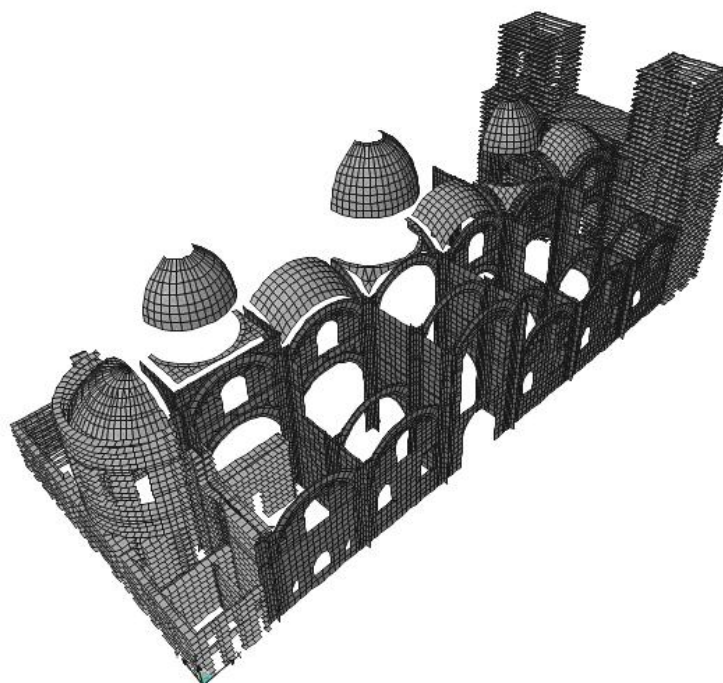


Figura 4.18. Modelo geométrico exportado al programa SAP 2000.

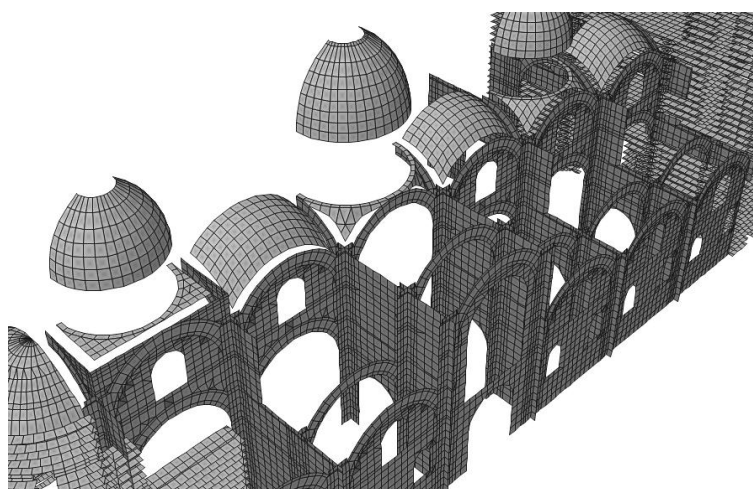


Figura 4.19. Modelo geométrico exportado al programa SAP 2000.

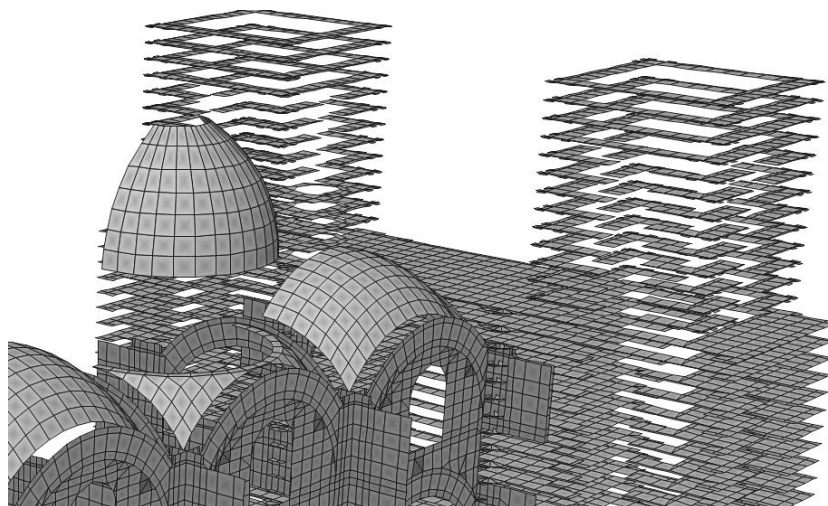


Figura 4.20. Modelo geométrico exportado al programa SAP 2000.

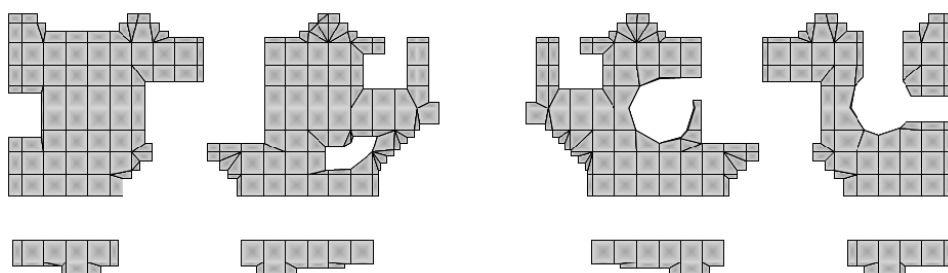


Figura 4.21. Modelo geométrico exportado al programa SAP 2000. Uno de los niveles en las torres.

La generación de los elementos tipo SOLID y tipo SHELL que se describe en la **Sección 4.1.2.** se la hizo directamente desde el programa SAP2000, algunas consideraciones sobre aquello se indican a continuación.

En el caso de las torres se realizó una discretización en elementos tipo SOLID de un metro de altura a excepción del tramo que comprende el arco que se levanta sobre los coros, aquello debido a que en este tramo los cortes debieron ajustarse a la discretización de dicho arco. La **Figura 4.22.** muestra las torres generadas con elementos tipo SOLID.

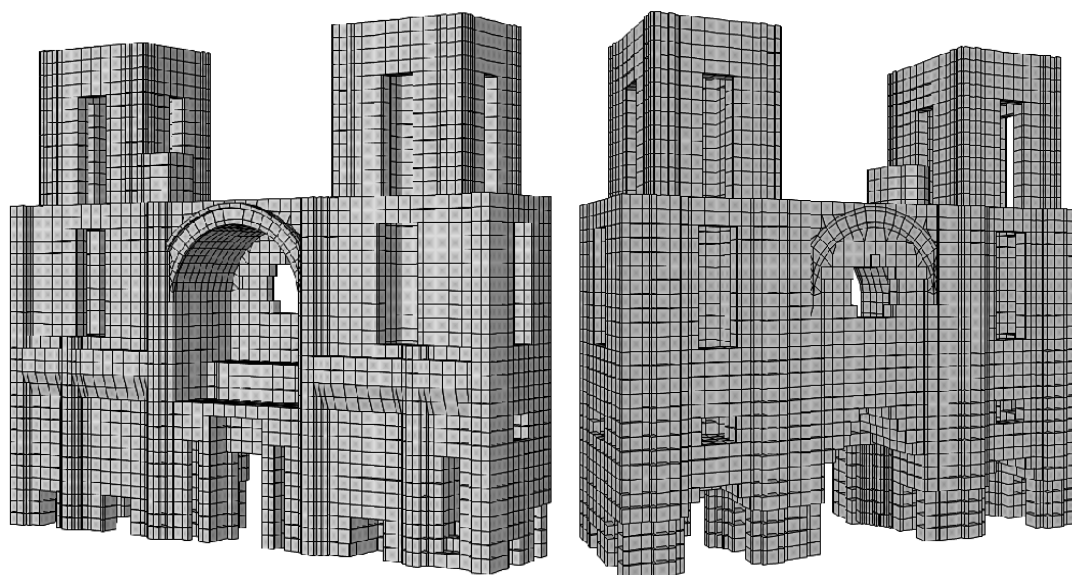


Figura 4.22. Torres en SAP 2000. Vista interior y Fachada frontal.

Respecto a los muros longitudinales y transversales, éstos también se generaron con elementos tipo SOLID. La **Figura 4.23.** muestra el muro correspondiente a la fachada sur de la Catedral Nueva.

Las columnas de los pórticos se generaron en conjunto con los muros, por lo que los elementos tipo SOLID que las conforman tienen las mismas características que los elementos de los muros.

La generación de los arcos que conforman los pórticos, los cuales están sobre los muros longitudinales y transversales, se realizó igualmente con elementos tipo SOLID, manteniendo su forma de semicircunferencia.

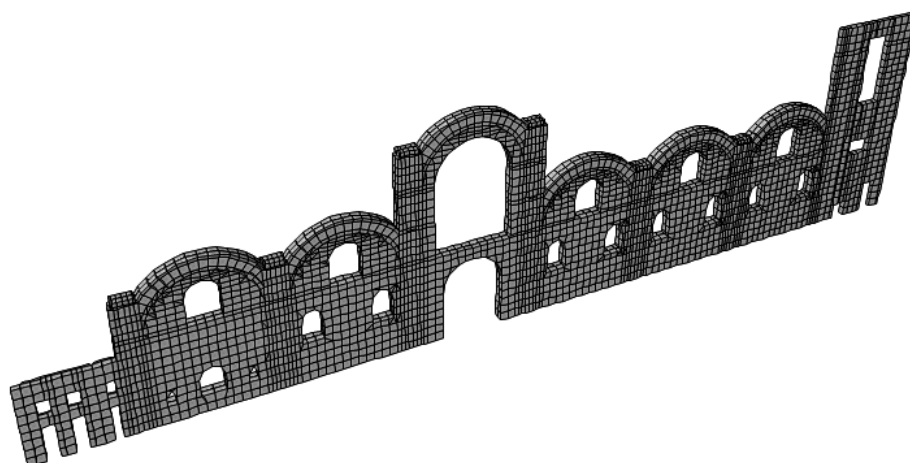


Figura 4.23. Muro transversal en SAP 2000. Fachada Sur.

En cuanto a la generación de los domos que se encuentran sobre las cámaras laterales (bóvedas), ésta se la hizo con elementos tipo SOLID a partir de los elementos discretizados en los arcos superiores de los pórticos 1 y 6 (Ver **Figura 4.11.**)

Para la discretización de las cúpulas bajas y altas se utilizó elementos rectangulares de cuatro nodos tipo SHELL en tres dimensiones, sin embargo, la estructura cilíndrica de las cúpulas altas se generó en elementos tipo SOLID de forma prismática y de un metro de altura.

4.1.6. NUMERO DE ELEMENTOS DEL MODELO DE LA ESTRUCTURA DE LA CATEDRAL GENERADO

En la siguiente Tabla se muestra el número de elementos necesarios para modela la estructura de la catedral de cuenca.



Número de elementos tipo Solid con los que fue modelada la Estructura de la Catedral	
Elemento Estructural	Número de elementos
Número de nodos	121799
Número de elementos tipo SHELL	10020
Número de elementos tipo SOLID	83089
Total elementos tipo SHELL y SOLID	93109

Figura 4.1. Número de elementos con los que fue modelada la estructura de la catedral

4.1.7. DISCRETIZACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LA CIMENTACION DE LA CATEDRAL EN EL SOFTWARE DE DIBUJO (Auto CAD 2009)

Al igual que para la estructura, en la cimentación de la catedral, solo se discretizaron los elementos estructurales, dejando de lado las piezas ornamentales.

Con la finalidad de facilitar la discretización y manejo de las secciones generadas, la discretización de la cimentación se dividió en las siguientes partes:

- Cimentación en general: que incluye:
 - o Cimentación de las torres.
 - o Cimentación de los pórticos longitudinales.
 - o Cimentación de los pórticos transversales.
 - o Cimentación de la sección posterior de la iglesia.
- Arcos longitudinales de cimentación.
- Arcos transversales de cimentación.
- Losa de entrepiso y contrapiso

A continuación se describe el proceso de discretización para cada una de estas partes de la Catedral.

4.1.7.1. Discretización de la cimentación en General

La discretización de la sección de cimentación en el nivel $Z=+0.00$ (ver **Figura 4.24.**) se la realiza a partir de la proyección vertical de las secciones de la estructura, en particular de la base de la estructura previamente modela [1], que se muestra en la **Figura 4.25.** Es decir que continuo la discretización con la misma malla con la que se hizo la de la estructura, desde el nivel $Z=+0.00$ (nivel de piso del interior de la iglesia), hasta el nivel $Z=+40.00$, esto con el objeto de que entre dos niveles sucesivos no se presenten puntos de discontinuidad en el modelo.

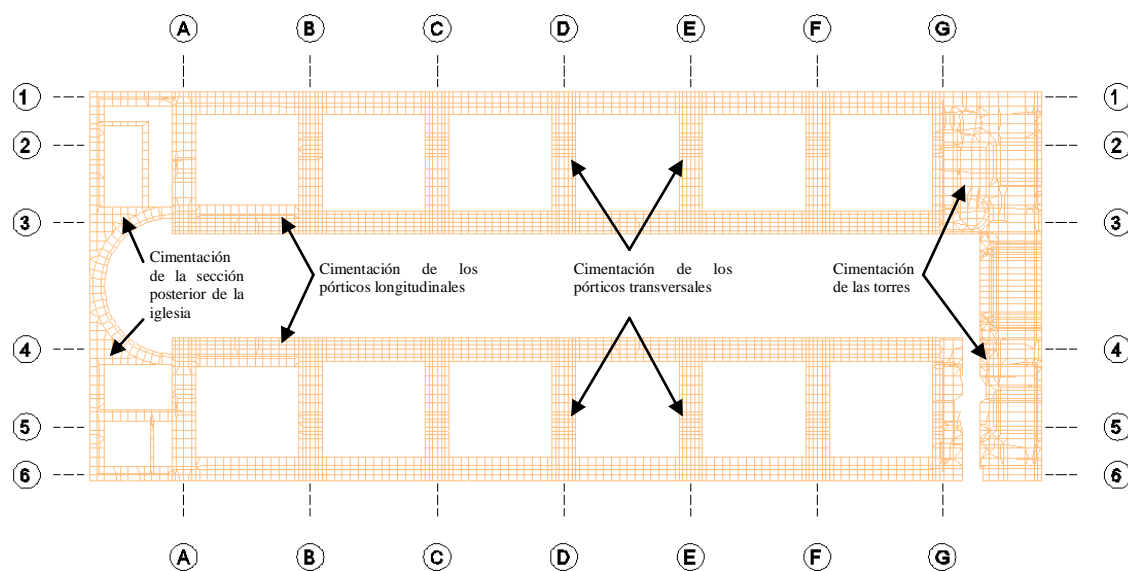


Figura 4.24. Discretización general en el plano de la cimentación

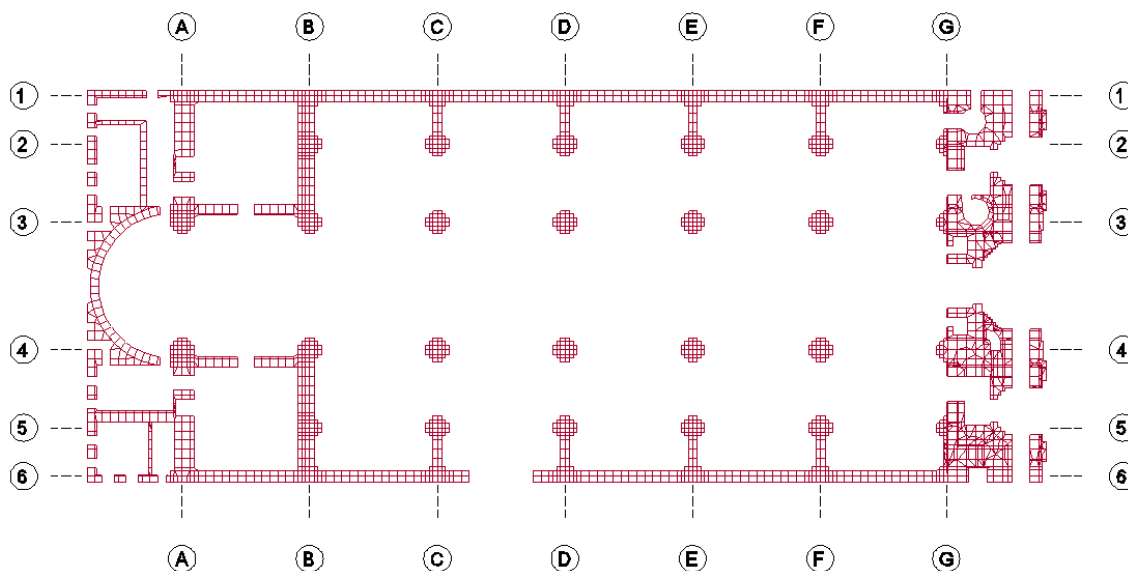


Figura 4.25. Sección discretizada de la base de la estructura

Como se puede observar la sección de la base de la estructura no proporciona una malla de discretización completa, por lo que las discontinuidades en esta, fueron generadas concibiendo así una sección discretizada en el plano completa para la cimentación, que se puede observar en la **Figura 4.24**. Dicha sección pasó varios procesos de depuración que tenían la finalidad de guardar continuidad y perfecto acoplamiento entre los nodos de los pequeños elementos discretizados, como se observa en la **Figura 4.26**.

Una vez que se obtuvo la sección discretizada final para la cimentación, se realizó su generación volumétrica en el programa SAP 2000, que se explica más adelante

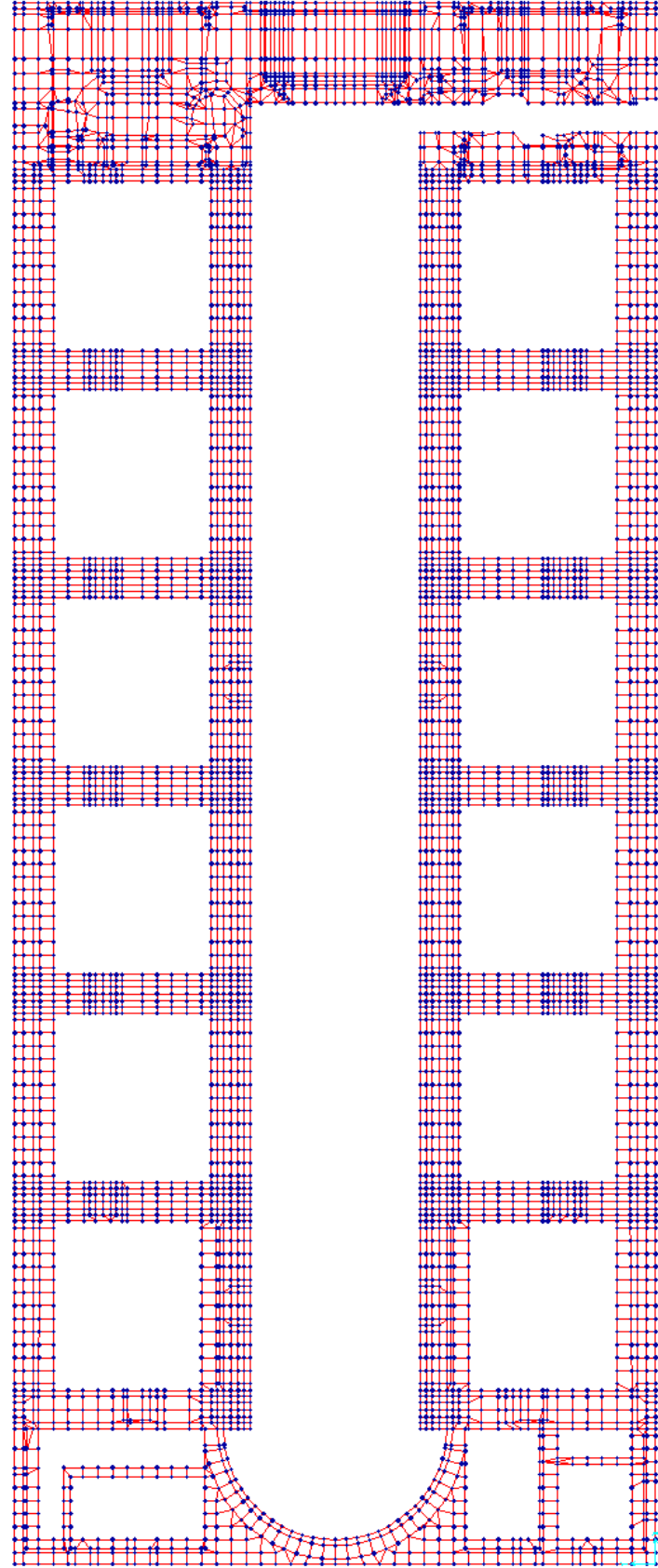


Figura 4.26. Sección discretizada para la cimentación (Nivel $Z=0.00$)

4.1.7.2. Discretización de los arcos longitudinales de cimentación

En varias visitas que se hicieron a la Cripta de la Catedral, se pudo constatar la existencia de arcos longitudinales, adyacentes a la cimentación de los pórticos longitudinales, que sirven como estructuras de soporte de la losa de entre piso del nivel $Z= +0.00$, y que se extienden desde el nivel $Z= -1.5$ hasta $Z= -4.5$.

Al ser concebidos como elementos estructuras estos arcos se modelarían empezando con discretizar su sección (plano XZ), que se muestra en la **Figuras 4.27. a 4.30.**



Figura 4.27. Sección discretizada de los arcos longitudinales de cimentación
(Arco en los ejes longitudinales 3 y 4, ente los ejes transversales A y B, ver **Fotografías 3.9. y 3.15.**)

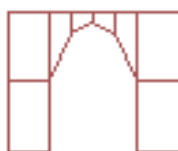


Figura 4.28. Sección discretizada de los arcos longitudinales de cimentación
(Arco en los ejes longitudinales 3 y 4, ente los ejes transversales B y C, ver **Fotografías 3.10. y 3.16.**)



Figura 4.29. Sección discretizada de los arcos longitudinales de cimentación
(Arco en los ejes longitudinales 3 y 4, ente los ejes transversales D y E, ver **Fotografías 3.12. Y 3.18.**)



Figura 4.30. Sección discretizada de los arcos longitudinales de cimentación
(Arco en los ejes longitudinales 3 y 4, ente los ejes transversales E y F, ver **Fotografías 3.13. y 3.19.**)

4.1.7.3. Discretización de los arcos transversales de cimentación

Al igual que los arcos longitudinales de cimentación, estos también funcionan como elementos estructurales soportantes de la losa de entre piso del nivel $Z=+0.00$, extendiéndose desde este nivel hasta $Z=-4.50$, sus secciones discretizadas se muestran en las **Figuras 4.31. a 4.33.**

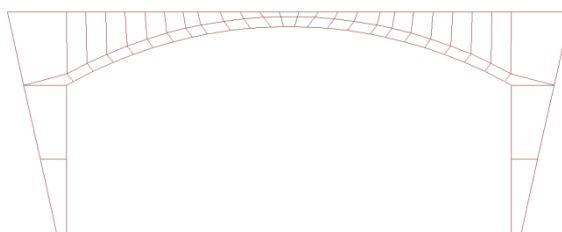


Figura 4.31. Sección discretizada de arco transversal de cimentación
(Arco en los ejes transversales A y B, entre los ejes longitudinales 3 y 4, ver **Fotografías 3.21. y 3.22.**)

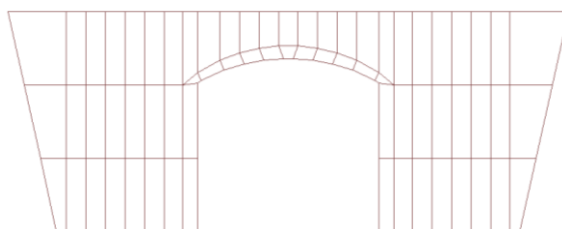


Figura 4.32. Sección discretizada de arco transversal de cimentación
(Arco en los ejes transversales B, C, D, E y F, entre los ejes longitudinales 3 y 4, ver **Figura 3.22.**)

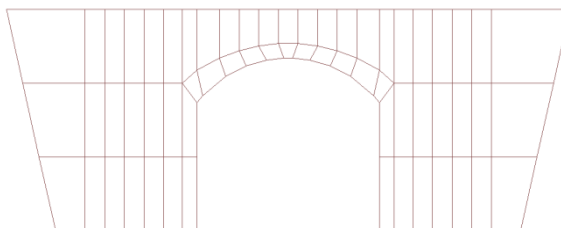


Figura 4.33. Sección discretizada de arco transversal de cimentación
(Arco en el eje transversal F y G, entre los ejes longitudinales 3 y 4, ver **Figura 3.23.**)

Como se aprecia la **Figura 4.33.**, también hace referencia al arco transversal del eje transversal G, el cual forma parte de la cimentación de la Torre (Ver **Figura 3.8.**), extendiéndose desde el nivel $Z= +0.00$ hasta $Z= -4.70$.

En este punto la malla de discretización de las secciones de las figuras anteriores, que corresponden a los arcos de cimentación, debieron ser ajustadas con la proyección de la malla de discretización general de la cimentación

4.1.7.4. Discretización de la losa de entrepiso y contrapiso

Esta losa de entrepiso que se encuentra en el nivel $Z= +0.00$, y que se extiende aproximadamente hasta el $Z= -1.50$, es la que soporta las cargas vivas de uso (personas que asisten a la iglesia) y la de los muebles, como sillas y elementos decorativos.

Se constituye de otras pequeñas losas de entrepiso, cada unas de las cuales se extiende de eje transversal de cimentación a eje transversal de cimentación (Arcos transversales), siendo limitadas por los ejes longitudinales de cimentación 3 y 4 (Arcos longitudinales de cimentación).

A las anteriores se le deben sumar otras losas de contrapiso que se asientan sobre el terreno de fundación que ocupa los orificios entre la cimentación.

Las secciones discretizadas de las losas de entrapiso se muestran en la **Figura 3.34.**, mientras que las de las losas de contrapiso en la **Figura 3.35.**

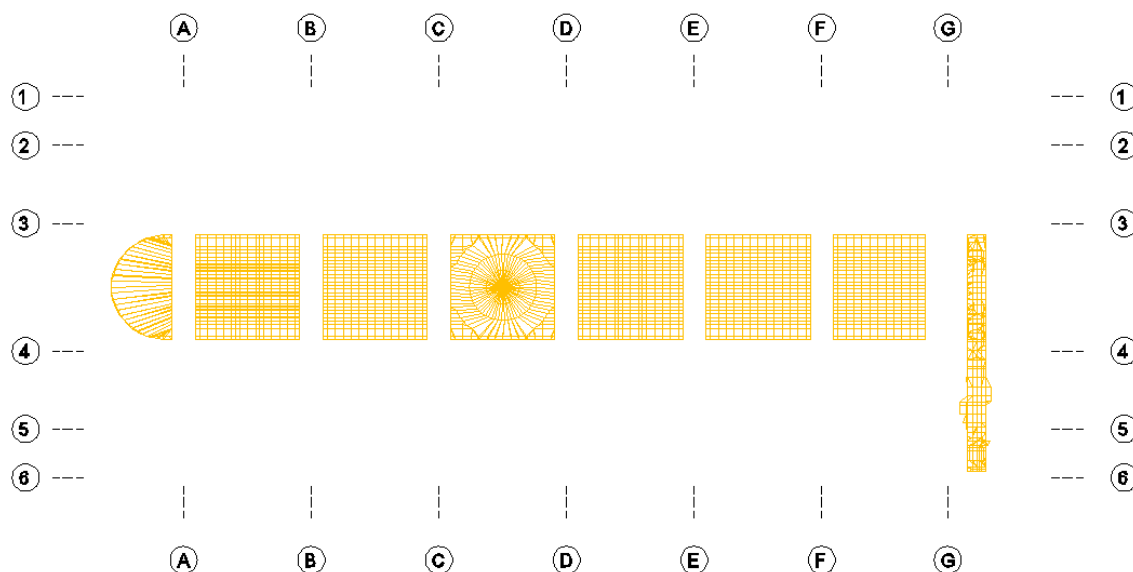


Figura 4.34. Sección discretizada de las losas de entrapiso

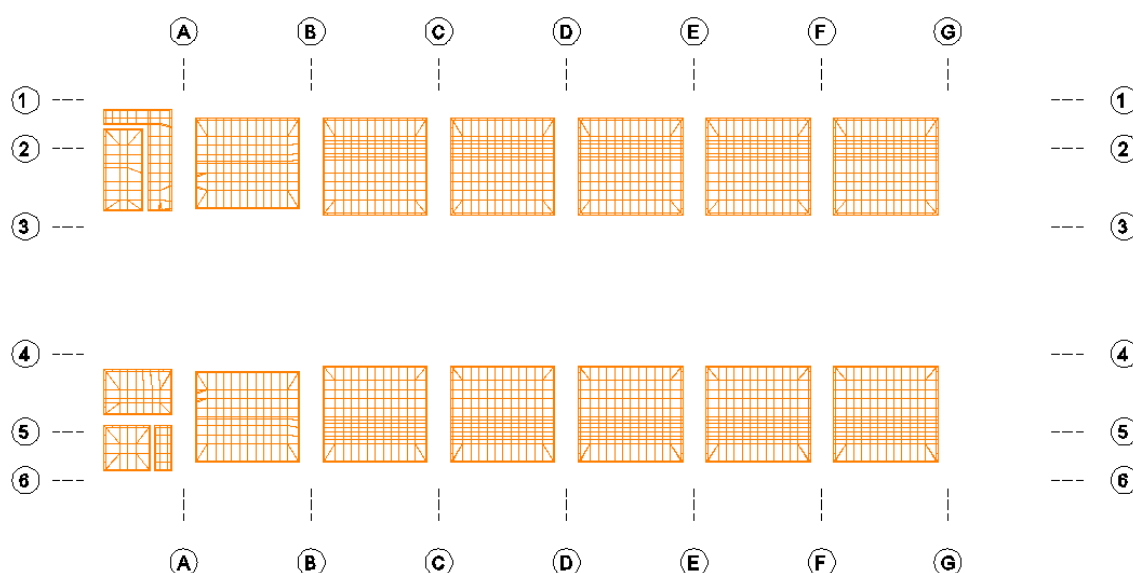


Figura 4.35. Sección discretizada de las losas de contrapiso

Como en los casos anteriores las mallas de discretización para estas losas fueron desarrolladas manteniendo la continuidad y el perfecto acoplamiento entre los nodos de los pequeños elementos en los que fueron discretizados



4.1.8. GENERACION DEL MODELO GEOMETRICO DE LA CIMENTACION DE LA CATEDRAL EN EL PROGRAMA SAP2000 v14.

La generación volumétrica de cimentación de la catedral se la realizo con el programa SAP2000, a continuación se detalla dicho proceso:

4.1.8.1. Generación de la cimentación en general

La generación de este modelo empezó dándole una altura de -4.5 m. a la sección general discretizada de la cimentación (ver **Figura 4.24.**), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, generando un cuerpo volumétrico que se extiende desde el nivel $Z = +0.00$ hasta $Z = -4.50$.

Luego de esto, se alinearon los nodos de contorno del nivel $Z = -4.50$, según los requerimientos, para que el cuerpo volumétrico en su base se ensanche 1m. en cada dirección, resultando así un elemento prismático de sección trapezoidal, esto con la ayuda de la herramienta Edit Point.

Después, se discretizo espacialmente a este elemento prismático, dividiéndolo en 3 partes (Divide Solids), entre sus caras 6 y 5 (ver **Figura 4.3.**), las cuales tienen 1.5 m. de altura cada una, para nuevamente utilizar la herramienta Edit Point, alineando los nodos debajo de las torres al nivel $Z = -4.70$.

Finalmente se edito volumétricamente el nivel de cimentación 1 (en la base de las torres), dejando espacio para las escaleras de acceso a la catedral desde la calle Benigno Malo. La **Figura 4.36.** muestra el resultado final de todo este proceso.

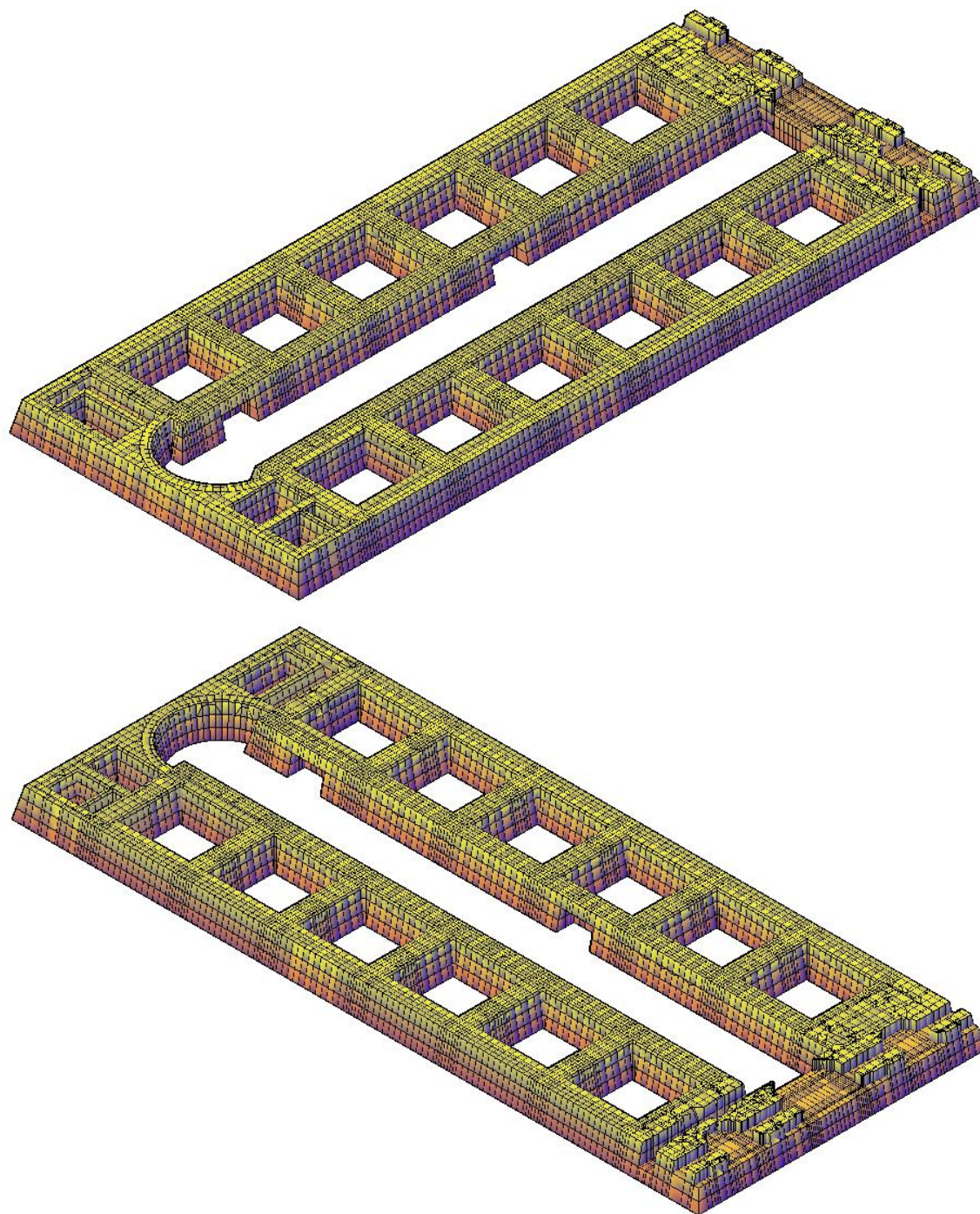


Figura 4.36. Modelo Geométrico de la Cimentación en general discretizado

4.1.8.2. Generación de los arcos longitudinales de cimentación

Esta generación empezó dándole una profundidad de 2.5 m. a las secciones discretizadas de los arcos longitudinales de cimentación (ver **Figuras 4.27. a**

4.30.), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, dotando de volumen a estas secciones.

Después, se discretizo espacialmente a este cuerpo volumétrico, dividiéndolo de 4 a 9 partes (Divide Solids), entre sus caras 3 y 4 (ver **Figura 4.3.**), las cuales tienen varios espesores. La **Figura 4.37.** muestra el resultado final de todo este proceso.

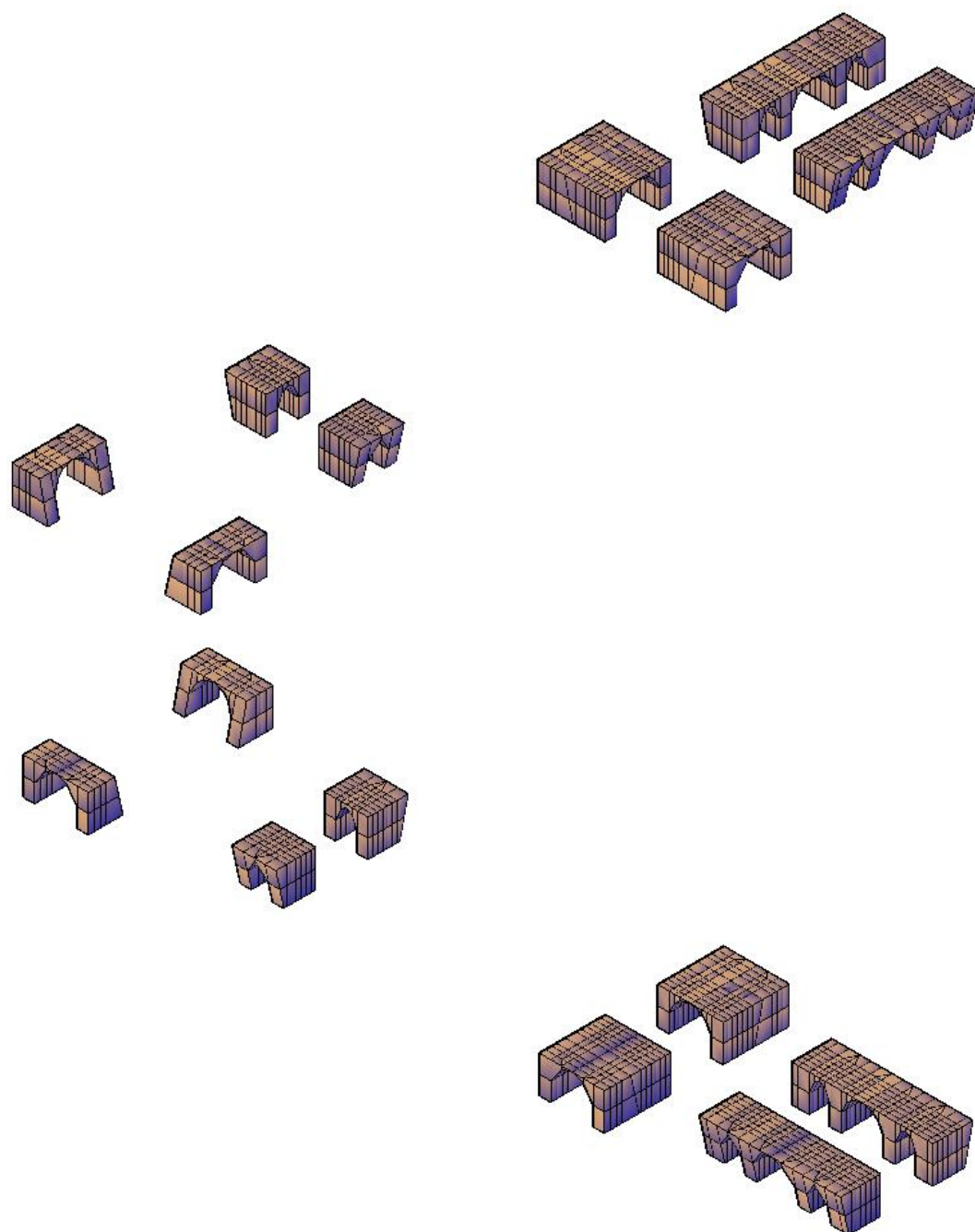
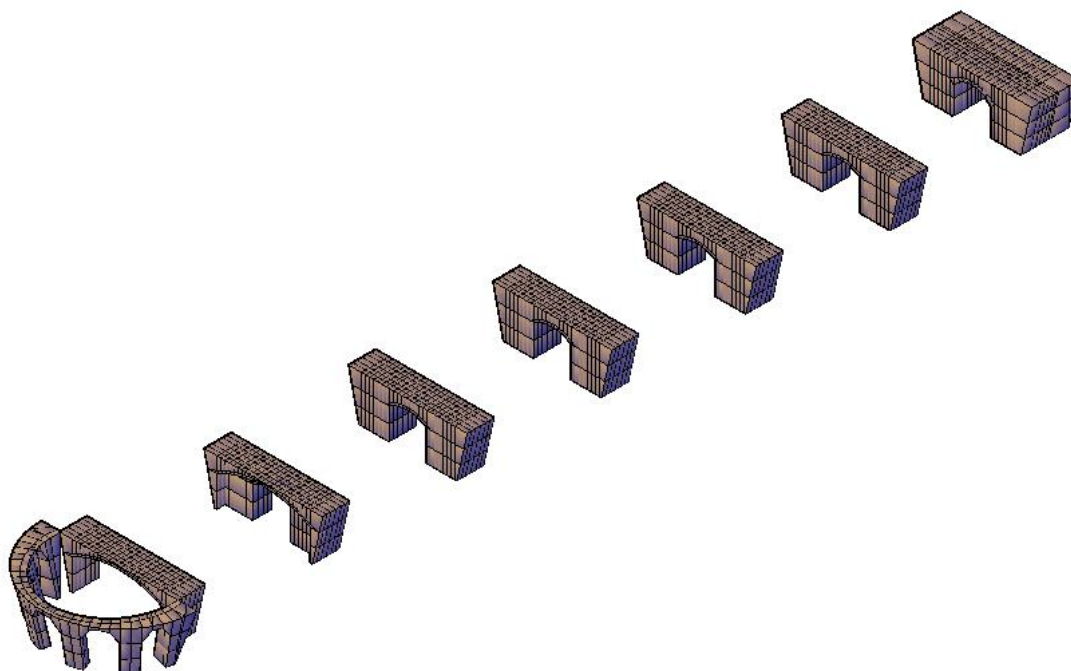


Figura 4.37. Modelo Geométrico de los arcos longitudinales de cimentación discretizado

4.1.8.3. Generación de los arcos transversales de cimentación

De igual forma que para los arcos longitudinales de cimentación, se empezó dándole un espesor a las secciones discretizadas de los arcos transversales de cimentación (ver **Figuras 4.31. a 4.33.**), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, el cual fue de 2.6 m, valor que es representativo de todos los arcos de cimentación transversales dotando de volumen a estas secciones.

Después, se discretizo espacialmente a este cuerpo volumétrico, dividiéndolo de 6 a 7 partes (Divide Solids), entre sus caras 3 y 4 (ver **Figura 4.3.**), las cuales tienen varios espesores. La **Figura 4.38.** muestra el resultado final de todo este proceso.



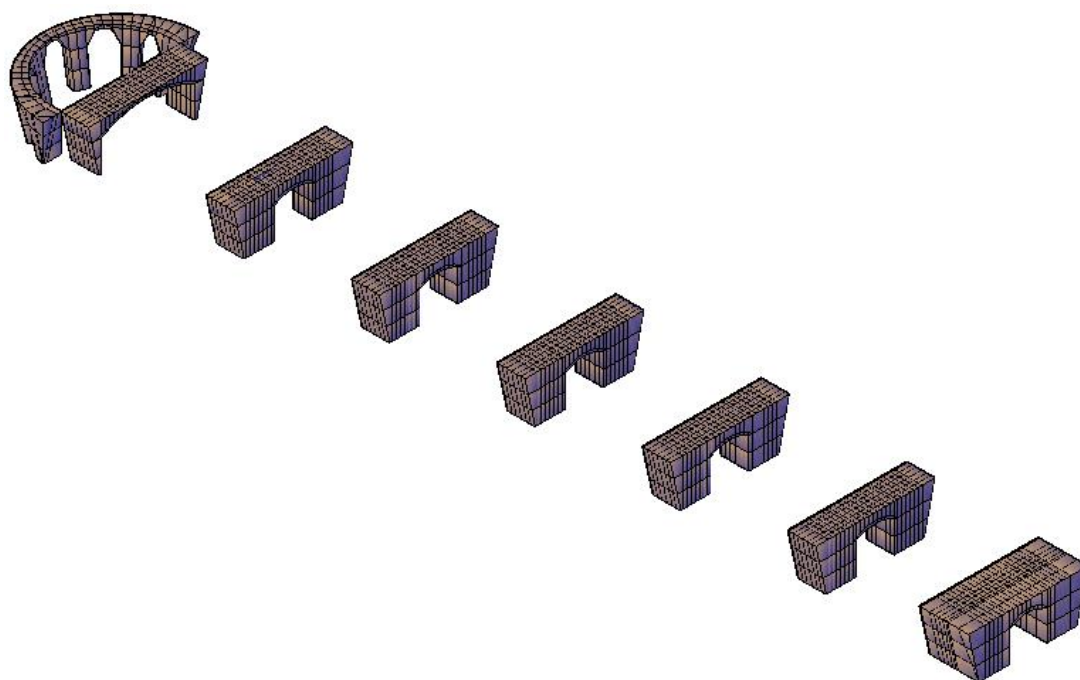


Figura 4.38. Modelo Geométrico de los arcos transversales de cimentación discretizado

4.1.8.4. Generación de la losa de entrepiso y contrapiso

Se genero este modelo partiendo de la sección discretizada de las losas de contrapiso en el plano X-Y (Ver **Figura 4.35.**), la cual se fue extruida en diferentes medidas según los condicionamientos geométricos. La **Figura 4.39.** muestra el resultado final de todo este proceso.

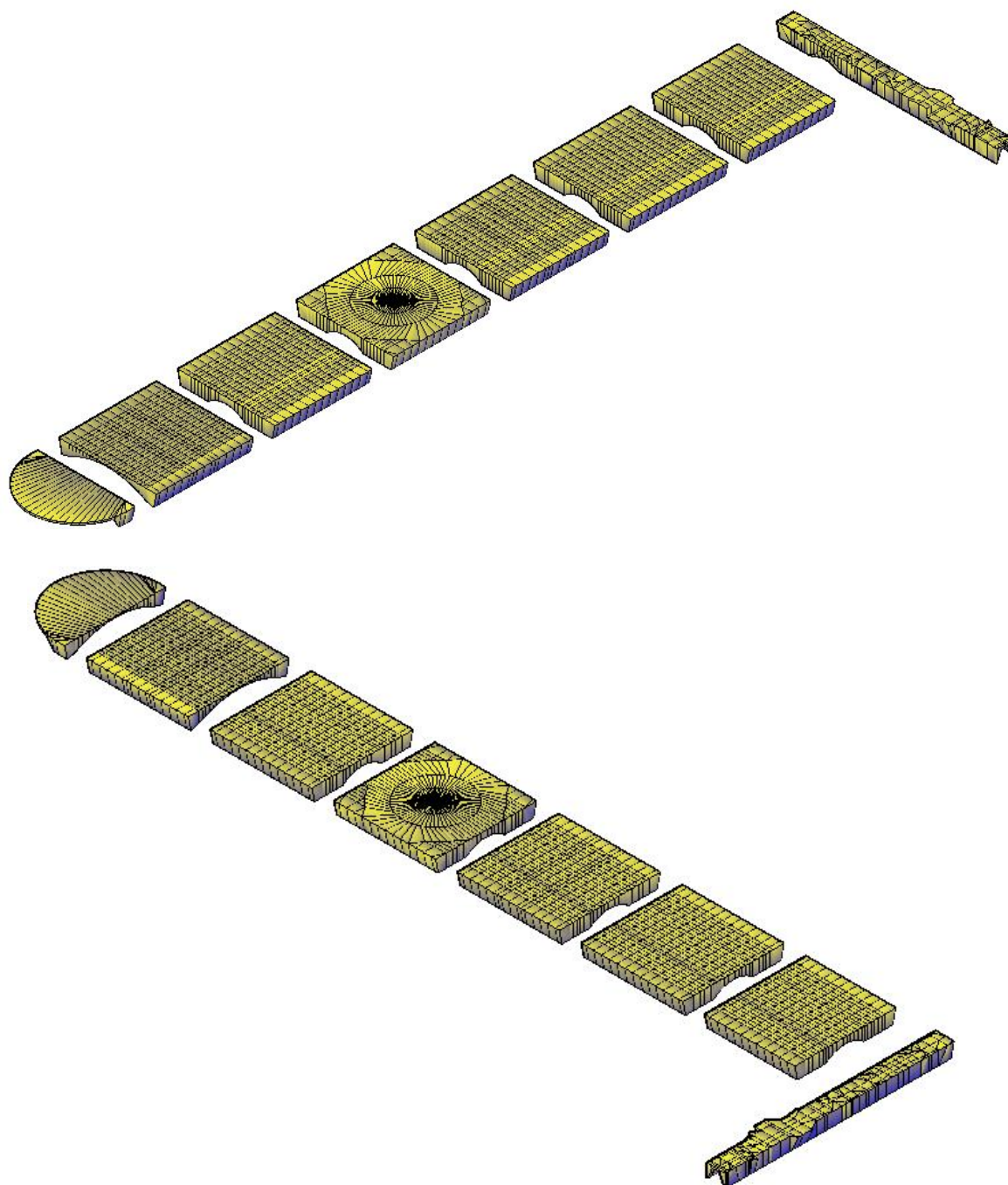


Figura 4.39. Modelo Geométrico de la losa de entrepiso discretizado

Para generar este modelo de las losas de contrapiso, se dotó a las secciones discretizadas de la losa de contrapiso (ver **Figura 4.35.**) de altura de 0.3 m con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, valor que fue estimado, ya que no se cuenta con el acceso para realizar la toma de medidas.

La **Figura 4.40.** muestra el resultado final de todo este proceso.

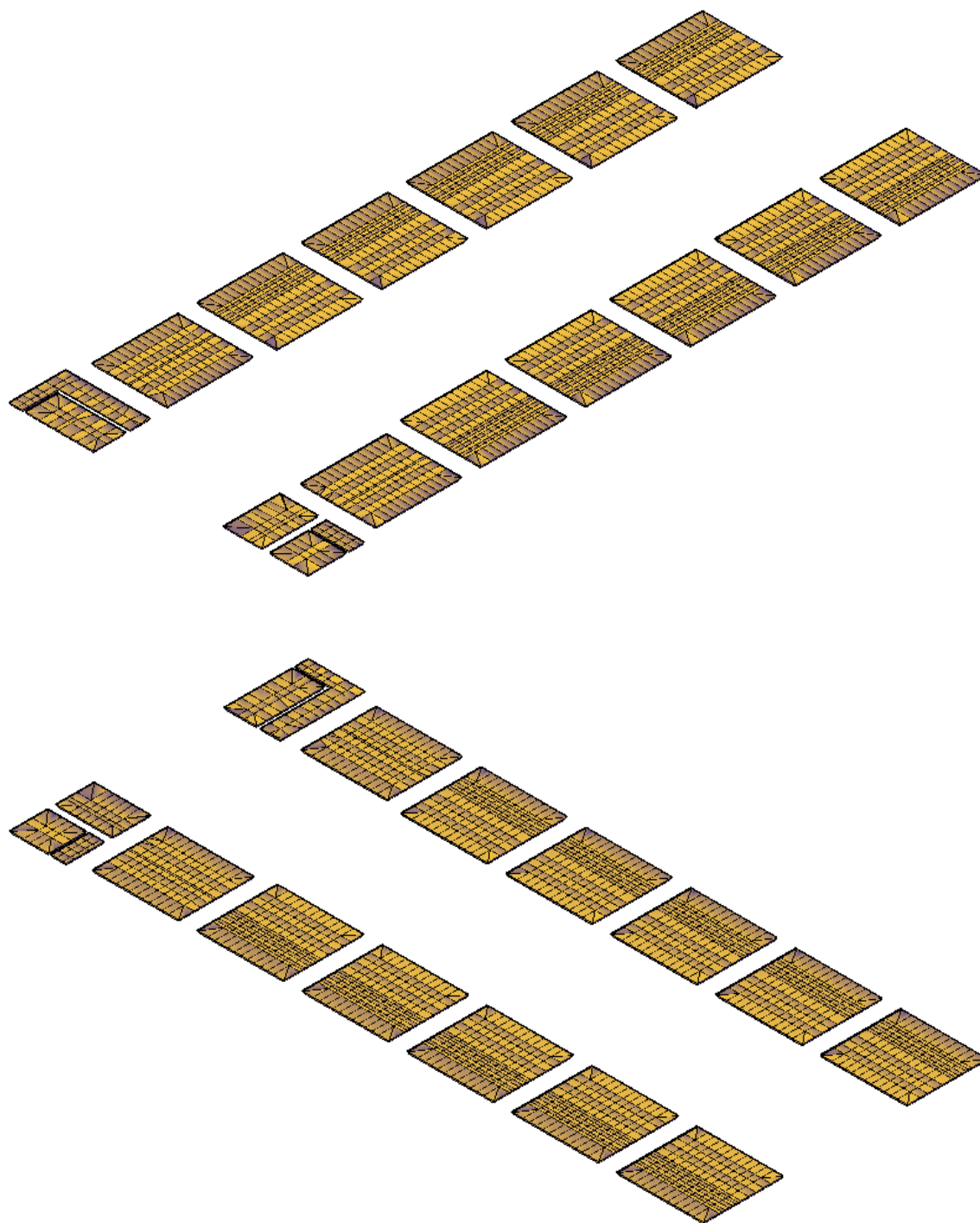


Figura 4.40. Modelo Geométrico de la losa de contrapiso discretizado



4.1.9. NUMERO DE ELEMENTOS DEL MODELO DE LA CIMENTACION DE LA CATEDRAL GENERADO

A continuación, en la **Tabla 4.2.**, se detalla el número de elementos tipo solid necesarios para la modelación de la cimentación:

Número de elementos tipo Solid con los que fue modelada la Cimentación de la Catedral	
Elemento Estructural	Número de elementos
Cimentación nivel 1	5723
Cimentación nivel 2	5145
Cimentación nivel 3	5114
Arcos longitudinales de cimentación	776
Arcos transversales de cimentación	3030
Losa de cimentación de entrepiso	2272
Losa de cimentación de contrapiso	1893
Total de Elementos	23953

Figura 4.2. Numero de elementos con los que fue modelada la cimentación de la catedral

4.1.10. DISCRETIZACION DEL MODELO GEOMETRICO DEL SUELO DE FUNDACION DE LA CATEDRAL EN EL SOFTWARE DE DIBUJO (Auto CAD 2009)

4.1.10.1. Discretización General del Suelo dentro de la Cimentación.

La discretización de la sección del suelo dentro de la cimentación (ver **Figura 4.41.**) se la realizo a partir de la proyección vertical de la sección de la losa de contrapiso, que se muestra en la **Figura 4.35.** Es decir que continuo la discretización con la misma malla con la que se hizo la de la estructura con el objeto de que entre dos niveles sucesivos no se presenten puntos de discontinuidad en el modelo.

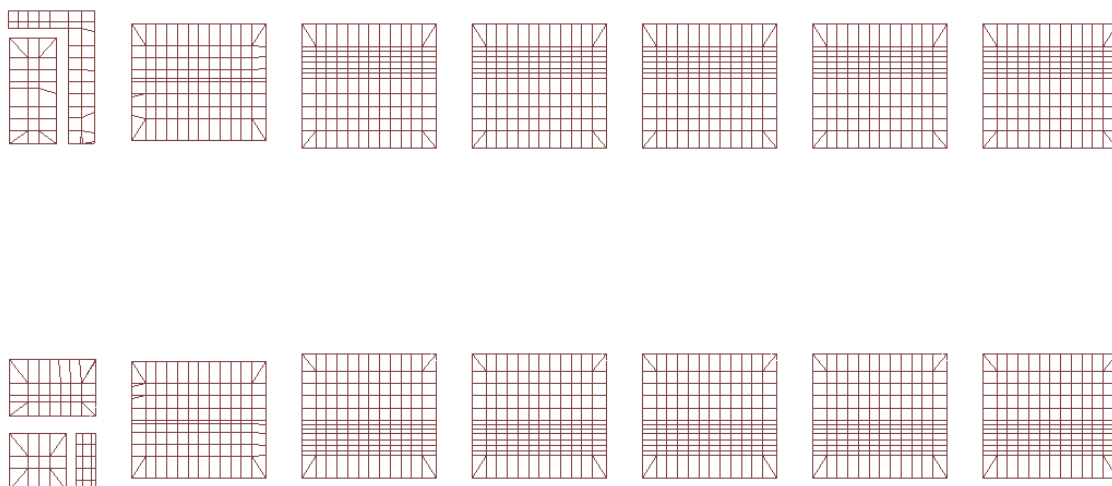


Figura 4.41. Discretización general de la sección de suelo dentro de la cimentación

Dicha sección pasó varios procesos de depuración que tenían la finalidad de guardar continuidad y perfecto acoplamiento entre los nodos de los pequeños elementos discretizados.

Una vez que se obtuvo la sección discretizada final para la cimentación, se realizó su generación volumétrica en el programa SAP 2000, que se explica más adelante

4.1.10.2. Discretización General del Suelo alrededor de la Cimentación.

La discretización de la sección del suelo alrededor de la cimentación (ver **Figura 4.42. y 4.43.**) se la realizó a partir de la proyección horizontal en el eje X de las secciones de los elementos de cimentación, en específico las que pertenecen a los niveles 2 y 3 de cimentación ($Z=-1.50$ a $Z=-4.50$), ver **Figura 4.36**. Es decir que, al igual que en los casos anteriores se continuó la discretización con la misma malla con la que se hizo la cimentación con el objeto de que no se presenten puntos de discontinuidad en el modelo.



Figura 4.42. Discretización general del suelo alrededor de la cimentación (Sección en el eje XZ en la sección posterior de la catedral)

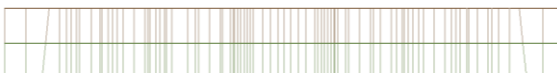


Figura 4.43. Discretización general del suelo alrededor de la cimentación (Sección en el eje XZ en la zona de las Torres de la catedral)

Para realizar la discretización de la sección del suelo alrededor de la cimentación paralela al eje YZ, primero se realizó la generación del modelo volumétrico de los elementos del suelo alrededor de la cimentación con las secciones discretización general del suelo alrededor de la cimentación (Sección en el eje XZ), para luego, junto adjuntar estos elementos a los de cimentación, en específico las que pertenecen a los niveles 2 y 3 de cimentación ($Z=-1.50$ a $Z=-4.50$), ver **Figura 4.36.**, para en un proceso similar al descrito en el anterior párrafo, proyectar la sección de estos horizontalmente en el eje Y así obtener la sección discretizada buscada, la que se muestra en la **Figura 4.44. y 4.45.**



Figura 4.44. Discretización general del suelo alrededor de la cimentación (Sección en el eje YZ en la zona del pórtico longitudinal 1)



Figura 4.45. Discretización general del suelo alrededor de la cimentación (Sección en el eje YZ en la zona del pórtico longitudinal 6)

4.1.10.3. Discretización del suelo bajo la Cimentación

La discretización de la sección del suelo de fundación en el nivel $Z= -4.5$ o -4.70 (ver **Figura 4.46.**) se la realizó a partir de la proyección vertical de las

secciones de los elementos de la cimentación y del suelo alrededor de esta, que se muestra en la **Figura 4.47**. Es decir que continuo la discretización con la misma malla con la que se hizo la de la estructura y cimentación, esto con el objeto de que entre dos niveles sucesivos no se presenten puntos de discontinuidad en el modelo.

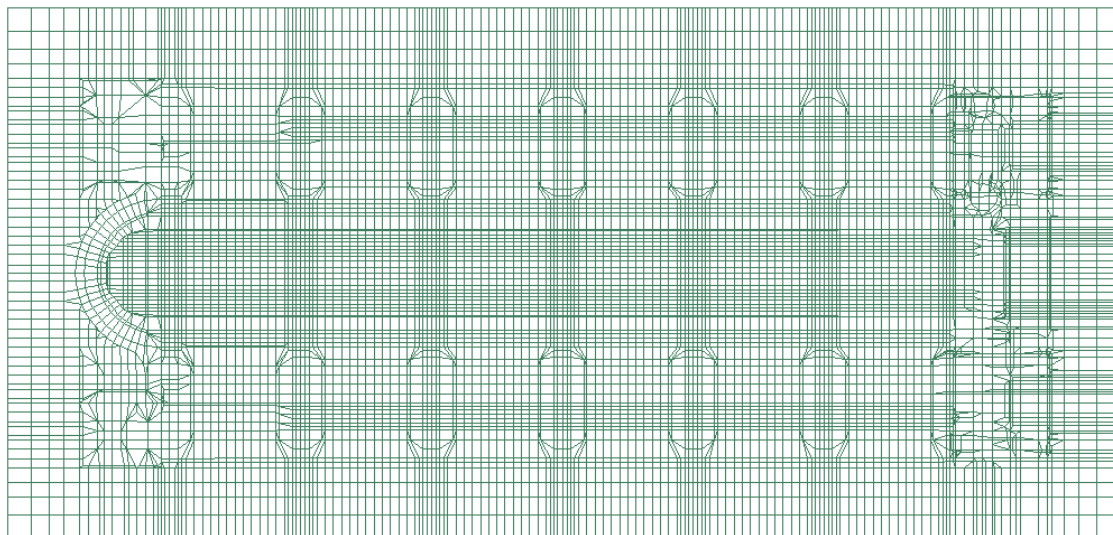


Figura 4.46. Discretización general del suelo debajo de la cimentación

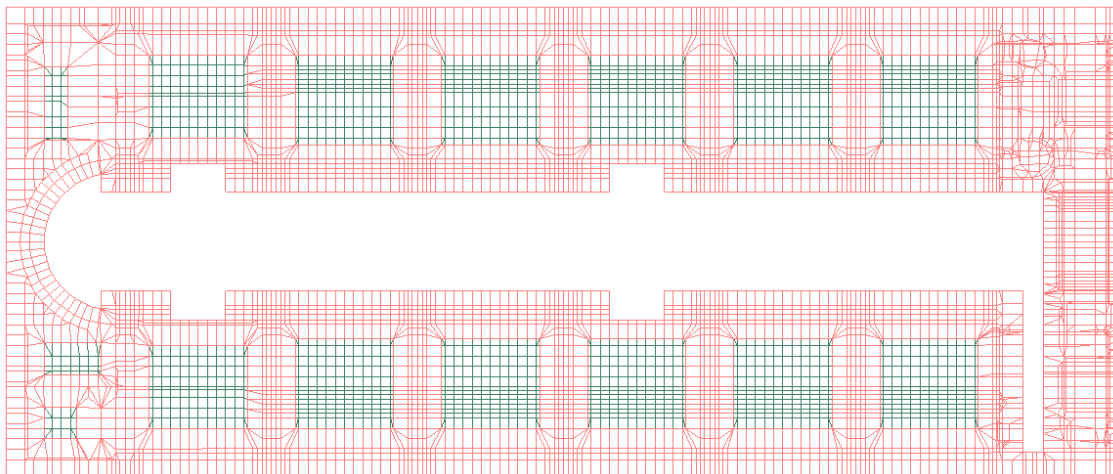


Figura 4.47. Discretización general de la base de la cimentación y del suelo dentro de la misma

Como se puede observar la sección de la **Figura 4.47**. no proporciona una malla de discretización completa, por lo que las discontinuidades en esta,



fueron generadas concibiendo así una sección discretizada en el plano completa para el suelo de fundación, que se puede observar en la **Figura 4.46**. Dicha sección pasó varios procesos de depuración que tenían la finalidad de guardar continuidad y perfecto acoplamiento entre los nodos de los pequeños elementos discretizados.

Una vez que se obtuvieron las secciones discretizadas finales para el suelo alrededor y bajo la cimentación, se realizó su generación volumétrica en el programa SAP 2000, que se explica más adelante

4.1.11. GENERACION DEL MODELO GEOMETRICO DEL SUELO DE FUNDACION DE LA CATEDRAL EN EL PROGRAMA SAP2000 v14.

4.1.11.1. Generación del Suelo dentro de la Cimentación.

La generación de este modelo empezó dándole una altura de -4.5 o 4.7 m., según sea el caso, a la sección general discretizada del suelo dentro de la cimentación (ver **Figura 4.41.**), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, generando un cuerpo volumétrico que se extiende desde el nivel $Z = +0.00$ hasta $Z = -4.50$ o -4.70 .

Luego de esto, se alinearon los nodos de contorno del nivel $Z = -4.50$, según los requerimientos, para que el cuerpo volumétrico en su base se ensanche 1m. en cada dirección, resultando así un elemento prismático de sección trapezoidal, esto con la ayuda de la herramienta Edit Point.

Después, se discretizó espacialmente a este elemento prismático, dividiéndolo en 3 partes (Divide Solids), entre sus caras 6 y 5 (ver **Figura 4.3.**), las cuales tienen 1.5 m. de altura cada una. La **Figura 4.48.** muestra el resultado final de todo este proceso.

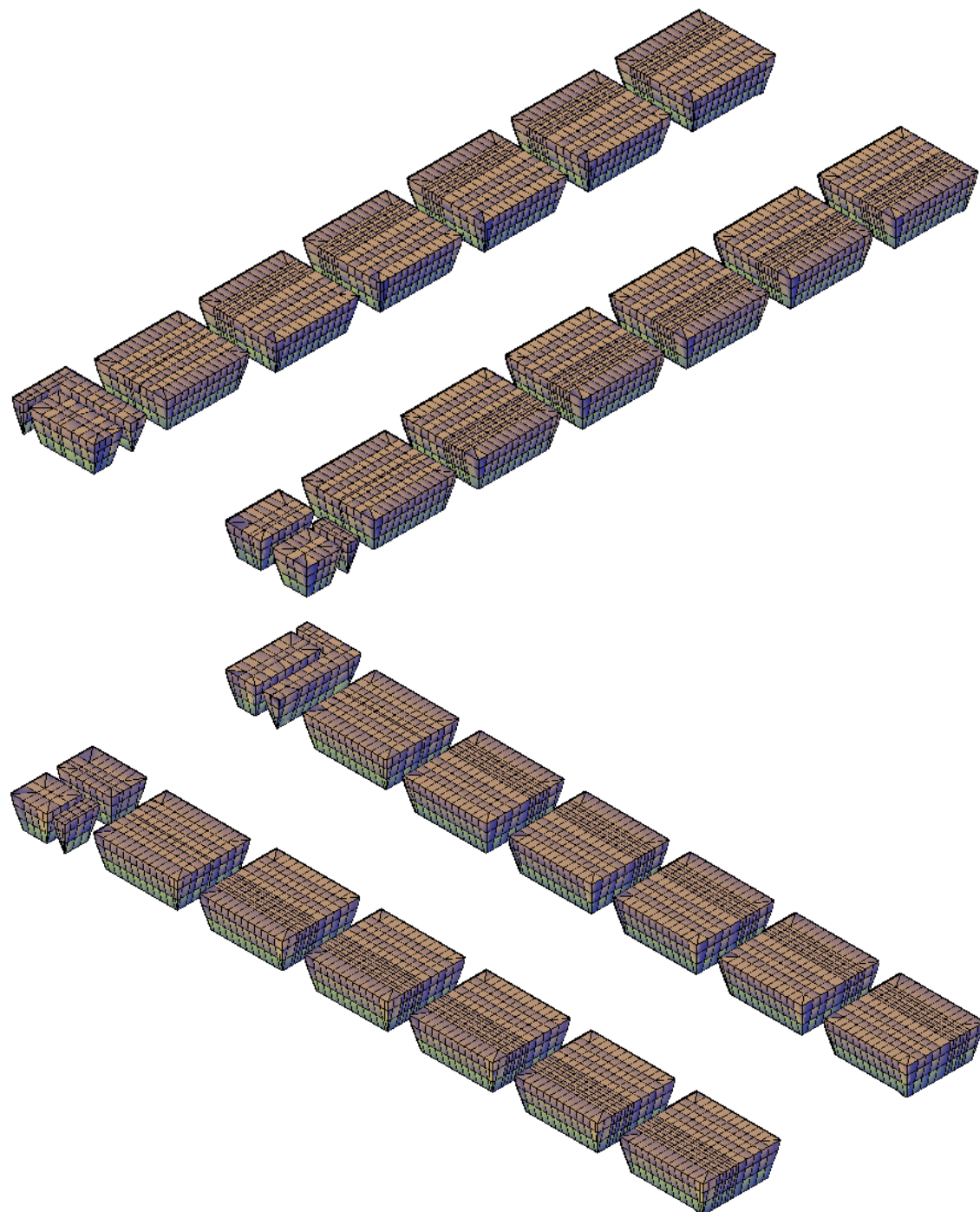


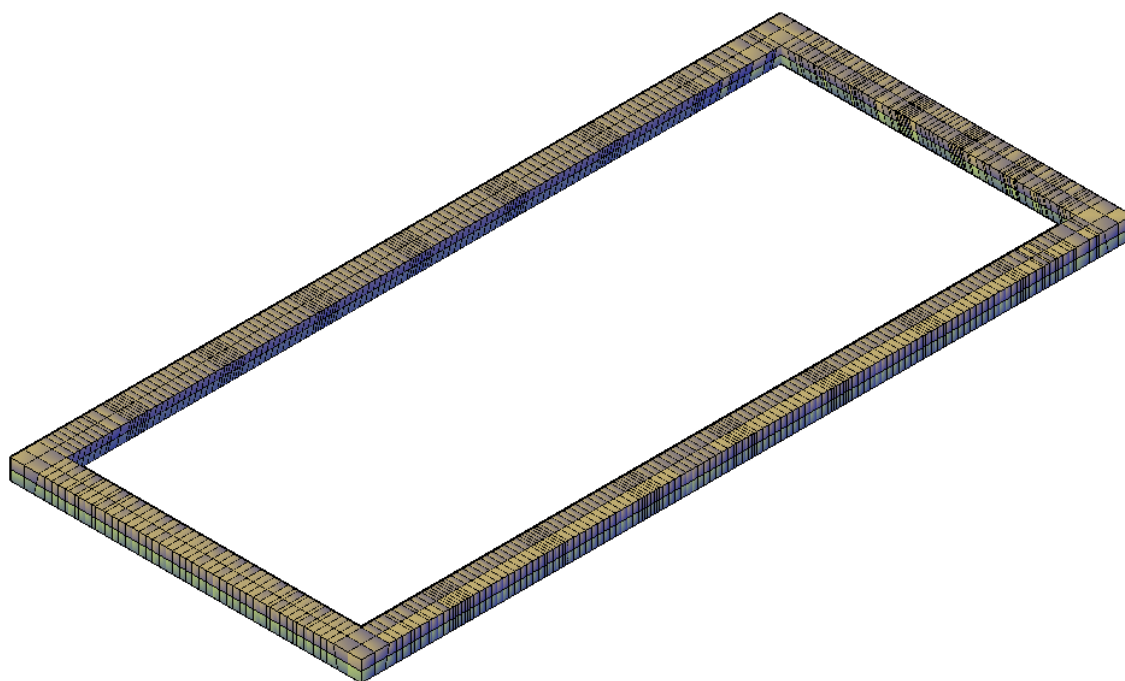
Figura 4.48. Modelo Geométrico del suelo dentro de la cimentación.

4.1.11.2. Generación del Suelo alrededor de la Cimentación.

Esta generación, se la realizó extruyendo 1.5 y 2.0 m. a las secciones discretización del suelo alrededor de la cimentación (ver **Figuras 4.42. a 4.45.**), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000.

De esta manera se generaron 2 capas alrededor del perímetro de la cimentación, las cuales tienen los espesores antes mencionados.

Seguido a esto, se depuró gráficamente cualquier discontinuidad o desconexión, entre los nodos de los elementos. La **Figura 4.49.** muestra el resultado final de todo este proceso.



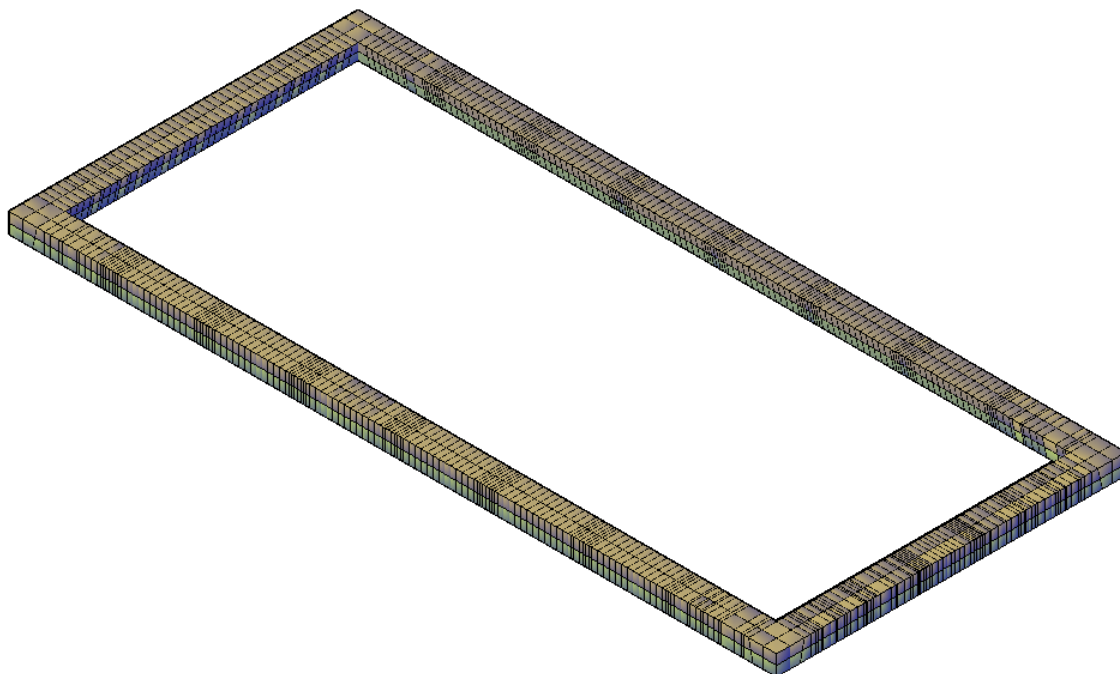


Figura 4.49. Modelo Geométrico del suelo de fundación alrededor de la cimentación

4.1.11.3. Generación del Suelo debajo de la Cimentación.

La generación de este modelo empezó dándole una altura de -1.5 y 2.0 m., a la sección general discretizada del suelo debajo de la cimentación (ver **Figura 4.46.**), con la ayuda de la herramienta Extrude del programa SAP2000, generando un cuerpo volumétrico que se extiende desde el nivel $Z = -4.50$ o -4.70 hasta $Z = -8.00$, representativo de parte del segundo estrato de suelo, como se muestra en la **Figura 4.50.**

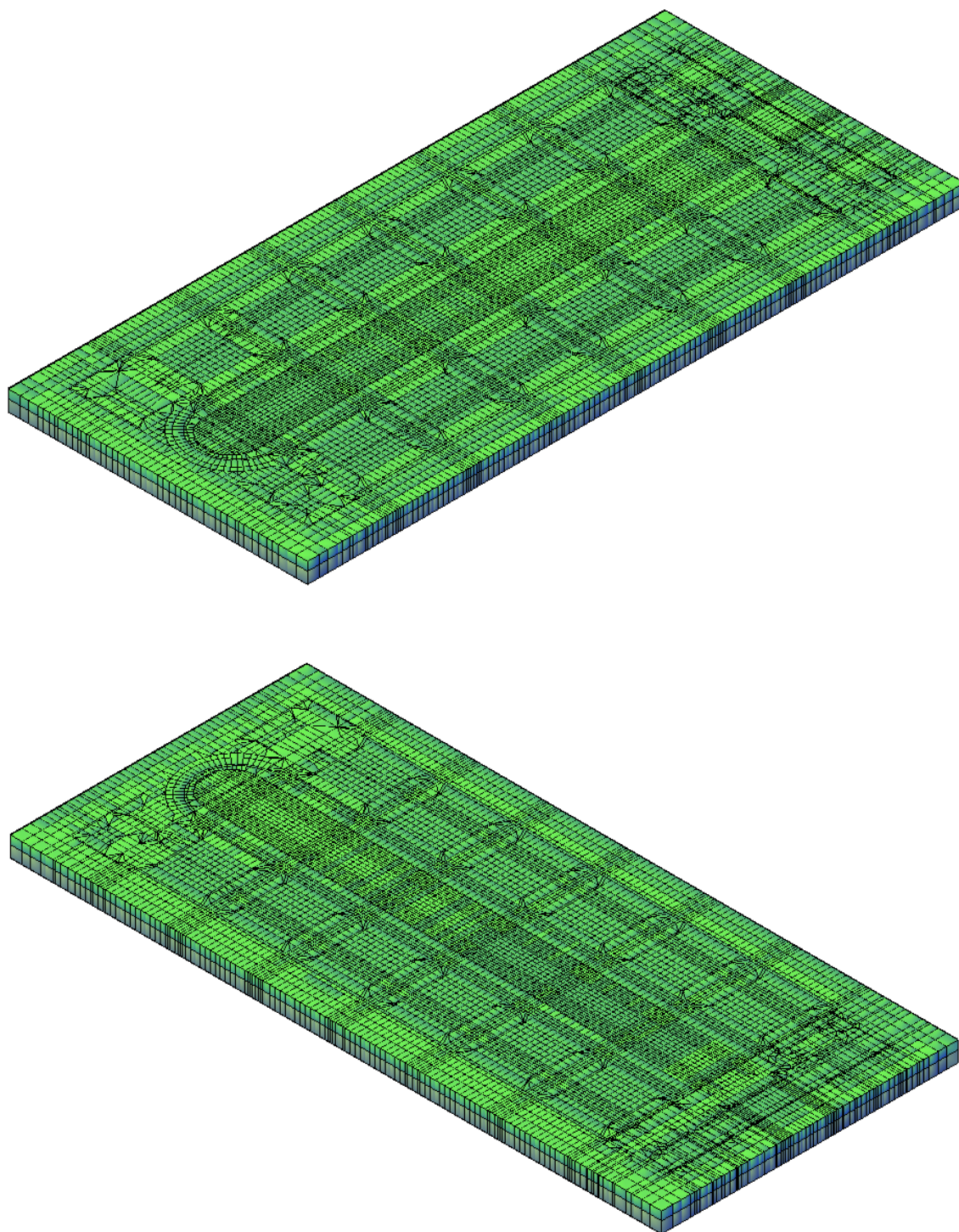


Figura 4.50. Modelo Geométrico del suelo de fundación debajo de la cimentación (Estrato 2)

De esta forma se obtuvieron 2 capas de elementos de -1.5 y 2.0 m. para el segundo estrato (debajo de la cimentación), como se observa en las figuras anteriores.



4.1.12. NUMERO DE ELEMENTOS DEL MODELO DEL SUELO DE FUNDACION DE LA CATEDRAL GENERADO

A continuación, en la **Tabla 4.3.**, se detalla el número de elementos tipo solid necesarios para la modelación del suelo de fundación:

Número de elementos tipo Solid con los que fue modelado el suelo de fundación de la Catedral	
Elemento Estructural	Número de elementos
Suelo alrededor de la Cimentación nivel 1 (segundo estrato)	858
Suelo alrededor de la Cimentación nivel 2 (segundo estrato)	858
Suelo bajo Cimentación nivel 1 (segundo estrato)	10769
Suelo bajo Cimentación nivel 2 (segundo estrato)	10769
Suelo dentro de Cimentación nivel 1 (primer estrato)	1893
Suelo dentro de Cimentación nivel 2 (segundo estrato)	1887
Suelo dentro de Cimentación nivel 3 (segundo estrato)	1887
Total de Elementos	28921

Tabla 4.3. Número de elementos utilizados para la modelación del suelo de fundación de la Catedral.

4.1.13. NUMERO TOTAL DE ELEMENTOS DEL MODELO DE LA CATEDRAL GENERADO

El número de elementos que se utilizaron para modelar la cimentación y el suelo de fundación de la catedral, se adicionaron a los de la estructura en general, dando como resultado lo expuesto en la **Tabla 4.4.**, que se exhibe a continuación:



Número de elementos tipo Solid con los que fue modelada la Catedral de la Inmaculada Concepción de Cuenca	
Elemento Estructural	Número de elementos
Número de nodos	178345
Número de elementos tipo SHELL	10020
Número de elementos tipo SOLID	135963
Total elementos tipo SHELL y SOLID:	145983

Tabla 4.4. Número Total de elementos utilizados para la modelación de la estructura, cimentación y suelo de fundación de la Catedral de Cuenca.

4.2. MODELO MATEMATICO

Las características físicas a tener en cuenta en la definición de un modelo matemático son la masa, el amortiguamiento y la rigidez de la estructura.

Un cálculo completo supone determinar la respuesta sísmica en todos los puntos de la estructura, esto es, en un número infinito de puntos, lo cual impide que se pueda dar una solución numérica al problema a resolver. En este sentido, y con el objeto de permitir el cálculo numérico, se definen los llamados modelos de respuesta dinámica con un número finito de puntos predeterminados en los cuales se pretende calcular la respuesta. Tal definición se realiza a través de una operación denominada discretización espacial.

El método utilizado para la determinación del estado tensional y deformacional de la Catedral Nueva de Cuenca, es el método de los Elementos Finitos, cuyos fundamentos se describen en detalle el **Artículo 3.2.1.** del **Capítulo III**, de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” desarrollada en el 2006, y del cual, como se menciona antes, el presente trabajo constituye su continuación.



Capítulo 5

Análisis Estructural

5.1. DETERMINACION DE LAS CARGAS E HIPOTESIS DE CARGA

Para estudiar el comportamiento dinámico de la estructura, se consideran las hipótesis de carga usuales en el diseño de edificaciones:

- Carga muerta (CM).
- Carga viva (CV).
- Carga sísmica (CS).

Las combinaciones de carga consideradas para el análisis corresponden a:

- | | |
|--|---------|
| • Hipótesis 1: Carga Muerta | (COMB1) |
| • Hipótesis 2: Carga Muerta + Carga Viva | (COMB2) |
| • Hipótesis 3: Carga Muerta + Carga Sísmica en X | (COMB3) |
| • Hipótesis 4: Carga Muerta + Carga Sísmica en Y | (COMB4) |



5.1.1. CARGA MUERTA

La carga muerta es la carga vertical debida al peso de todos los componentes estructurales y no estructurales permanentes de un edificio o estructura. Corresponden a este tipo de carga los muros, pisos, techos, equipo fijo de servicio, etc.

Para el modelo matemático de la estructura se asumió que la misma está construida en su totalidad de mampostería de ladrillo, y por tanto, la carga muerta se puede definir por el peso por unidad de volumen de este material, la cual es calculada automáticamente por el software SAP2000.

5.1.2. CARGA VIVA

La carga viva es la carga sobrepuesta por el uso y ocupación del edificio, sin incluir la carga debida al viento, la carga por movimientos sísmicos o la carga muerta, y que además debe suponerse actúa verticalmente sobre el área proyectada en un plano horizontal.

Se han considerado dos formas de este tipo:

La Primera: La acción de la lluvia y la posible acumulación de granizo en toda la planta de la estructura.

$$\text{Carga viva vertical: } CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

La Segunda: La Carga distribuida por el uso, al nivel del piso de la Catedral

$$\text{Carga viva vertical: } CV = 350 \text{ kg/m}^2$$

5.1.3. CARGA DINAMICA Y ESPECTRO DE ANALISIS

La respuesta ante cargas dinámicas se evaluó mediante el uso del Código Ecuatoriano de la Construcción.

Para la determinación del espectro de análisis, se tienen que definir los siguientes parámetros:

5.1.3.1. Zonas sísmicas y Factor de zona Z

El valor de Z es un coeficiente que considera el sitio en donde está construida la estructura. La ciudad de Cuenca, de acuerdo a un mapa que se presenta en el CEC2001 (Código Ecuatoriano de la Construcción), cae dentro de la zona sísmica II, que de acuerdo a la Tabla 5.1 le corresponde un valor de Z igual a 0.25, es decir:

$$Z= 0.25$$

Zona sísmica	I	II	III	IV
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.4

Tabla 5.1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

El factor Z representa la aceleración máxima efectiva en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

5.1.3.2. Geología local y Perfiles de suelo – Coeficientes S y Cm

El valor de S hace referencia a la influencia que tiene el tipo de suelo existente en el sitio de la construcción.



Según lo considerado en el **Artículo 3.2.6.**, del **Capítulo 3.**, en lo que respecta a la Geología Local, el espesor del estrato del suelo de apoyo no es mayor a 40m, se descarta que éste corresponda a la denominación Suelo S3 (característica particular del grupo S3).

Una de las condiciones del presente trabajo era la de modelar el suelo de fundación de la Catedral hasta alcanzar el nivel de Roca, cuya ubicación se la asume en el nivel $Z = -8.00$, con lo cual queda definido que nuestro modelo (con ISE) esta sostenido por el estrato de roca, S1.

El coeficiente S se obtiene de la **Tabla 5.2.**, en donde el coeficiente C_m está relacionado con la definición del espectro del sismo considerado.

Perfil tipo	Descripción	S	C_m
S1	Roca o suelo firme	1.0	2.5
S2	Suelos intermedios	1.2	3.0
S3	Suelos blandos y estrato profundos	1.5	2.8
S4	Condiciones especiales de suelo	2.0*	2.5

Tabla 5.2. Coeficiente de suelo S y coeficiente C_m .

En el caso de la Catedral Nueva, para suelo tipo S1, se especifica:

$$S = 1.0$$

$$C_m = 2.5$$

5.1.3.3. Tipo de uso, destino e importancia de la estructura – Coeficiente I

Para estructuras de ocupación especial, tales como una iglesia, el valor de I corresponde a 1.3 con fines de diseño. Sin embargo, siendo este un caso de análisis de una estructura ya construida, el factor I se tomará igual a la unidad, es decir:



$$I = 1$$

5.1.3.4. Factor de reducción de resistencia sísmica R

El factor R tiene su influencia en el cálculo del cortante basal y su valor viene tabulado de acuerdo a la **Tabla 5.3**.

Sistema Estructural	R
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes, de hormigón armado o de estructura de acero laminado en caliente. Sistemas de pórticos espaciales sismorresistentes de hormigón o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Estructuras con pórticos espaciales sismorresistentes y diagonales rigidizantes. Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y con muros estructurales.	8
Estructuras con vigas perdidas en las losas (losas planas) y sin muros estructurales. Estructuras con pórticos espaciales sismo resistentes en conjunto con mampostería confinada. Estructuras de acero doblado en frío. Estructuras de madera	7
Estructuras de mampostería reforzada.	4.5
Estructuras de tierra.	1.5

Tabla 5.3. Factor de reducción de resistencia sísmica R.

Para el caso de la Catedral Nueva, al ser la mampostería un material que no posee ductilidad, se tomó un valor de R igual a la unidad, es decir:

$$R = 1$$

5.1.3.5. Cálculo de la aceleración espectral – Espectro de análisis

La aceleración espectral, de acuerdo al Código Ecuatoriano de la Construcción, se define por la fórmula:

$$a = \frac{Z.I.C.g}{R} \quad (5.1)$$

En donde:

Z = Factor de zona sísmica.

I = Factor de importancia de uso de la estructura.

R = Factor de reducción de resistencia sísmica.

g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/sg².

C es un coeficiente dado por $C = \frac{1.25 \cdot S^s}{T}$ qué no debe exceder de Cm.

S = Coeficiente de suelo.

T = Periodo fundamental de la estructura.

Los parámetros finales a utilizarse en el cálculo de la aceleración espectral se presentan en la **Tabla 5.4**.

Z =	0,25
I =	1
S =	1
R =	1
Cm =	2.5

Tabla 5.4 Parámetros para la determinación de la aceleración espectral.

El grafico correspondiente a la relación C vs T (Período) se muestra en la **Figura 5.1**.

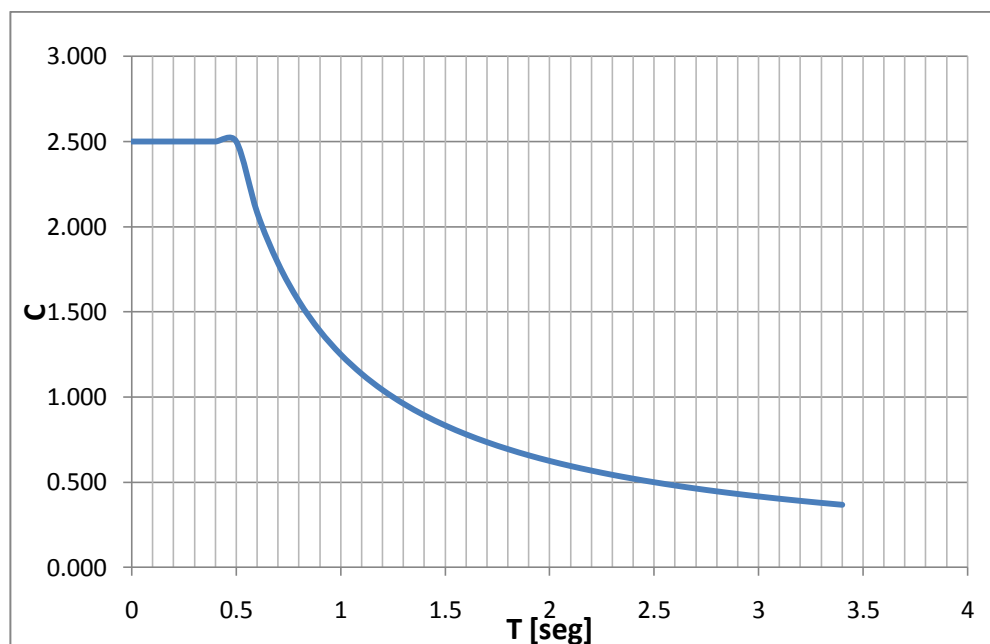


Figura 5.1. Espectro de análisis para las direcciones x y y.

Para la obtención del espectro de análisis las ordenadas de la **Figura 5.1.** deben multiplicarse por un factor X que puede calcularse de la forma:

$$X = \frac{Z.I.g}{R} = 2.4525 \quad (5.2)$$

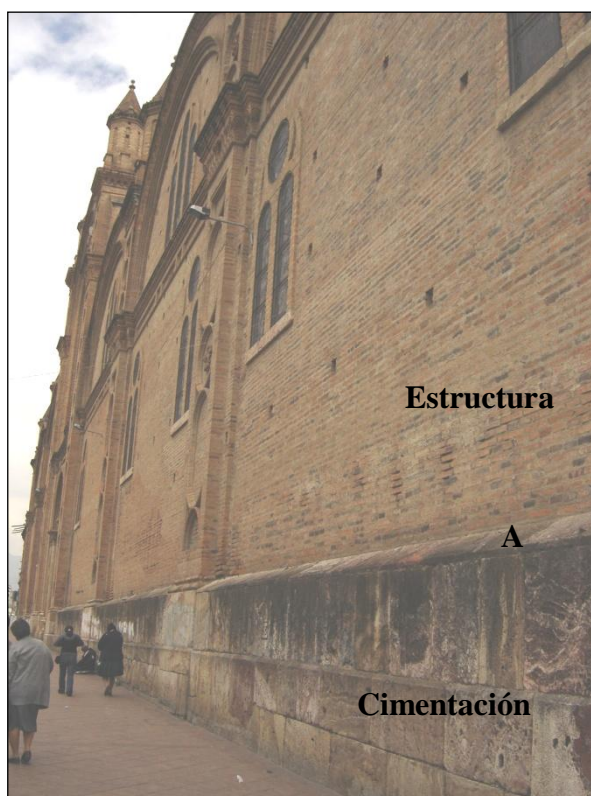
5.1.3.6. Superposición Modal Espectral

La teoría referente a La superposición modal espectral se presenta en el cuyos fundamentos se describen en detalle el **Anexo 8.**, de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” desarrollada en el 2006, y del cual, como se menciono antes, el presente trabajo constituye su continuación.

5.2. DEFINICION DE LAS CONDICIONES DE APOYO

5.2.1. DESCRIPCION DE LA CIMENTACION. UNION ESTRUCTURA - CIMIENTO

En la **Fotografía 5.1.**, el punto A constituye el nivel en donde está en la unión Estructura - Cimiento.



Fotografía 5.1. Unión Estructura - Cimiento

Se observa también en la **Fotografía 5.1.** que la estructura y los cimientos son de distinto material, la estructura es de mampostería de ladrillo en su totalidad, en tanto que los cimientos, tal como se mencionó anteriormente, están compuestos de mármol y piedra.



5.2.3. IDEALIZACION EN EL PROGRAMA SAP2000 DE LAS CONDICIONES DE APOYO; CIMENTACION-SUELO

Se ha considerado a todos estos puntos como simplemente apoyados, es decir, restringido el movimiento de la estructura en las direcciones x, y y z, y dejando libre los giros (sin empotramiento). Dicha idealización responde a los siguientes argumentos:

- 1) Restricción al desplazamiento en la dirección z (sentido vertical).- La estructura se apoya en los cimientos de tal manera que se ve impedido el movimiento vertical de la estructura.
- 2) Restricción al desplazamiento en los sentidos x e y (plano horizontal).- La fuerza vertical transmitida da lugar a una fuerza de fricción en esta sección. Dicha fuerza es la responsable de evitar los desplazamientos en las direcciones señaladas.
- 3) Posibilidad de giro y no consideración de empotramiento.- Se considera que el suelo de fundación es incapaz de proporcionar un grado considerable de empotramiento. Es por esta razón que se ha tomado en cuenta la posibilidad de giro como condición de apoyo.
- 4) Desde el punto de vista de la idealización de la estructura, ésta se modeló con elementos tipo SOLID, los cuales no tienen capacidad para resistir momentos, ello implica que al correr el modelo en el programa SAP 2000, con condiciones de apoyo de los nudos simplemente apoyados o empotrados, los resultados serán los mismos, incluido los períodos.



5.3. USO DEL SOFTWARE DE ANALISIS

5.3.1. DESCRIPCION DEL PROGRAMA

El software utilizado para el análisis del modelo es el programa SAP 2000 v.14.1.0, el mismo que requiere realizar el siguiente esquema:

1. El Preproceso, el cual prepara toda la información necesaria (geometría, condiciones de borde, cargas, etc.)
2. El Análisis, donde se desarrollan todos los cálculos.
3. El Postproceso, donde se analizan y toman decisiones en base a los resultados obtenidos en los pasos anteriores.

Sap2000 es un programa de análisis, elástico lineal y de segundo orden, que permite el análisis de estructuras por el método de los elementos finitos, a la vez que incluye un postprocesador gráfico para la presentación de resultados. De esta forma, el programa SAP2000 se ha convertido en una herramienta muy útil para todo profesional y proyecto de la ingeniería civil, ya que es un programa completamente integrado que permite la creación de modelos, la modificación, la ejecución del análisis, la optimización del diseño, y la revisión de los resultados dentro de un solo interfaz.

La utilización de software de análisis obedece al hecho de que la modelación de los diferentes sistemas estructurales es muy variable de acuerdo al tipo de estudio que se quiera realizar y de acuerdo a los resultados que se deseen obtener, de ahí que pueden ir desde el más simple modelo considerando hipótesis sencillas, hasta el modelo más avanzado y complejo tratando de reproducir matemáticamente la realidad de la estructura, esto hace necesario que el cálculo de estructuras se realice mediante programas informáticos, los cuales son cada vez más avanzados y sofisticados tratando de responder a las exigencias del análisis matemático.



5.3.2. PREPARACION DE LA INFORMACION

El primer paso para la modelación de la estructura es la determinación y generación de su geometría; en este contexto, es importante resaltar el avance de los programas de dibujo y cálculo de estructuras, los cuales incorporan un interface entre ellos que permite generar la geometría del modelo en programas de dibujo y pasarlo rápidamente al programa de cálculo para su análisis.

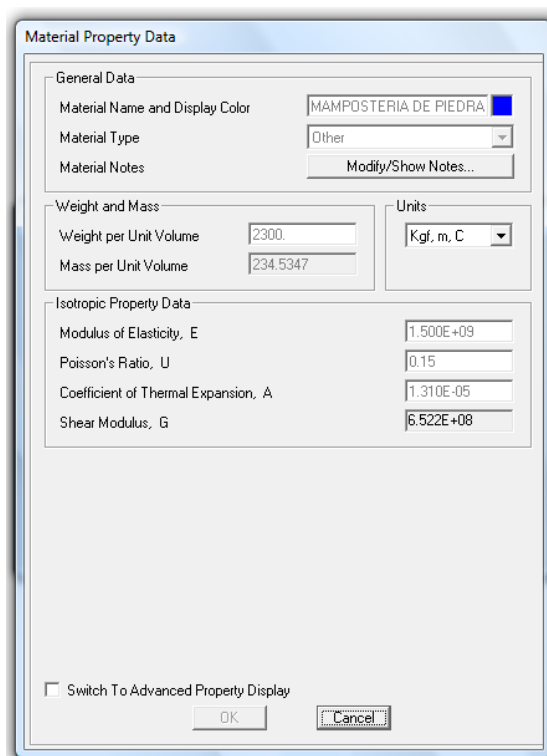
En el presente estudio se utilizó el programa AutoCAD para la discretización y realizar algunos ajustes gráficos del modelo. Para posteriormente proceder a la generación del modelo con elementos tipo Solid y Shell con la ayuda del programa.

5.3.2.1. Materiales

En el **Figura 5.2.** se muestra la pantalla del programa SAP2000 que permite la introducción de las propiedades de los materiales, en este caso de la mampostería de piedra.

5.3.2.2. Carga Dinámica

La carga dinámica se refiere al espectro especificado por el CEC; en el software de análisis, dicho espectro se define como lo muestra la **Figura 5.3.**



Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: MAMPOSTERIA DE PIEDRA

Material Type: Other

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2300

Mass per Unit Volume: 234.5347

Units: Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 1.500E+09

Poisson's Ratio, U: 0.15

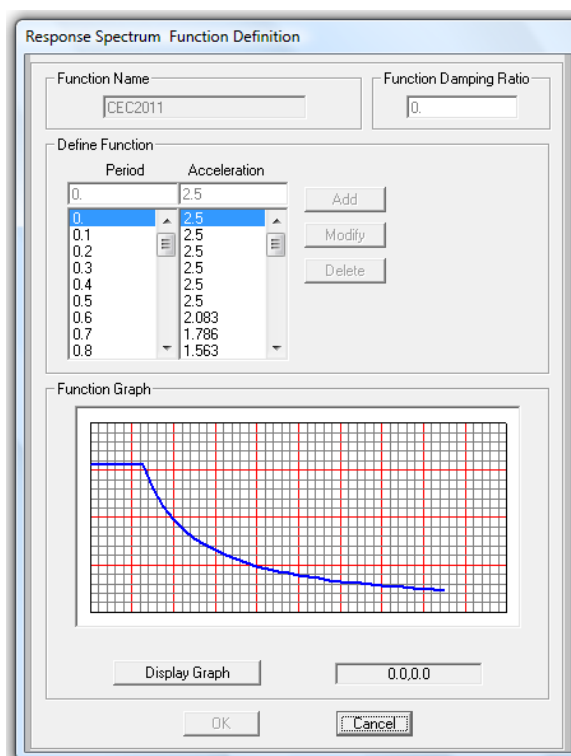
Coefficient of Thermal Expansion, A: 1.310E-05

Shear Modulus, G: 6.522E+08

☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Figura 5.2. Pantalla de las propiedades del material.



Response Spectrum Function Definition

Function Name: CEC2011

Function Damping Ratio: 0.

Define Function

Period	Acceleration
0.	2.5
0.1	2.5
0.2	2.5
0.3	2.5
0.4	2.5
0.5	2.5
0.6	2.083
0.7	1.786
0.8	1.563

Add Modify Delete

Function Graph

Display Graph

0.0,0.0

OK Cancel

Figura 5.3. Definición del Espectro.



Capítulo 6

Análisis de Resultados, Conclusiones y Recomendaciones

6.1. PERIODOS DE VIBRACION Y FACTORES DE PARTICIPACION MODAL

El CEC2001, especifica lo siguiente: [1]

“El requerimiento de que se utilicen en el análisis todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, puede satisfacerse al utilizar todos los modos que involucren la participación de una masa modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.”

Para el análisis dinámico se realizaron algunas pruebas en el programa SAP2000, con el objeto de escoger un número de períodos fundamentales de vibración tales que se alcance la condición de una participación modal de al menos el 90% de la masa total de la estructura. En la **Tabla 6.1.** se presenta dichos resultados.



Núm. De Periodos	Factor de Participación Modal		
	UX [%]	UY [%]	RZ [%]
1	18	0	2
3	18	26	29
6	47	33	37
12	72	57	65
25	76	74	68
50	77	77	70
100	78	78	73
200	81	83	81
400	86	87	86

TABLA 6.1 Número de periodos de vibración vs. Factor de participación modal

Como se aprecia, a partir de cierto número de periodos de vibración (según la dirección), el incremento del porcentaje de participación modal es muy pequeño con un aumento considerable del número de períodos. Al ser prácticamente imposible llegar al porcentaje especificado por la norma, se decidió para los propósitos de la presente tesis el trabajar con 400 períodos de vibración. Cabe anotar que el tiempo que tomó el programa para obtener los 400 períodos de vibración fue de 60 horas, aspecto que fue determinante en la decisión del número de períodos de vibración a adoptar en el análisis.

En las **Tablas 6.2., 6.3., y 6.4.** se muestran los 10 primeros períodos de vibración de la estructura, así como el factor de participación modal para cada uno de ellos en las direcciones longitudinal, transversal y giro en el eje Z (UX, UY y RZ, respectivamente); para cada modelo considerado; sin ISE, con ISE (utilizando parámetros estáticos del suelo) y con ISE (utilizando parámetros dinámicos del suelo), respectivamente. Se aprecia que a partir del modo de vibración N° 7 la suma de los factores de participación modal se incrementa muy lentamente.

En tonalidad sombreada se muestran los períodos de vibración con mayor factor de participación modal, es decir, los períodos de vibración preponderantes.

En la **Tabla 6.1.** se muestra la suma de los factores de participación modal, obtenidos con los 400 modos de vibración, en cada una de las direcciones de interés.

Periodos y Frecuencias de Vibración, Factores de Participacion Modal [Modelo sin ISE]								
Modo	Periodo	Frecuencia	Factores de Participacion Modal			Suma de Factores de Participacion Modal		
	[Seg]	[Hz]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.400	2.500	0.30012	0.00012	0.02569	0.30012	0.00012	0.02569
2	0.360	2.781	0.00281	0.05344	0.03161	0.30293	0.05355	0.05730
3	0.310	3.226	0.00001	0.48184	0.44141	0.30294	0.53540	0.49871
4	0.293	3.418	0.00012	0.00013	0.06121	0.30306	0.53553	0.55992
5	0.274	3.654	0.25850	0.00075	0.02329	0.56155	0.53628	0.58321
6	0.251	3.985	0.00012	0.04121	0.00003	0.56167	0.57749	0.58324
7	0.246	4.070	0.01341	0.00035	0.00163	0.57508	0.57784	0.58486
8	0.242	4.131	0.00193	0.00000	0.00028	0.57700	0.57784	0.58514
9	0.236	4.240	0.00001	0.01636	0.00436	0.57701	0.59420	0.58950
10	0.222	4.510	0.00005	0.00252	0.00002	0.57706	0.59672	0.58952

Tabla 6.2. Períodos de vibración y factor de participación modal. (Modelo sin ISE).

Periodos y Frecuencias de Vibración, Factores de Participacion Modal [Modelo con ISE] [con Parámetros Estáticos del Suelo]								
Modo	Periodo	Frecuencia	Factores de Participacion Modal			Suma de Factores de Participacion Modal		
	[Seg]	[Hz]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.443	2.259	0.24029	0.00013	0.02324	0.24029	0.00013	0.02324
2	0.394	2.539	0.00099	0.23340	0.23440	0.24128	0.23352	0.25764
3	0.355	2.818	0.00036	0.19170	0.19170	0.24163	0.42523	0.44934
4	0.333	3.005	0.00004	0.00888	0.03395	0.24167	0.43411	0.48329
5	0.293	3.409	0.19210	0.00039	0.01750	0.43377	0.43451	0.50079
6	0.273	3.668	0.00125	0.02935	0.00012	0.43502	0.46385	0.50090
7	0.257	3.891	0.01242	0.00002	0.00124	0.44744	0.46387	0.50214
8	0.251	3.987	0.00026	0.00002	0.00004	0.44770	0.46388	0.50218
9	0.243	4.122	0.00001	0.00808	0.00316	0.44771	0.47197	0.50534
10	0.228	4.390	0.00005	0.00056	0.00003	0.44776	0.47253	0.50536

Tabla 6.3. Períodos de vibración y factor de participación modal. (Modelo con ISE; Parámetros estáticos del suelo).

Periodos y Frecuencias de Vibración, Factores de Participación Modal [Modelo con ISE] [con Parámetros Dinámicos del Suelo]								
Modo	Periodo	Frecuencia	Factores de Participación Modal			Suma de Factores de Participación Modal		
	[Seg]	[Hz]	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.411	2.435	0.18050	0.00007	0.01701	0.18050	0.00007	0.01701
2	0.366	2.734	0.00142	0.04517	0.03383	0.18192	0.04524	0.05085
3	0.321	3.120	0.00000	0.27508	0.28086	0.18193	0.32032	0.33171
4	0.301	3.320	0.00005	0.00028	0.03878	0.18197	0.32060	0.37049
5	0.277	3.605	0.15019	0.00040	0.01447	0.33216	0.32100	0.38496
6	0.255	3.918	0.00016	0.02458	0.00001	0.33232	0.34557	0.38497
7	0.249	4.013	0.00748	0.00020	0.00098	0.33980	0.34577	0.38595
8	0.245	4.079	0.00052	0.00000	0.00007	0.34032	0.34577	0.38603
9	0.238	4.210	0.00000	0.00963	0.00270	0.34032	0.35540	0.38873
10	0.223	4.477	0.00005	0.00149	0.00003	0.34037	0.35689	0.38876

Tabla 6.4. Períodos de vibración y factor de participación modal. (Modelo con ISE; Parámetros dinámicos del suelo)

En la **Tabla 6.5.** se puede ver la variación entre los periodos preponderantes de los 3 modelos, observando que bajo condiciones estáticas de las características mecánicas del suelo, se produce una gran variación, aumentando un 11% en el sentido longitudinal, y un 27% en el transversal y vertical. Mientras que para condiciones dinámicas, la variación fue del 3% en todos los sentidos.

Comparación de Periodos Preponderantes entre Modelos								
Modo	Periodo	UX	Variación	UY	Variación	RZ	Variación	Modelo
	[Seg]		%		%		%	
1	0.400	0.30012	100					Sin ISE
3	0.310			0.48184	100			
3	0.310					0.44141	100	
1	0.443	0.24029	111					Con ISE Para. Est.
3	0.394			0.23340	127			
3	0.394					0.23440	127	
1	0.411	0.18050	103					Con ISE Para. Din.
3	0.321			0.27508	103			
3	0.321					0.28086	103	

Tabla 6.5. Comparación entre modelos de sus Periodos Preponderantes.



Por lo anteriormente descrito, se comprobó la recomendación bibliográfica [8] de que bajo condiciones de carga estática se realice la modelación de las características mecánicas del suelo con parámetros estáticos, mientras que para análisis sísmicos se la realice con parámetros dinámicos; modalidad que fue adoptada en el presente trabajo para el análisis estructural de la catedral según sea el caso de combinación de carga.

Mediante un acelerógrafo tipo ETNA se obtuvo la respuesta dinámica de la estructura ante vibración ambiental, determinándose los períodos de vibración más importantes y que se muestran en la **Tabla 6.6.** (Ver Anexo 6., de la Tesis de Grado: “Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca” desarrollada en el 2006)

Si se comparan las **Tablas 6.5.** y **6.6.**, se observa que los resultados referentes a los períodos de vibración preponderantes son muy semejantes o se mantienen dentro del rango, aquello es un indicador de que los modelos geométricos utilizados para el análisis así como las características mecánicas adoptadas para las mamposterías (ladrillo y cal para la estructura, piedra y cal para la cimentación), y las del suelo de fundación (según la condición de carga) son adecuadas, lo cual se consiguió luego de varios análisis y calibraciones de las condiciones de apoyo y de las propiedades mecánicas de los materiales que componen la estructura, cimentación y suelo de fundación de la catedral.

Dirección	Frecuencia Preponderante [Hz]	Periodo Preponderante [Seg]
Dirección longitudinal UX	2,7 5.7	0,370 0.175
Dirección transversal UY	3,2	0,313

Tabla 6.6. Períodos de vibración preponderantes de la Catedral Nueva de acuerdo a la instrumentación realizada en la misma.



Se analizan en la siguiente sección los esfuerzos máximos producidos en la estructura de la iglesia para cada una de las hipótesis de carga analizada.

6.2. ESFUERZOS MÁXIMOS Y SECCIONES CRÍTICAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Es necesario recordar que para realizar este análisis, se consideraron dos modelos diferentes; en el primero, en el cual se realizó el análisis estructural bajo condiciones de carga muerta (COMB 1), se modelaron las características mecánicas del suelo considerando sus parámetros estáticos, mientras que en el segundo, en el que se hizo el análisis estructural bajo condiciones de carga sísmica (espectros), se utilizaron parámetros dinámicos para estas.

Para una mejor comprensión de las descripciones de esfuerzos, se presenta las siguientes definiciones.

Esfuerzos S11: Esfuerzos normales de compresión o tracción, que son paralelos al eje longitudinal de la iglesia.

Esfuerzos S22: Esfuerzos normales de compresión o tracción, que son paralelos al eje transversal de la iglesia.

Esfuerzos S33: Esfuerzos verticales de compresión o tracción.

Esfuerzos S12: Para elementos tipo SOLID, es un esfuerzo de corte que actúa en el plano normal al eje 1 y en dirección hacia el eje 2. Para elementos tipo SHELL es un esfuerzo de corte que actúa en el plano que forman los ejes 1 y 2.

Esfuerzos S13: Es un esfuerzo de corte que actúa en el plano normal al eje 1 y en dirección hacia el eje 3.

Esfuerzos S23: Es un esfuerzo de corte que actúa en el plano normal al eje 2 y en dirección hacia el eje 3.

El significado de los esfuerzos de corte S21, S31 y S32 se corresponde con las tres últimas definiciones. Cabe resaltar que de acuerdo a la teoría de la Elasticidad, se cumplen las siguientes relaciones:

$$S12 = S21$$

$$S13 = S31$$

$$S23 = S32$$

Adicionalmente se menciona que en la descripción de esfuerzos en las cúpulas altas, éstos se referirán a la mampostería de unión de la estructura cilíndrica con los pórticos de apoyo.

Para dicho análisis se tomará como referencia los ejes mostrados en la **Figura 6.1.**

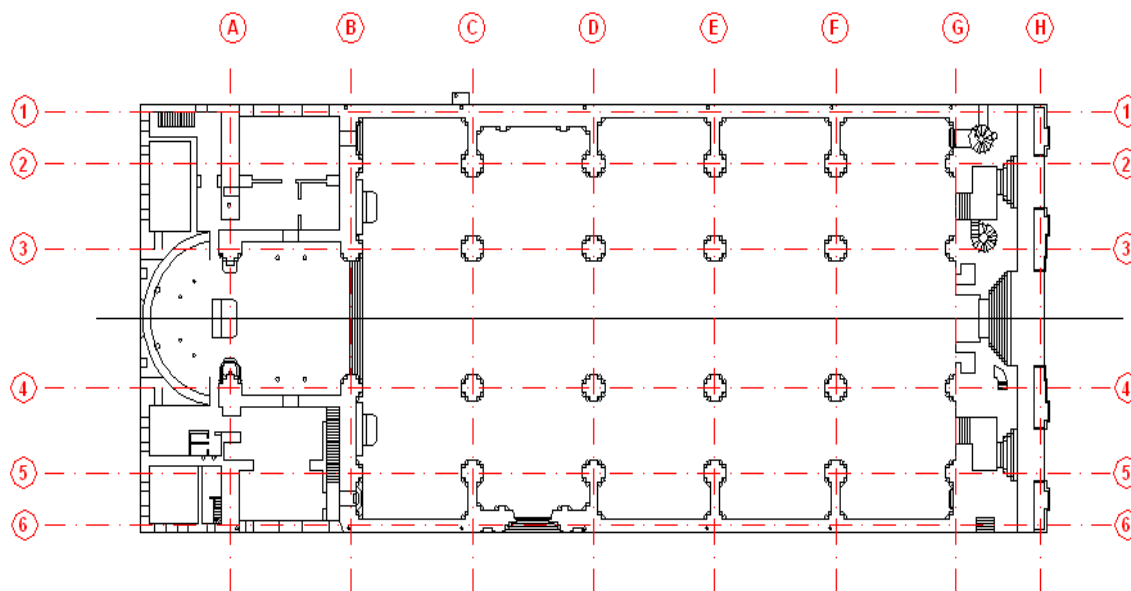


Figura 6.1. Distribución espacial de pórticos

6.2.1. ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA: CM

6.2.1.1. BASE

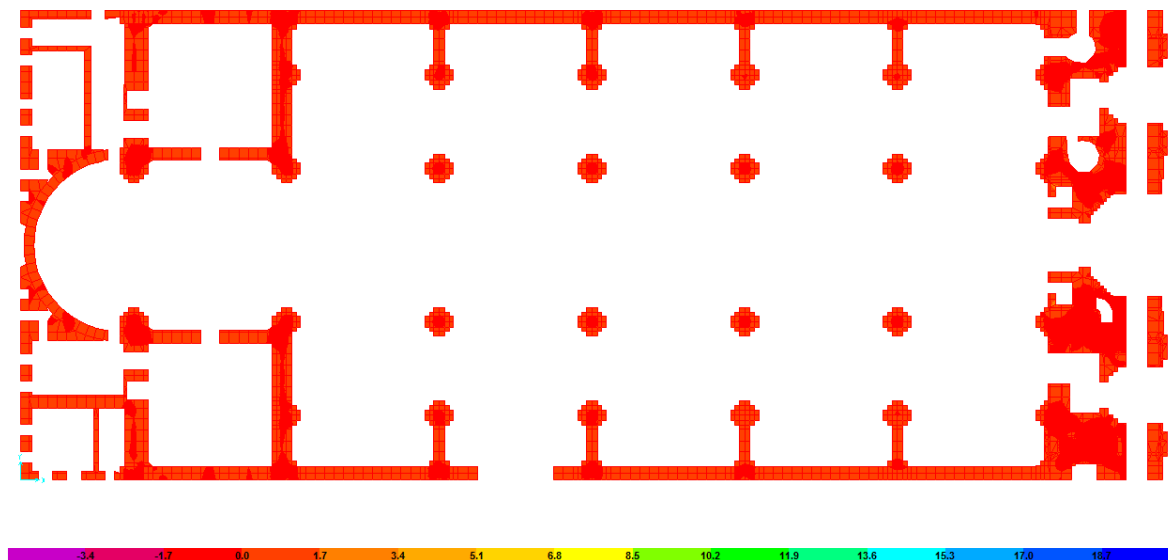
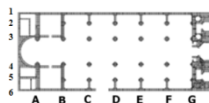


Figura 6.2. Esfuerzos SMax (Comb1) en la Base.

Por **Figura 6.2.** Se tiene que los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.85 kgf/cm², estando localizados en la base de las Torres, a la altura de las columnas G3 y G4.

Según la **Figura 6.3.** los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, llegan a 14.45 kgf/cm², y actúan en las columnas interiores C3, C4, D3 y D4, además de presentarse en la base frontal de las Torres.

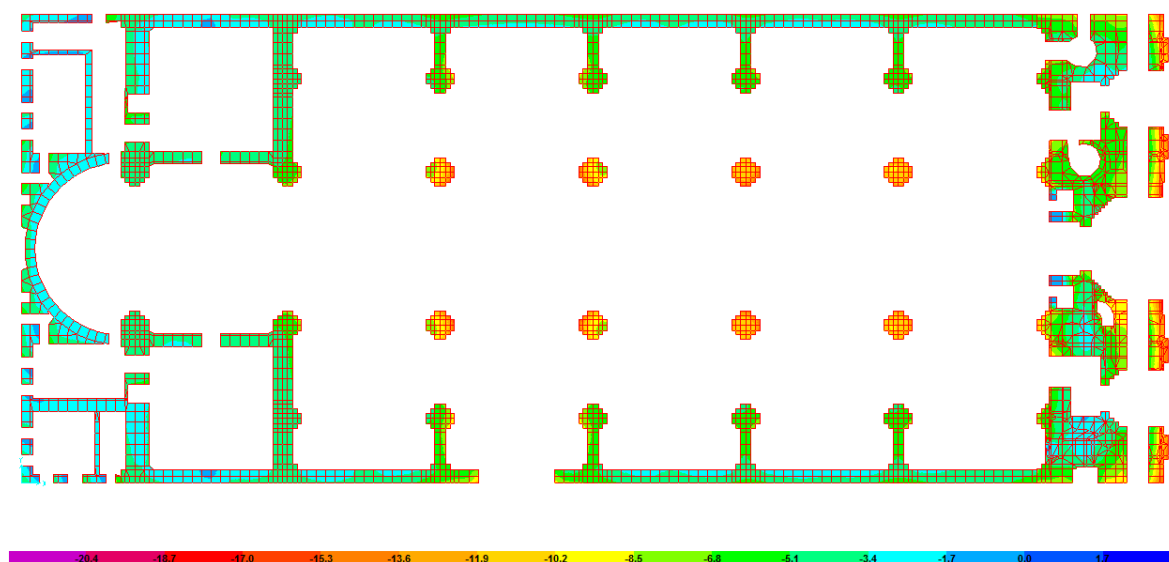


Figura 6.3. Esfuerzos SMin (Comb1) en la Base.

6.2.1.2. PORTICOS LONGITUDINALES

6.2.1.2.1. PORTICO LONGITUDINAL 1

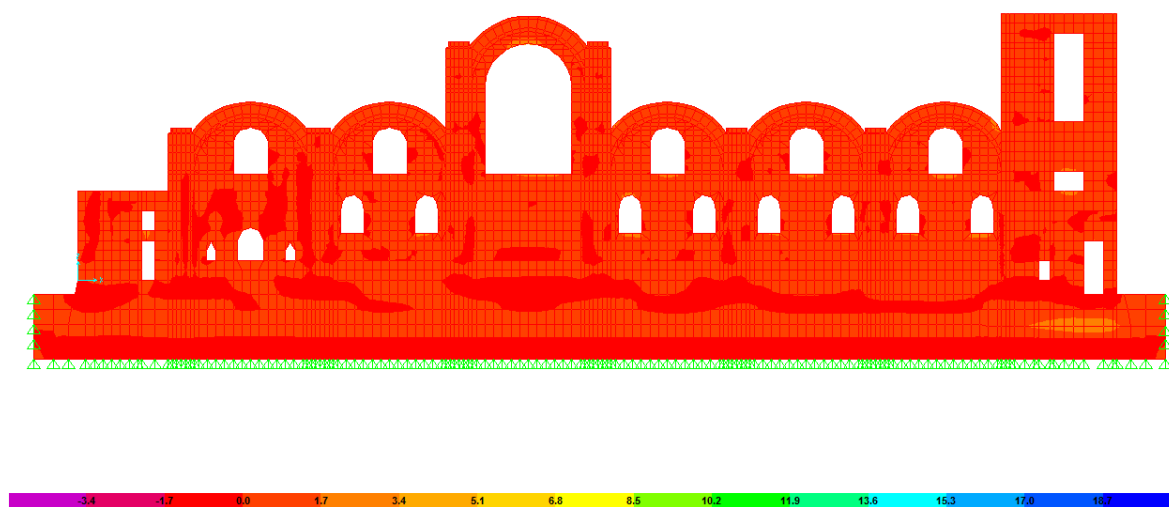


Figura 6.4. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 1.

En la **Figura 6.4.** se puede observar que los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 2.55 kgf/cm²,

estando localizados en el perímetro inferior y superior de las ventanas comprendidas en los claros BC, CD, DE, EF, FG.

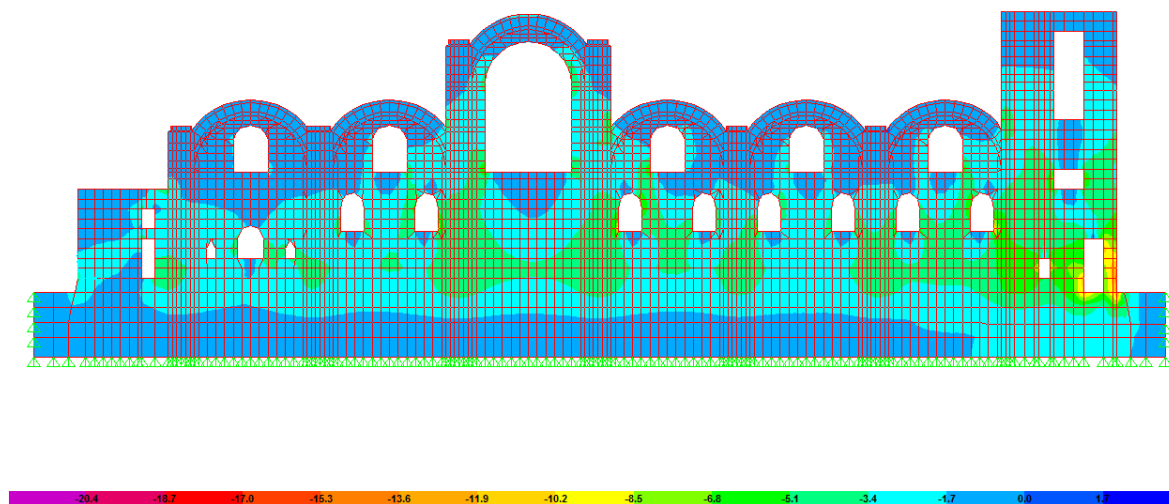


Figura 6.5. Esfuerzos SMin (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 1.

Según la **Figura 6.5.** los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.65 kgf/cm², los cuales actúan en el perímetro inferior derecho de la ventana inferior derecha del claro FG, en la cercanía de las Torres.

6.2.1.2.2. PORTICO LONGITUDINAL 3



En la **Figura 6.6.** se puede observar que los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 4.25 kgf/cm², estando localizados en el intradós de la contraclave de los arco de los claros BC y DE.

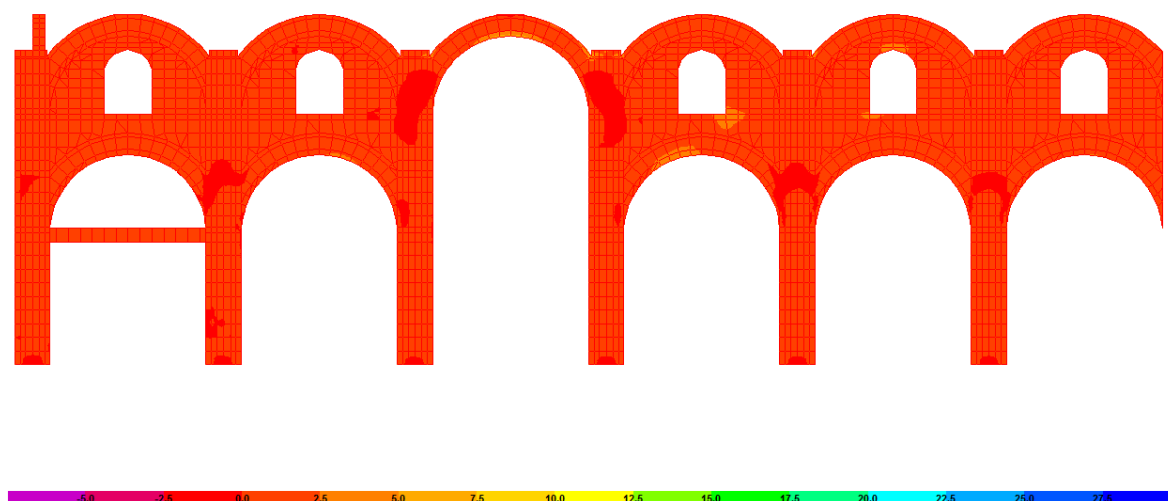


Figura 6.6. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 3.

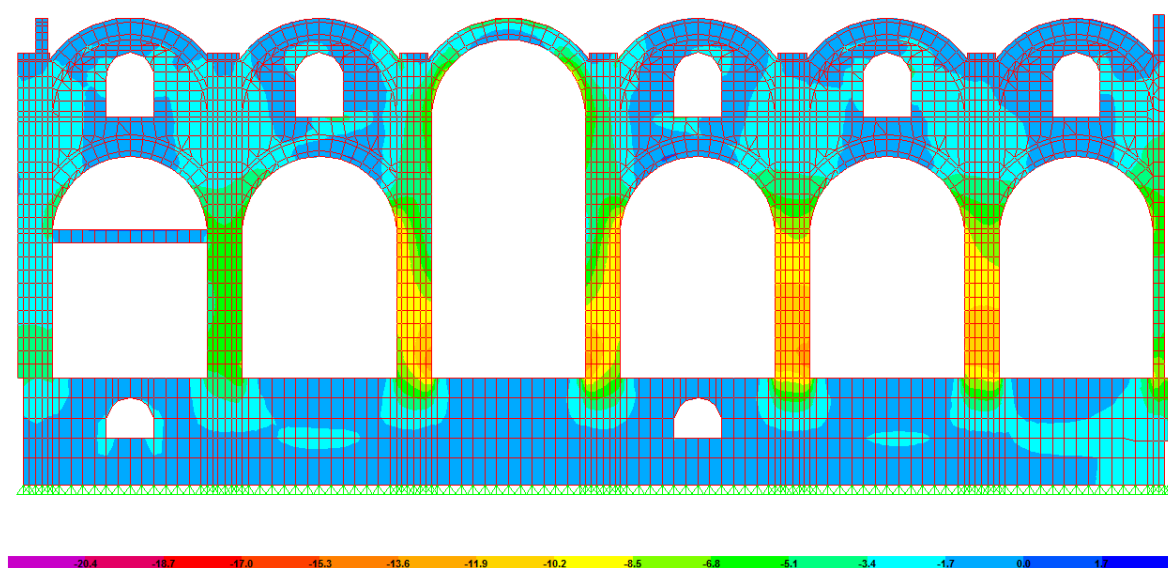


Figura 6.7. Esfuerzos SMin (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 3.

Según la **Figura 6.7.** los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 12.75 kgf/cm², los cuales actúan en las bases de las columnas C, D y E.

6.2.1.2.3. PORTICO LONGITUDINAL 4

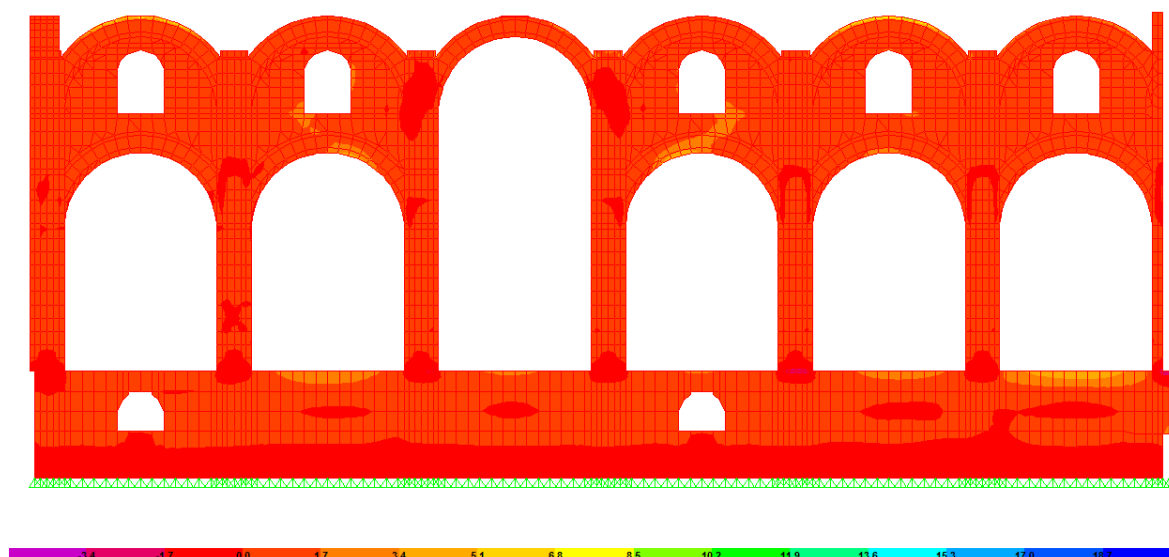


Figura 6.8. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 4.

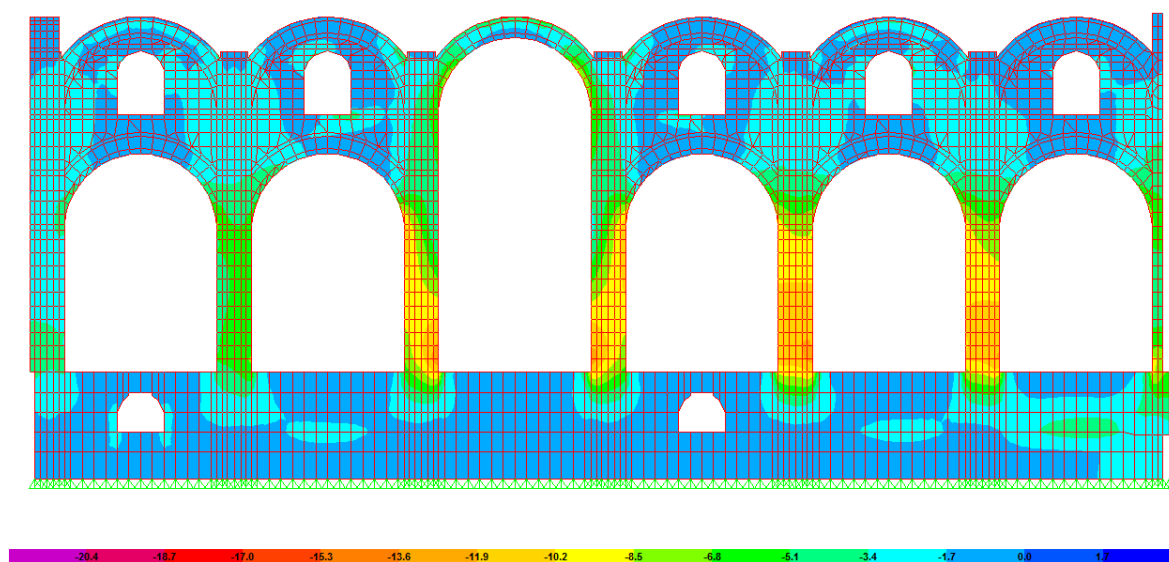


Figura 6.9. Esfuerzos Smin (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 4.

Como se puede observar en las figuras anteriores, la magnitud de los esfuerzos de compresión y tracción en este pórtico es similar al pórtico longitudinal 3.

6.2.1.2.4. PORTICO LONGITUDINAL 6

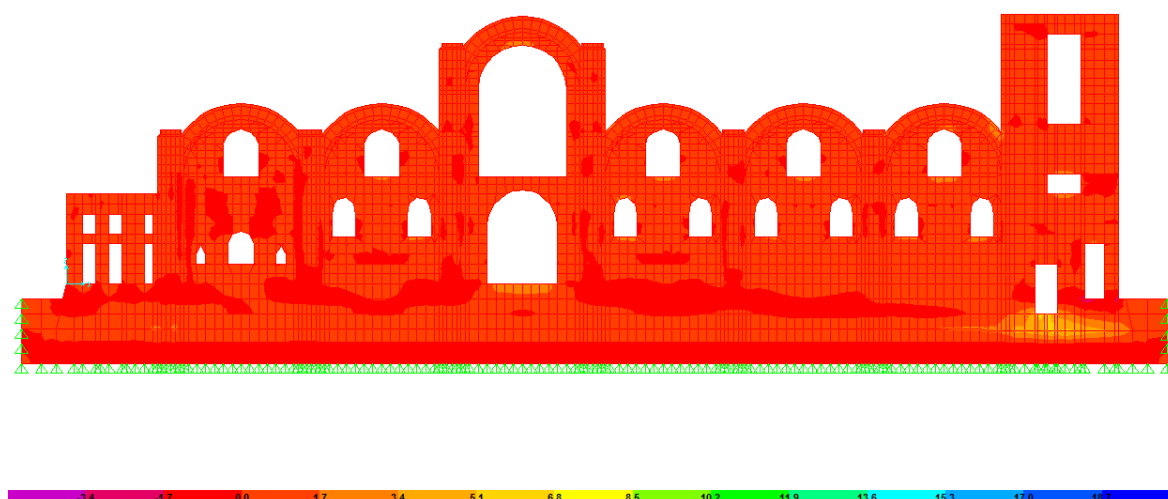


Figura 6.10. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 6.

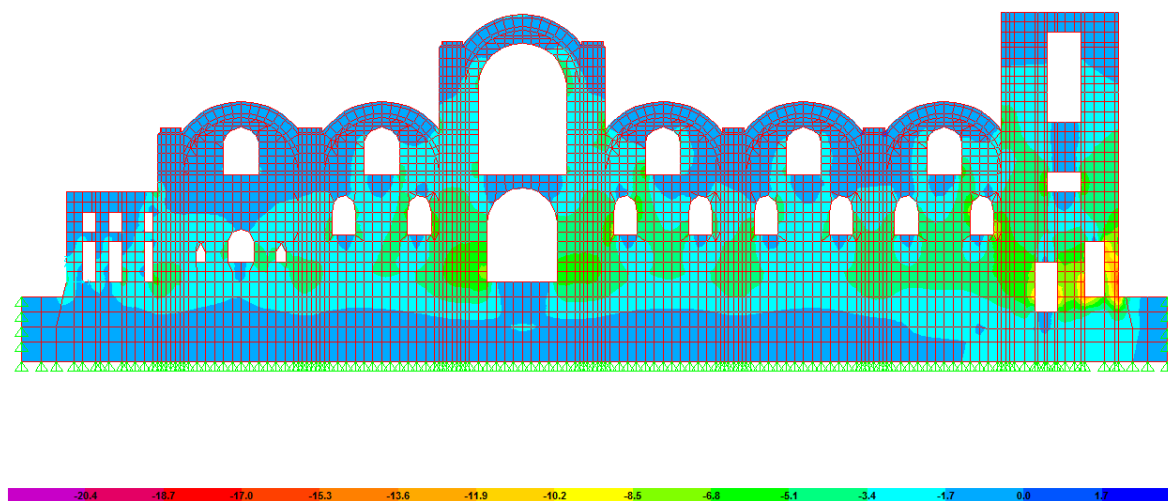


Figura 6.11. Esfuerzos SMin (Comb1) en el Pórtico Longitudinal 6.

Como se puede observar en las figuras anteriores, la magnitud de los esfuerzos de tracción y compresión en este pórtico es similar al pórtico longitudinal 1.

6.2.1.3. PORTICOS TRANSVERSALES

6.2.1.3.1. PORTICO TRANSVERSAL A

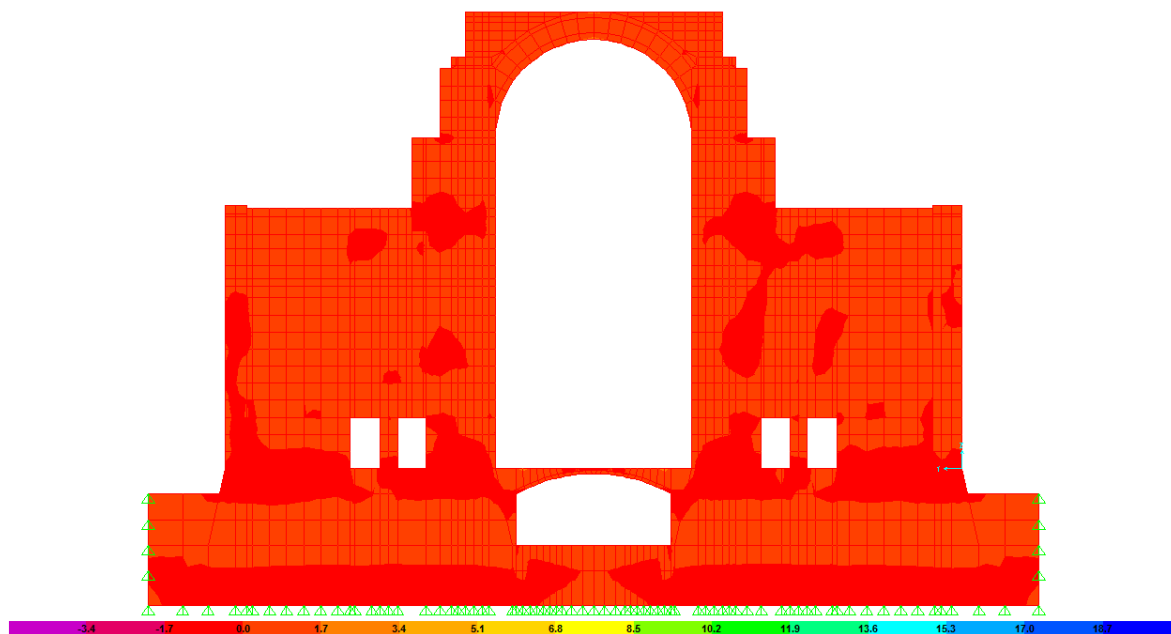
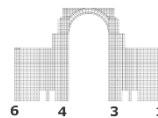


Figura 6.12. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Transversal A.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.85 kgf/cm², los cuales actúan en casi toda la sección a excepción de su base.

En la **Figura 6.13.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 5.95 kgf/cm², los cuales actúan en mayor intensidad en el intradós de las dovelas del arco central.

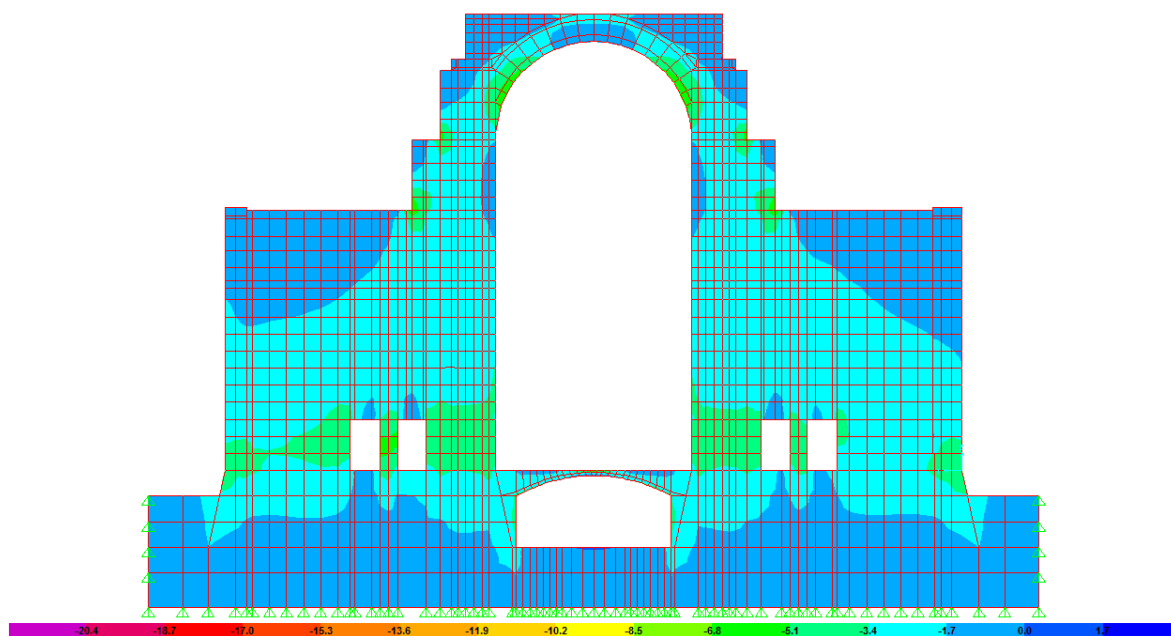


Figura 6.13. Esfuerzos S_{min} (Comb1) en el Pórtico Transversal A.

6.2.1.3.2. PÓRTICO TRANSVERSAL B

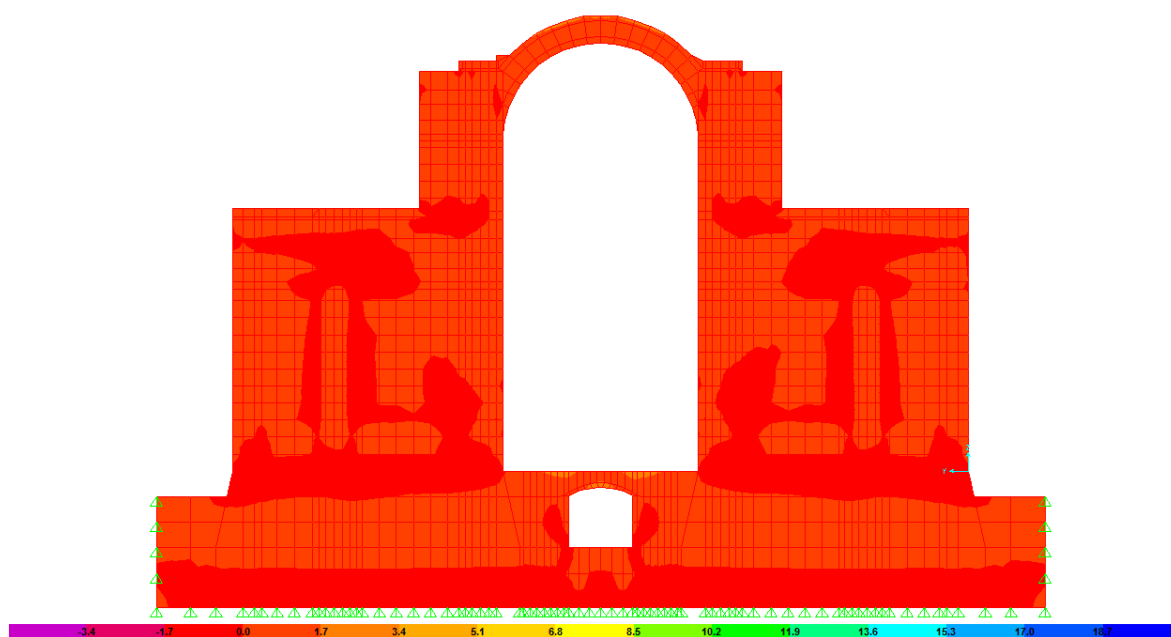
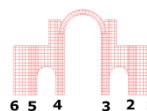


Figura 6.14 Esfuerzos S_{max} (Comb1) en el Pórtico Transversal B.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.85 kgf/cm^2 , los cuales actúan en la mayor parte de la sección de este pórtico, exceptuando su base.

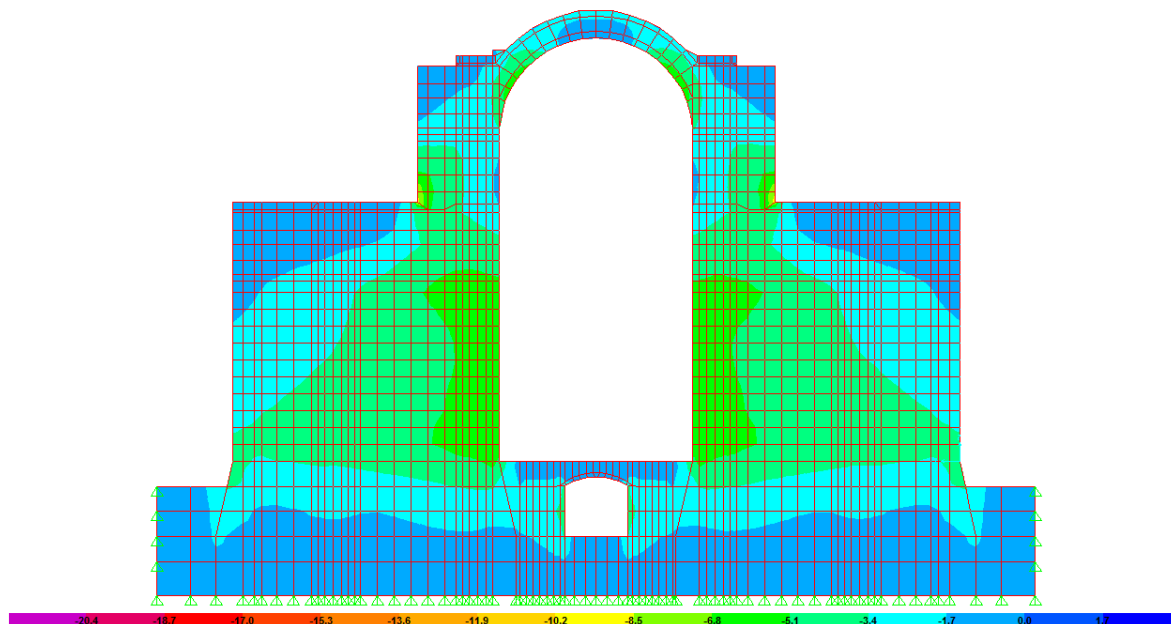
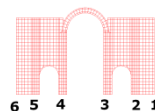


Figura 6.15. Esfuerzos S_{min} (Comb1) en el Pórtico Transversal B.

En la **Figura 6.15.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.65 kgf/cm^2 , los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, en el intradós de las dovelas del arco central, así como en las columnas B3 y B4, desde su altura media hasta su base.

6.2.1.3.3. PORTICO TRANSVERSAL C



Como se observa en la Figura a continuacion, los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 4.25 kgf/cm^2 , los cuales actúan en el intradós de la clave de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2.

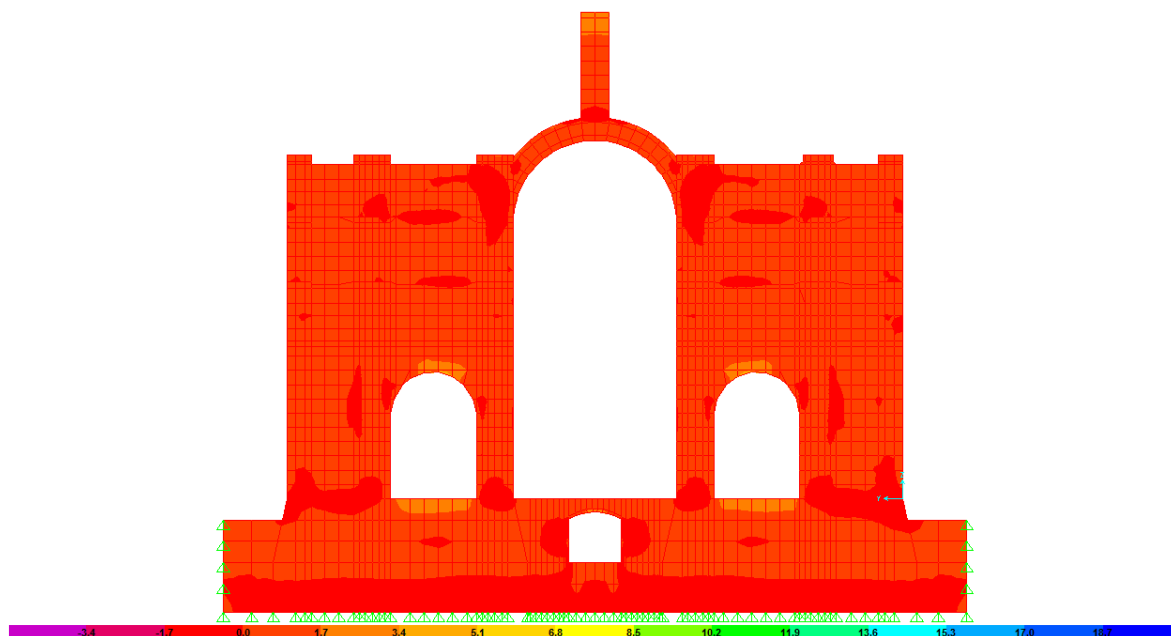


Figura 6.16. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Transversal C.

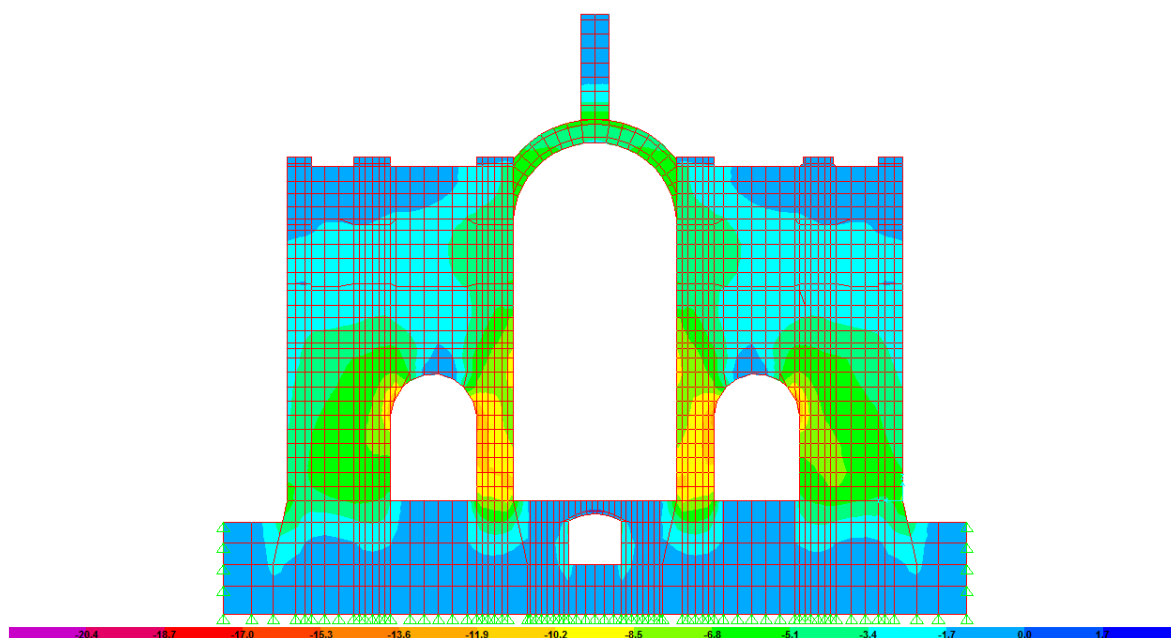


Figura 6.17. Esfuerzos Smin (Comb1) en el Pórtico Transversal C.

En la **Figura 6.17**, se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 12.75 kgf/cm², los cuales se presentan en mayor proporción en el intradós del salmer de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2.

6.2.1.3.4. PORTICO TRANSVERSAL D

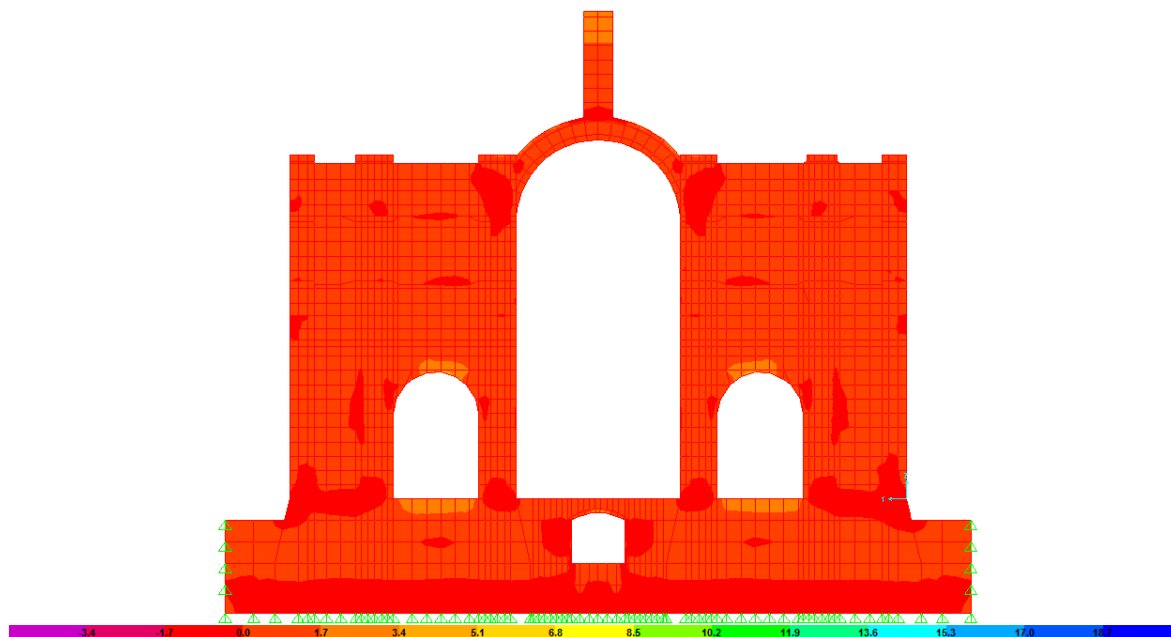
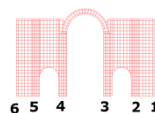


Figura 6.18. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Transversal D.

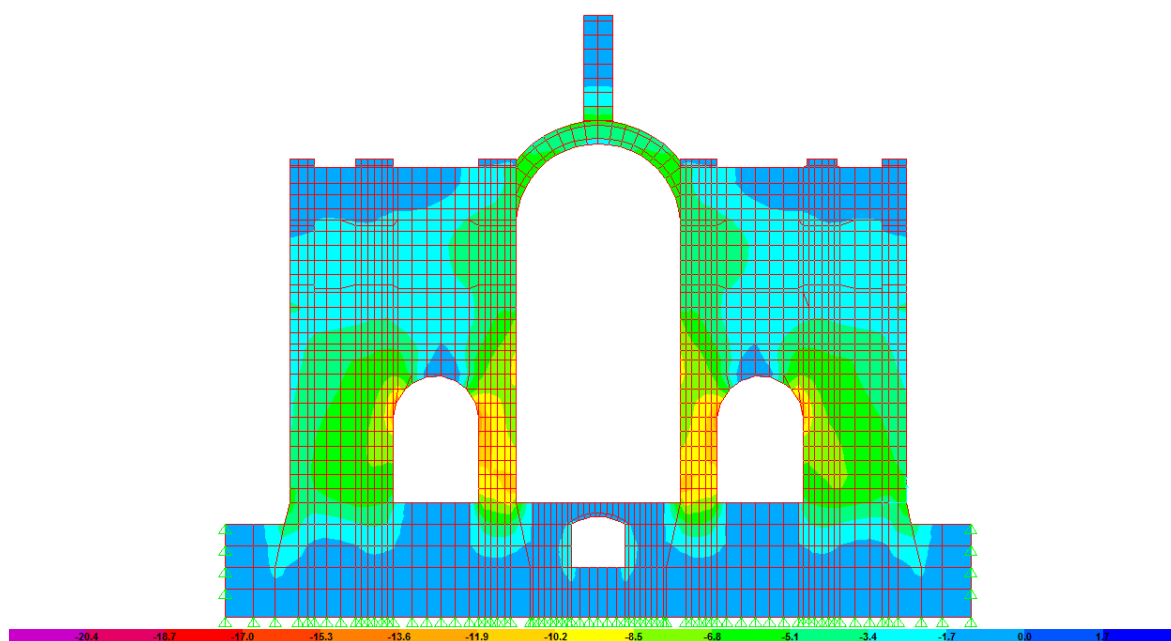


Figura 6.19. Esfuerzos Smin (Comb1) en el Pórtico Transversal D.

Como se puede observar en las **Figuras 6.18.** y **6.19.**, la magnitud de los esfuerzos de tracción y compresión en este pórtico es similar al pórtico transversal C.

6.2.1.3.5. PORTICO TRANSVERSAL E

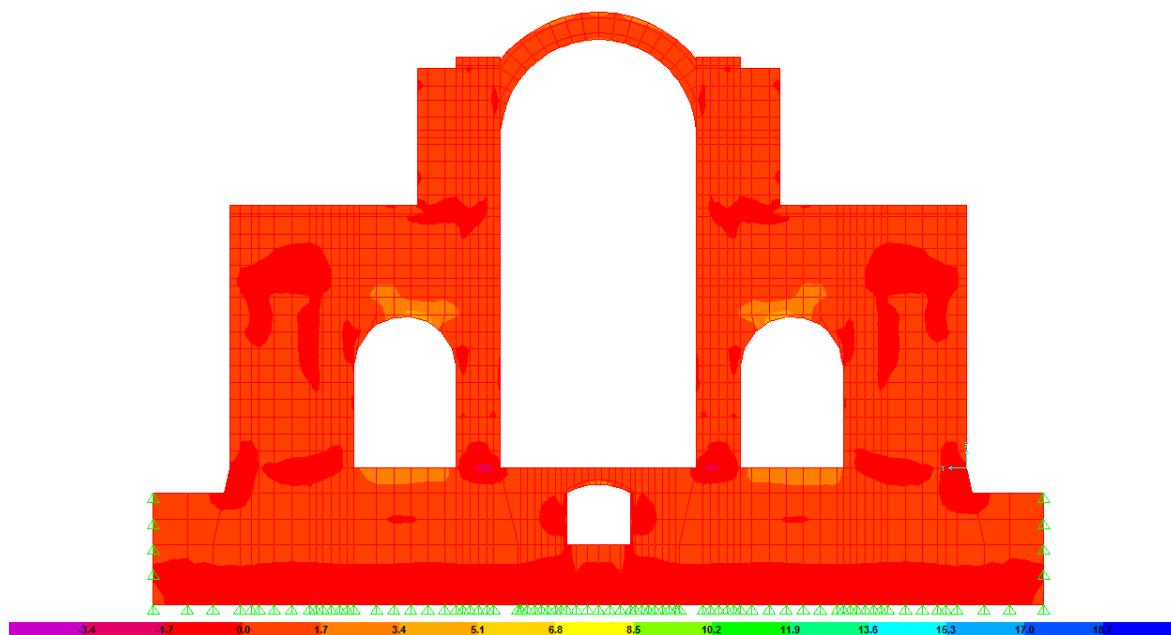
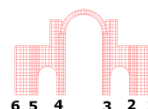


Figura 6.20. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Transversal E.

La **Figura 6.20.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, los que alcanzan los 5.95 kgf/cm² y actúan en el intradós de la clave de los arcos de los vanos 5-4, 3-2.

En la **Figura 6.21.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan 14.45 kgf/cm², los cuales se presentan en mayor proporción en el intradós del salmer de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2.

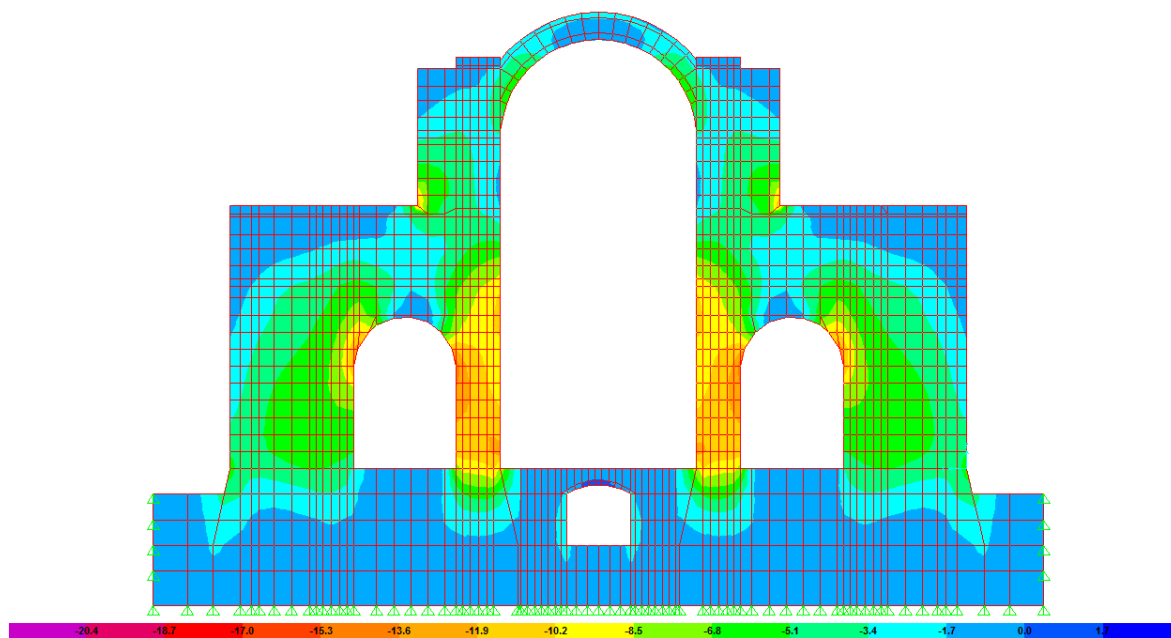


Figura 6.21. Esfuerzos Smin (Comb1) en el Pórtico Transversal E.

6.2.1.3.6. PORTICO TRANSVERSAL F

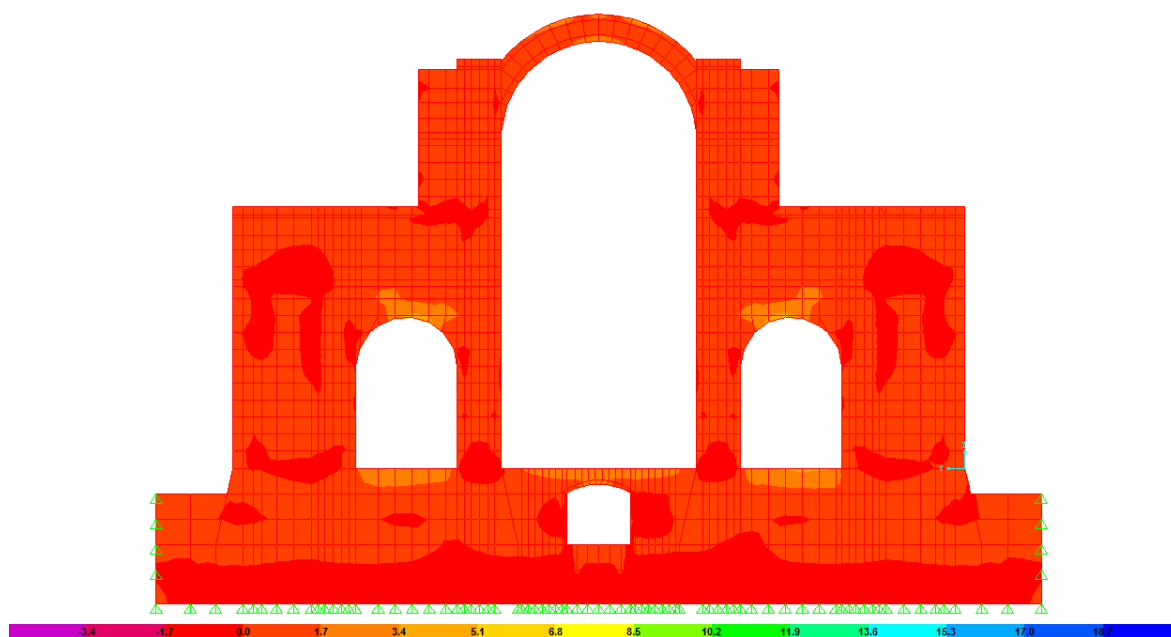
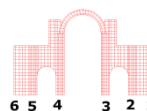
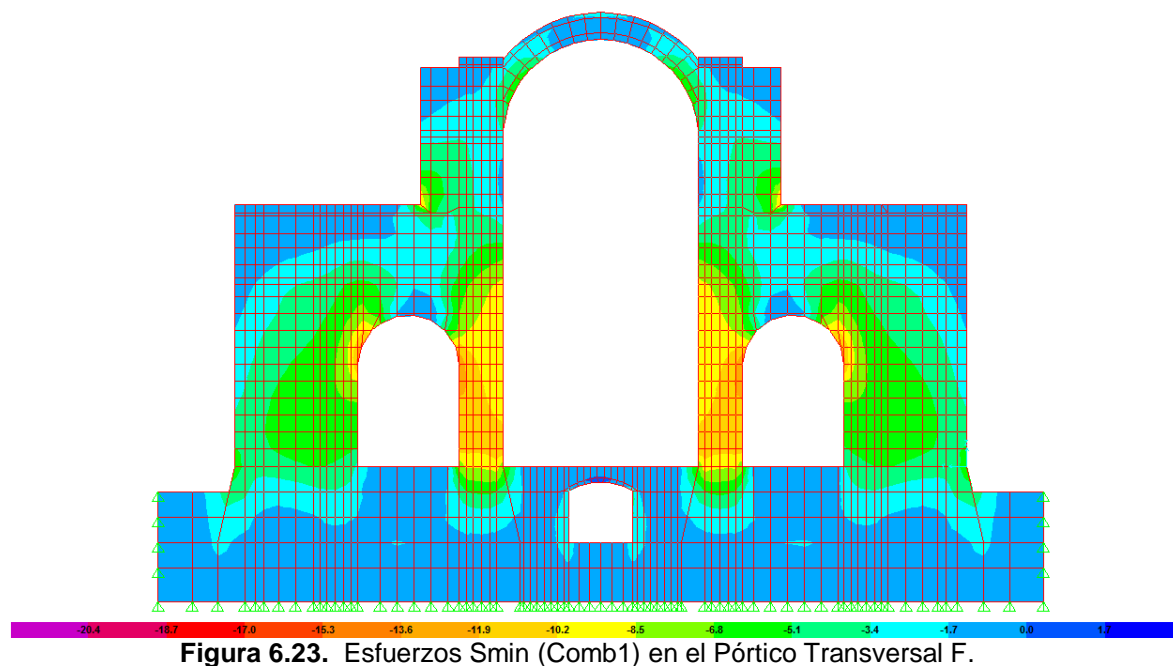
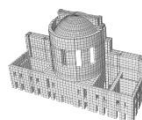


Figura 6.22. Esfuerzos Smax (Comb1) en el Pórtico Transversal F.

La **Figura 6.22.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 4.25 kgf/cm² y actúan en el intradós de la clave de los arcos de los vanos 5-4, 3-2.



En la **Figura 6.23.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 12.75 kgf/cm² y actúan en el intradós del salmer de los arcos de los vanos 5-4, 3-4.



6.2.1.4. SECCION POSTERIOR

La **Figura 5.24.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 2.55 kgf/cm² y actúan en el perímetro superior de las ventanas de la estructura cilíndrica.

En la **Figura 6.25.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzando los 4.25

kgf/cm², los cuales actúan en la base de la estructura cilíndrica que soporta a la cúpula de la sección posterior, y en su propia base.

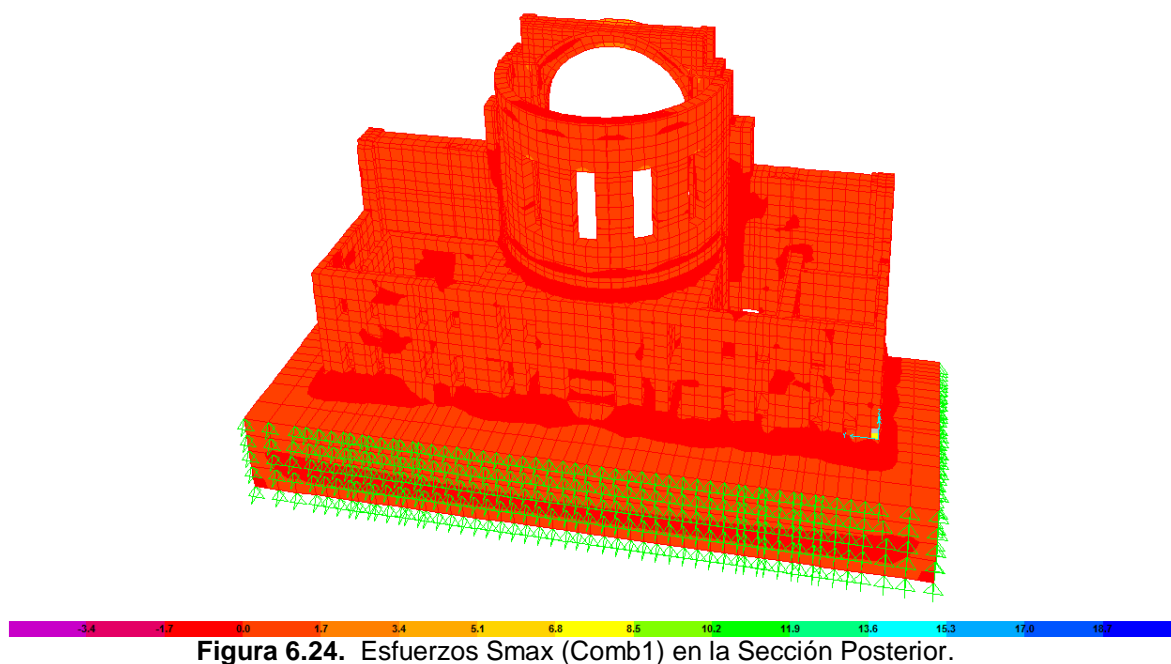


Figura 6.24. Esfuerzos Smax (Comb1) en la Sección Posterior.

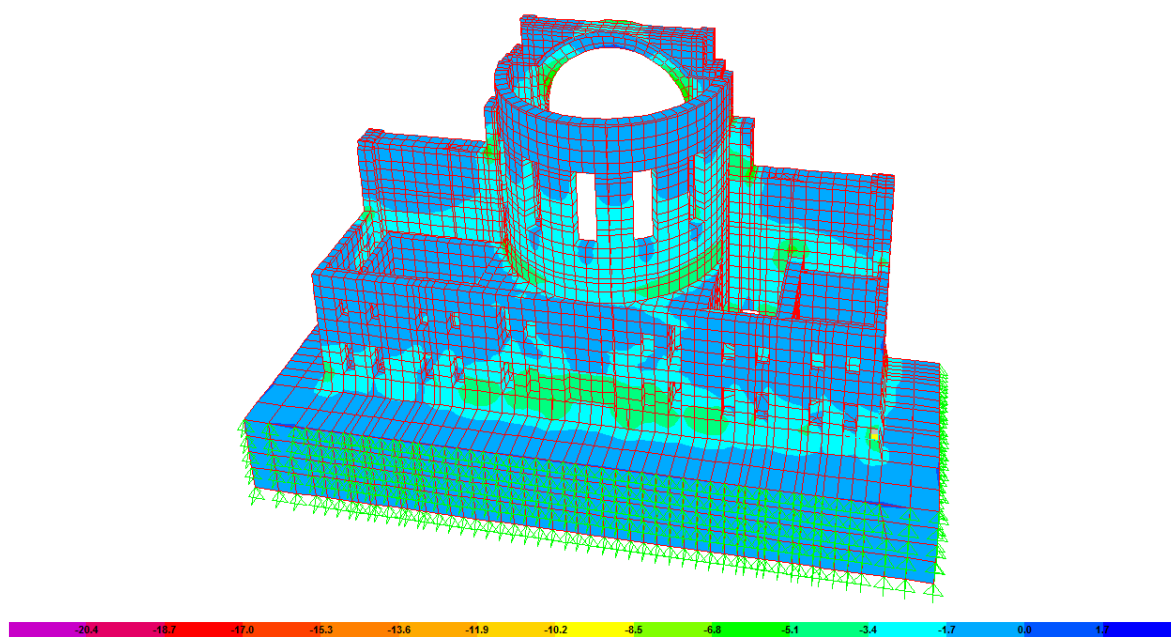


Figura 6.25. Esfuerzos Smin (Comb1) en la Sección Posterior.

6.2.1.5. CUPULAS

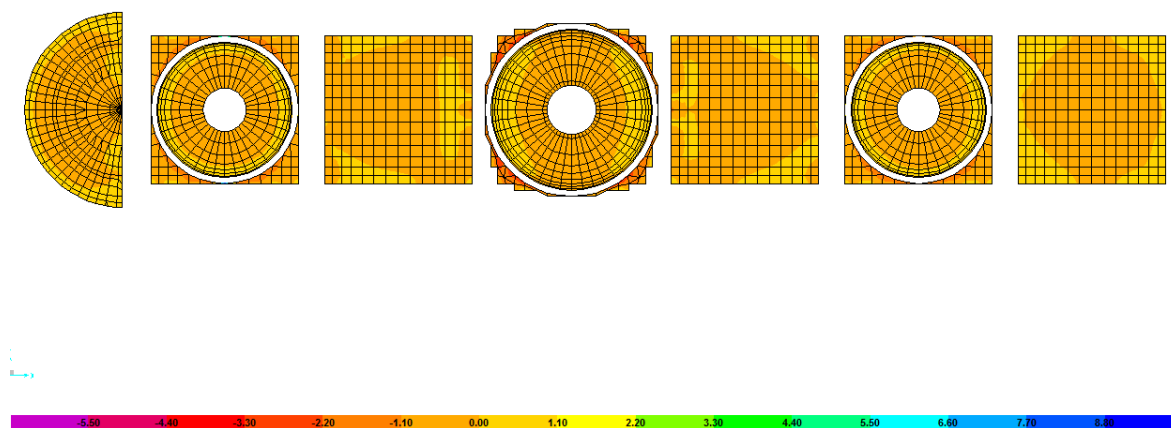


Figura 6.26. Esfuerzos Smax (Comb1) en las Cúpulas.

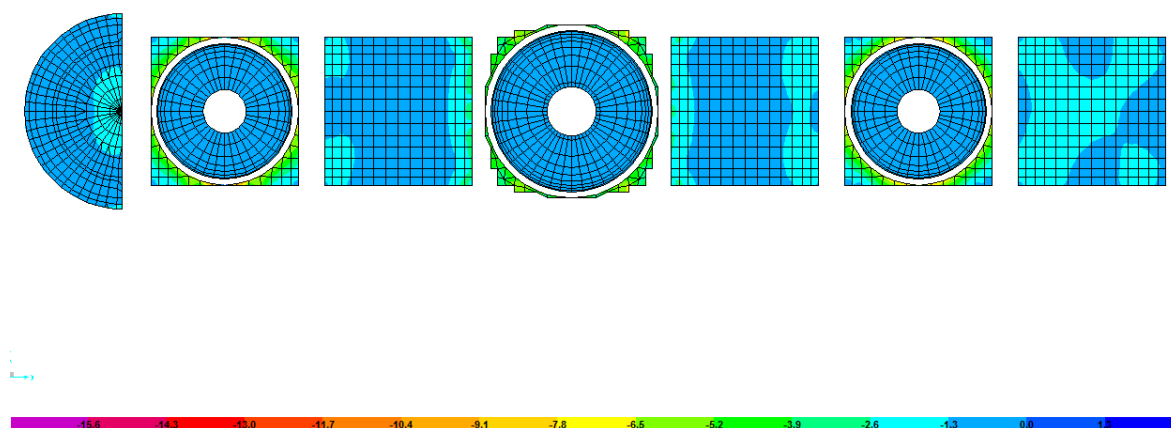
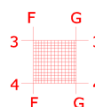


Figura 6.27. Esfuerzos Smin (Comb1) en las Cúpulas.

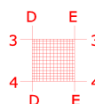
6.2.1.5.1. PRIMERA CUPULA BAJA



La **Figura 6.26.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.55 kgf/cm² y actúan en la unión

con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales F y G (Torres), en sus puntos más bajos.

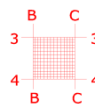
En la **Figura 6.27.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 1.95 kgf/cm², los cuales actúan en la zona de apoyo sobre los pórticos longitudinales 3 y 4, y transversales F y G (Torres) en sus puntos más bajos.



6.2.1.5.2. SEGUNDA CUPULA BAJA

La **Figura 6.26.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzando los 0.55 kgf/cm², los cuales actúan en la zona de apoyo sobre los arcos longitudinales y transversales en sus puntos más bajos, además de presentarse en las zonas de apoyo sobre el Eje Transversal D en su punto más alto.

En la **Figura 6.27.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 3.25 kgf/cm², los cuales actúan en la zona de apoyo sobre el Eje Transversal D.

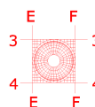


6.2.1.5.3. TERCERA CUPULA BAJA

La **Figura 6.26.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzando los 0.55 kgf/cm², los cuales actúan en la zona de apoyo sobre los arcos longitudinales y transversales en sus puntos más bajos, además de presentarse en las zonas de apoyo sobre el Eje Transversal C en su punto más alto.

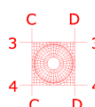
En la **Figura 6.27**. se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 3.25 kgf/cm², los cuales actúan en la zona de apoyo sobre el Eje Transversal C.

6.2.1.5.4. PRIMERA CUPULA ALTA



La **Figura 6.26**. muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.55 kgf/cm², actúan en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales E y F, en sus puntos más bajos.

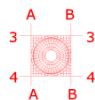
En la **Figura 6.27**. se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.15 kgf/cm², los que actúan en la zona de apoyo sobre los Ejes Transversales (E y F) y los Longitudinales (3 y 4), en su punto más alto.



6.2.1.5.5. SEGUNDA CUPULA ALTA

La **Figura 6.26**. muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.55 kgf/cm², actúan en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en sus puntos más bajos.

En la **Figura 6.27**. se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.15 kgf/cm², los que actúan en la zona de apoyo sobre los Ejes Transversales (C y D) y los Longitudinales (3 y 4), en su punto medio.

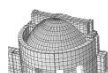


6.2.1.5.6. TERCERA CUPULA ALTA

La **Figura 6.26.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.55 kgf/cm^2 , actúan en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales A y B, en sus puntos más bajos.

En la **Figura 6.27.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.15 kgf/cm^2 los que actúan en la zona de apoyo sobre los Ejes Transversales (A y B) y los Longitudinales (3 y 4), en su punto más alto.

Como se puede concluir, los niveles de esfuerzos de compresión y tracción en la primera y tercera cúpula alta son semejantes, así como las zonas estructurales donde se generan.



6.2.1.5.7. CUPULA POSTERIOR

La **Figura 6.26.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 0.55 kgf/cm^2 , los que se producen en la zona de unión entre la cúpula y el pórtico A en su punto medio hasta el más bajo, y en la unión de la cúpula con la estructura cilíndrica (fachada de la Catedral en la calle Padre Aguirre).

En la **Figura 6.27.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 1.95 kgf/cm^2 y se producen en la unión entre la cúpula y la parte superior del pórtico A.

6.2.1.6. TORRES

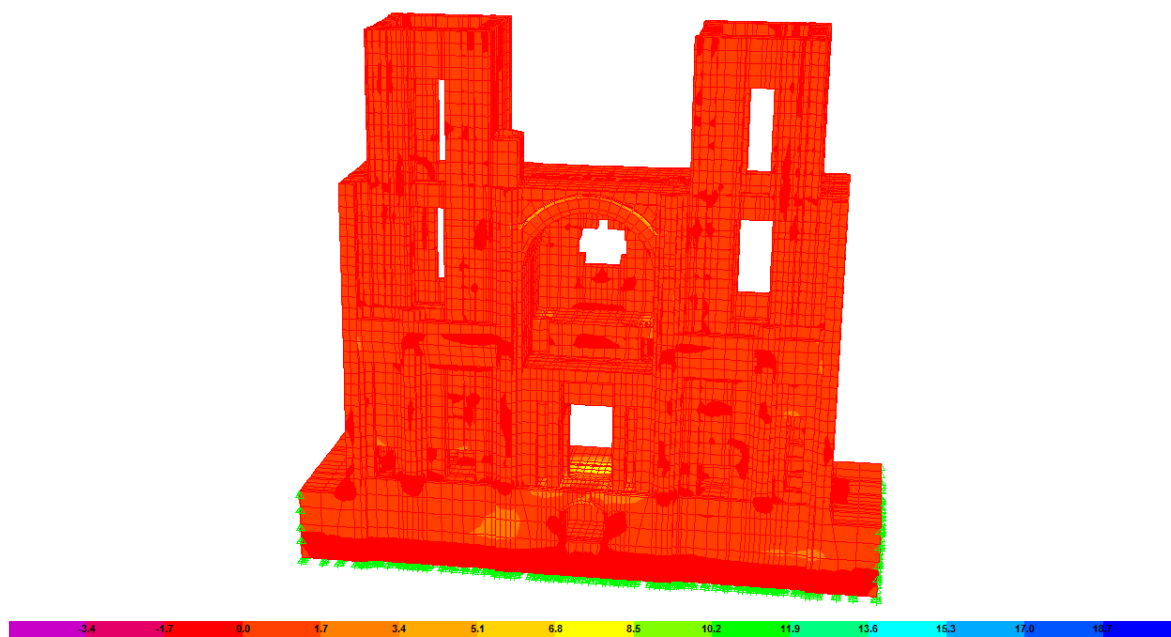
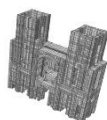


Figura 6.28. Esfuerzos Smax (Comb1) en las Torres.

La **Figura 6.28.** muestra los esfuerzos principales máximos de tracción debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 4.15 kgf/cm², los cuales se presentan en el extradós de la rosca del arco central.

En la **Figura 6.29.** se pueden apreciar los esfuerzos principales mínimos de compresión debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 7.65 kgf/cm², los cuales se presentan en las columnas G3 y G4; a la altura donde se unen con los pórticos longitudinales 3 y 4, y en sus bases.

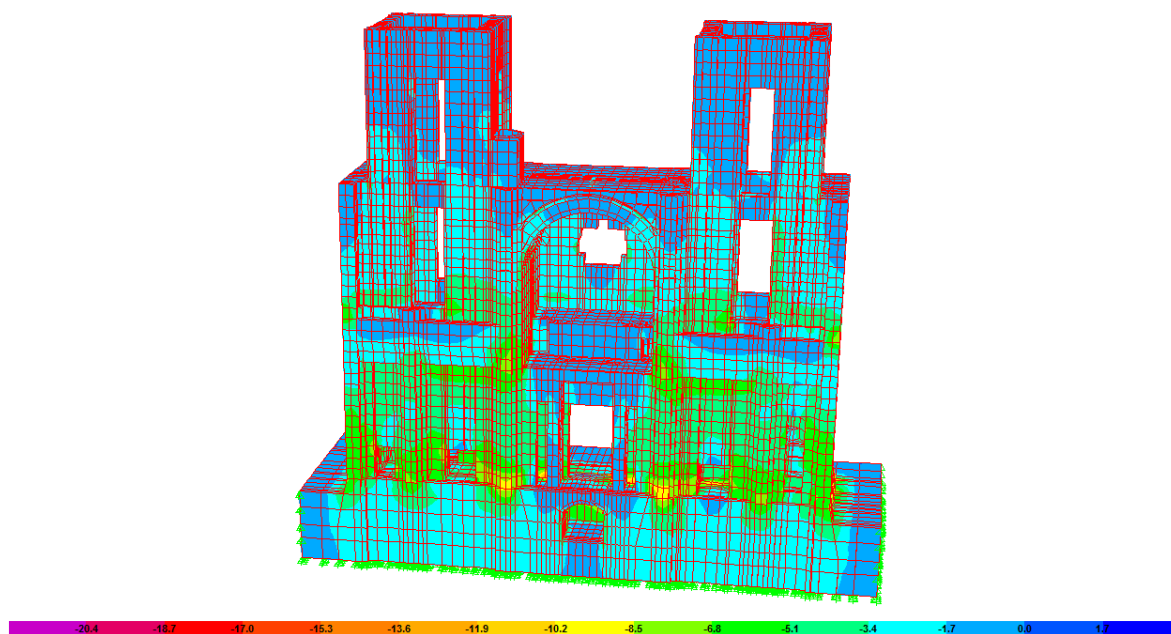


Figura 6.29. Esfuerzos S_{min} (Comb1) en las Torres.

Los resultados anteriores se resumen en la **Tabla 6.7.**, en la cual también se han tabulado los mismos esfuerzos en el modelo sin ISE [1], mostrando una comparación de la respuesta estructural de la catedral sin y con ISE, de la cual se puede concluir; que bajo la condición de carga muerta los niveles de esfuerzo a la que están sometidas las secciones no presentan una variación apreciable en magnitud ni en la zona donde se producen, con excepción de los esfuerzos máximos de tracción en los pórticos transversales A y B, que disminuyen en casi un 70%. Es necesario señalar que si bien se alcanzan los mismos esfuerzos en el modelo con ISE, estos ocupan o se extienden en menor proporción en las zonas donde actúan, si se compara con el modelo empotrado a nivel del piso de la catedral, como se observa en las figuras precedentes.



Esfuerzos máximos bajo la Hipótesis de Carga Muerta: CM							
Elemento Estructural		Sin ISE		Con ISE		Variacion	
		SMax Traccion [kg / cm2]	SMin Compresion [kg / cm2]	SMax Traccion [kg / cm2]	SMin Compresion [kg / cm2]	SMax Traccion [%]	SMin Compresion [%]
Base		0.85	14.45	0.85	14.45	100	100
Pórticos longitudinales	1	2.55	7.65	2.55	7.65	100	100
	3	4.25	14.45	4.25	12.75	100	88
	4	4.25	14.45	4.25	12.75	100	88
	6	2.55	7.65	2.55	7.65	100	100
Pórticos transversales	A	2.55	5.95	0.85	5.95	33	100
	B	2.55	7.65	0.85	7.65	33	100
	C	4.25	12.75	4.25	12.75	100	100
	D	4.25	12.75	4.25	12.75	100	100
	E	5.95	14.45	5.95	14.45	100	100
	F	4.25	12.75	4.25	12.75	100	100
Sección posterior		2.55	4.25	2.55	4.25	100	100
Cúpulas	1ª Baja	0.55	1.95	0.55	1.95	100	100
	2ª Baja	0.55	3.25	0.55	3.25	100	100
	3ª Baja	0.55	3.25	0.55	3.25	100	100
	1ª Alta	0.55	7.15	0.55	7.15	100	100
	2ª Alta	0.55	7.15	0.55	7.15	100	100
	3ª Alta	0.55	7.15	0.55	7.15	100	100
	Posterior	0.55	1.95	0.55	1.95	100	100
Torres		4.25	7.65	4.25	7.65	100	100

Tabla 6.7. Esfuerzos máximos bajo la hipótesis de carga muerta (Comb1)

6.2.2. ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN X: CM + SPECX

6.2.2.1. BASE

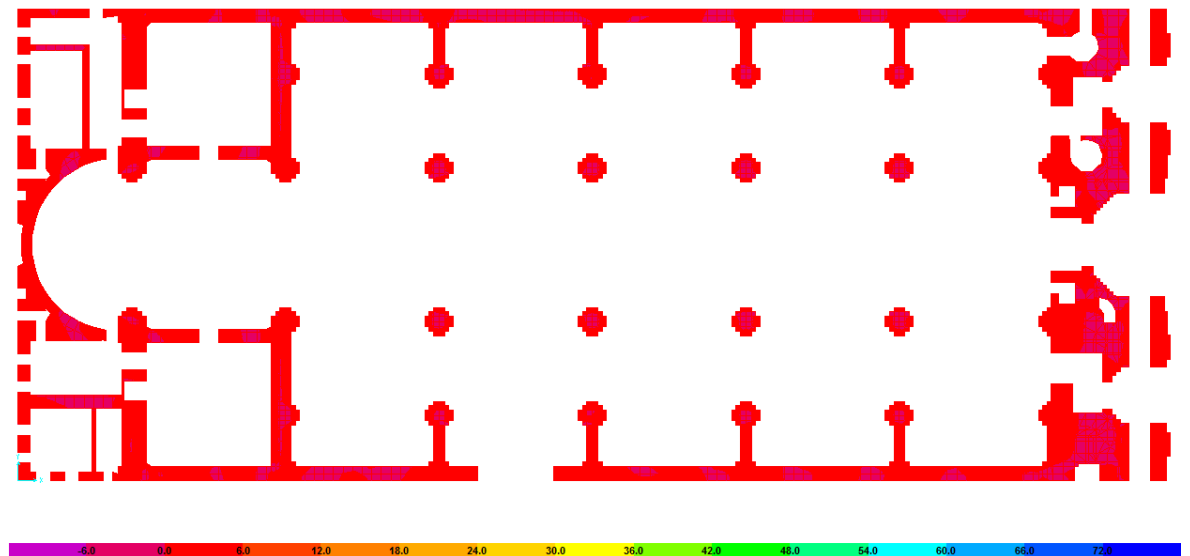
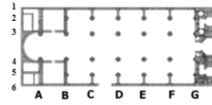


Figura 6.30. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en la Base.

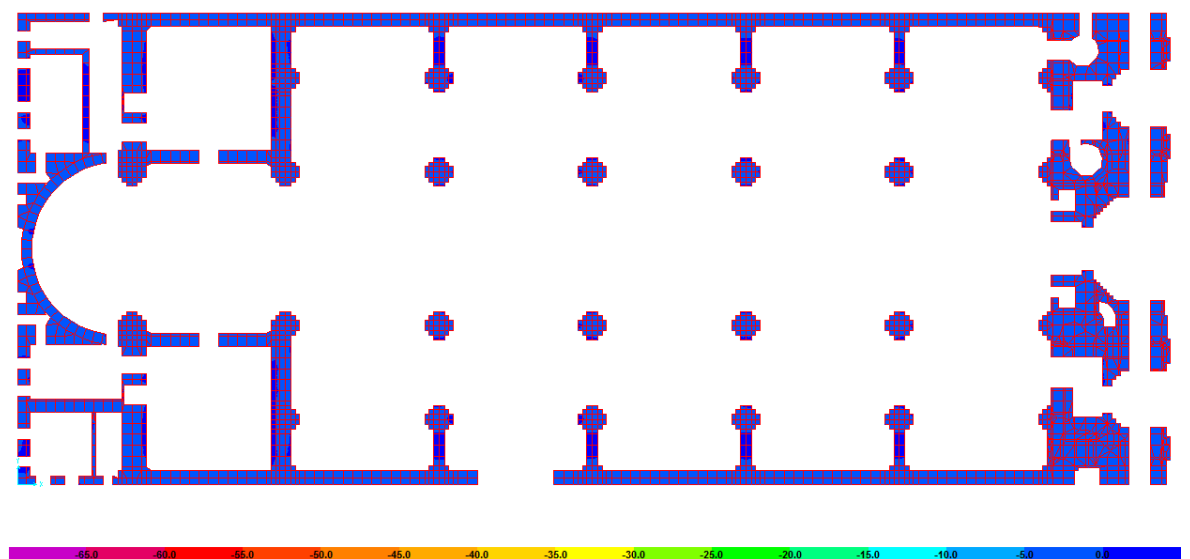
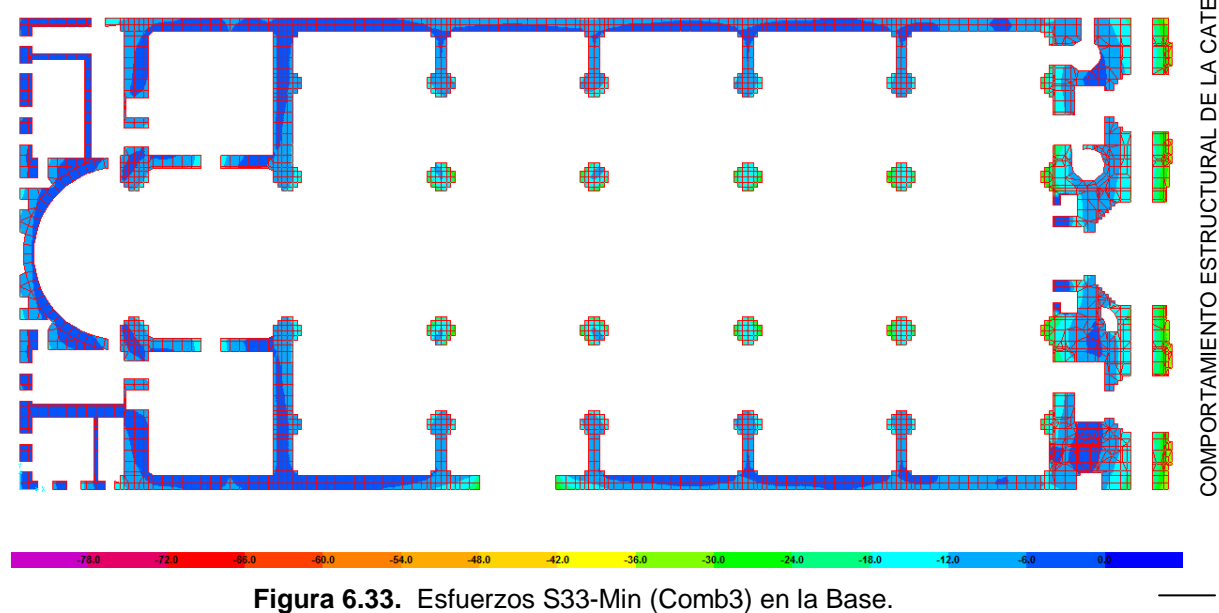
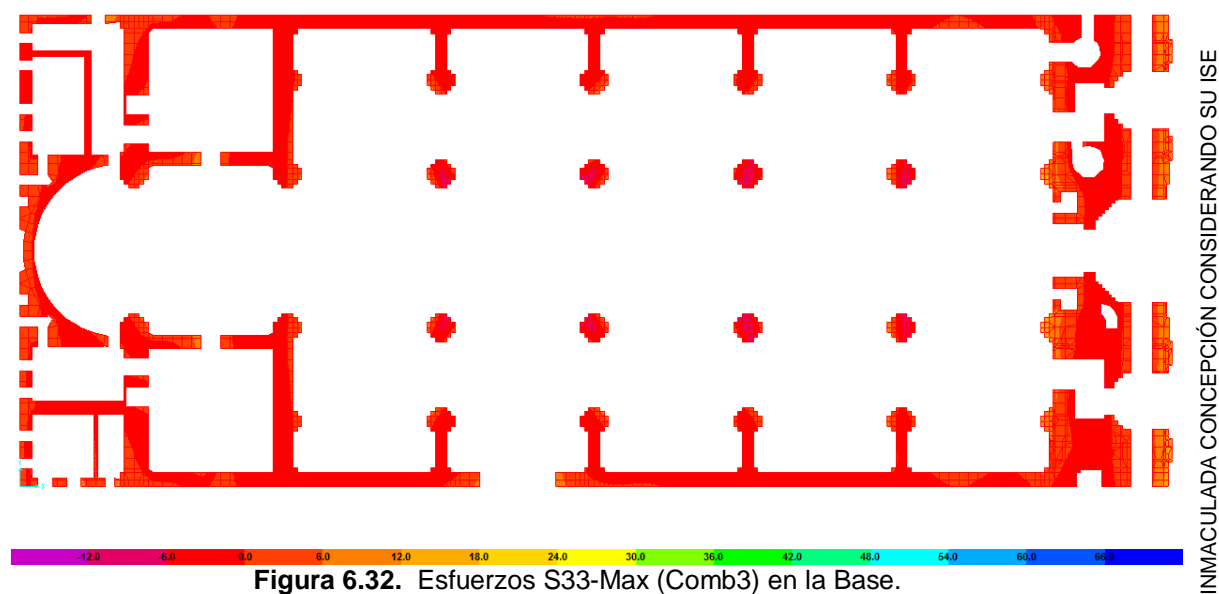


Figura 6.31. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en la Base.

Por la **Figura 6.30.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción se producen en la mayor parte de la sección (Z+1.00), alcanzando valores de 3 kg/cm². Mientras que por la **Figura 6.31.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión se producen en toda esta sección, alcanzando valores de 2.5 kg/cm².



Por la **Figura 6.32.** se tiene que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanza valores de 21 kg/cm², y se presentan en las columnas interiores G3 y G4. Mientras que por la **Figura 6.33.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en las columnas exteriores F1, F3, F4 y F6, alcanzando valores de 33 kg/cm².

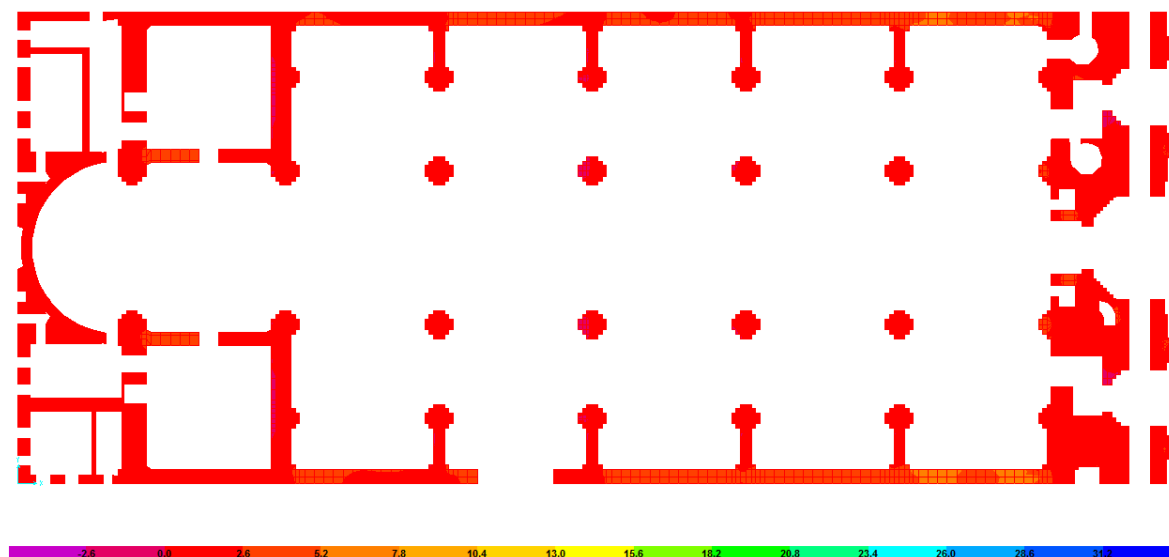


Figura 6.34. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en la Base.

Por la **Figura 6.34.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte alcanzan valores de 6.50 kg/cm², y se presentan en los pórticos longitudinales 1 y 6 en la sección comprendida entre los ejes transversales F y G (Torres).

6.2.2.2. PORTICOS LONGITUDINALES

6.2.2.2.1. PÓRTICO LONGITUDINAL 1



Por la **Figura 6.35.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 21 kg/cm², produciéndose en la zona de unión con las Torres en su punto más alto. Mientras que por la **Figura 6.36.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores de 17.50 kg/cm².

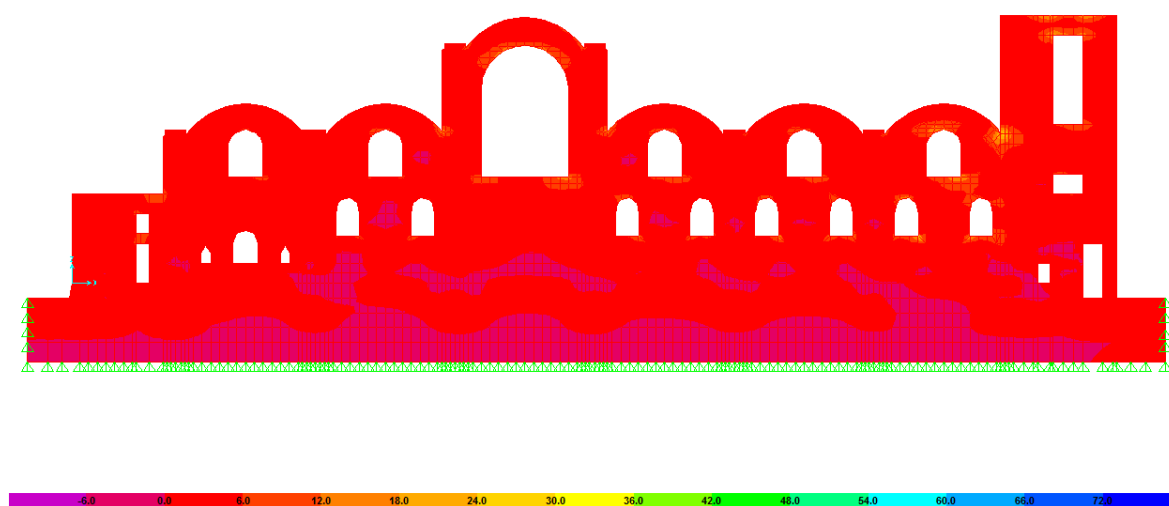


Figura 6.35. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 1.

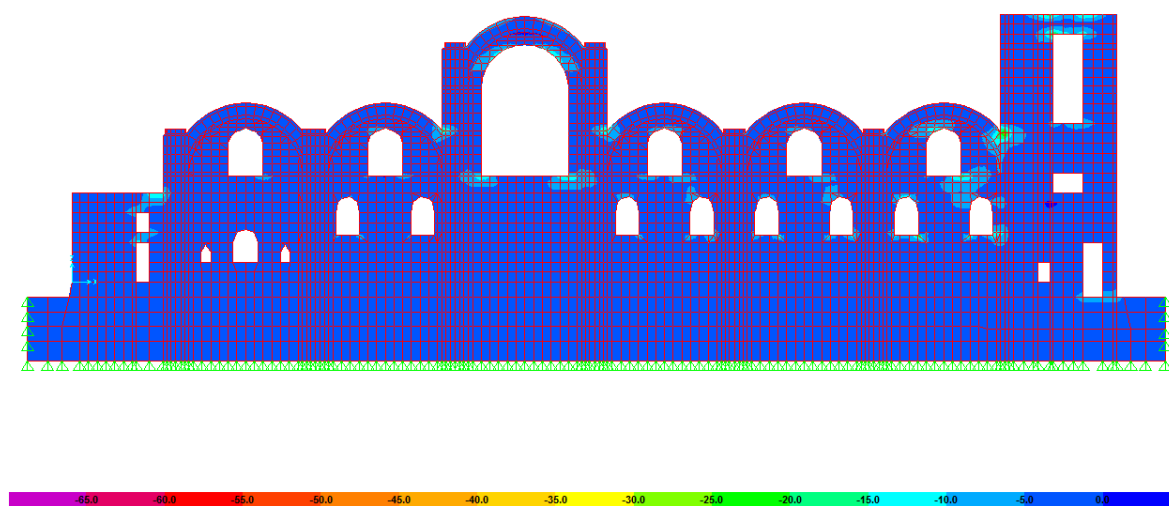


Figura 6.36. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 1.

Por la **Figura 6.37.** se tiene que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanza valores de 21 kg/cm², presentándose en el vértice inferior derecho de las ventanas del pórtico FG, además de mostrarse en la zona donde se asientan los domos sobre las columnas C y D. Mientras que por la **Figura 6.38.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en la zona donde se actúan también los de tracción, alcanzando valores de 27 kg/cm².

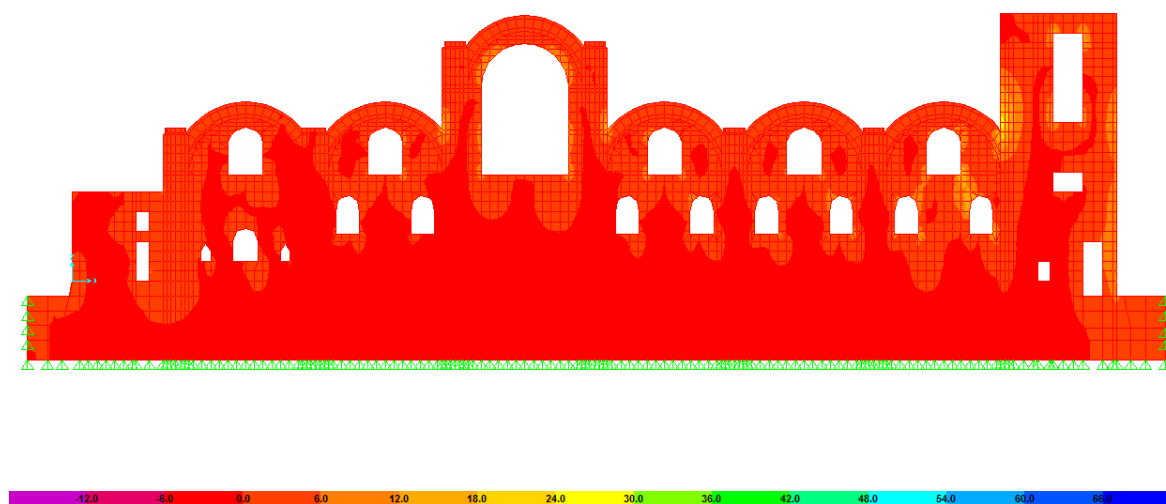


Figura 6.37. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 1.

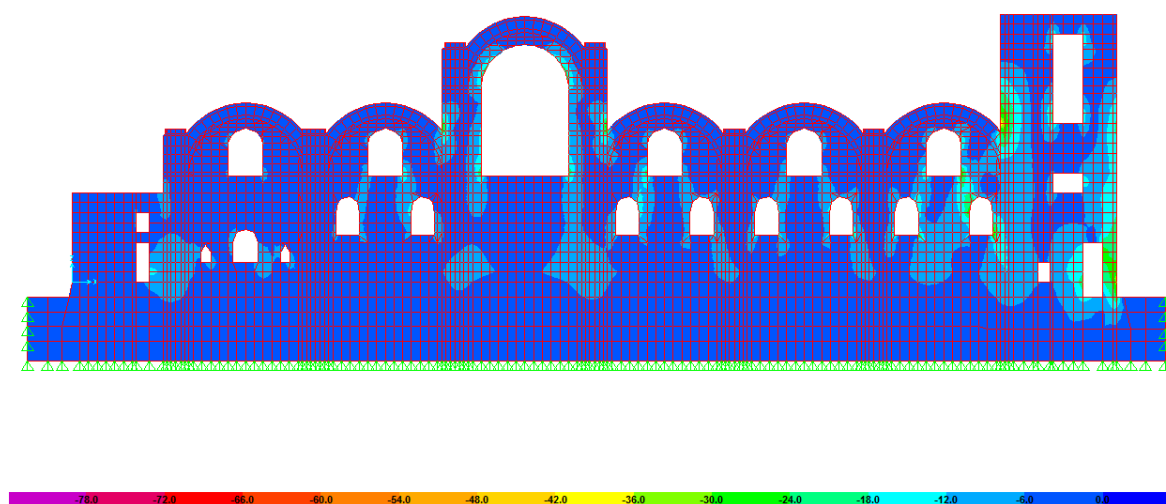


Figura 6.38. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 1.

Por la **Figura 6.39**, se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte alcanzan valores de 11.70 kg/cm², y se presentan en los vértices superiores de la ventana del vano CD y en las proximidades a las torres en su punto alto.

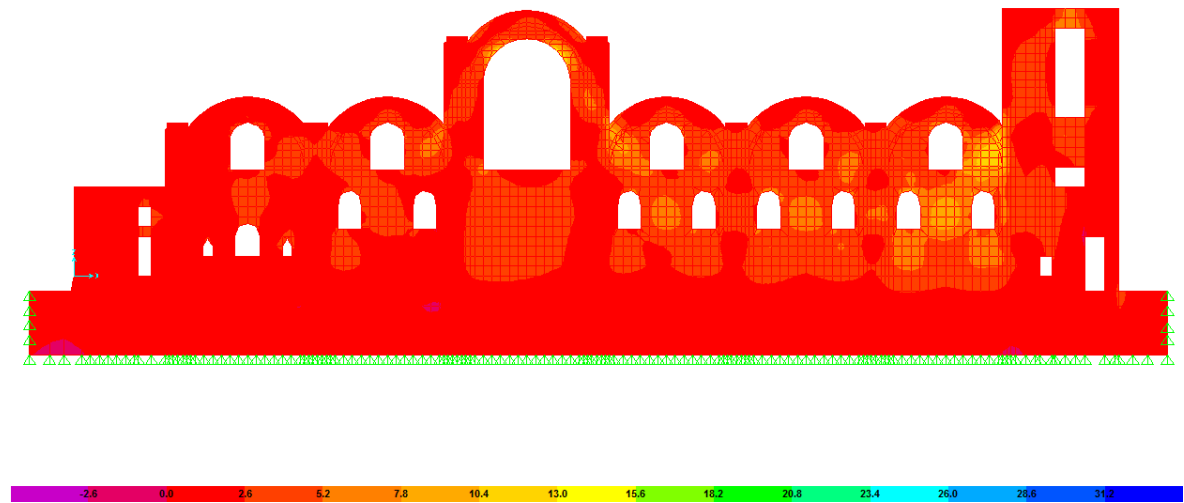


Figura 6.39. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 1.

6.2.2.2.2. PÓRTICO LONGITUDINAL 3

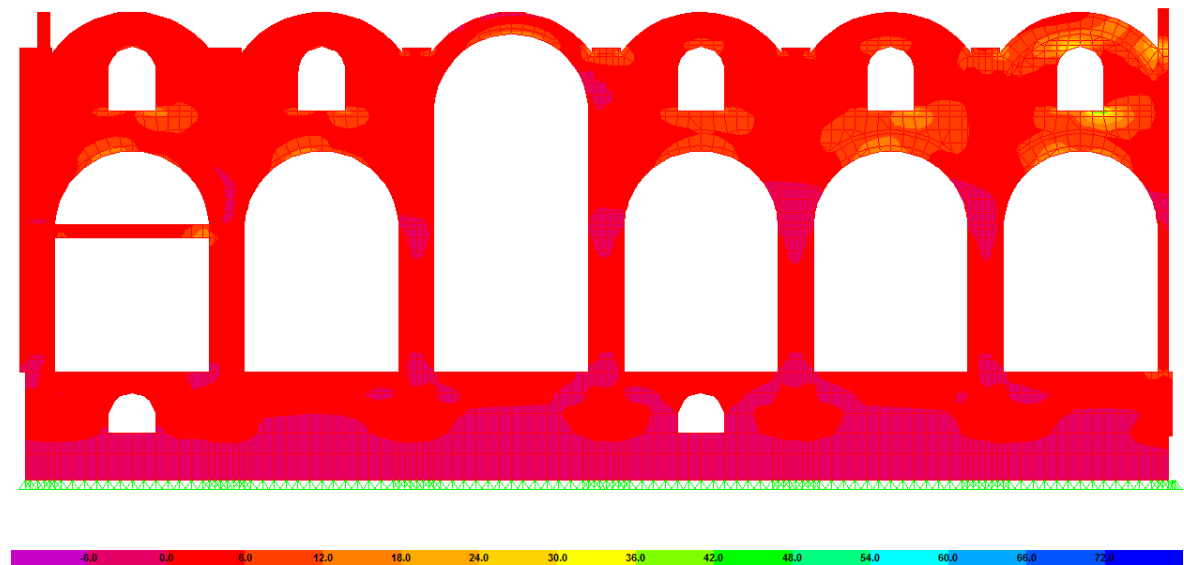


Figura 6.40. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 3.

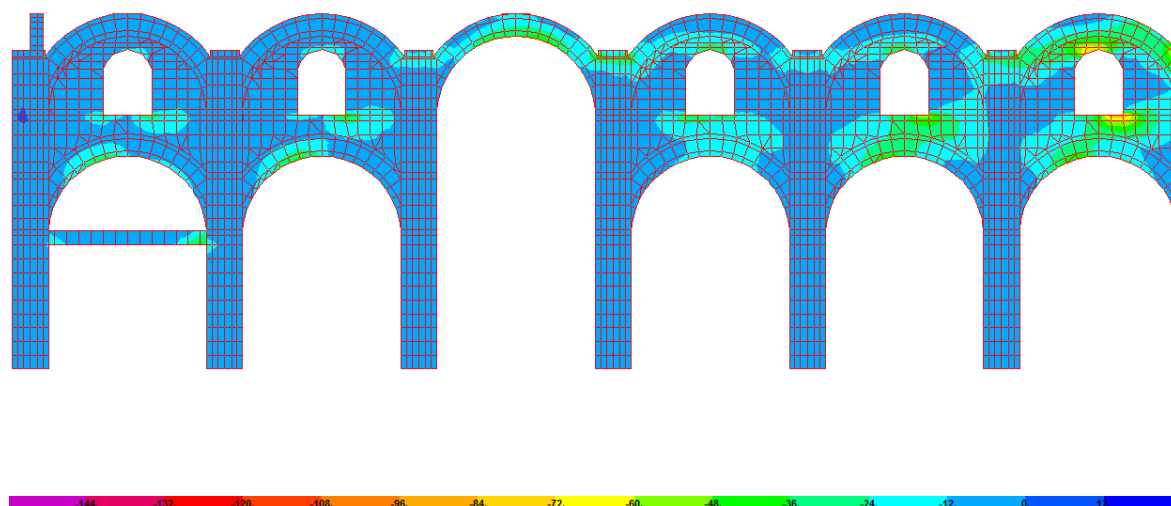


Figura 6.41. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 3.

Por la **Figura 6.40.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 39 kg/cm², produciéndose el vértice inferior derecho de la ventana del vano FG. Mientras que por la **Figura 6.41.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión se producen en el mismo lugar que los de tracción alcanzando valores de 32.50 kg/cm².

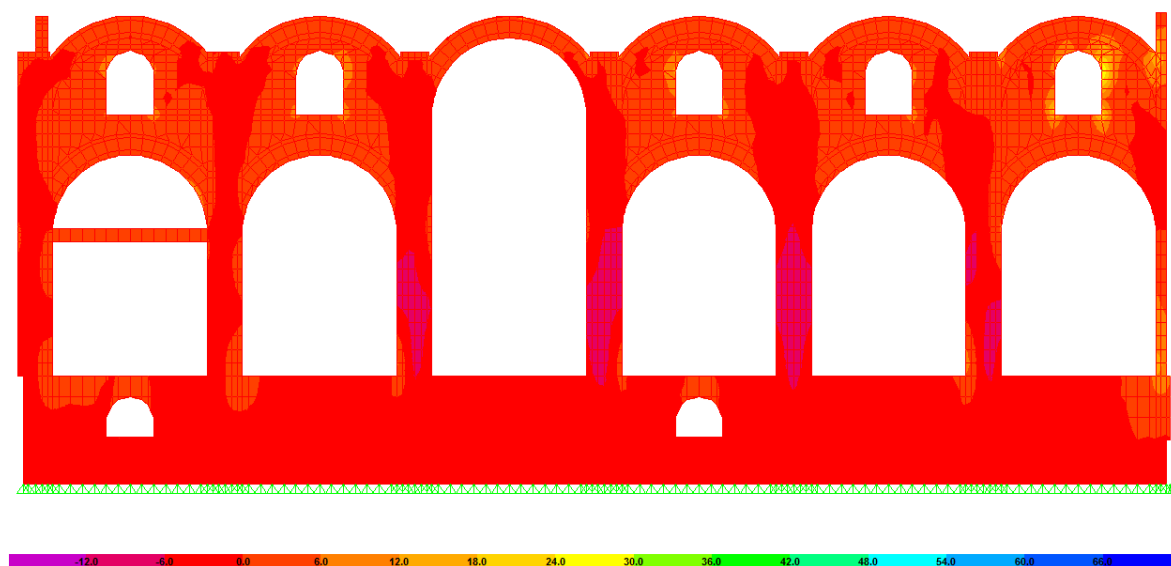


Figura 6.42. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 3.

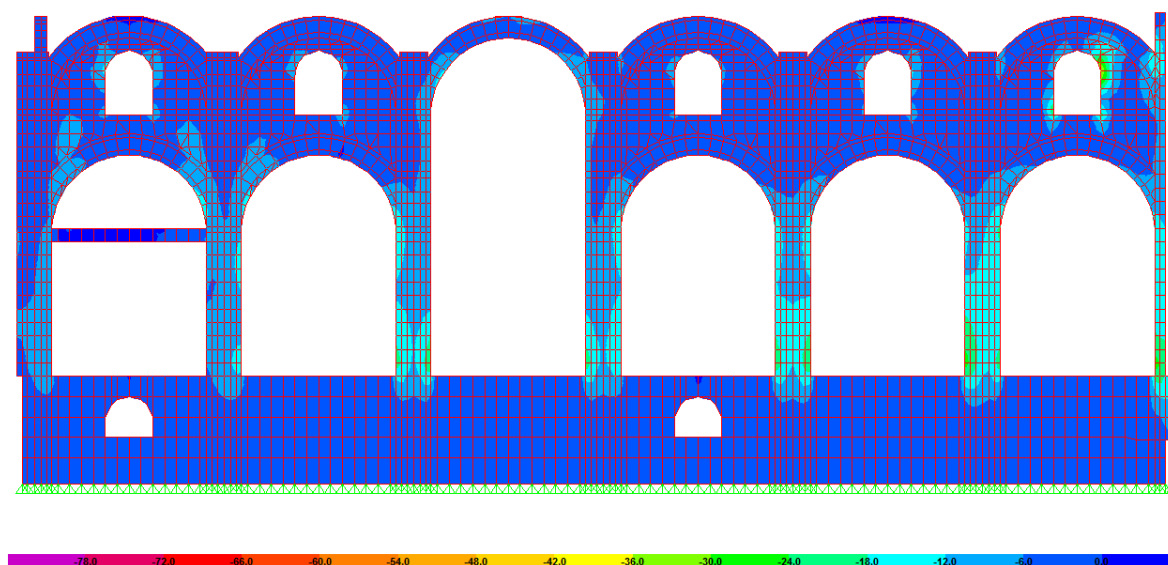


Figura 6.43. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 3.

Por la **Figura 6.42.** se tiene que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan valores que de 27 kg/cm², presentándose en el vértice superior derecho de la ventana del claro FG. Mientras que por la **Figura 6.43.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en el mismo sitio que los de tracción, alcanzando valores de 33 kg/cm².

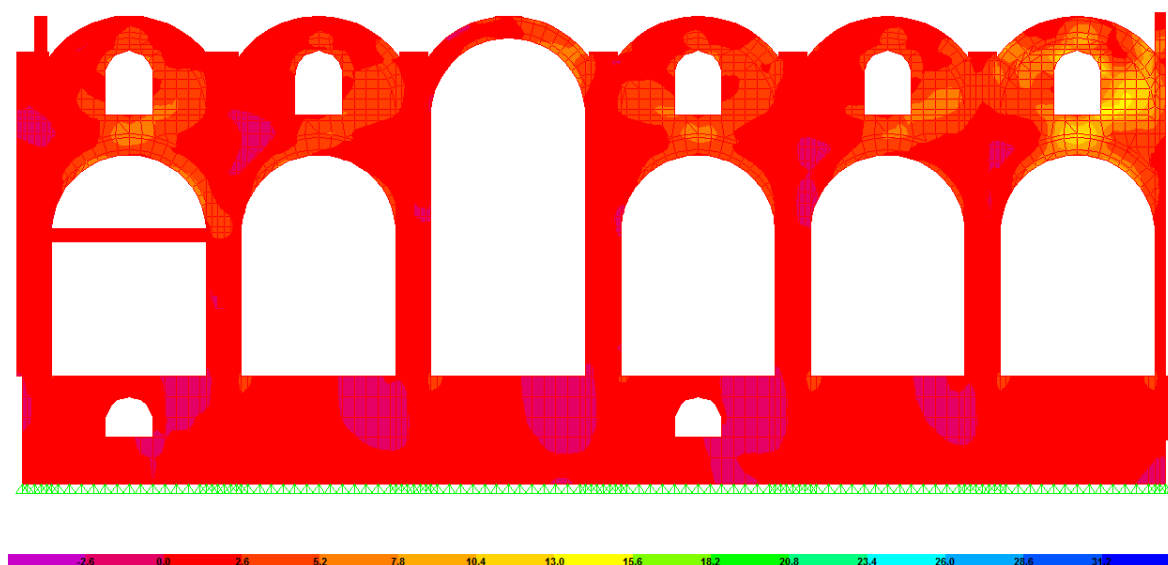


Figura 6.44. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 3.

Por la **Figura 6.44.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte alcanzan valores de 14.30 kg/cm², y se presentan en la sección de mampostería entre la ventana del vano FG y las torres.

6.2.2.2.3. PÓRTICO LONGITUDINAL 4

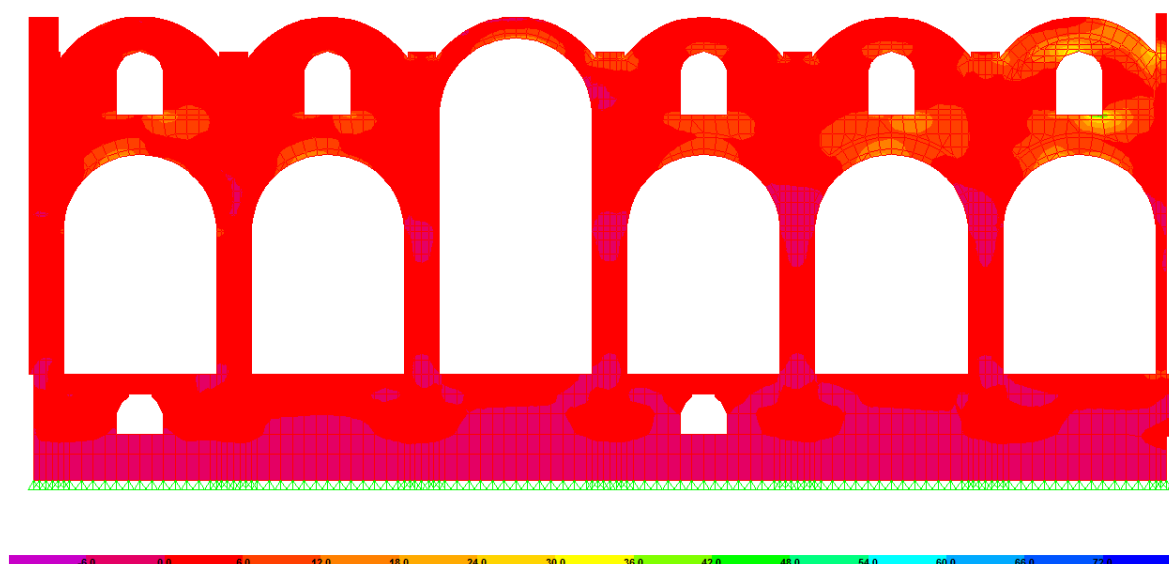


Figura 6.45. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 4.

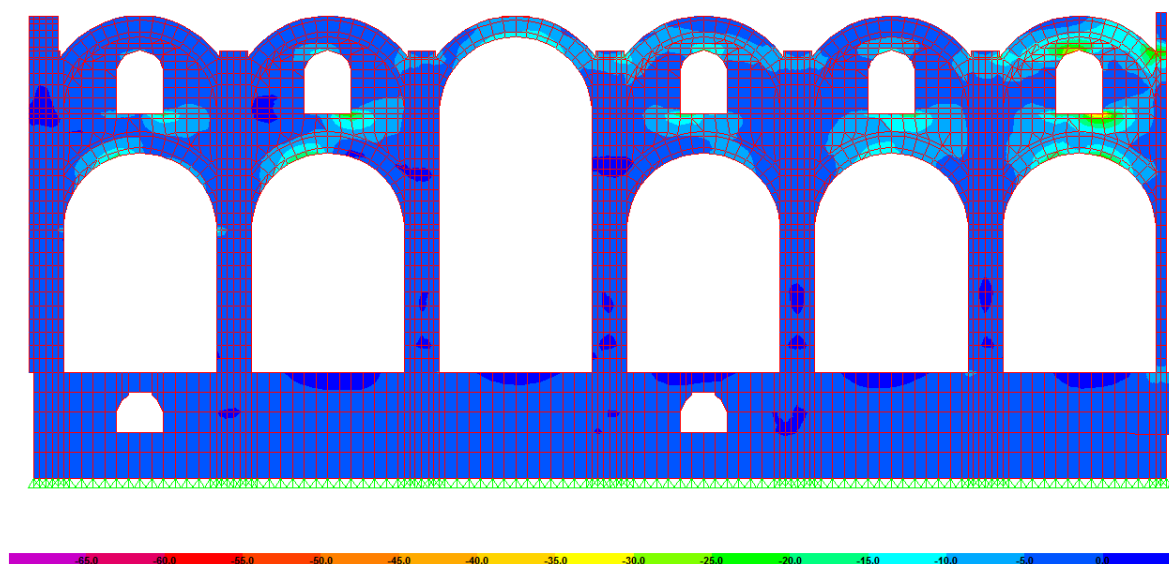


Figura 6.46. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 4.

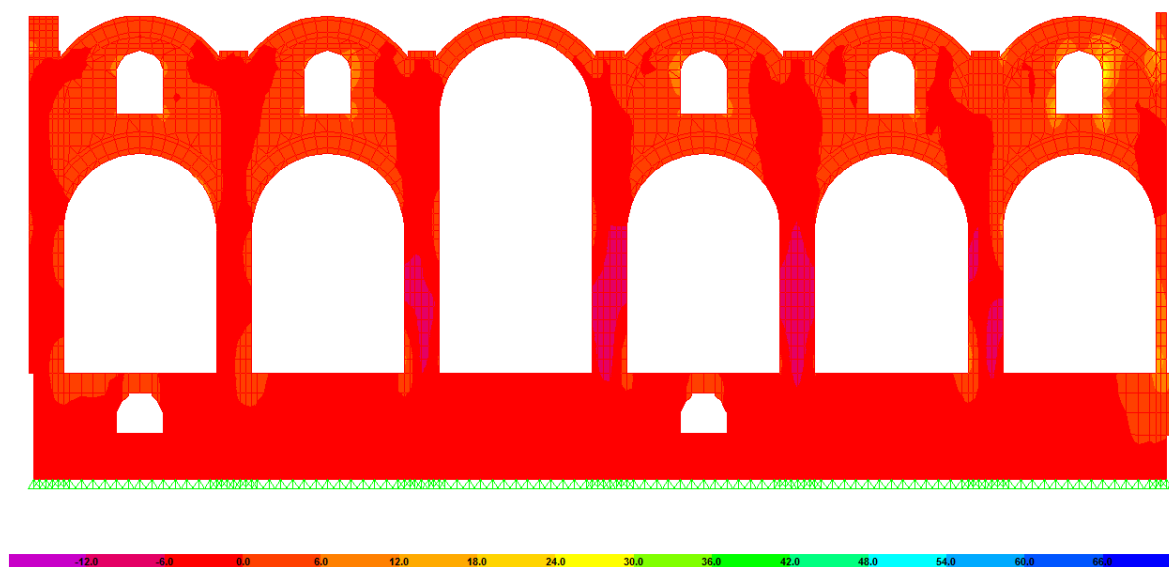


Figura 6.47. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 4.

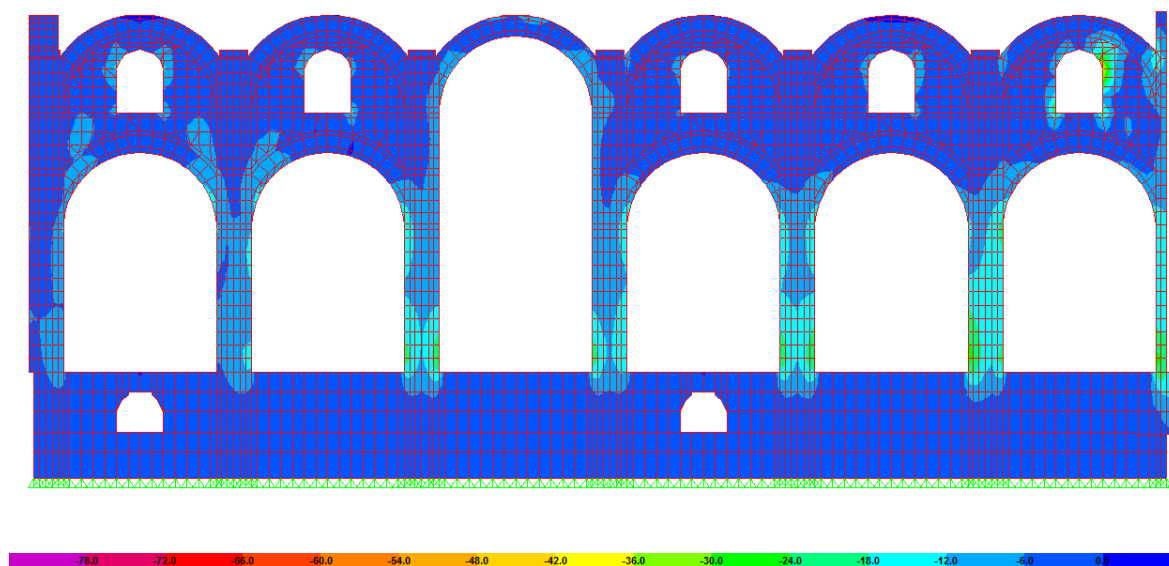


Figura 6.48. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 4.

Como se observa en las **Figuras 6.45. a 6.49.**, los niveles de esfuerzo, así como las zonas estructurales donde se presentan, son semejantes a las del pórtico longitudinal 3.

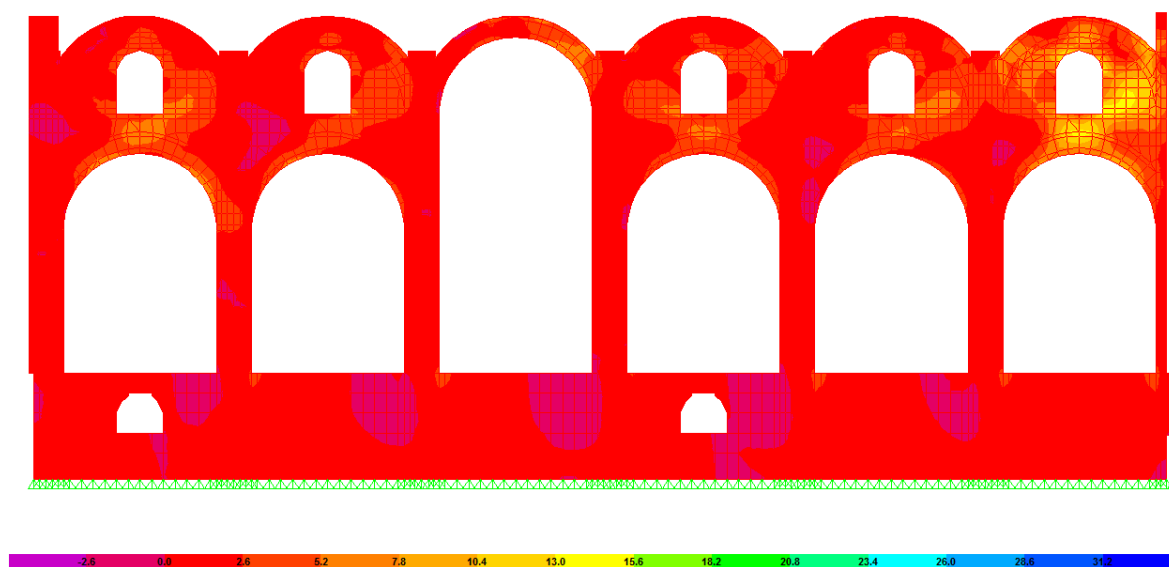


Figura 6.49. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 4.

6.2.2.2.4. PÓRTICO LONGITUDINAL 6

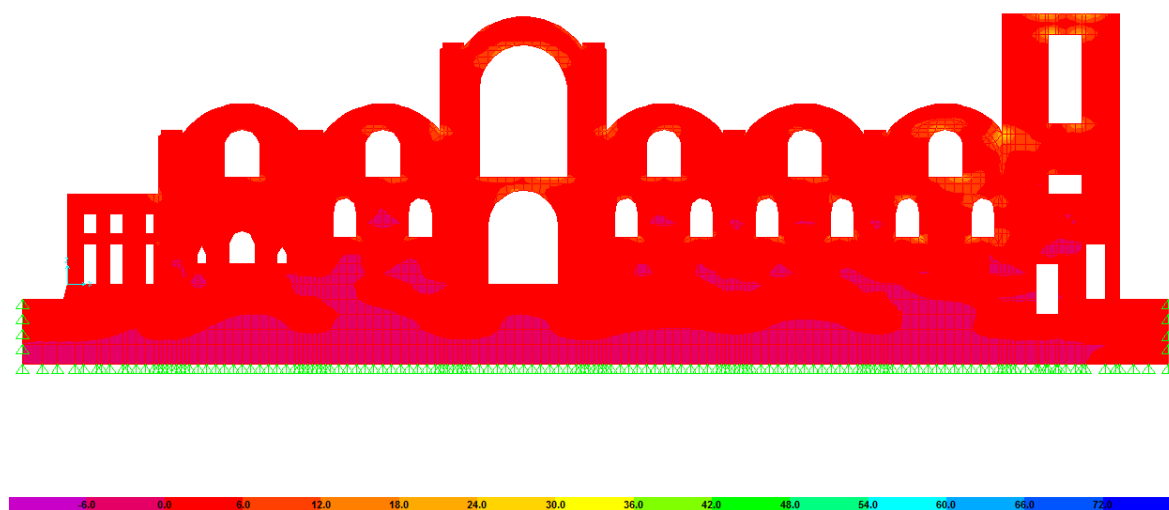


Figura 6.50. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 6.

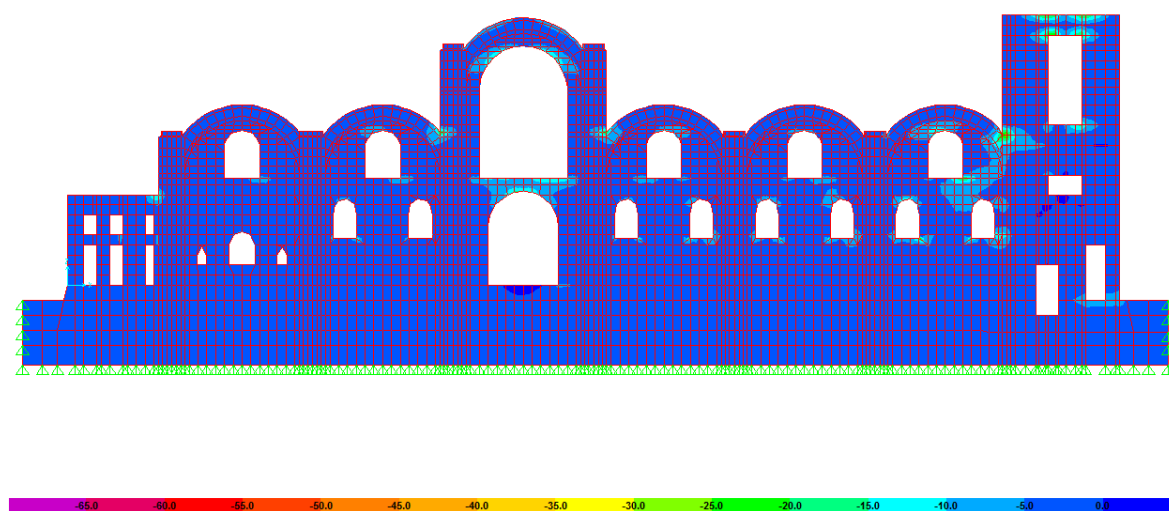


Figura 6.51. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 6.

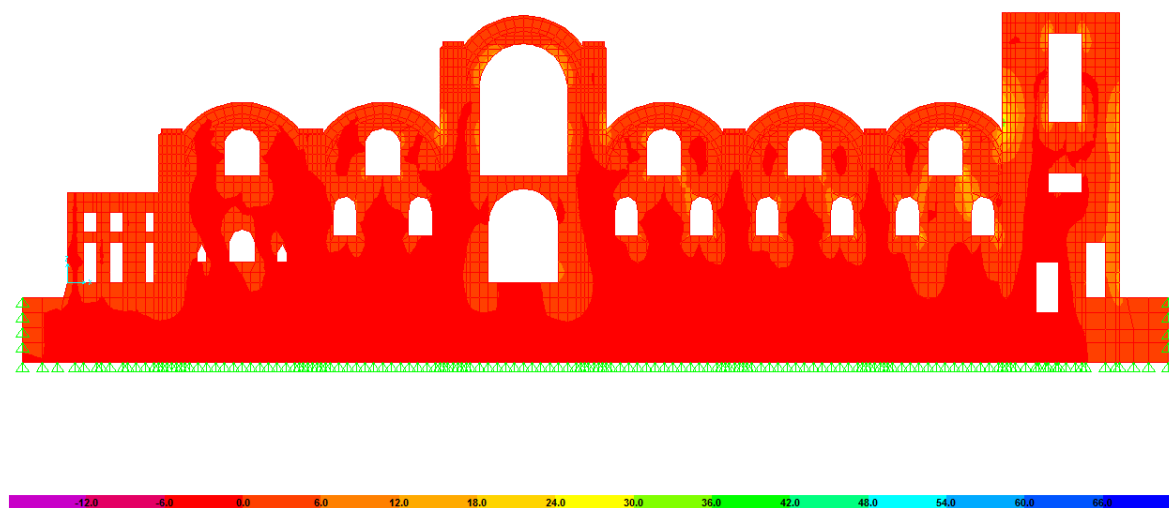


Figura 6.52. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 6.

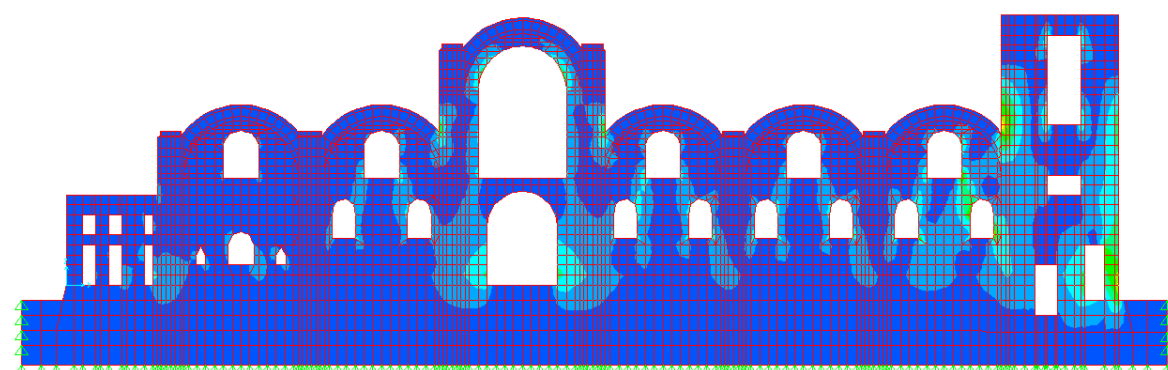


Figura 6.53. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 6.

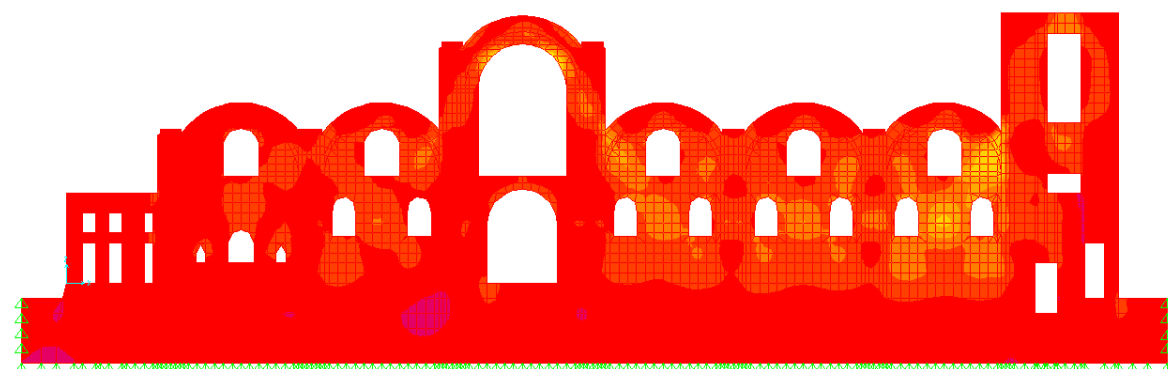
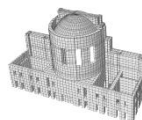


Figura 6.54. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Pórtico Longitudinal 6.

Como se observa en las **Figuras 6.50. a 6.54.**, los niveles de esfuerzo, así como las zonas estructurales donde se presentan, son semejantes a las del pórtico longitudinal 1.



6.2.2.3. SECCION POSTERIOR

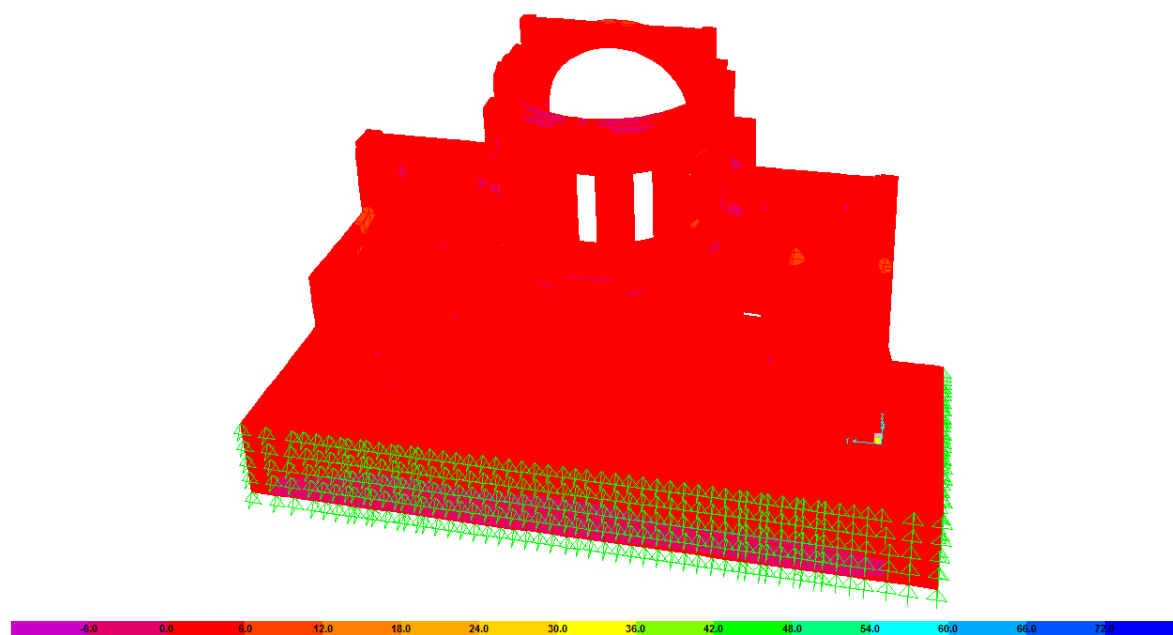


Figura 6.55. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en la Sección posterior.

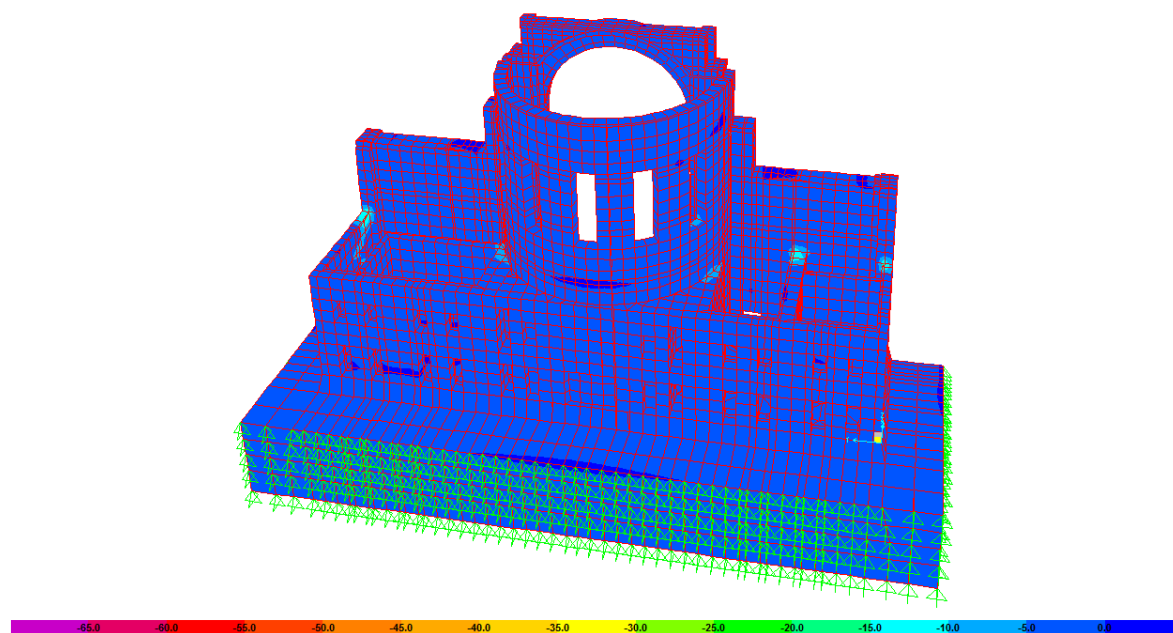


Figura 6.56 Esfuerzos S11-Min (Comb3) en la Sección posterior.

Por la **Figura 6.55**. se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 9 kg/cm², localizándose en las proximidades del eje A.

Mientras que por la **Figura 6.56.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión se producen al igual que los esfuerzos de tracción en las zonas de unión con el pórtico longitudinal A, alcanzando valores de 12.50 kg/cm².

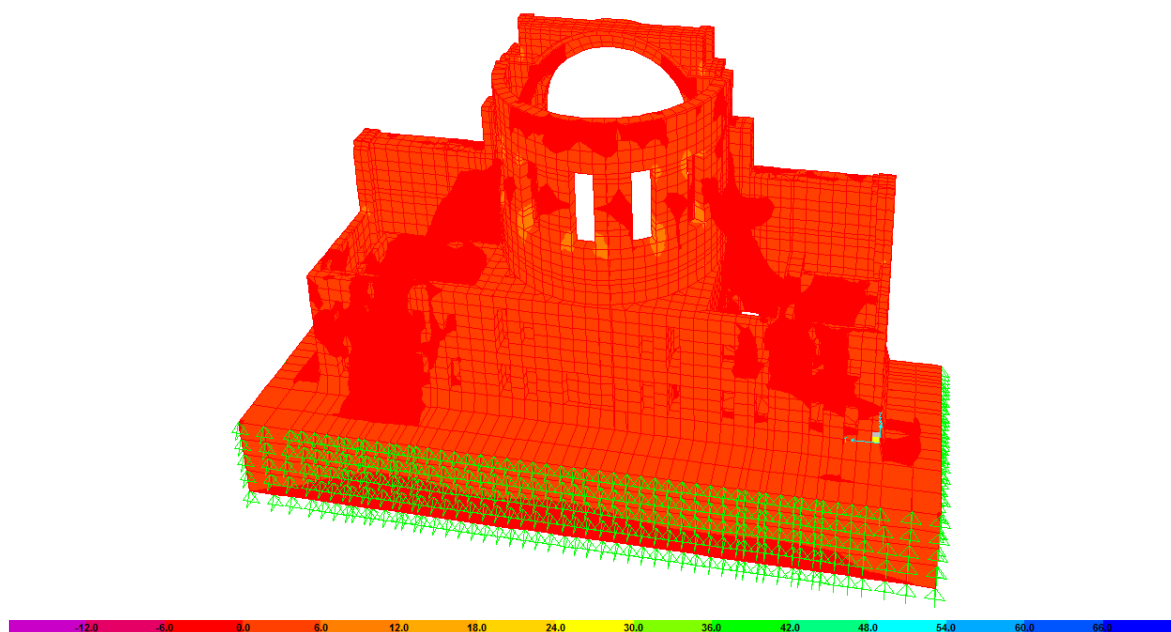


Figura 6.57. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en la Sección posterior.

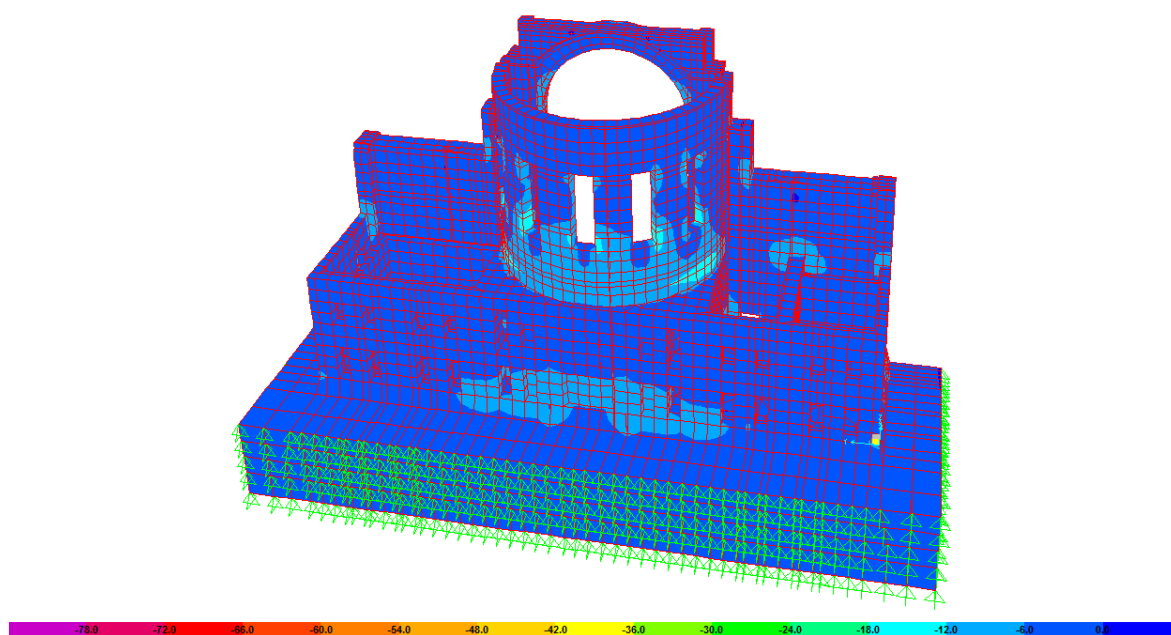


Figura 6.58. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en la Sección posterior

Por la **Figura 6.57.** se tiene que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan valores de 9 kg/cm^2 , presentándose en los vértices de las ventanas de la sección cilíndrica. Mientras que por la **Figura 6.58.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción alcanzando valores de 15 kg/cm^2 .

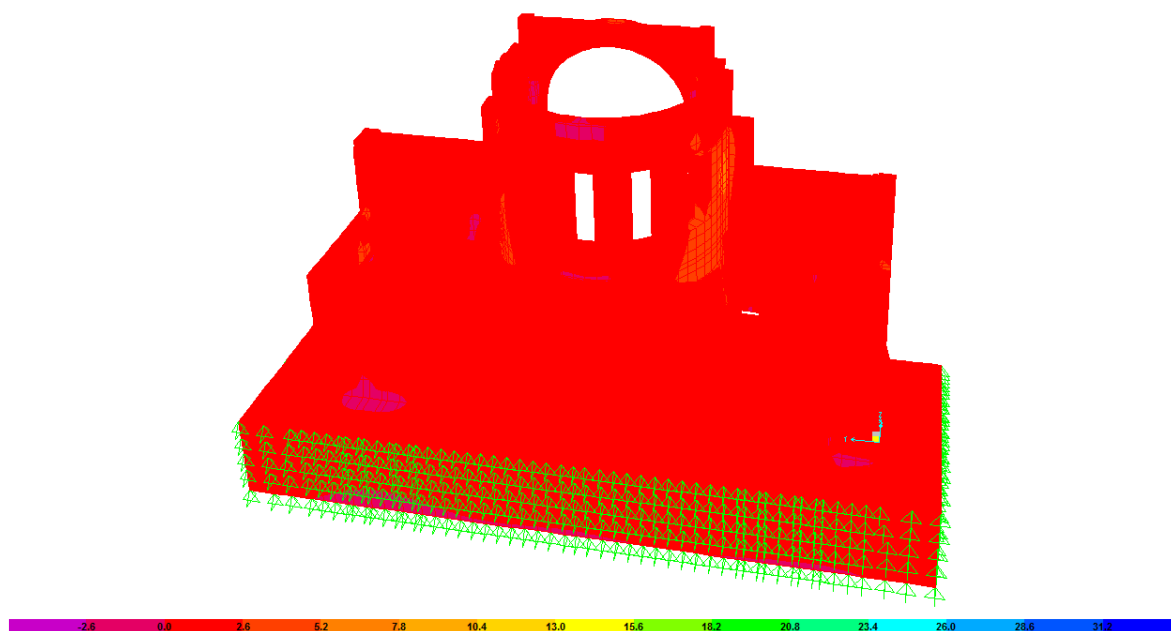


Figura 6.59 Esfuerzos S13-Max (Comb3) en la Sección posterior

Por la **Figura 6.59.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte alcanzan valores de 6.50 kg/cm^2 , y se presentan en la unión de la sección cilíndrica con el pórtico A.

6.2.2.4 CUPULAS

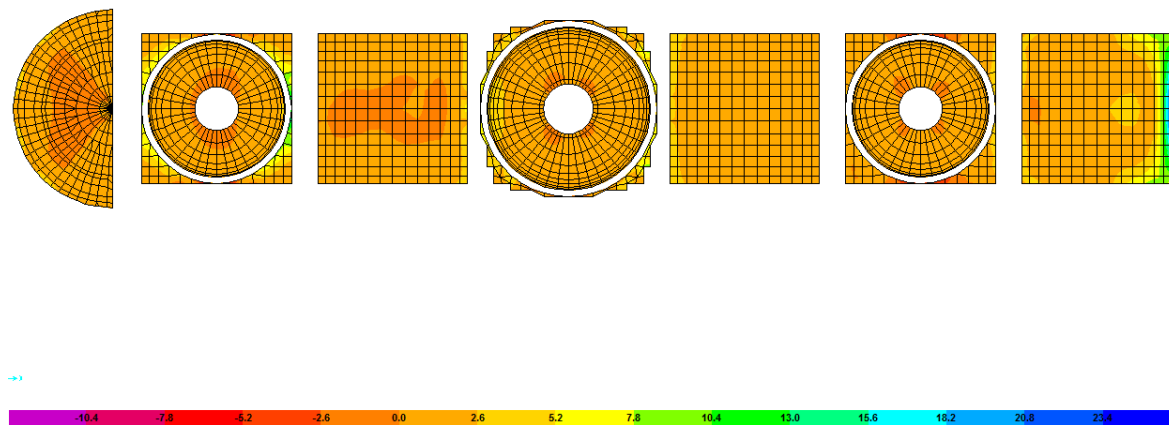


Figura 6.60. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en las Cupulas.

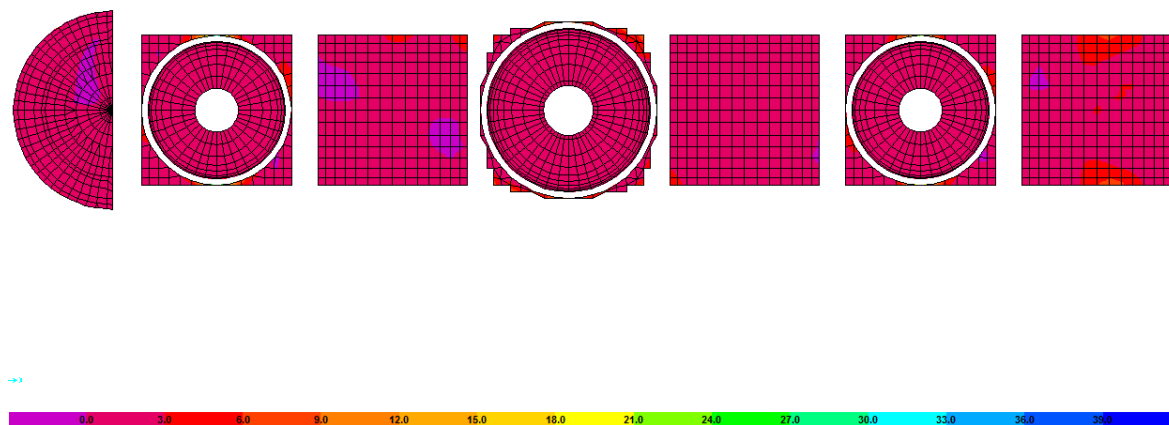


Figura 6.61. Esfuerzos S12-Max (Comb3) en las Cupulas.

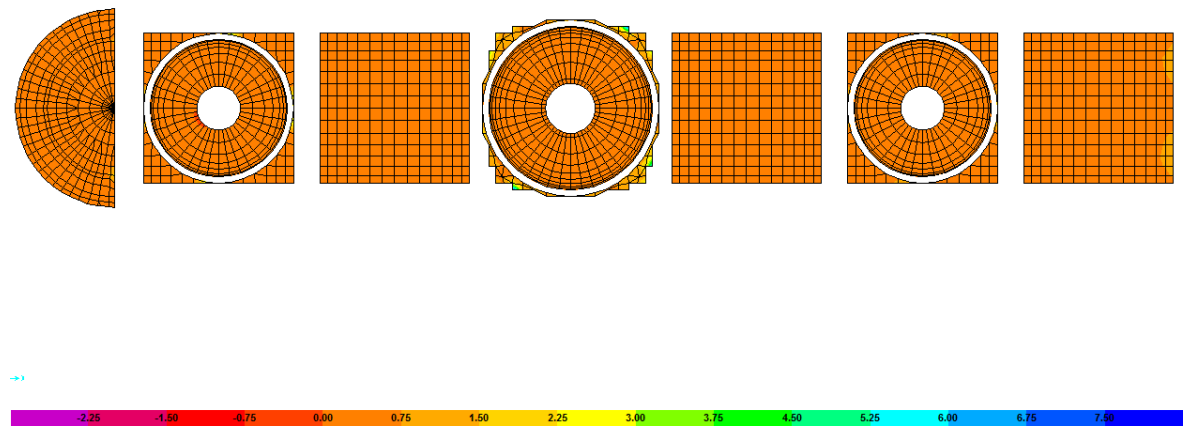


Figura 6.62. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en las Cupulas.

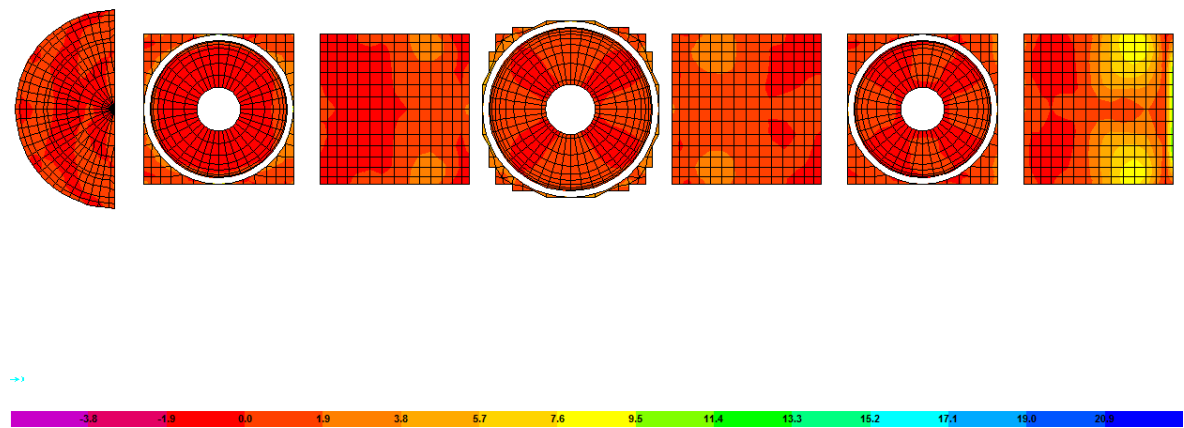


Figura 6.63. Esfuerzos S22-Max (Comb3) en las Cupulas.

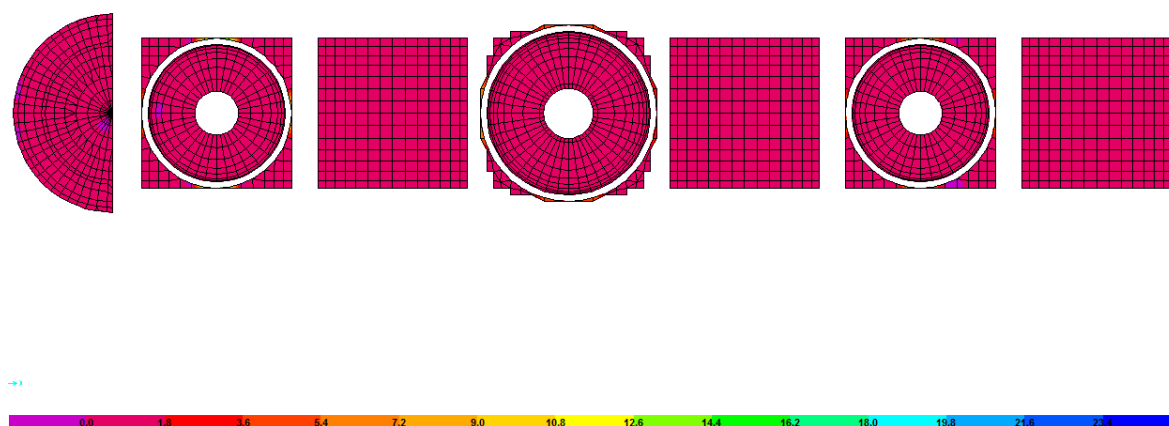
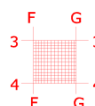


Figura 6.64. Esfuerzos S23-Max (Comb3) en las Cupulas.

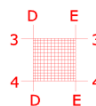
6.2.2.4.1 PRIMERA CUPULA BAJA



Por la **Figura 6.60**. se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 19.50 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con las torres, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.63**. se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 8.55 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con las torres, en su punto más alto, y en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4 en su punto medio hacia el pórtico transversal G (Torres)

Por la **Figura 6.61**. se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kg/cm², presentándose en la unión de esta cúpula con los pórticos 3 y 4, en su parte más alta.

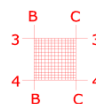


6.2.2.4.2 SEGUNDA CUPULA BAJA

Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 3.90 kg/cm², localizándose las proximidades del pórtico D.

Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 2.85 kg/cm², localizándose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4 en su punto medio hacia el pórtico transversal D.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 4.50 kg/cm², presentándose en los vértices D3 y D4

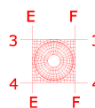


6.2.2.4.3 TERCERA CUPULA BAJA

Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 6.50 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con el eje C.

Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 2.85 kg/cm², localizándose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4 en su punto medio hacia el pórtico transversal C.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores entre 4.50 kg/cm², presentándose en los vértices C3 y C4.



6.2.2.4.4. PRIMERA CUPULA ALTA

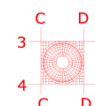
Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 3.90 kg/cm², produciéndose en la unión de esta con los pórticos longitudinales E y F en su punto más alto.

Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 2.85 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos transversales E y F en sus puntos más altos.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 10.50 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos 3 y 4, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.62.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 1.13 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales E y F, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.64.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 4.50 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales E y F, en su punto más alto.



6.2.2.4.5. SEGUNDA CUPULA ALTA

Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 6.50 kg/cm², produciéndose en las proximidades de la unión con los pórticos transversales C y D en su punto más alto.



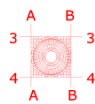
Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 4.75 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos transversales C y D en sus puntos más altos.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos 3 y 4, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.62.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 2.63 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en su punto medio.

Por la **Figura 6.64.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 6.30 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en su punto más alto.

6.2.2.4.6. TERCERA CUPULA ALTA



Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 9.10 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos transversales A y B, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 2.85 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos transversales A y B, en sus puntos más altos.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 13.50 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos 3 y 4, en su punto más alto.



Por la **Figura 6.62.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 1.88 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos 3 y 4, y los pórticos transversales A y B, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.64.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 6.30 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales A y B, en su punto más alto.

6.2.2.4.7. CUPULA POSTERIOR



Por la **Figura 6.60.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 3.90 kg/cm², produciéndose en las uniones de esta cúpula con la estructura cilíndrica que la sostiene.

Por la **Figura 6.63.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 0.95 kg/cm², produciéndose en las uniones de esta cúpula con su estructura cilíndrica de apoyo y con el eje A.

Por la **Figura 6.61.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 1.50 kg/cm², produciéndose en toda la cúpula.

6.2.2.5. Torres

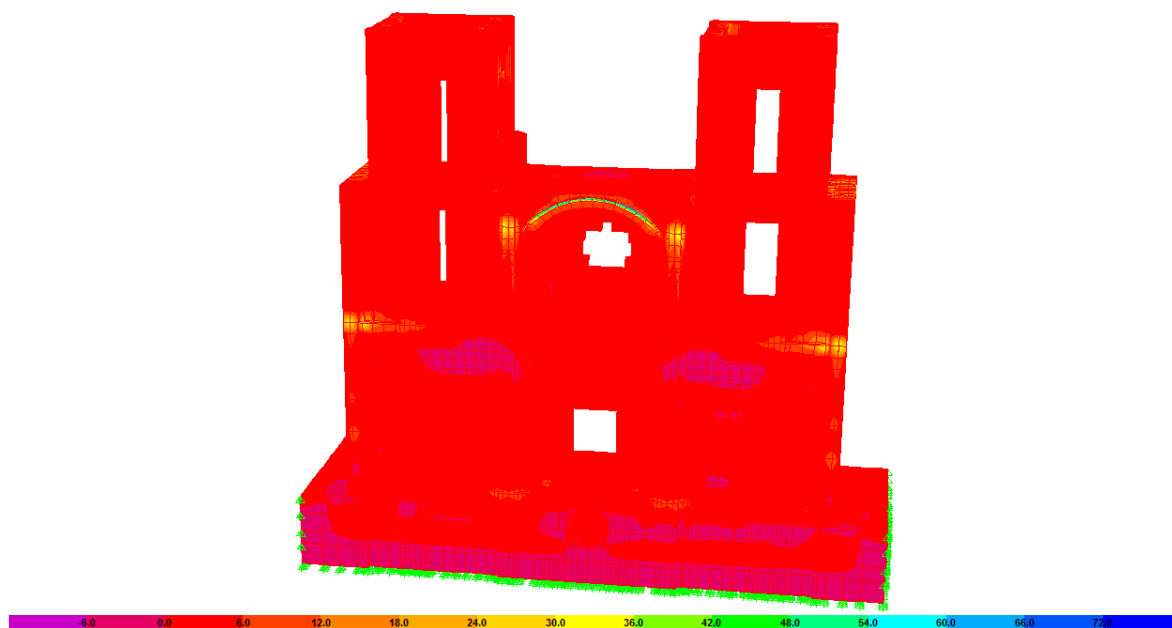


Figura 6.65. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en las Torres.

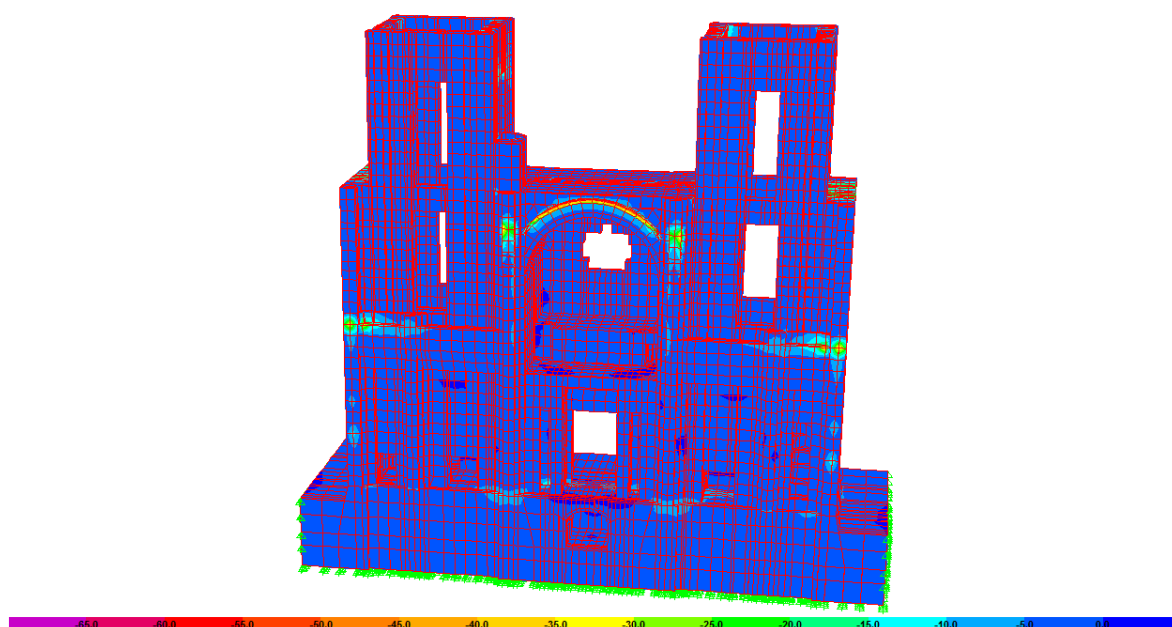


Figura 6.66. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en las Torres.

La **Figura 6.65.** muestra que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan los 33 kgf/cm², y se presentan en el trasdós de todo el arco central, y en la zona de unión con los pórticos longitudinales 1,3,4 y 6. Mientras que por la

Figura 6.66. se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas donde actúan los de tracción, alcanzando valores de 32.50 kg/cm².

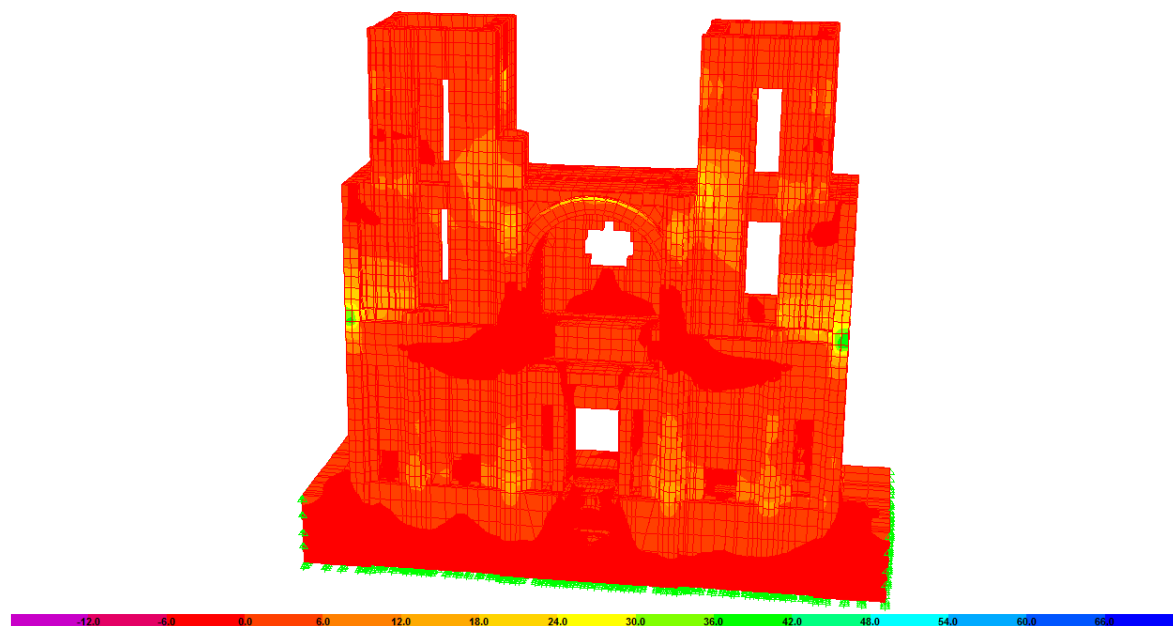


Figura 6.67. Esfuerzos S33-Max (Comb3) en las Torres.

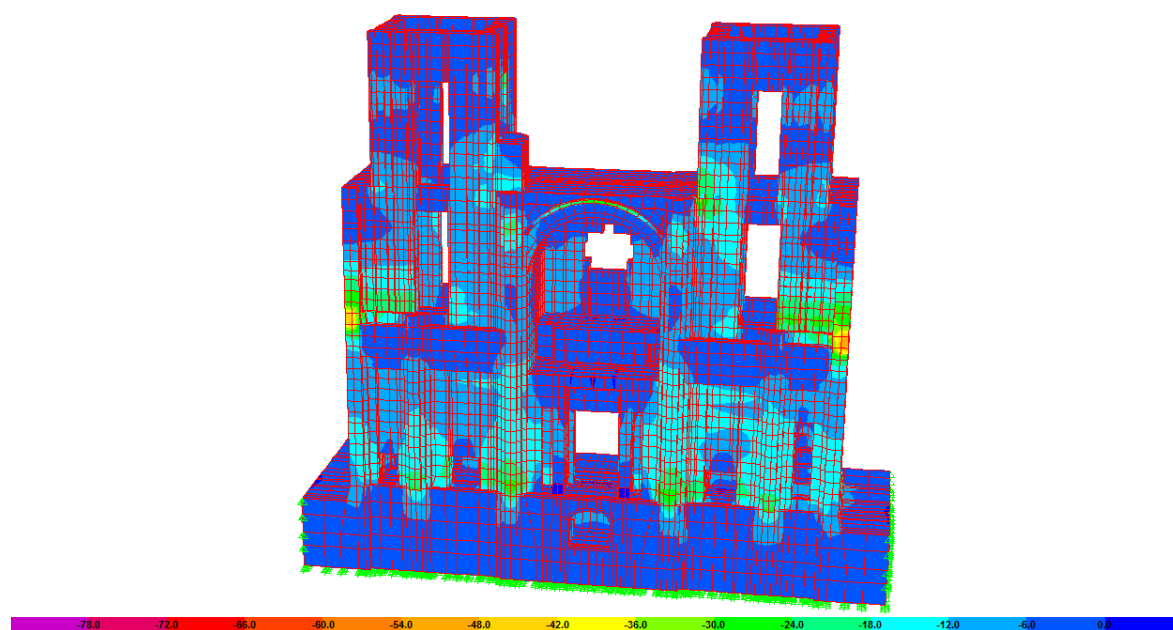


Figura 6.68. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en las Torres.

En la **Figura 6.67.** se pueden apreciar que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 39 kgf/cm², los cuales se presentan en las proximidades a la zona de unión con los pórticos longitudinales 1 y 6. Mientras que por la **Figura 6.68.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas donde actúan los de tracción, alcanzando valores de 51 kg/cm².

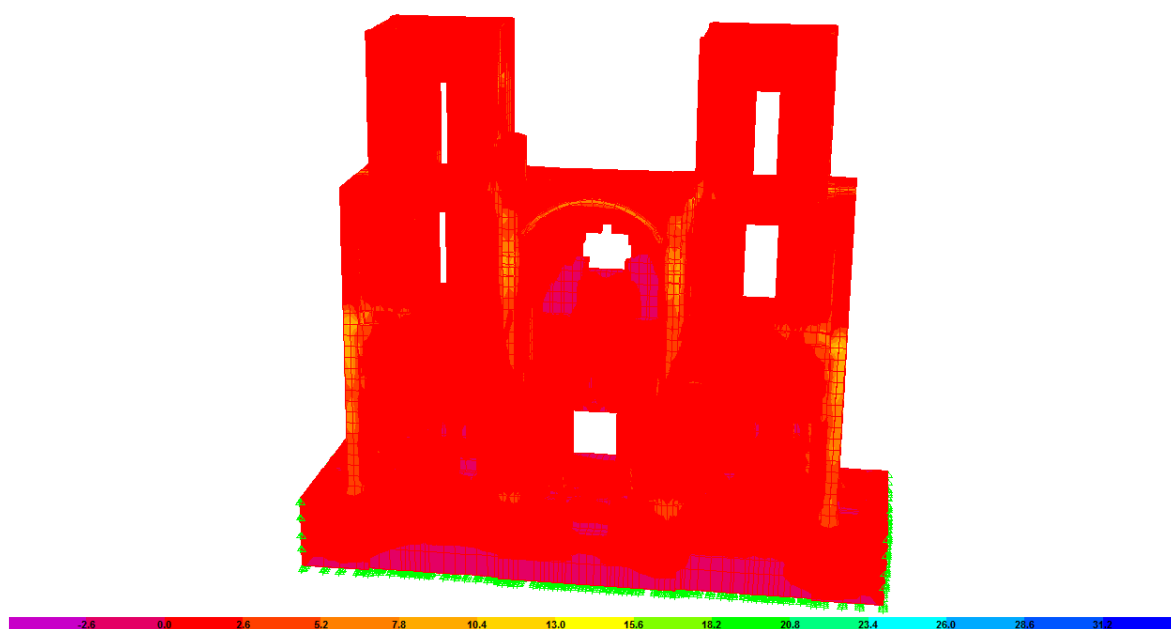
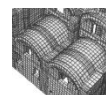


Figura 6.69. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en las Torres.

En la **Figura 6.69.** se pueden apreciar que los esfuerzos S13 mínimos de cortante alcanzan los 11.70 kgf/cm², presentándose en las proximidades a la zona de unión con los pórticos longitudinales 1 y 6.

6.2.2.6. BOVEDAS DE LAS CAMARAS LATERALES



En la **Figura 6.70.** se pueden apreciar que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan los 9 kgf/cm², y se presentan en la zona de unión con las torres.

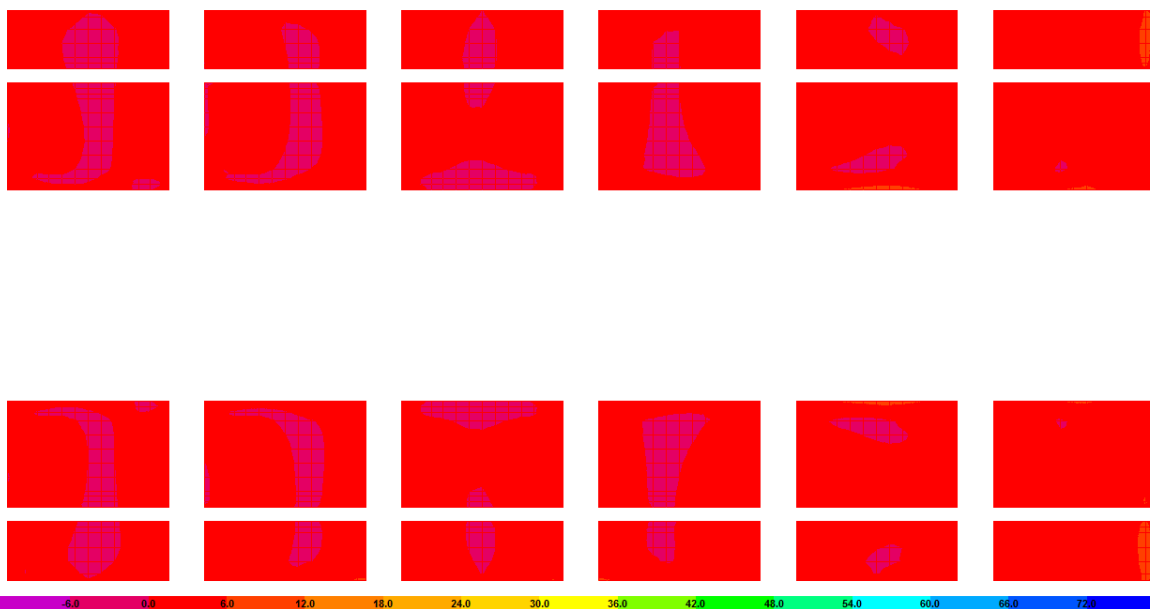


Figura 6.70. Esfuerzos S11-Max (Comb3) en las Bóvedas de las cámaras laterales.

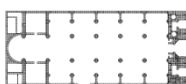
Los resultados anteriores se resumen en la **Tabla 6.8**.

En la cual también se han tabulado los mismos esfuerzos en el modelo sin ISE [1], mostrando una comparación de la respuesta estructural de la catedral sin y con ISE, de la cual se puede concluir; que bajo la condición de carga muerta mas el espectro en la dirección X, los niveles de esfuerzo a la que están sometidas las secciones presentan una variación apreciable (16%) en magnitud en la zona donde se producen, con excepción de los que se generan al nivel de la base (nivel del suelo de la catedral), que son similares. La disminución en los esfuerzos es el resultado del aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo y del aumento en el período fundamental de la estructura, debido a la incorporación del suelo dentro del modelo estructural. Es necesario señalar que si bien se alcanzan los mismos esfuerzos en el modelo con ISE, estos ocupan o se extienden en menor proporción en las zonas donde actúan, si se compara con el modelo empotrado a nivel del piso de la catedral, como se observa en las figuras precedentes.

Esfuerzos Máximos y Mínimos bajo la Hipótesis de Carga Muerta + Espectro en X: CM + SPECX																
Elemento Estructural		Sin ISE					Con ISE					Variación				
		S11- Max [kg / cm2]	S11- Min [kg / cm2]	S33- Max [kg / cm2]	S33- Min [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S11- Max [kg / cm2]	S11- Min [kg / cm2]	S33- Max [kg / cm2]	S33- Min [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S11- Max [kg / cm2]	S11- Min [kg / cm2]	S33- Max [kg / cm2]	S33- Min [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]
Base		3.00	2.50	21.00	39.00	6.50	3.00	2.50	21.00	33.00	6.50	100	100	100	85	100
Pórticos longitudinales	1	21.00	22.50	27.00	33.00	16.90	21.00	17.50	21.00	27.00	11.70	100	78	78	82	69
	3	45.00	37.50	33.00	39.00	14.30	39.00	32.50	27.00	33.00	14.30	87	87	82	85	100
	4	45.00	37.50	33.00	39.00	16.90	39.00	32.50	27.00	33.00	14.30	87	87	82	85	85
	6	27.00	22.50	27.00	33.00	16.90	21.00	17.50	21.00	27.00	11.70	78	78	78	82	69
	Sección posterior	15.00	12.50	15.00	21.00	6.50	9.00	12.50	9.00	15.00	6.50	60	100	60	71	100
Torres		39.00	37.50	45.00	57.00	14.30	33.00	32.50	39.00	51.00	11.70	85	87	87	89	82
Domos		9.00					9.00					100				
		Sin ISE					Con ISE					Variación				
		S11- Max [kg / cm2]	S22- Max [kg / cm2]	S12- Max [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]	S11- Max [kg / cm2]	S22- Max [kg / cm2]	S12- Max [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]	S11- Max [kg / cm2]	S22- Max [kg / cm2]	S12- Max [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]
Cúpulas	1ª Baja	22.10	10.45	7.50			19.50	8.55	7.50			88	82	100		
	2ª Baja	6.50	2.85	4.50			3.90	2.85	4.50			60	100	100		
	3ª Baja	6.50	2.85	4.50			3.90	2.85	4.50			60	100	100		
	1ª Alta	6.50	2.85	10.50	1.13	6.30	3.90	2.85	10.50	1.13	4.50	60	100	100	100	71
	2ª Alta	9.10	8.55	7.50	3.38	8.10	6.50	4.75	7.50	2.63	6.30	71	56	100	78	78
	3ª Alta	11.70	4.75	13.50	2.63	8.10	9.10	2.85	13.50	1.88	6.30	78	60	100	71	78
	Posterior	3.90	0.95	4.50			3.90	0.95	1.50			100	100	33		

Tabla 6.8. Esfuerzos máximos bajo la hipótesis de carga muerta + espectro en X (Comb3)

6.2.3. ESFUERZOS EN LOS ELEMENTOS DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN Y: CM + SPECY



6.2.3.1. BASE

Por la **Figura 6.71**, se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción se producen en la mayor parte de la sección (Z+1.00), alcanzando valores de 2.50 kg/cm². Mientras que por la **Figura 6.72**, se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se presentan en toda la sección, alcanzando valores de 2.50 kgf/cm²

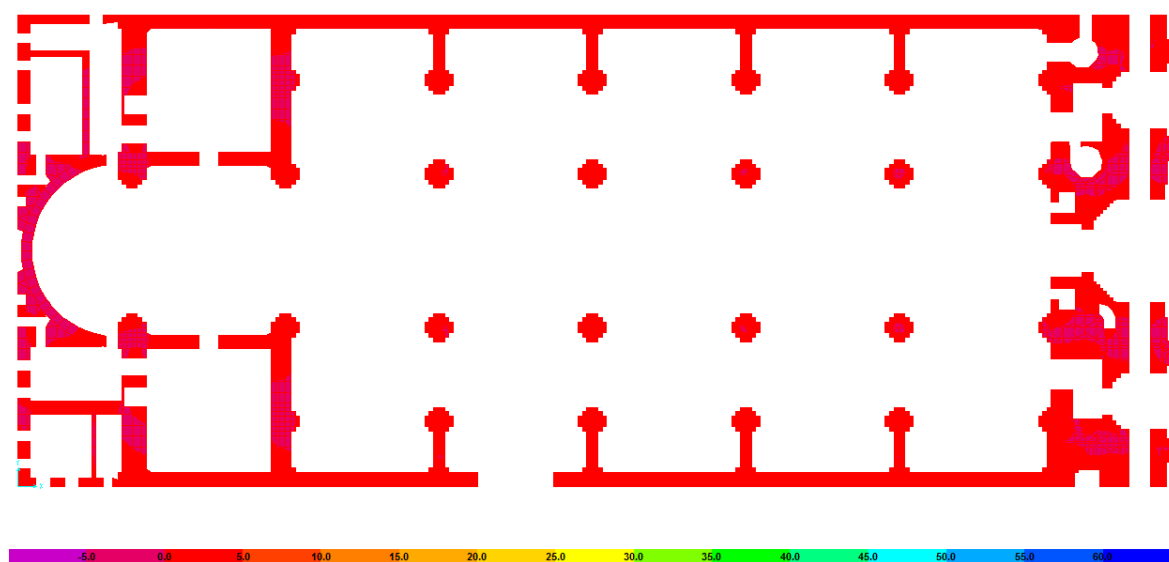


Figura 6.71. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en la Base.

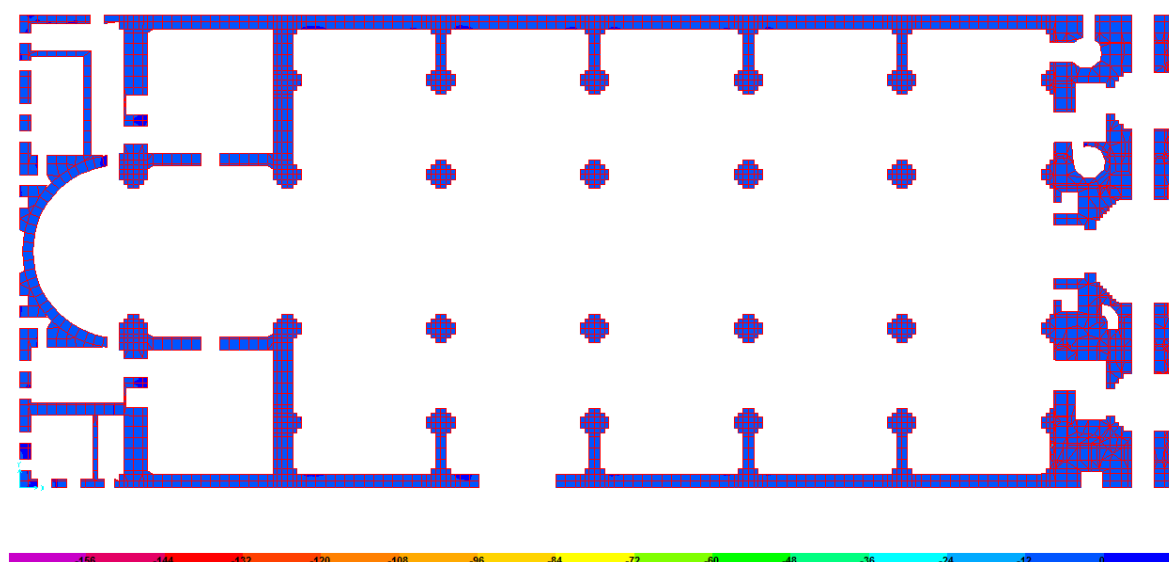


Figura 6.72. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en la Base.

Por la **Figura 6.73**, se tiene que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan valores de 38.25 kg/cm², y se presentan en las columnas interiores D2, D3, D4 y D5. Mientras que por la **Figura 6.74**, se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen solo en las columnas D3 y D4, alcanzando valores de 57.75 kg/cm².

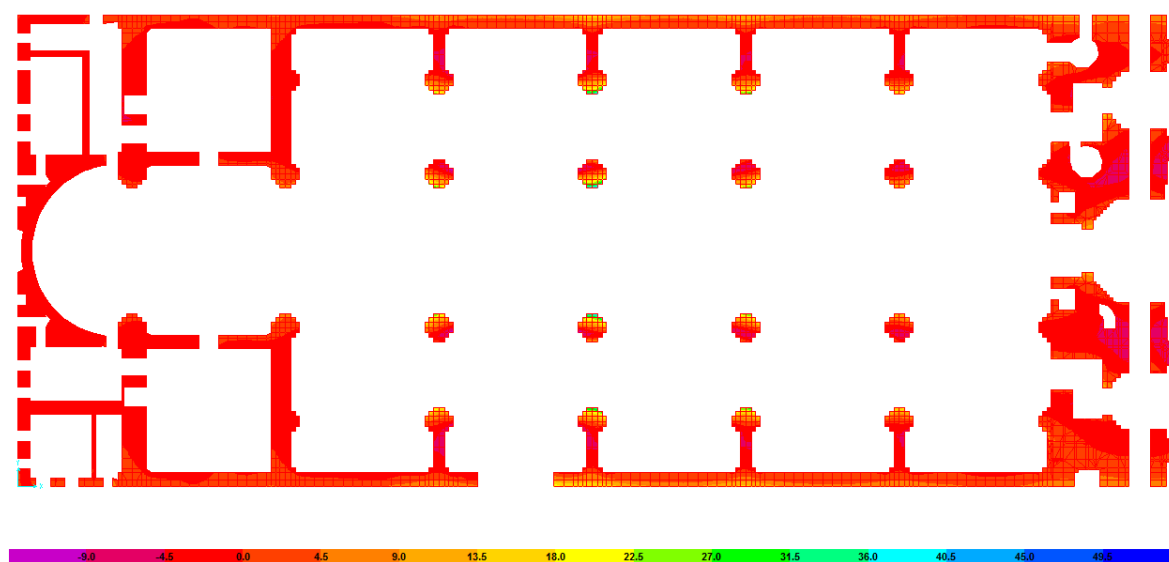


Figura 6.73. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en la Base.

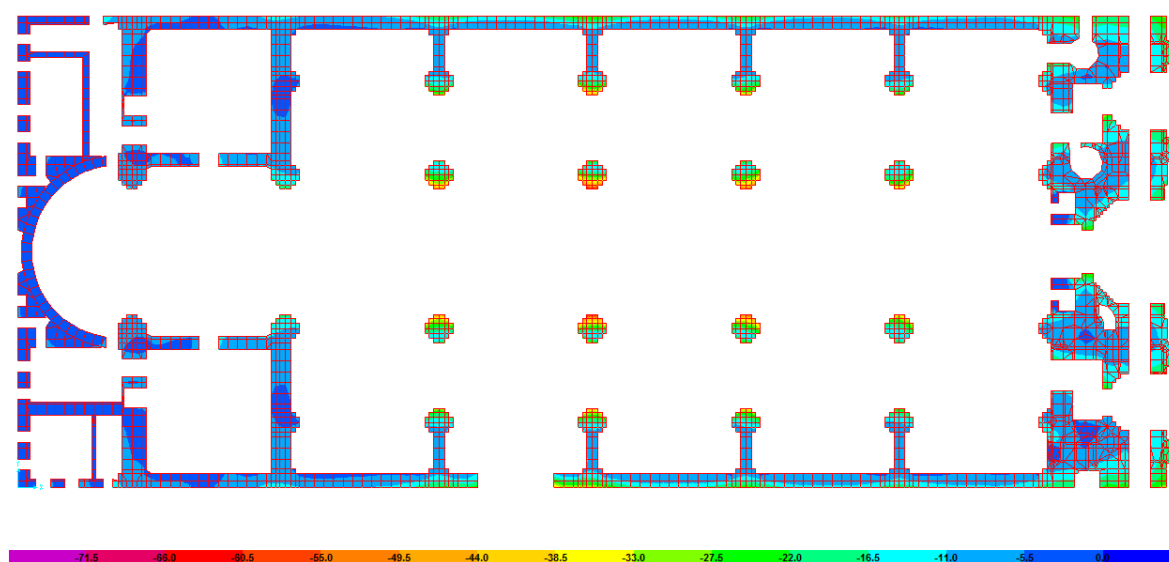


Figura 6.74. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en la Base.

Por la **Figura 6.75**. se tiene que los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan valores de 11.70 kg/cm², y se presentan en el pórtico transversal D entre los ejes transversales 1 y 2, y 5 y 6.

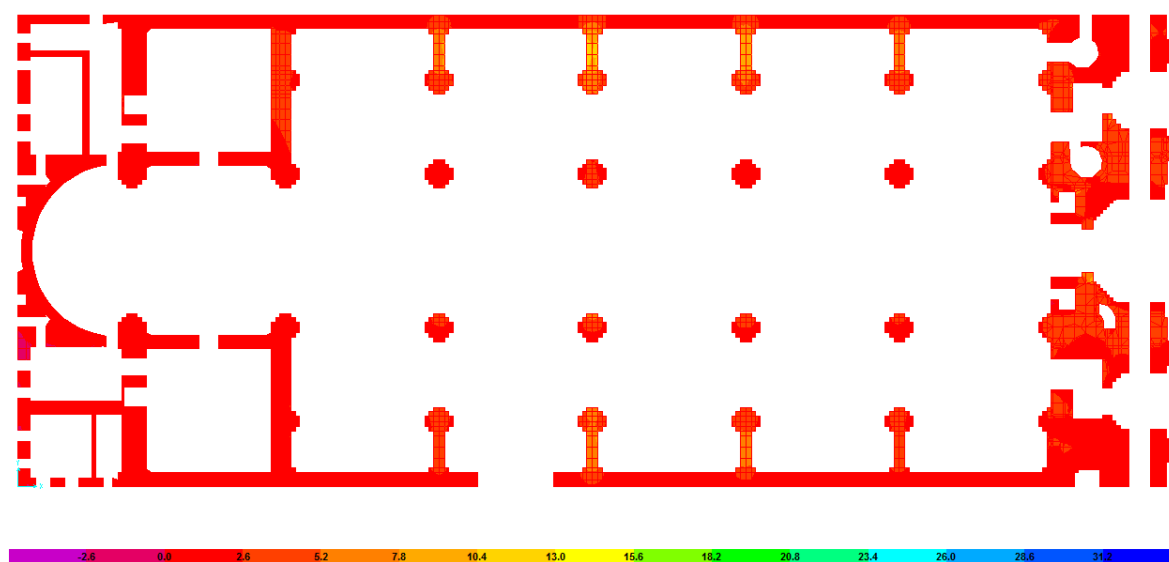


Figura 6.75. Esfuerzos S23-Max (Comb4) en la Base.

6.2.3.2 PORTICOS TRANSVERSALES

6.2.3.2.1. PÓRTICO TRANSVERSAL A

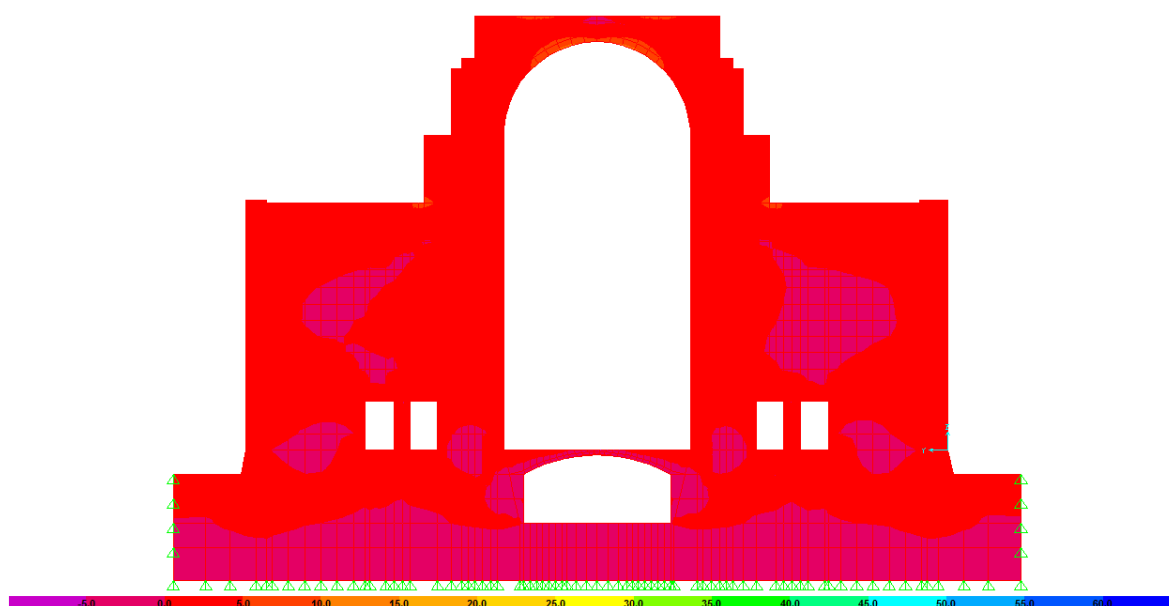
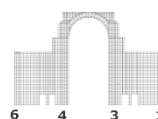


Figura 6.76. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal A.

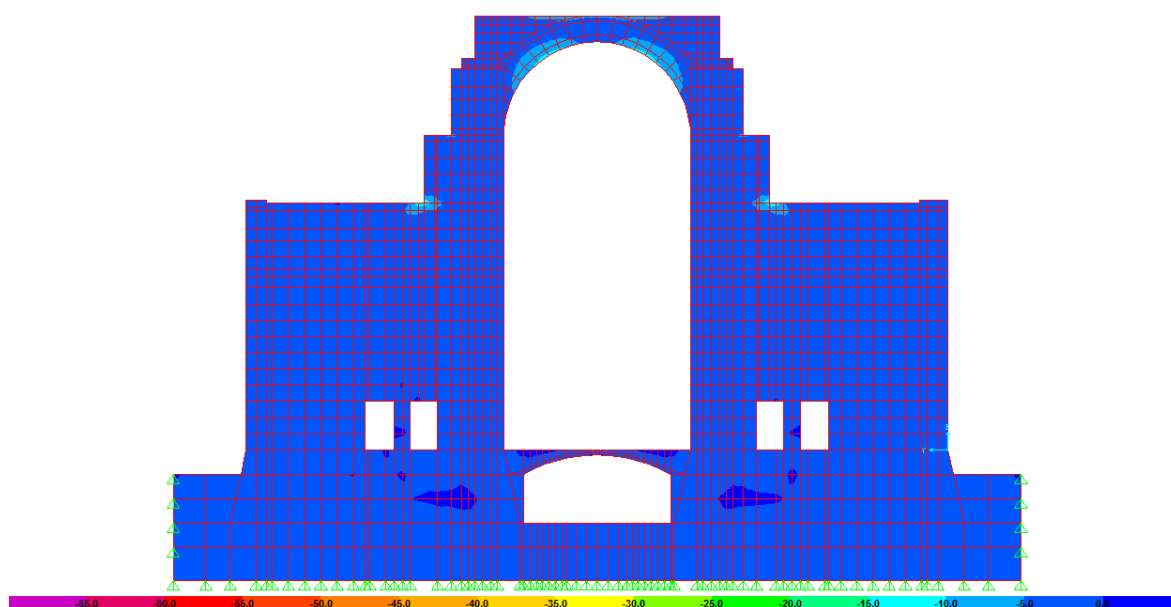


Figura 6.77. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal A.

Como se observa en la **Figura 6.76.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 7.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves del arco central. Mientras que por la **Figura 6.77.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción y a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4 alcanzando valores de 12.50 kg/cm².

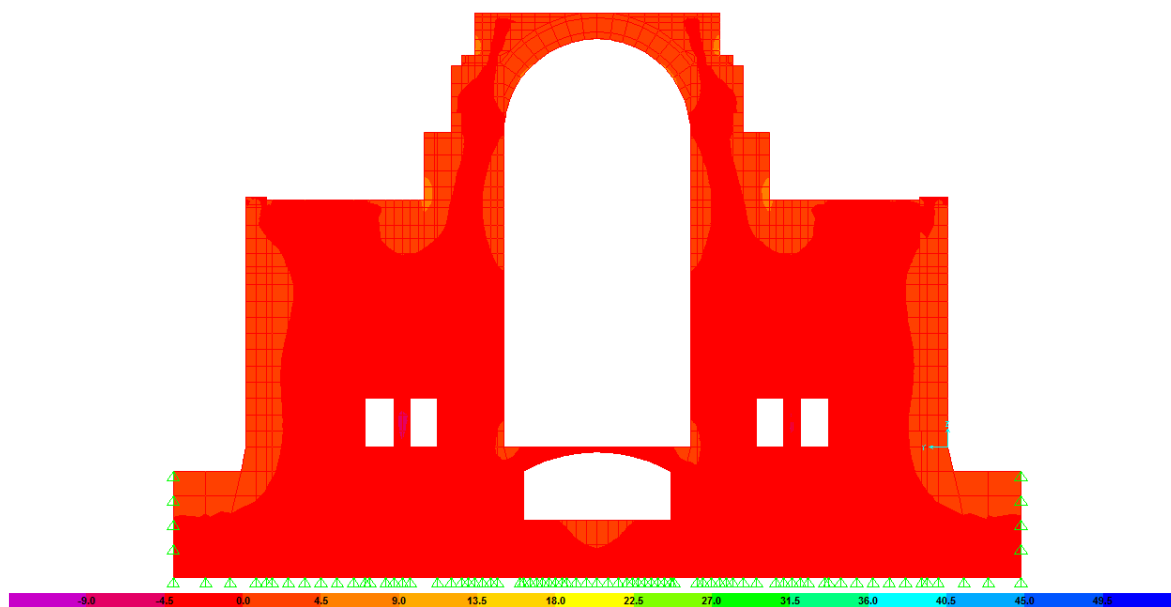


Figura 6.78. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal A.

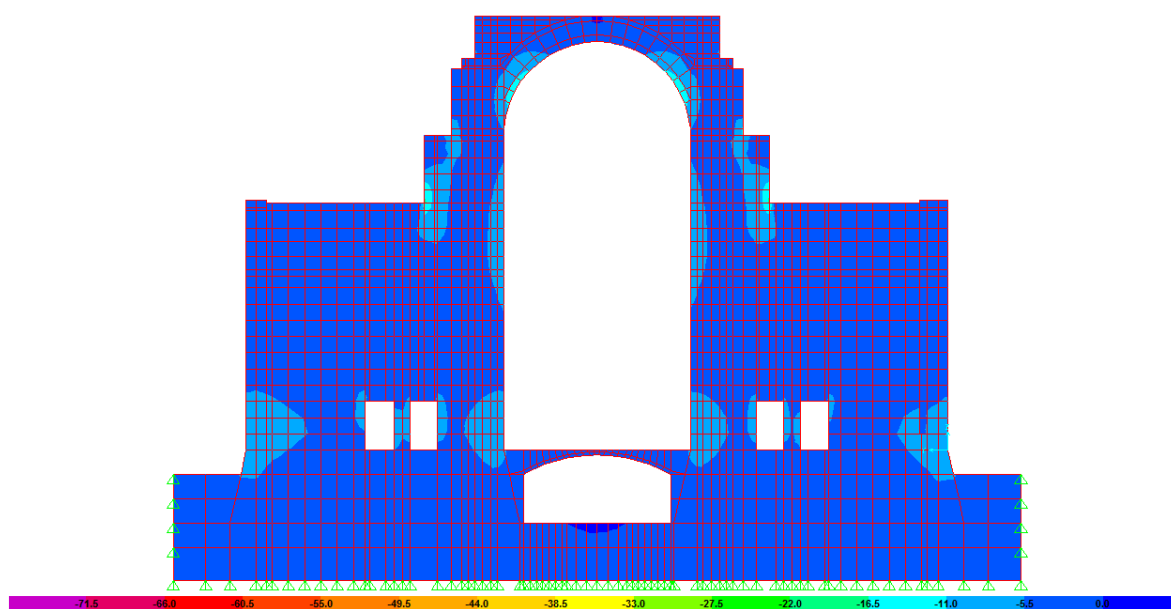


Figura 6.79. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal A.

Como se observa en la **Figura 6.78.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 6.75 kgf/cm², los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4. Mientras que por la **Figura 6.79.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción y en el intradós de las dovelas del arco central, alcanzando valores de 13.75 kg/cm².



Figura 6.80 Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal A.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan valores de 9.10 kgf/cm², en el intradós de las dovelas del arco central.

6.2.3.2.2. PÓRTICO TRANSVERSAL B

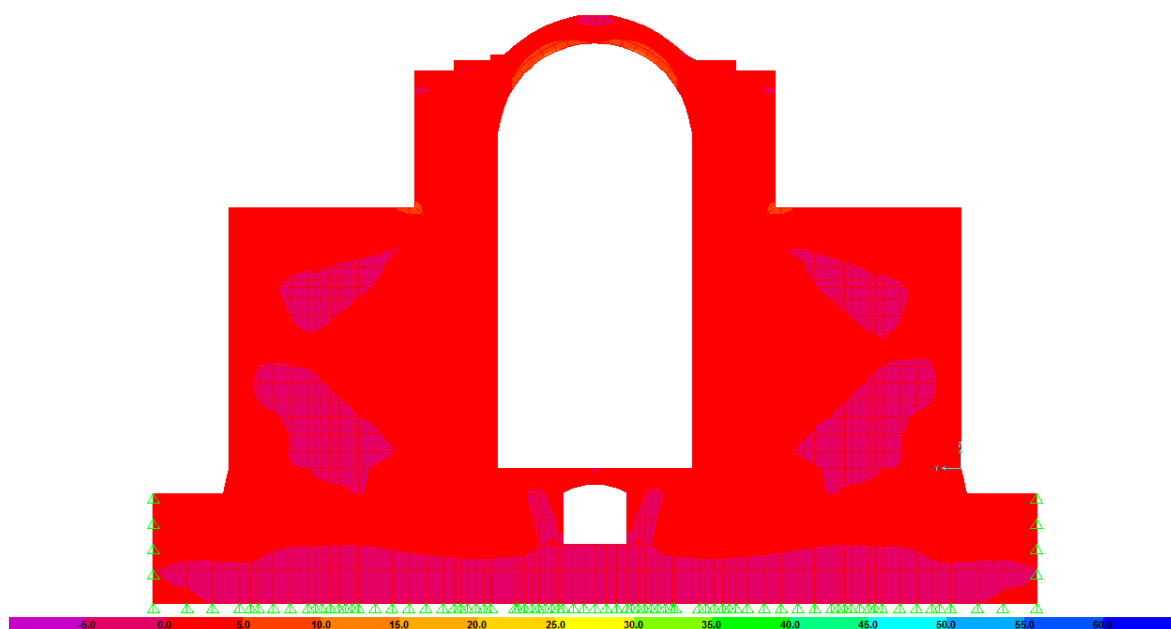
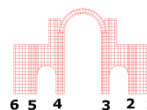


Figura 6.81. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal B.

Como se observa en la **Figura 6.81.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 7.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves del arco central y a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4. Mientras que por la **Figura 6.82.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores de 12.50 kgf/cm².

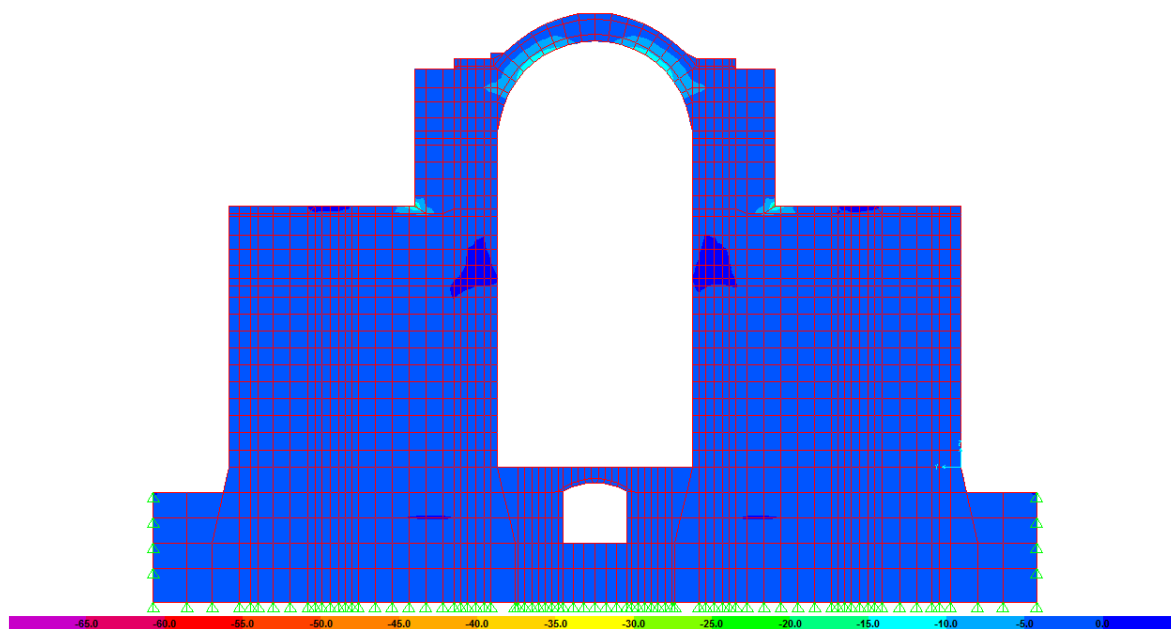


Figura 6.82. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal B.

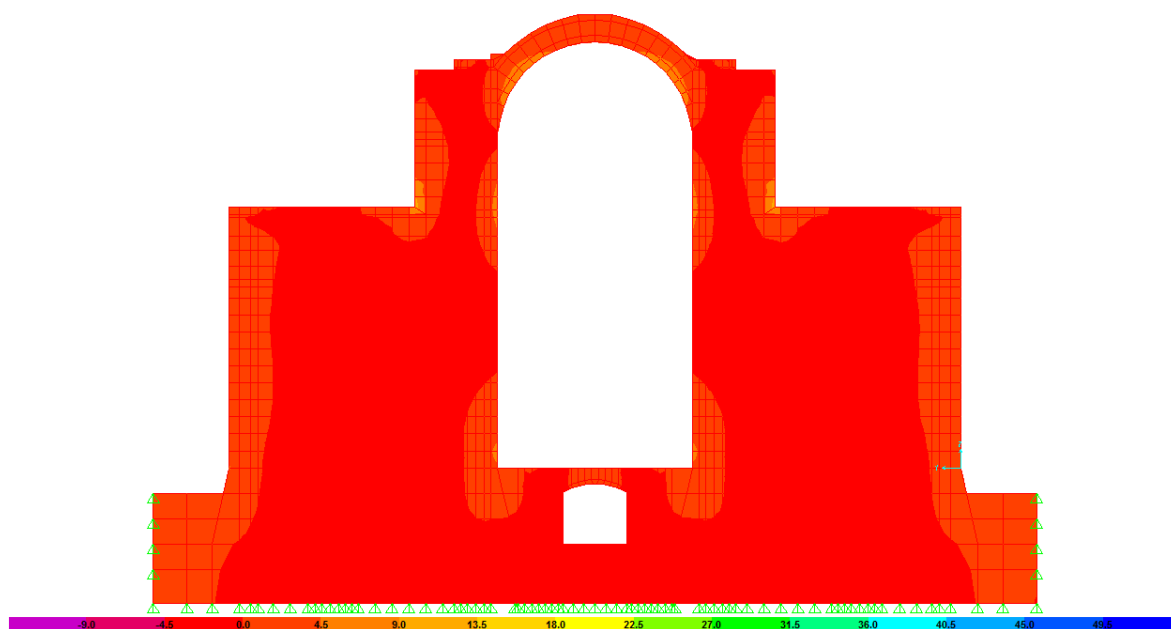


Figura 6.83. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal B.

Como se observa en la **Figura 6.83.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 6.75 kgf/cm², los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, y en el intradós de las dovelas del arco central. Mientras que por la **Figura 6.84.** se tiene que los esfuerzos S33

mínimos de compresión actúan mayormente a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, alcanzando valores de 24.75 kg/cm^2 .

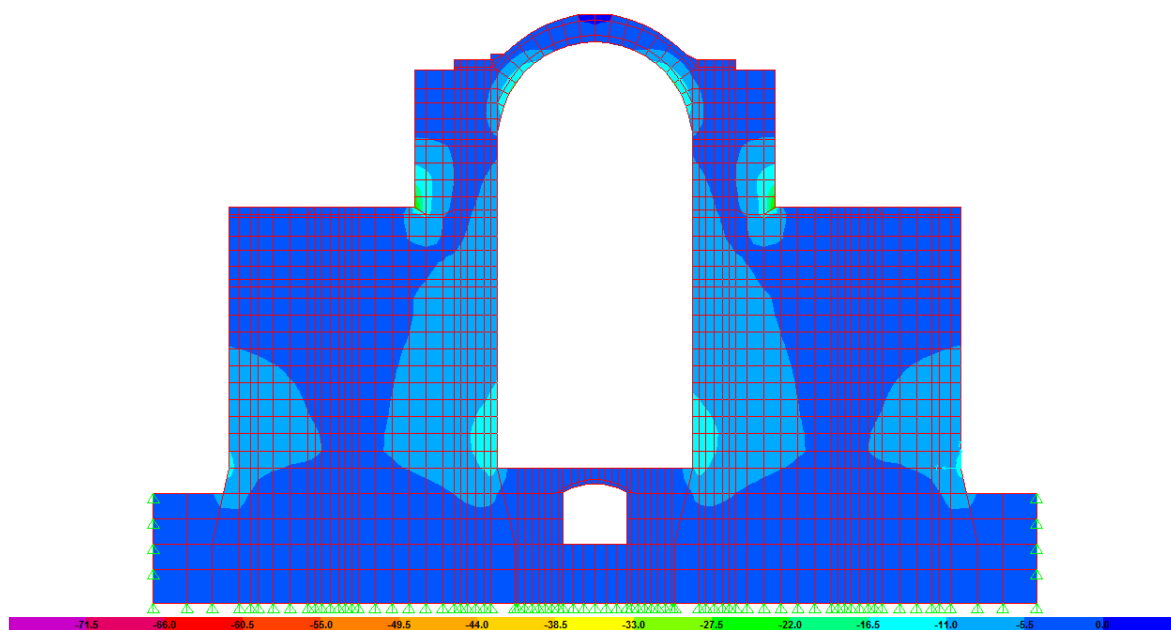


Figura 6.84. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal B.

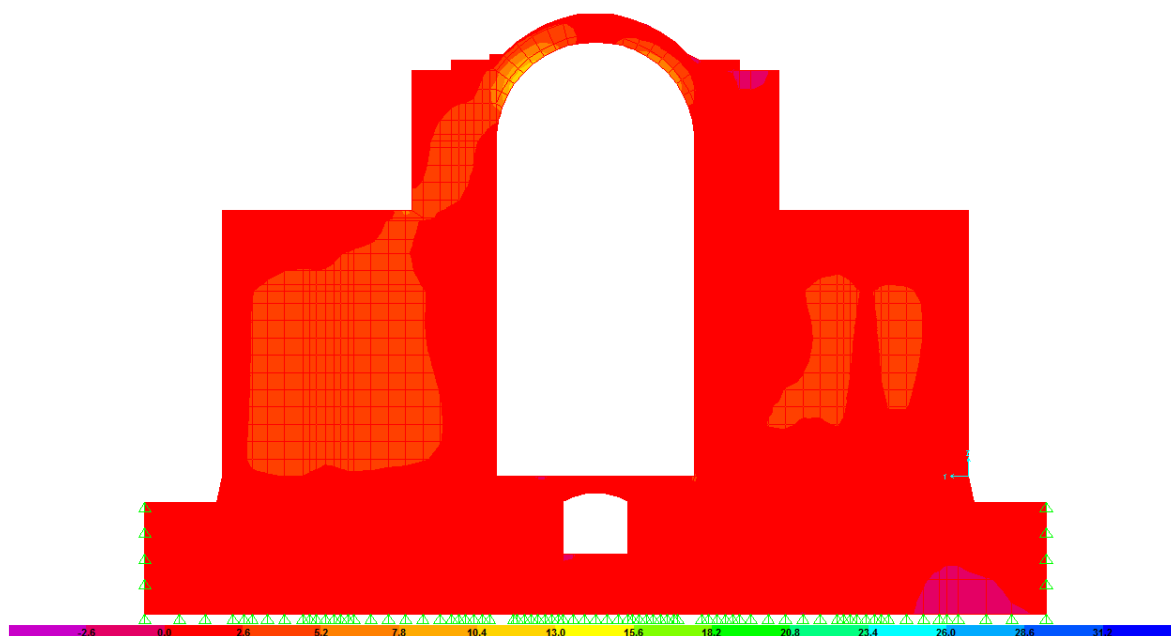


Figura 6.85. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal B.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan los 11.70 kgf/cm^2 , actuando en el intradós de las dovelas del arco central.

6.2.3.2.3. PÓRTICO TRANSVERSAL C

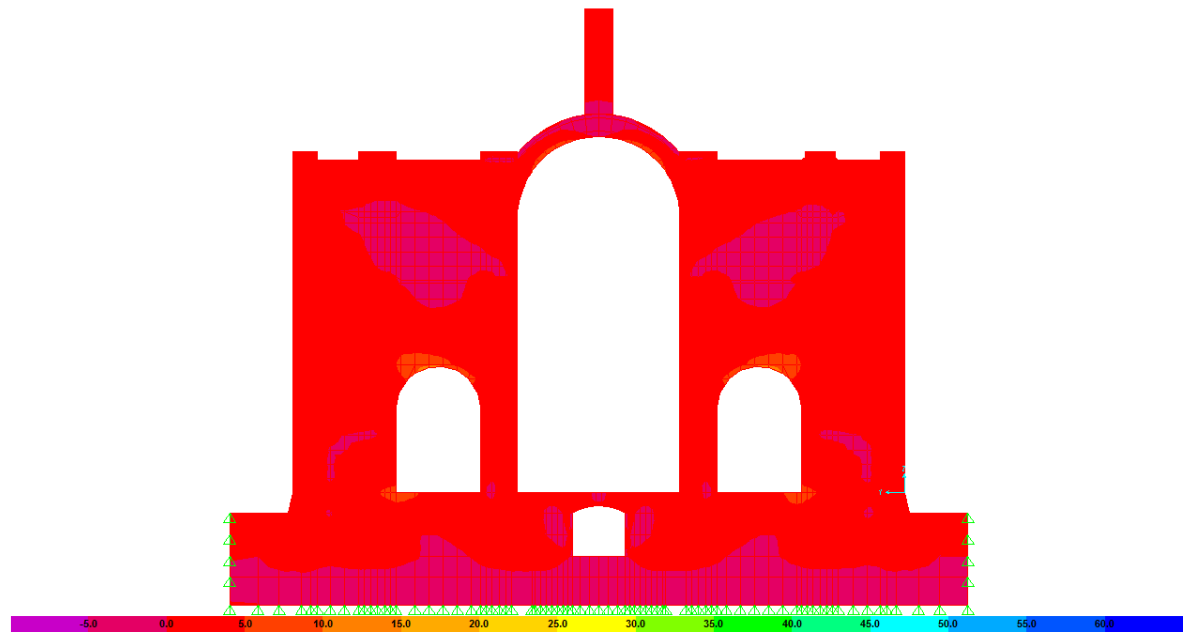
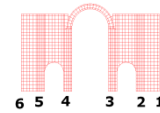


Figura 6.86. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal C.

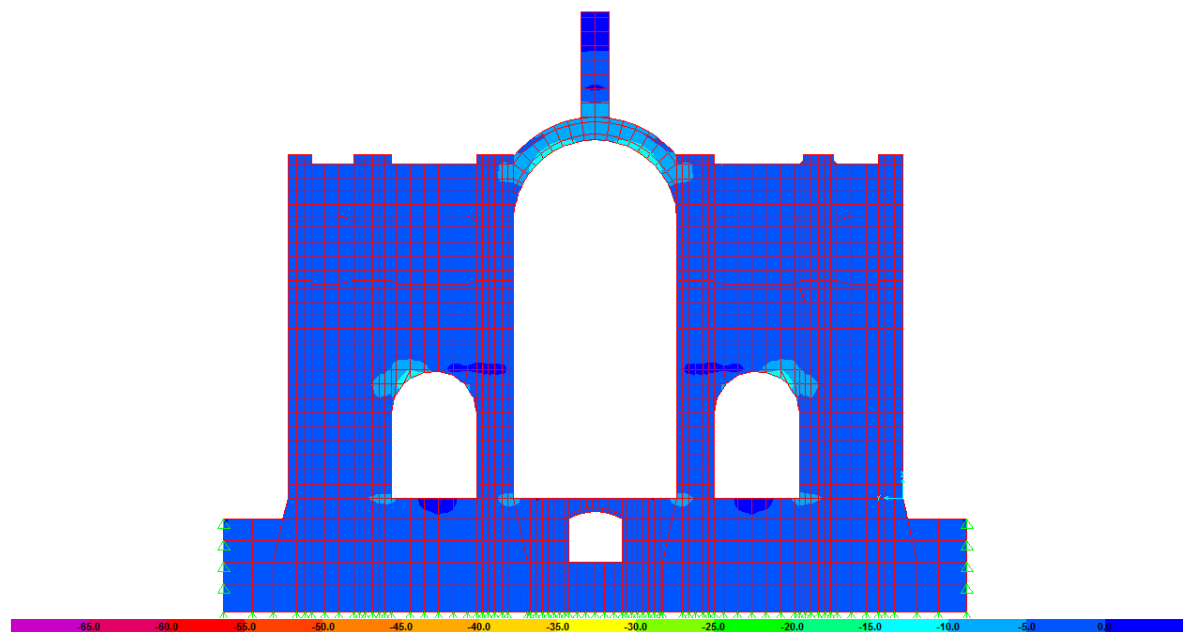


Figura 6.87. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal C.

Como se observa en la **Figura 6.86.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 12.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2. Mientras que por la **Figura 6.87.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción, así como también en el intradós de las contraclaves del arco central alcanzando valores de 12.50 kgf/cm².



Figura 6.88. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal C.

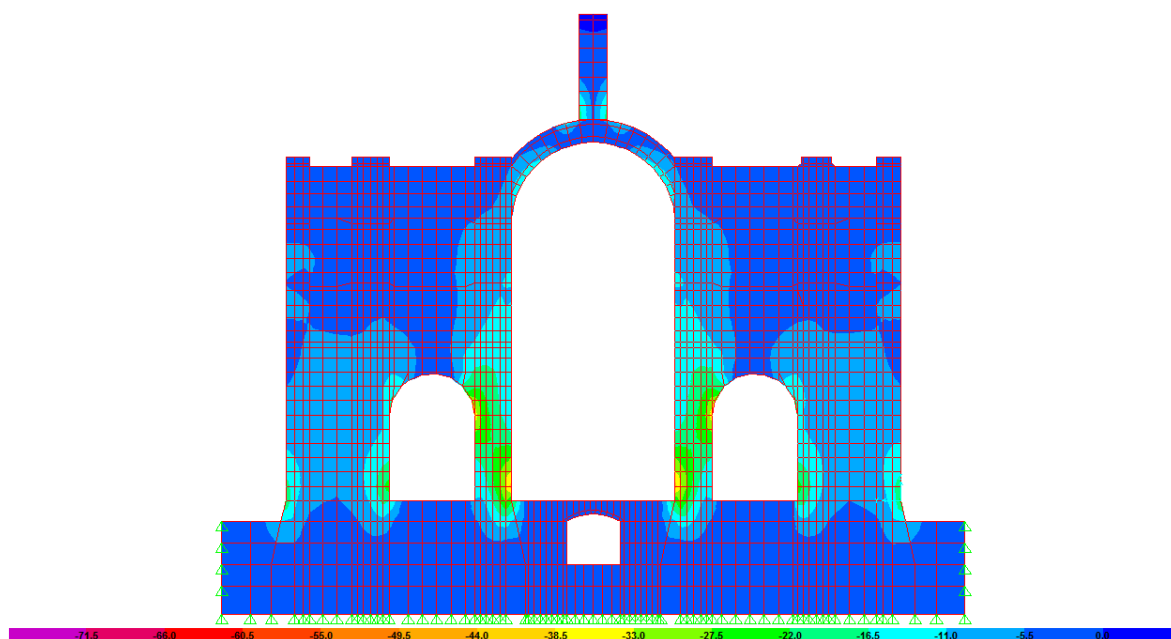


Figura 6.89. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal C.

Como se observa en la **Figura 6.88.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción, alcanzan 15.75 kgf/cm², los cuales actúan en la base de las columnas C3 y C4. Mientras que por la **Figura 6.89.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores DE 35.75 kg/cm².

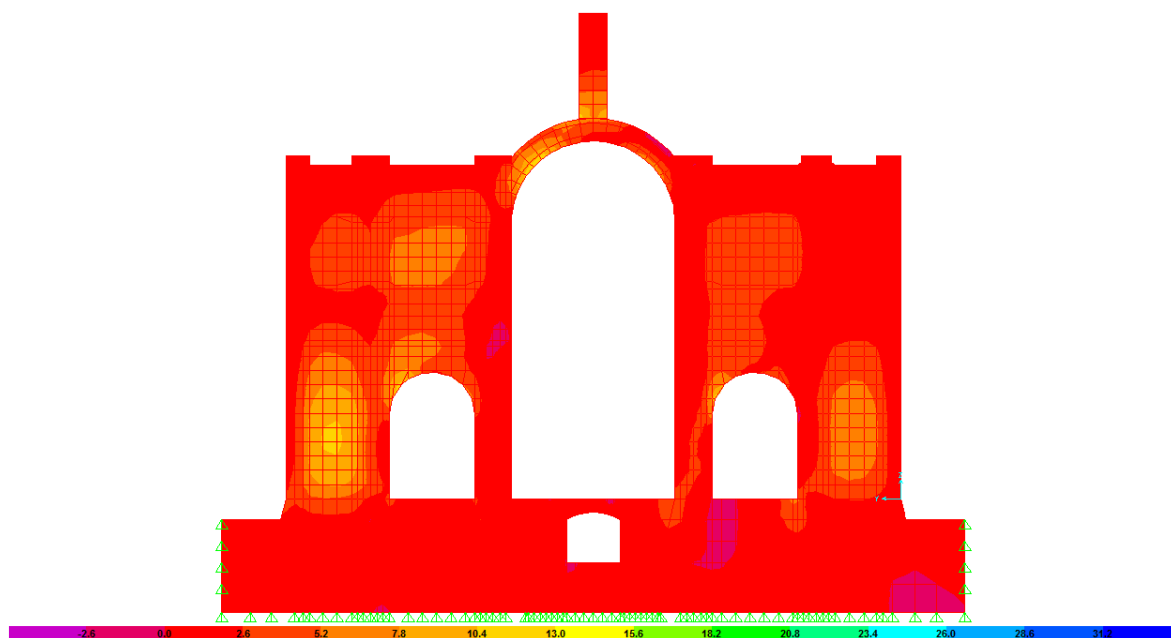
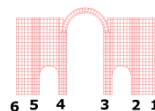


Figura 6.90. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal C.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan 11.70 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las dovelas del arco central y de los arcos entre los ejes 2-3 y 4-5, y en los paneles de mampostería comprendidos entre los ejes 1-2 y 5-6.

6.2.3.2.4. PÓRTICO TRANSVERSAL D



Como se observa en la **Figura 6.91.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 12.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2. Mientras que por la **Figura**

6.92. se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción y en el intradós de las contraclaves del arco central, alcanzando valores de 17.50 kg/cm².



Figura 6.91. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal D.

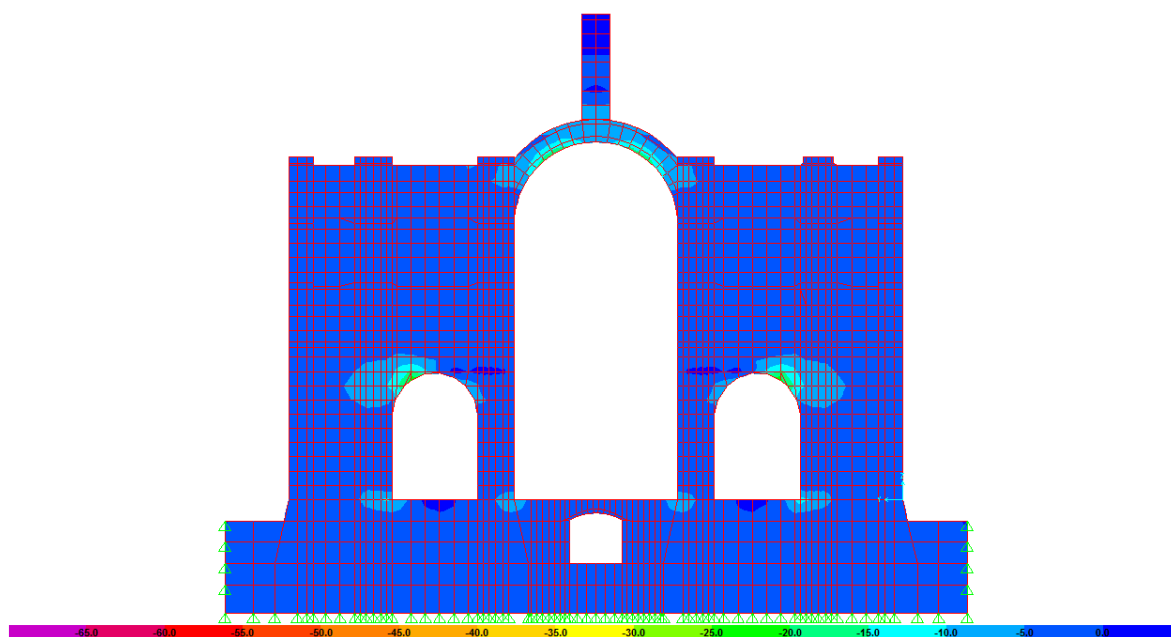


Figura 6.92 Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal D.

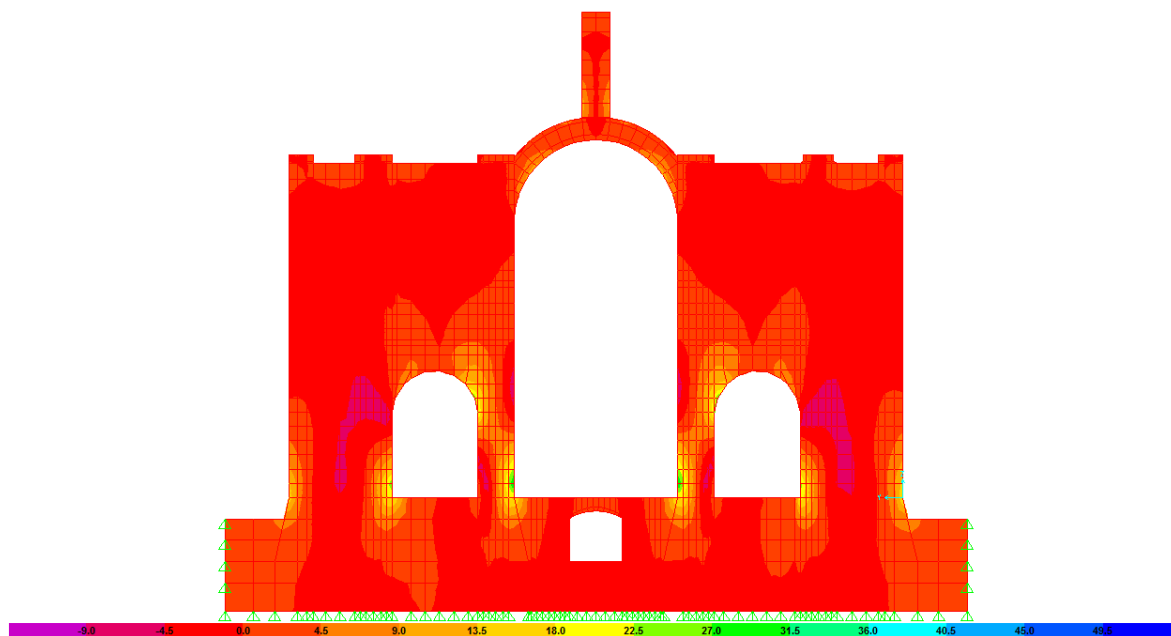


Figura 6.93. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal D.

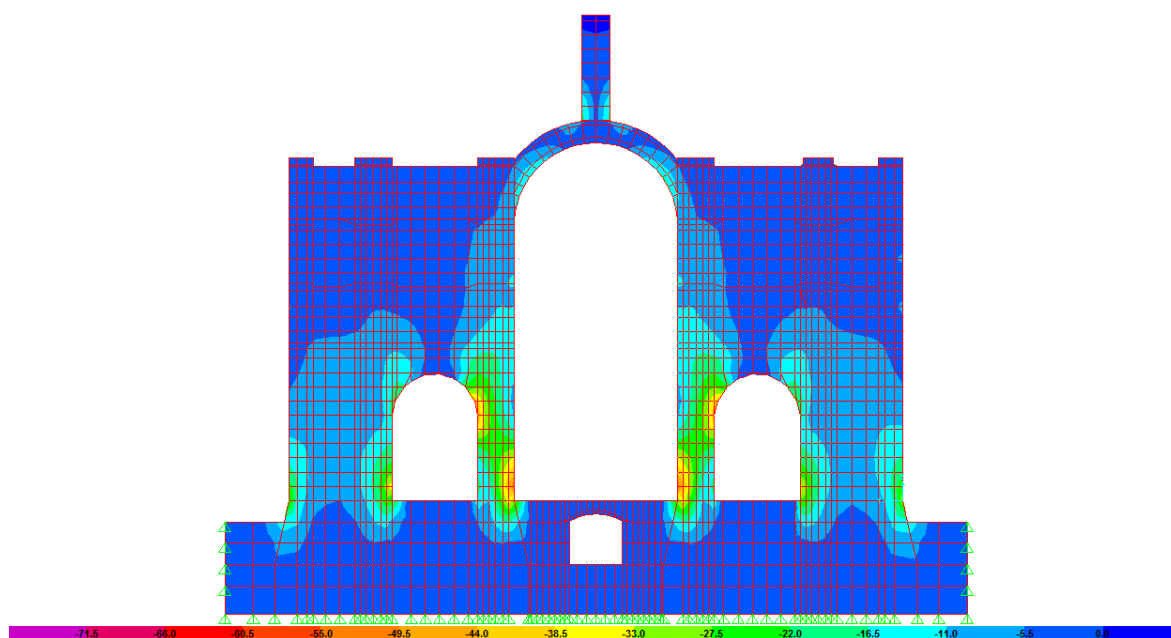


Figura 6.94. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal D.

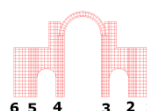
Como se observa en la **Figura 6.93.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 29.25 kgf/cm², los cuales actúan en la base de las columnas D3 y D4. Mientras que por la **Figura 6.94.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se producen en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores de 46.75 kgf/cm².



Figura 6.95. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal D.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan los 14.30 kgf/cm², los cuales actúan en los paneles de mampostería comprendidos entre los ejes 1 y 2 y 5 y 6, además en el intradós de las dovelas del arco central y de los arcos entre los ejes 2-3 y 4-5.

6.2.3.2.5. PÓRTICO TRANSVERSAL E



Como se observa en la **Figura 6.96.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 12.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves del arco central y de los arcos entre los ejes 2-3 y 4-5, además de presentarse en la zona de descanso de los domos a la altura de los ejes 3 y 4. Mientras que por la **Figura 6.97.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se producen a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, alcanzando valores de 22.50 kgf/cm².

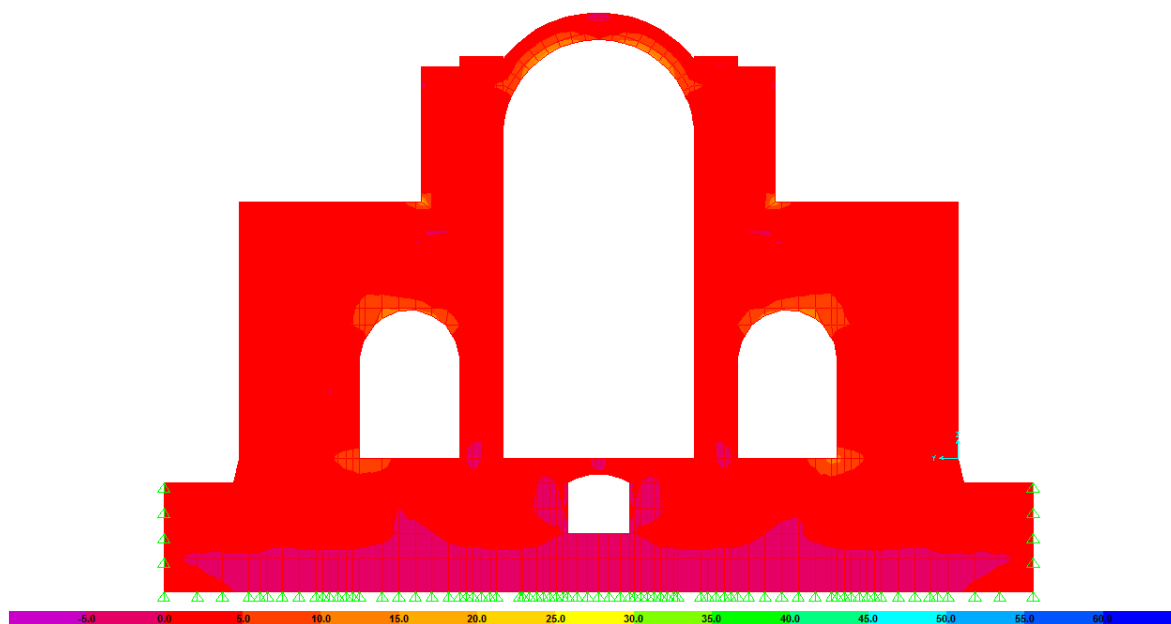


Figura 6.96. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal E.

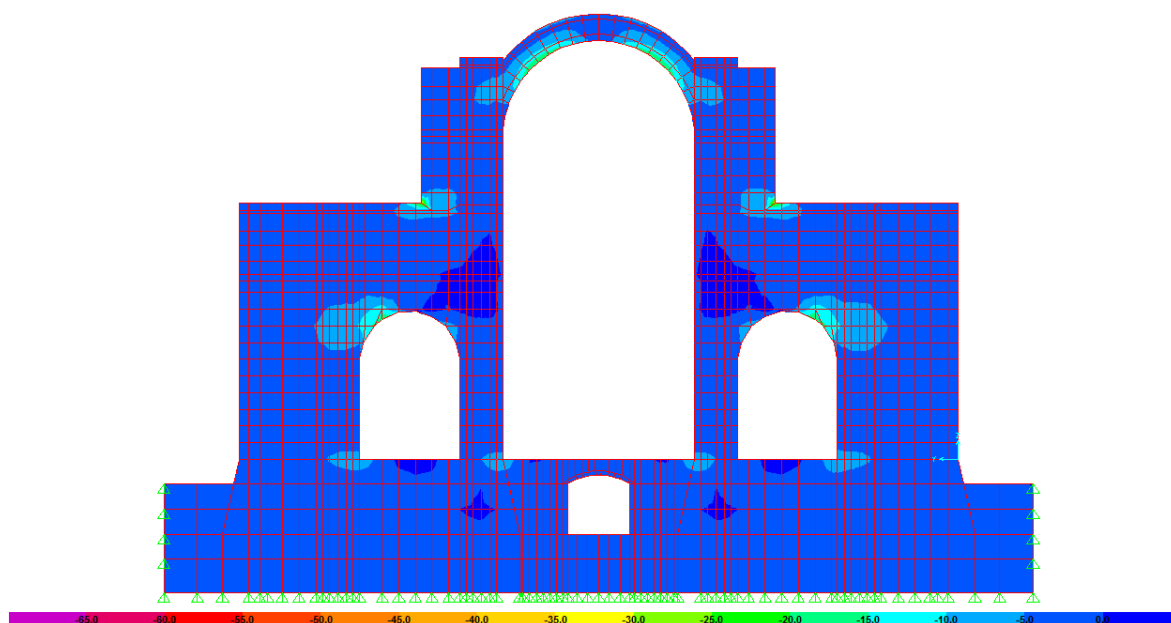


Figura 6.97. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal E.

Como se observa en la **Figura 6.98.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 20.25 kgf/cm², los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, y en las bases de las columnas E3 y

E5. Mientras que por la **Figura 6.99.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se presentan en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores de 41.25 kgf/cm².

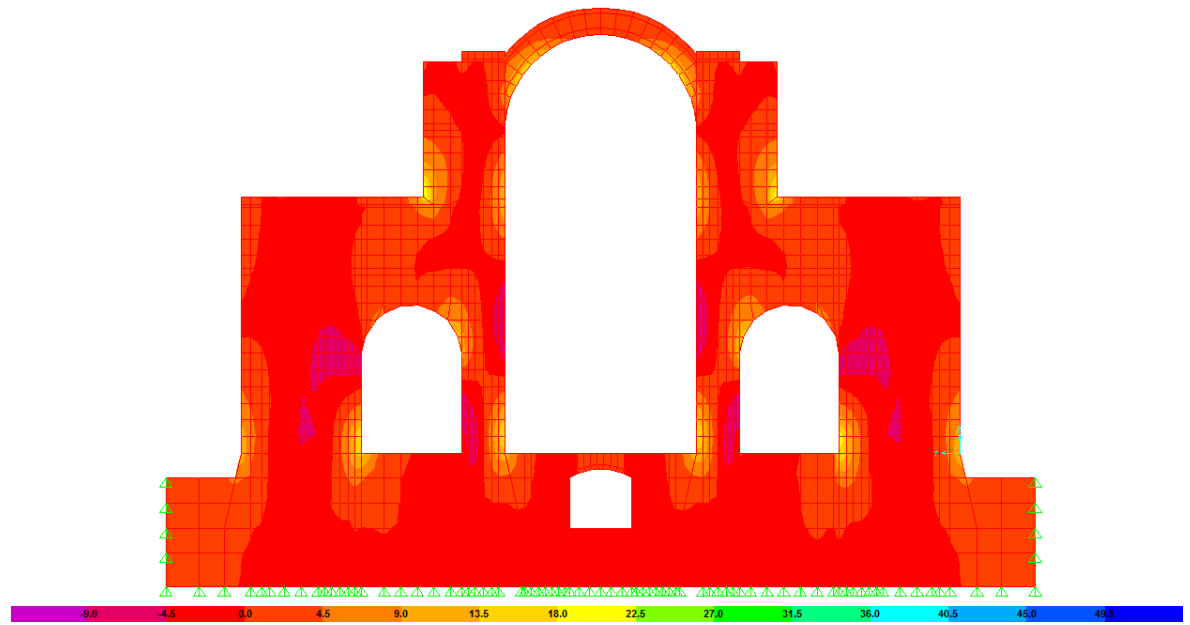


Figura 6.98. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal E.

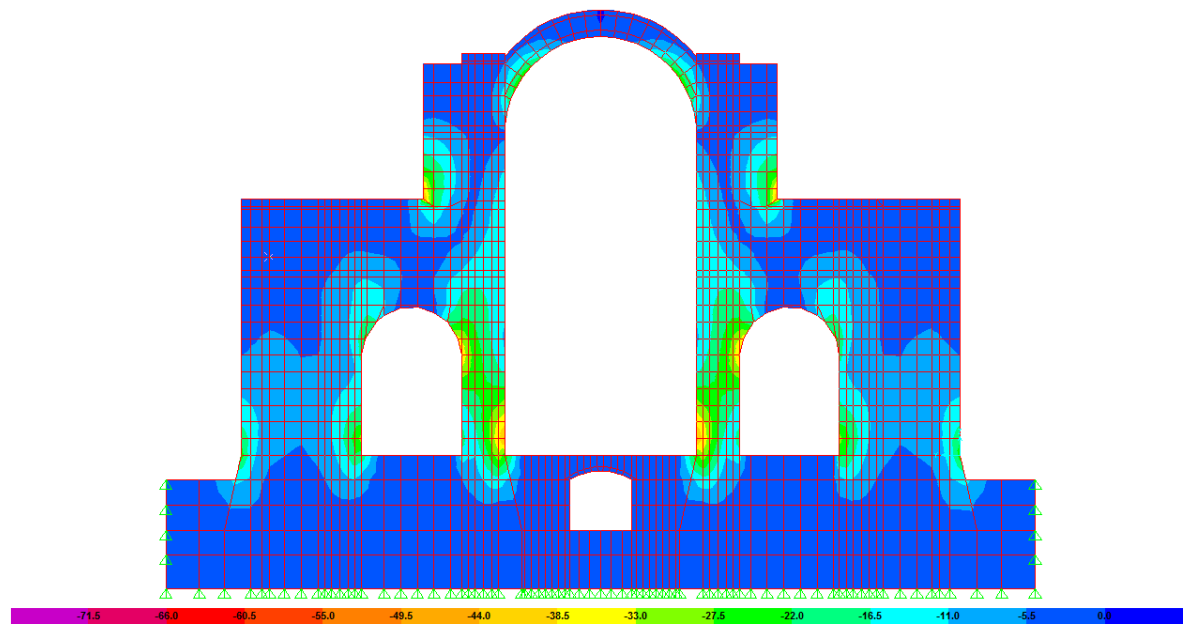


Figura 6.99. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal E.

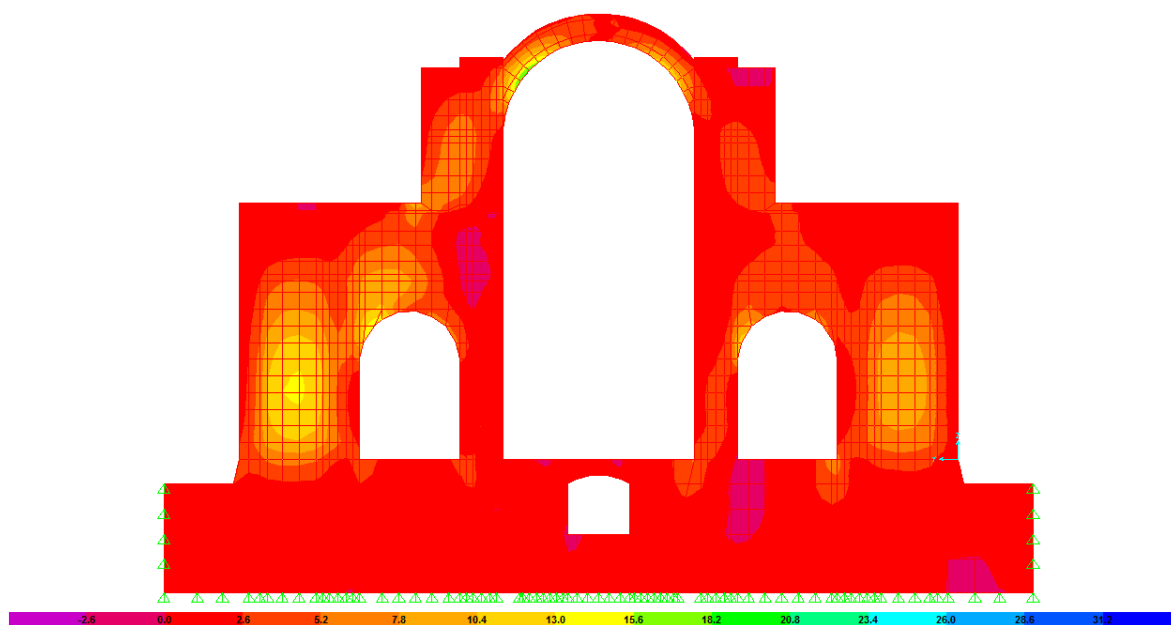
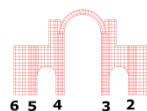


Figura 6.100. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal E.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan los 16.90 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las dovelas del arco central.

6.2.3.2.6. PÓRTICO TRANSVERSAL F



Como se observa en la **Figura 6.101.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 12.50 kgf/cm², los cuales actúan en el intradós de las contraclaves del arco central. Mientras que por la **Figura 6.102.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se presentan en la misma zona que los de tracción y a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, alcanzando valores de 12.50 kgf/cm².

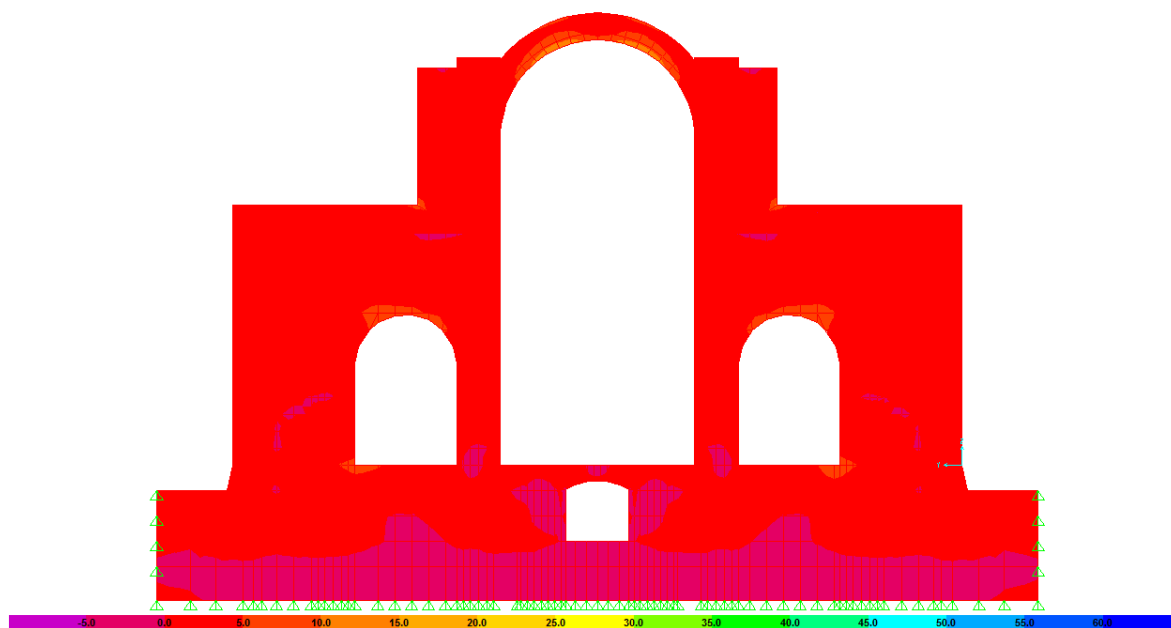


Figura 6.101. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal F.

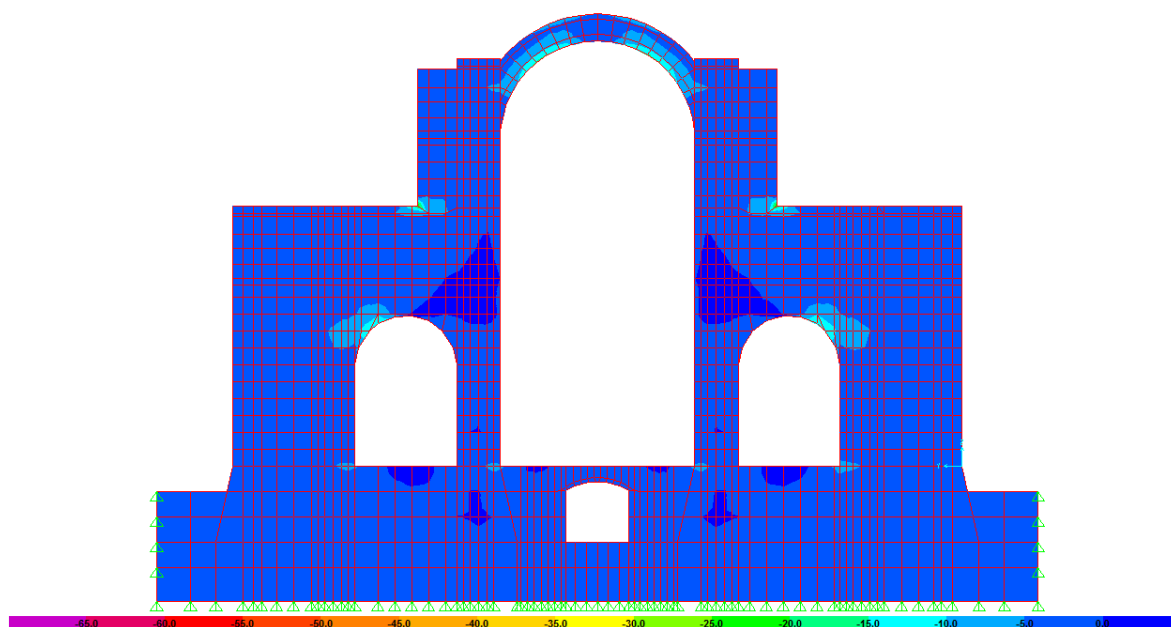


Figura 6.102. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal F.

Como se observa en la **Figura 6.103.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 11.25 kgf/cm², los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4, además de presentarse en la base de las columnas F3 y F4. Mientras que por la **Figura 6.104.** se tiene que los

esfuerzos S33 mínimos de compresión se presentan en la misma zona que los de tracción, alcanzando valores de 30.25 kgf/cm².

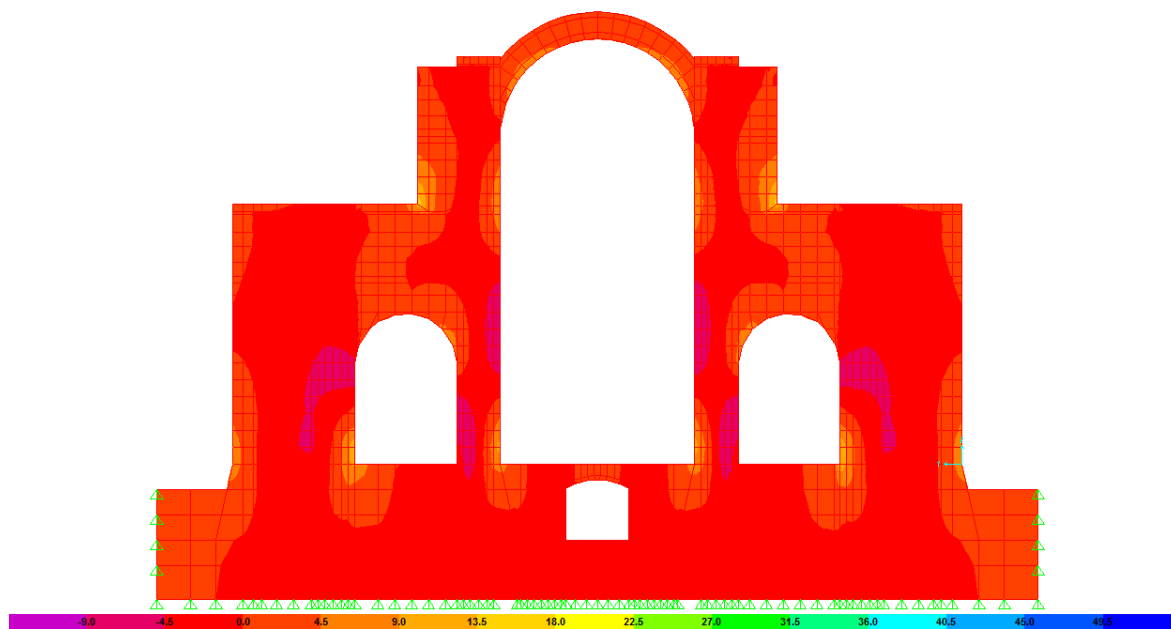


Figura 6.103. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en el Pórtico Transversal F.

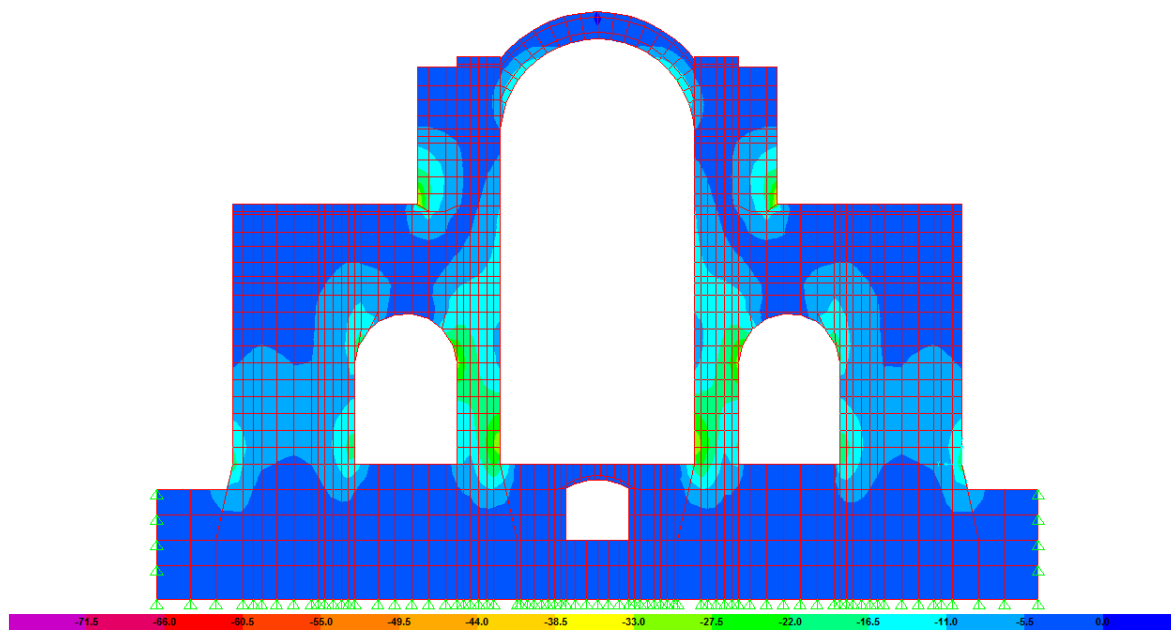


Figura 6.104. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal F.

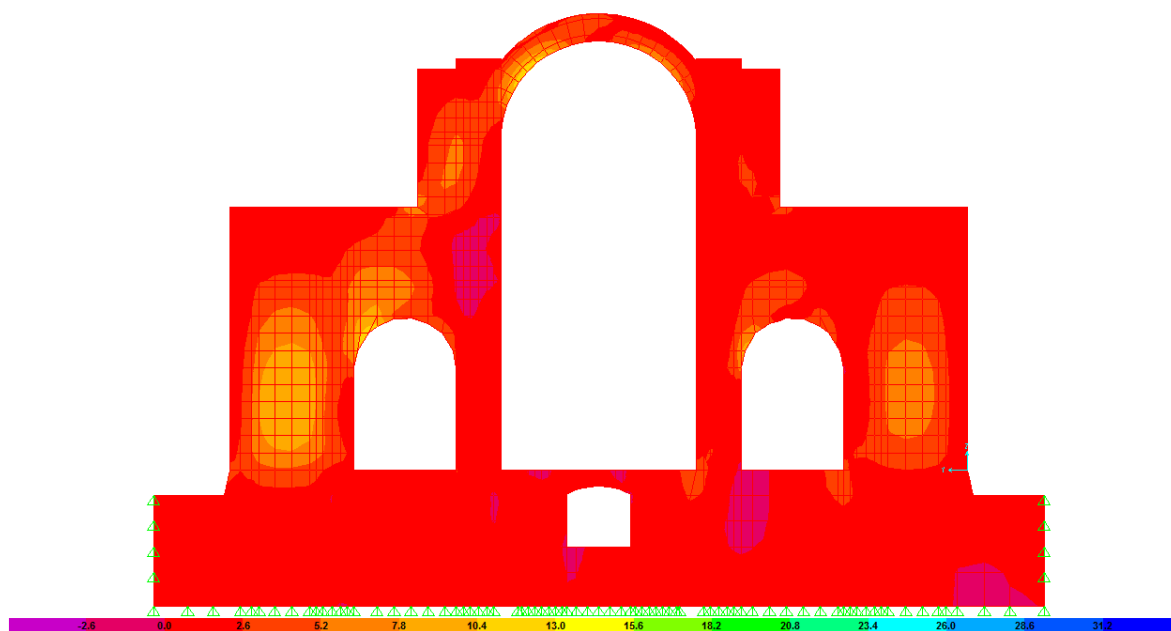
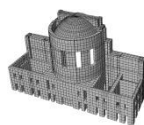


Figura 6.105. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en el Pórtico Transversal F.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de corte alcanzan los 11.70 kgf/cm², actúan en el intradós de las dovelas del arco central y de los arcos de los vanos 2-3 y 4-5.



6.2.3.3. SECCION POSTERIOR

Como se observa en la **Figura 6.106.**, los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kgf/cm², los cuales actúan en el perímetro inferior de las ventanas de la estructura cilíndrica. Mientras que por la **Figura 6.107.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas que los de tracción, alcanzando valores de 7.50 kgf/cm².

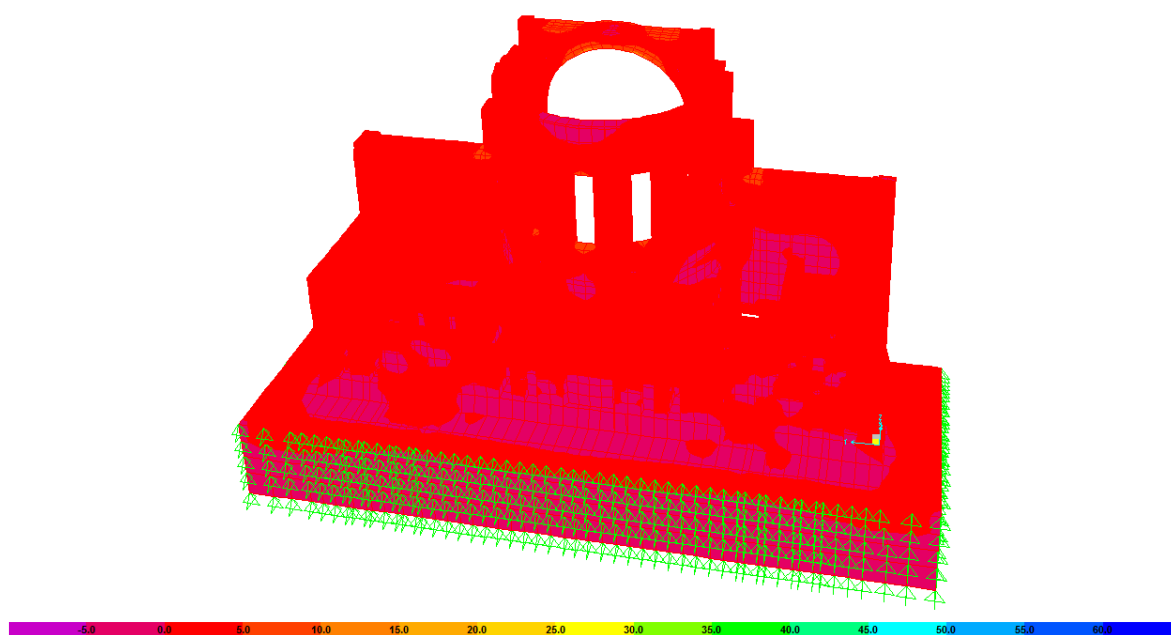


Figura 6.106. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en la Sección Posterior.

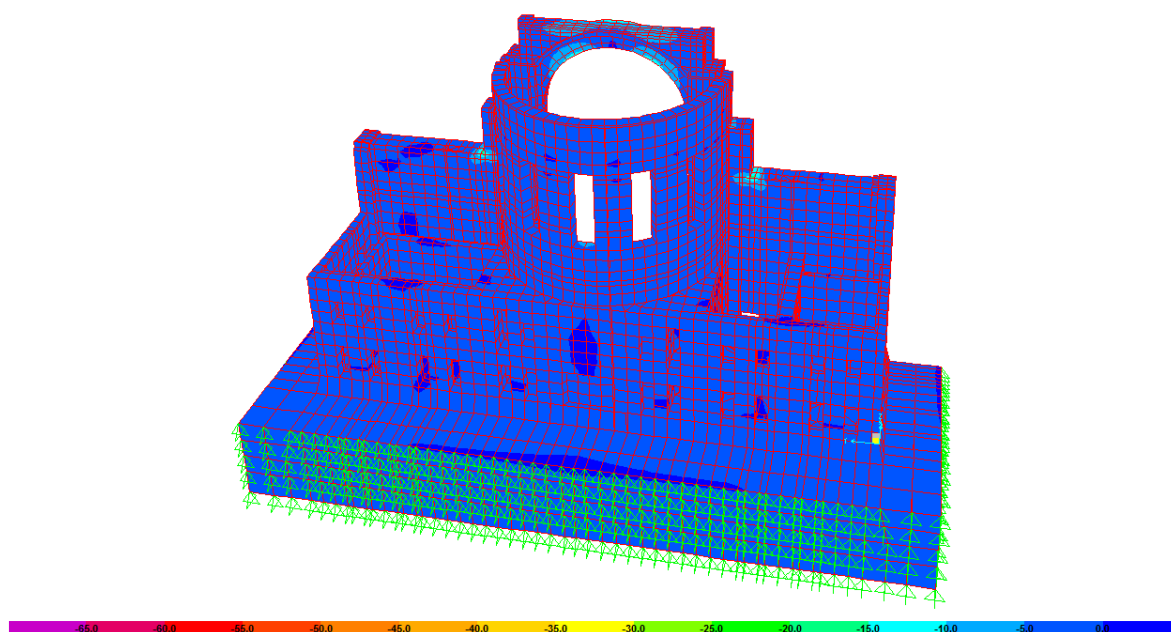


Figura 6.107. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en la Sección Posterior.

Como se observa en la **Figura 6.108.**, los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 11.25 kgf/cm², los cuales actúan en los vértices de las ventanas de la estructura cilíndrica. Mientras que por la **Figura 6.109.** se tiene que los

esfuerzos S33 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas que los de tracción, alcanzando valores de 13.75 kgf/cm².

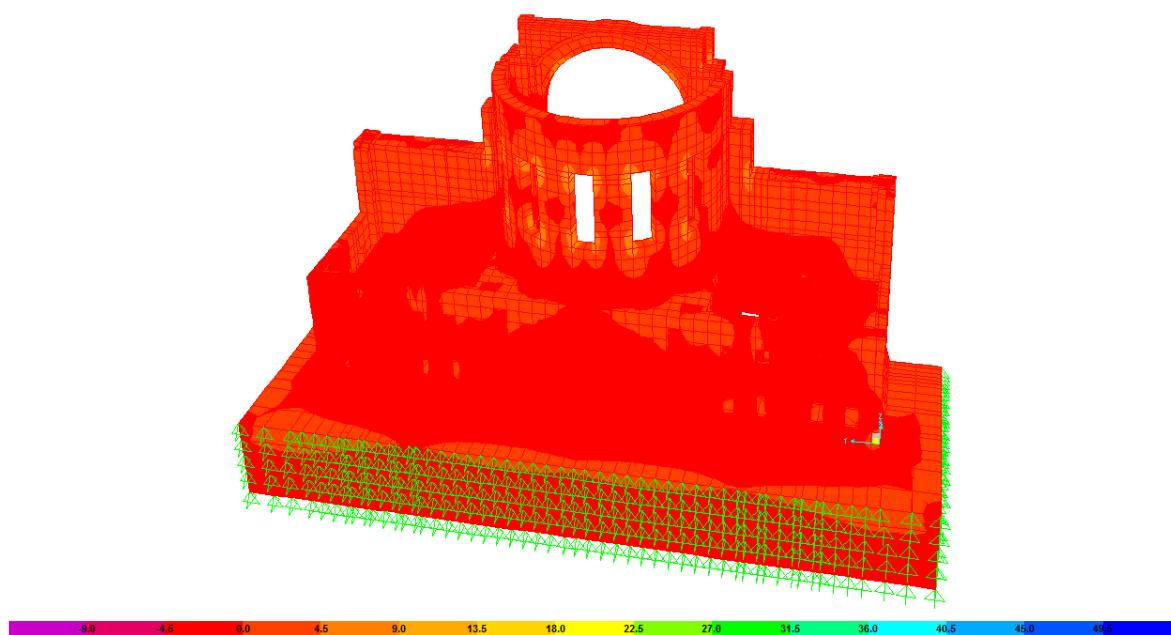


Figura 6.108. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en la Sección Posterior.

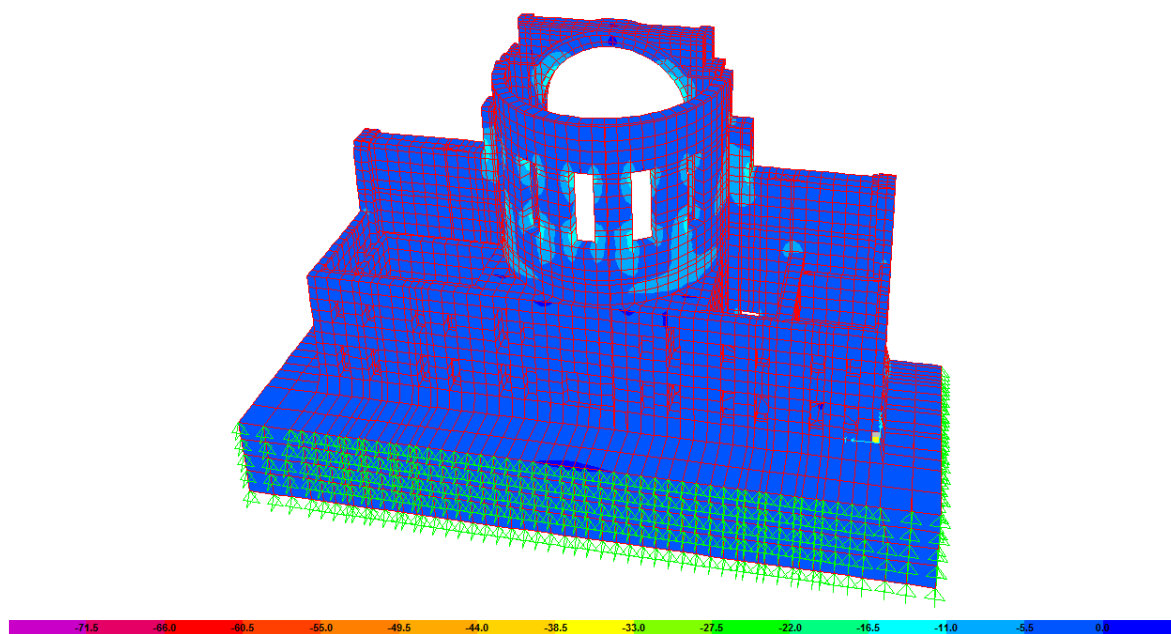


Figura 6.109. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en la Sección Posterior.

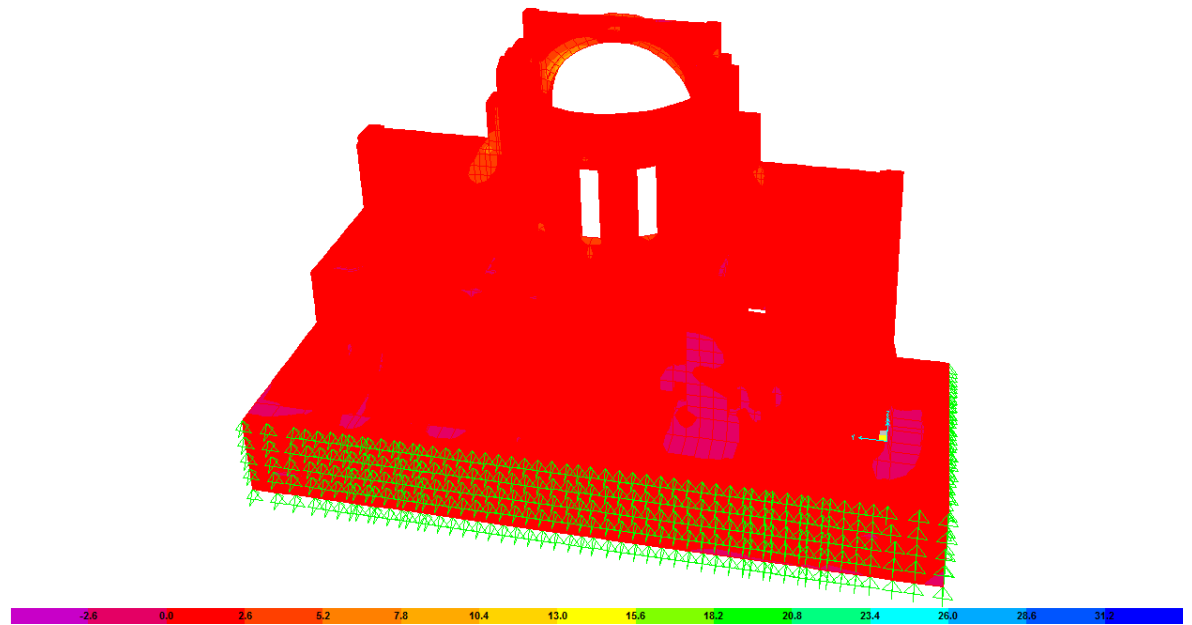


Figura 6.110. Esfuerzos S23-Min (Comb4) en la Sección Posterior.

Como se observa en la Figura anterior, los esfuerzos S23 máximos de cortante alcanzan los 3,90 kgf/cm², los cuales actúan en el perímetro inferior de las ventanas de la estructura cilíndrica.

6.2.3.4. CUPULAS

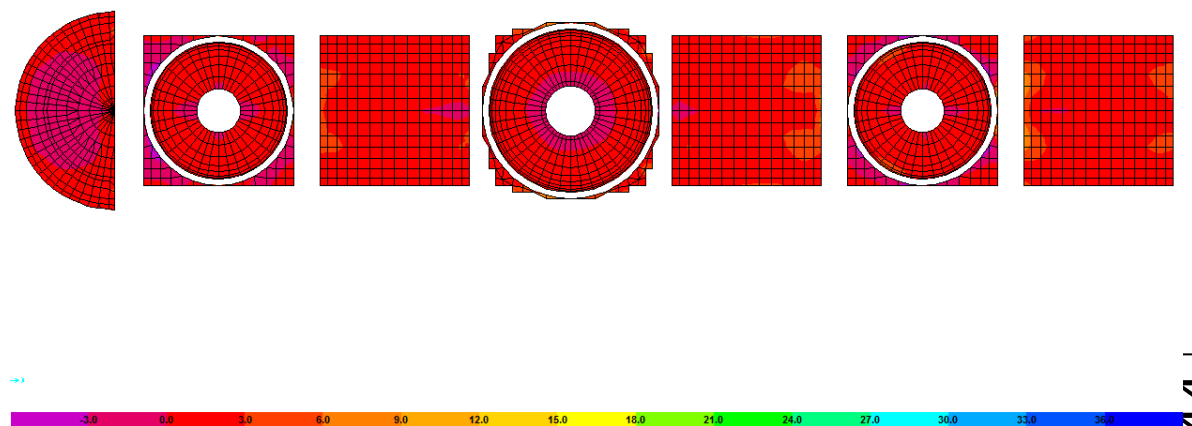


Figura 6.111. Esfuerzos S11-Max (Comb4) en las Cúpulas.

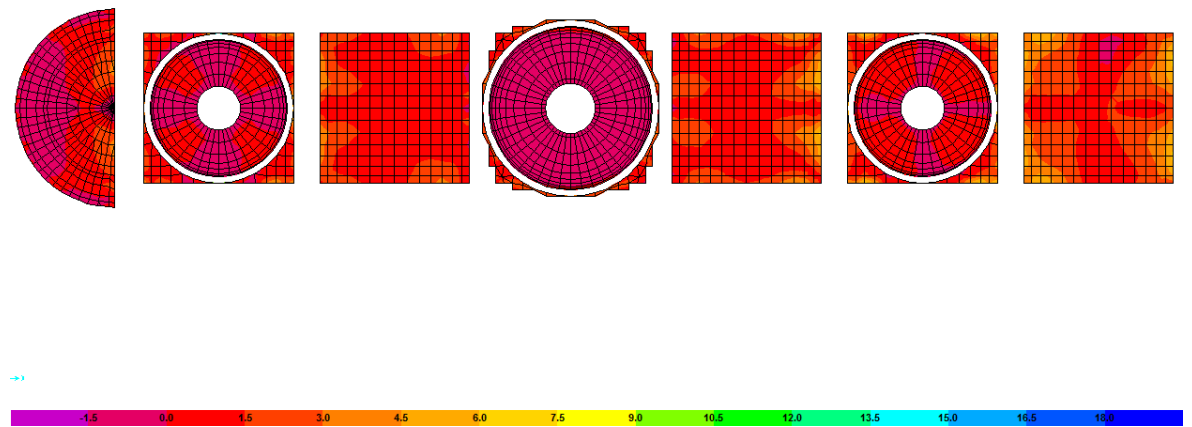


Figura 6.112 Esfuerzos S_{22} -Max (Comb4) en las Cupulas.

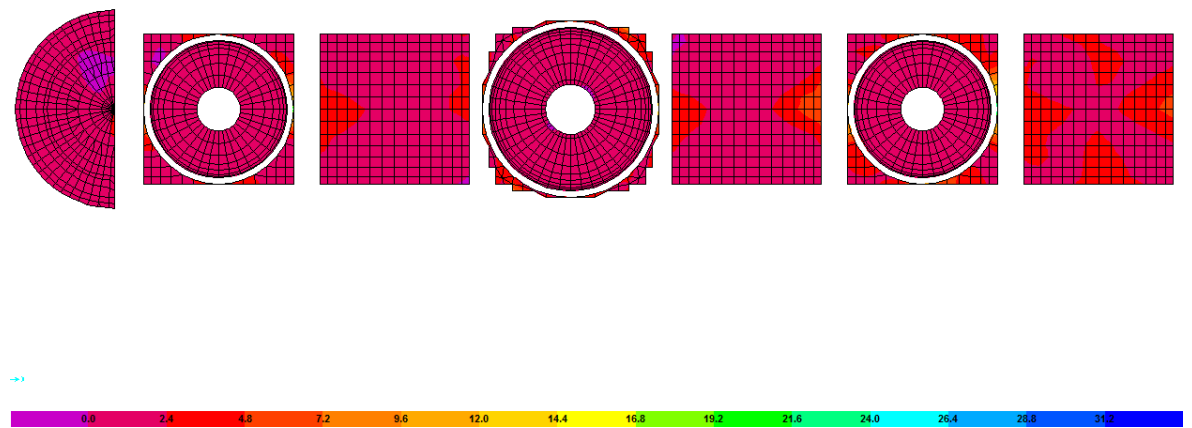


Figura 6.113. Esfuerzos S_{12} -Max (Comb4) en las Cupulas.

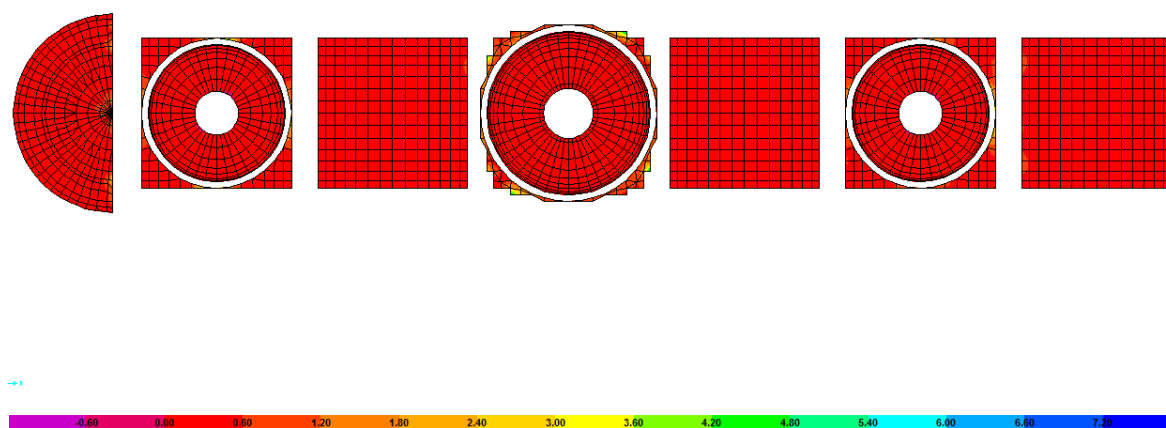


Figura 6.114. Esfuerzos S13-Max (Comb4) en las Cupulas.

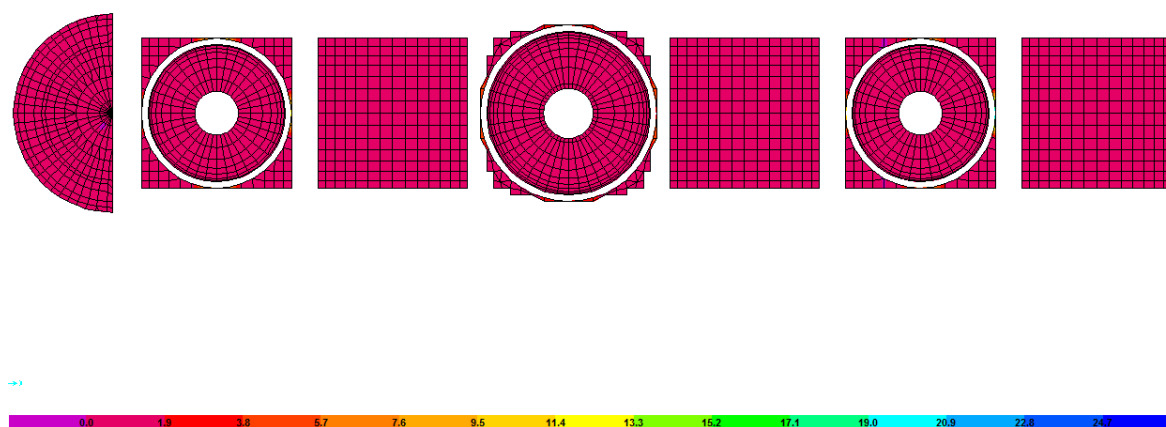
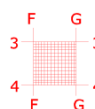


Figura 6.115. Esfuerzos S23-Max (Comb4) en las Cupulas.

6.2.3.4.1. PRIMERA CUPULA BAJA



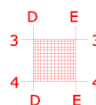
Por la **Figura 6.111**. se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con

los pórticos transversales F y G (Torres), en su punto medio, y con los longitudinales 3 y 4, en su punto media hacia el pórtico transversal F.

Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 5.25 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal F, en su punto medio.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 6 kg/cm², presentándose en la unión de esta cúpula con las torres en su punto más alto.

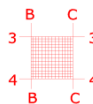
6.2.3.4.2. SEGUNDA CUPULA BAJA



Por la **Figura 6.111.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 4.50 kg/cm², presentándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal E en su punto más alto.

Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 5.25 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal E, en su punto medio.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 6 kg/cm², presentándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal E.

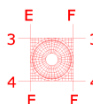


6.2.3.4.3. TERCERA CUPULA BAJA

Por la **Figura 6.111.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 4.50 kg/cm², localizándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversales B, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 3.75 kg/cm², presentándose en la zona de unión con el pórtico transversal B, en su punto medio.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 3.60 kg/cm², presentándose en la unión de esta cúpula con los pórticos transversales B y C, en su punto más alto.



6.2.3.4.4. PRIMERA CUPULA ALTA

Por la **Figura 6.111.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre el pórtico transversal F.

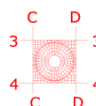
Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores los 5.25 kg/cm², produciéndose en la zona de unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, en su punto medio.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 13.20 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos transversales F, en su punto más alto.



Por la **Figura 6.114.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 1.50 kg/cm², produciéndose en el apoyo de la cúpula sobre los pórticos transversales E y F, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.115.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 12.35 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre el pórtico transversal F, en su punto más alto.



6.2.3.4.5. SEGUNDA CUPULA ALTA

Por la **Figura 6.111.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 7.50 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos transversales 3 y 4 en su punto más alto.

Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 2.25 kg/cm², produciéndose en la zona de unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en sus puntos más altos.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 8.40 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos transversales C y D, en su punto más alto, y en la zona de unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, en sus puntos más bajos.

Por la **Figura 6.114.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 3.30 kg/cm², produciéndose en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en sus puntos medios.



Por la **Figura 6.115**. se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 4.48 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos transversales C y D, en su punto más alto.



6.2.3.4.6. TERCERA CUPULA ALTA

Por la **Figura 6.111**. se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 4.50 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre el pórtico trasversal B.

Por la **Figura 6.112**. se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 1.50 kg/cm², produciéndose en la unión con el pórtico transversal B, en su punto más alto, y en la unión con los longitudinales 3 y 4 en su punto más bajo hacia el pórtico B.

Por la **Figura 6.113**. se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 10.80 kg/cm², produciéndose en el apoyo de la cúpula sobre el pórtico transversal B.

Por la **Figura 6.114**. se tiene que los esfuerzos S13 máximos de tracción alcanzan valores de 2.10 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos longitudinales 3 y 4, en su punto más alto.

Por la **Figura 6.115**. se tiene que los esfuerzos S23 máximos de tracción alcanzan valores de 6.65 kg/cm², produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos longitudinales 3 y 4, en su punto más alto.

6.2.3.4.7. CUPULA POSTERIOR



Por la **Figura 6.111.** se tiene que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan valores de 1.50 kg/cm², se producen en la unión de esta cúpula con el pórtico A y la estructura cilíndrica que la sostiene.

Por la **Figura 6.112.** se tiene que los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan valores de 3.75 kg/cm², se producen en la unión de esta cúpula con el pórtico A, en su punto medio.

Por la **Figura 6.113.** se tiene que los esfuerzos S12 máximos de tracción alcanzan valores de 3.60 kg/cm², localizándose en la unión con el pórtico transversal A en su parte más alta.

6.2.3.5. TORRES

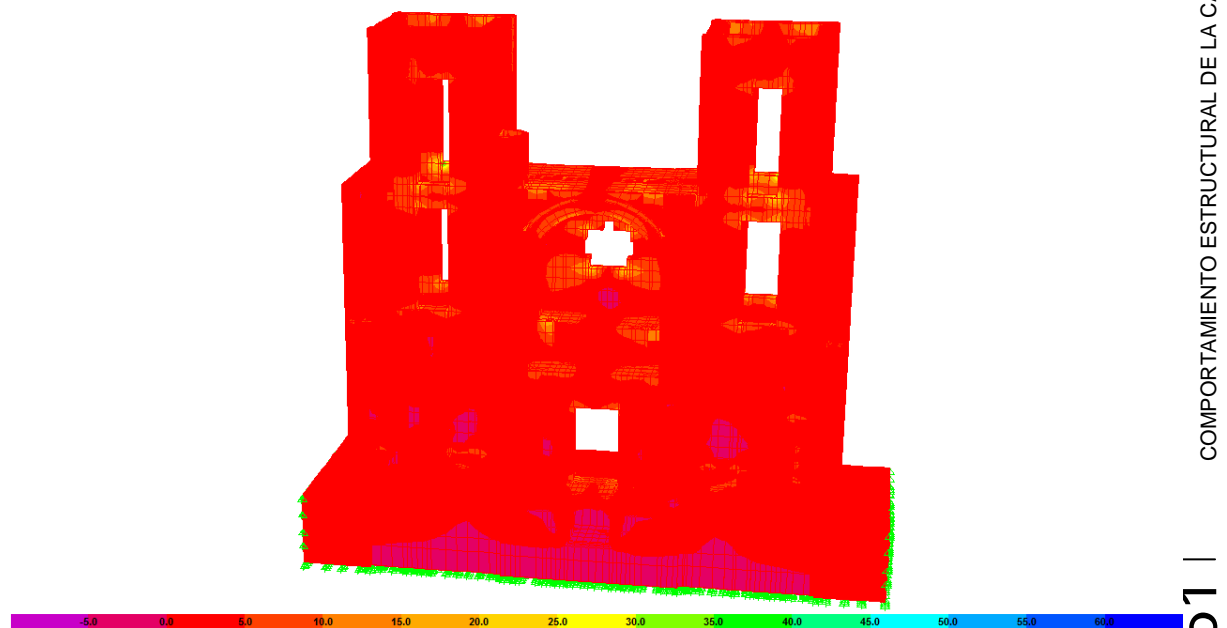


Figura 6.116. Esfuerzos S22-Max (Comb4) en las Torres.

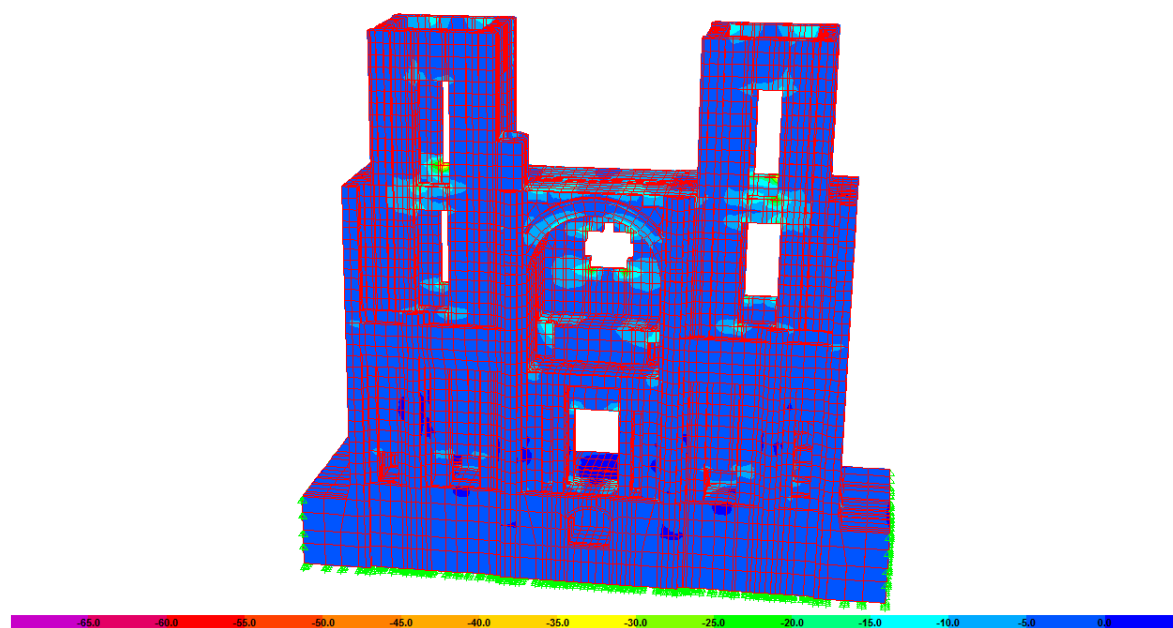


Figura 6.117. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en las Torres.

La **Figura 6.116.** muestra los esfuerzos S22 máximos de tracción alcanzan los 32.50 kgf/cm², y se presentan en los vértices inferiores de los arcos frontales al nivel de la terraza. Mientras que por la **Figura 6.117.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas que para los esfuerzos de tracción, alcanzando valores de 32.50 kgf/cm².

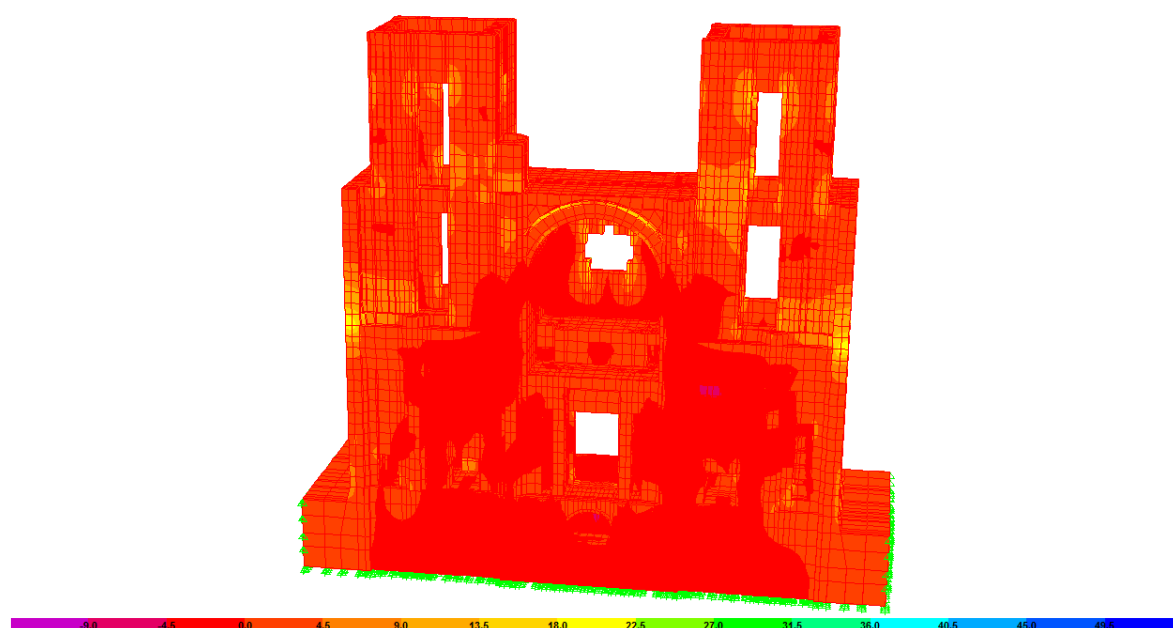


Figura 6.118. Esfuerzos S33-Max (Comb4) en las Torres.

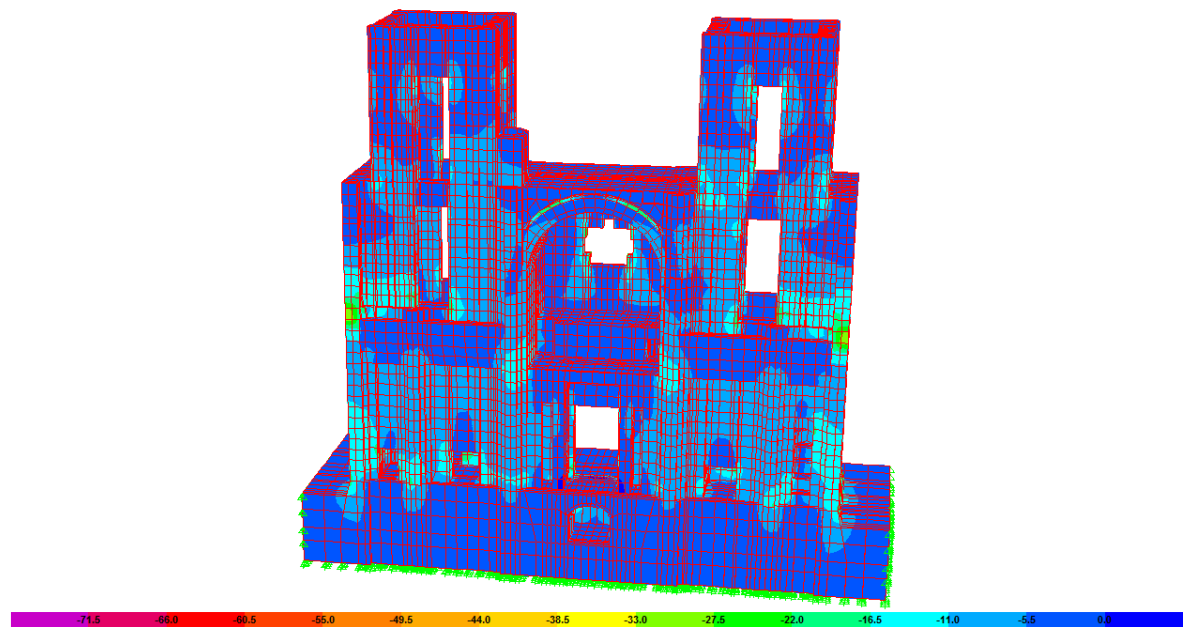


Figura 6.119. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en las Torres.

En la **Figura 6.118**, se pueden apreciar que los esfuerzos S33 máximos de tracción alcanzan los 20.25 kgf/cm², que se presentan en las aproximaciones de la zona de unión con los pórticos longitudinales 1 y 6, y en los alrededores de la ventana circular central. Mientras que por la **Figura 6.119**, se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión se presentan en las mismas zonas que para los esfuerzos de tracción, alcanzando valores de 30.25 kgf/cm².

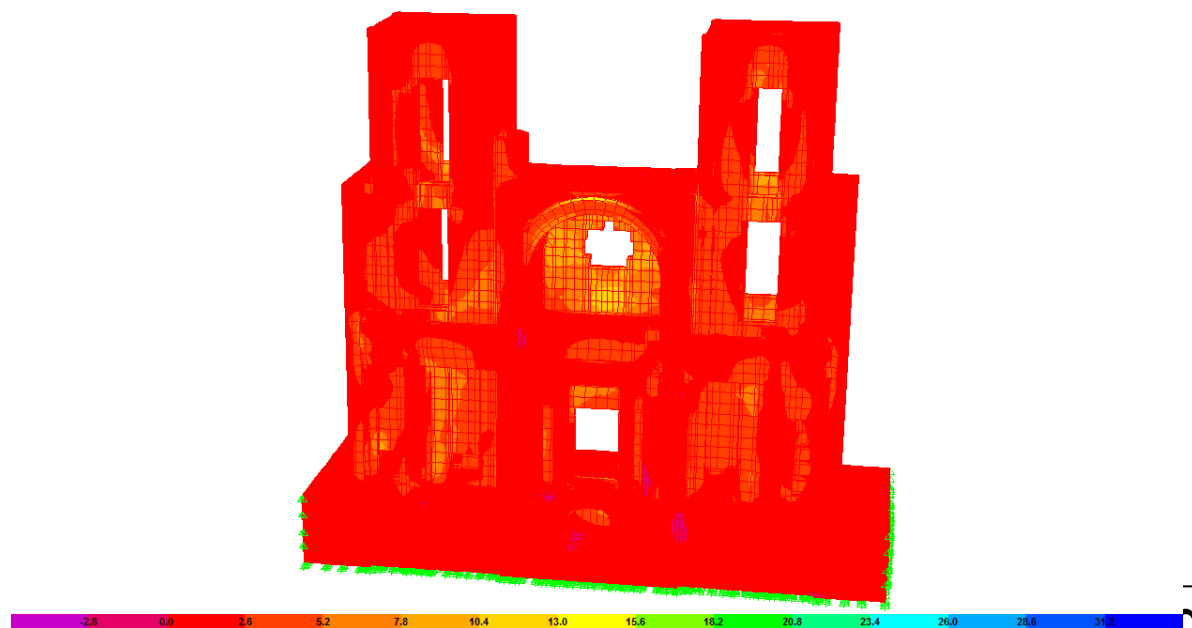


Figura 6.120. Esfuerzos S23-Max (Comb4) en las Torres.

En la **Figura 6.120.** se pueden apreciar que los esfuerzos S23 mínimos de cortante alcanzan los 14.30 kgf/cm², los cuales se presentan en el trasdós de la clave del arco central (zona donde se apoya la 1ra cúpula baja).

6.2.3.6. BOVEDAS DE LAS CAMARAS LATERALES

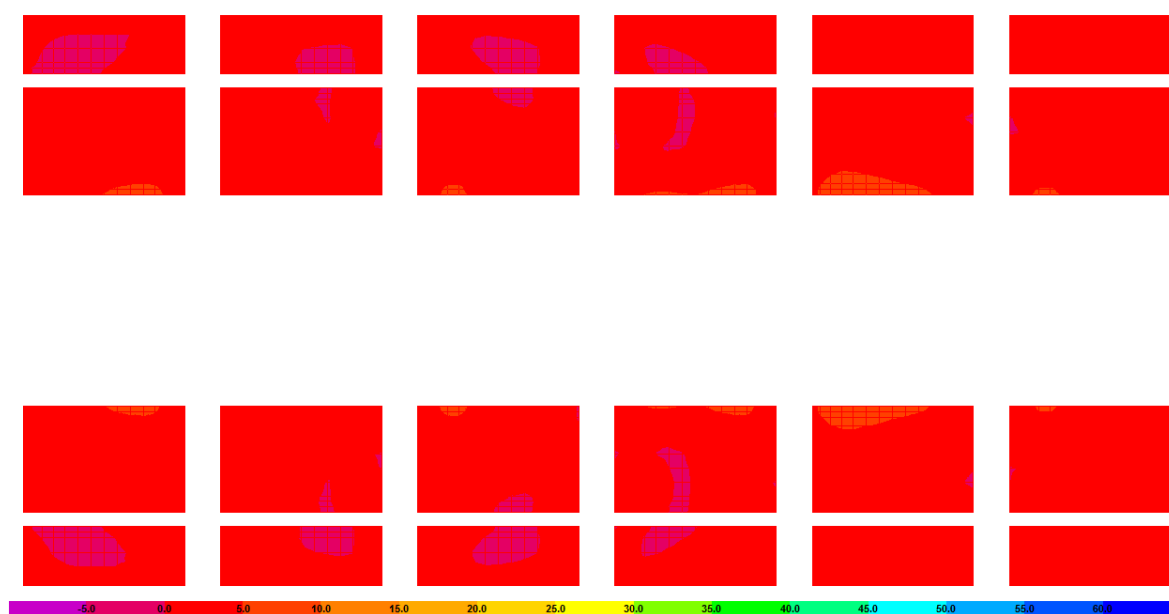
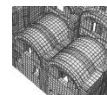


Figura 6.121. Esfuerzos S11-Max (Comb4) en las Bóvedas de las cámaras laterales.

En la **Figura 6.121.** se pueden apreciar que los esfuerzos S11 máximos de tracción alcanzan los 7.50 kgf/cm², y se presentan en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, en sus puntos medios.

El resumen de los esfuerzos anteriores se muestra en la **Tabla 6.9.** En la cual también se han tabulado los mismos esfuerzos en el modelo sin ISE [1], mostrando una comparación de la respuesta estructural de la catedral sin y con ISE, de la cual se puede concluir; que bajo la condición de carga muerta mas el espectro en la dirección Y, los niveles de esfuerzo a la que están sometidas las secciones presentan una variación apreciable (20%) en magnitud en la zona donde se producen, con excepción de los que se generan al nivel de la base (nivel del suelo de la catedral), que son similares. La disminución en los

esfuerzos es el resultado del aumento del amortiguamiento viscoso equivalente del sistema estructura-cimentación-suelo y del aumento en el período fundamental de la estructura, debido a la incorporación del suelo dentro del modelo estructural. Es necesario señalar que si bien se alcanzan los mismos esfuerzos en el modelo con ISE, estos ocupan o se extienden en menor proporción en las zonas donde actúan, si se compara con el modelo empotrado a nivel del piso de la catedral, como se observa en las figuras precedentes.

Esfuerzos Máximos y Mínimos bajo la Hipótesis de Carga Muerta + Espectro en Y: CM + SPECY																
Elemento Estructural		Sin ISE					Con ISE					Variación				
		S22-Max [kg / cm2]	S22-Min [kg / cm2]	S33-Max [kg / cm2]	S33-Min [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]	S22-Max [kg / cm2]	S22-Min [kg / cm2]	S33-Max [kg / cm2]	S33-Min [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]	S22-Max [kg / cm2]	S22-Min [kg / cm2]	S33-Max [kg / cm2]	S33-Min [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]
Base		2.50	2.50	42.75	63.25	11.70	2.50	2.50	38.25	57.75	11.70	100	100	89	91	100
Pórticos transversales	A	12.50	12.50	11.25	19.25	11.70	7.50	12.50	6.75	13.75	9.10	60	100	60	71	78
	B	12.50	17.50	11.25	30.25	14.30	7.50	12.50	6.75	24.75	11.70	60	71	60	82	82
	C	12.50	17.50	24.75	46.75	14.30	12.50	12.50	15.75	35.75	11.70	100	71	64	76	82
	D	22.50	22.50	38.25	63.25	16.90	12.50	17.50	29.25	46.75	14.30	56	78	76	74	85
	E	17.50	27.50	24.75	52.25	19.50	12.50	22.50	20.25	41.25	16.90	71	82	82	79	87
	F	17.50	17.50	15.75	35.75	14.30	12.50	12.50	11.25	30.25	11.70	71	71	71	85	82
Sección posterior		7.50	7.50	15.75	19.25	3.90	7.50	7.50	11.25	13.75	3.90	100	100	71	71	100
Torres		37.50	42.50	24.75	30.25	16.90	32.50	32.50	20.25	30.25	14.30	87	76	82	100	85
Domos		12.50					7.50					60				
		Sin ISE					Con ISE					Variación				
		S11-Max [kg / cm2]	S22-Max [kg / cm2]	S12-Max [kg / cm2]	S13-Max [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]	S11-Max [kg / cm2]	S22-Max [kg / cm2]	S12-Max [kg / cm2]	S13-Max [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]	S11-Max [kg / cm2]	S22-Max [kg / cm2]	S12-Max [kg / cm2]	S13-Max [kg / cm2]	S23-Max [kg / cm2]
Cúpulas	1ª Baja	10.50	6.75	6.00			7.50	5.25	6.00			71	78	100		
	2ª Baja	7.50	6.75	6.00			4.50	5.25	6.00			60	78	100		
	3ª Baja	7.50	5.25	6.00			4.50	3.75	3.60			60	71	60		
	1ª Alta	10.50	6.75	18.00	2.10	16.15	7.50	5.25	13.20	1.50	12.35	71	78	73	71	76
	2ª Alta	7.50	3.75	8.40	3.90	4.48	7.50	2.25	8.40	3.30	4.48	100	60	100	85	100
	3ª Alta	4.50	3.75	10.80	2.10	8.55	1.50	3.75	10.80	2.10	6.65	33	100	100	100	78
	Posterior	4.50	3.75	3.60			1.50	3.75	3.60			33	100	100		

Tabla 6.9. Esfuerzos máximos bajo la hipótesis de carga muerta + espectro en Y (Comb4)

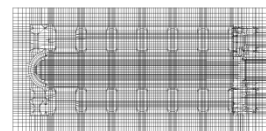
6.3. NIVELES DE TENSION Y ZONAS CRÍTICAS EN EL SUELO DE CIMENTACIÓN.

Nuevamente se hace necesario recordar que para realizar este análisis, se consideraron dos modelos diferentes; en el primero, en el cual se realizó el análisis estructural bajo condiciones de carga muerta (COMB 1), se modelaron las características mecánicas del suelo considerando sus parámetros estáticos, mientras que en el segundo, en el que se hizo el análisis estructural bajo condiciones de carga sísmica (espectros), se utilizaron parámetros dinámicos para estas.

Para una mejor comprensión de las descripciones de esfuerzos se recomienda revisar la definición de estos (en cuanto a su sentido de aplicación), en el **Artículo 6.2.** descrito con anterioridad.

6.3.1. ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACION DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA: CM

6.3.1.1. SUELO BAJO CIMENTACIÓN (Z= -4.50 0 -4.70)



Por **Figura 6.122.** se tiene que los esfuerzos principales mínimos de compresión en el suelo debido a la hipótesis de Carga Muerta, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

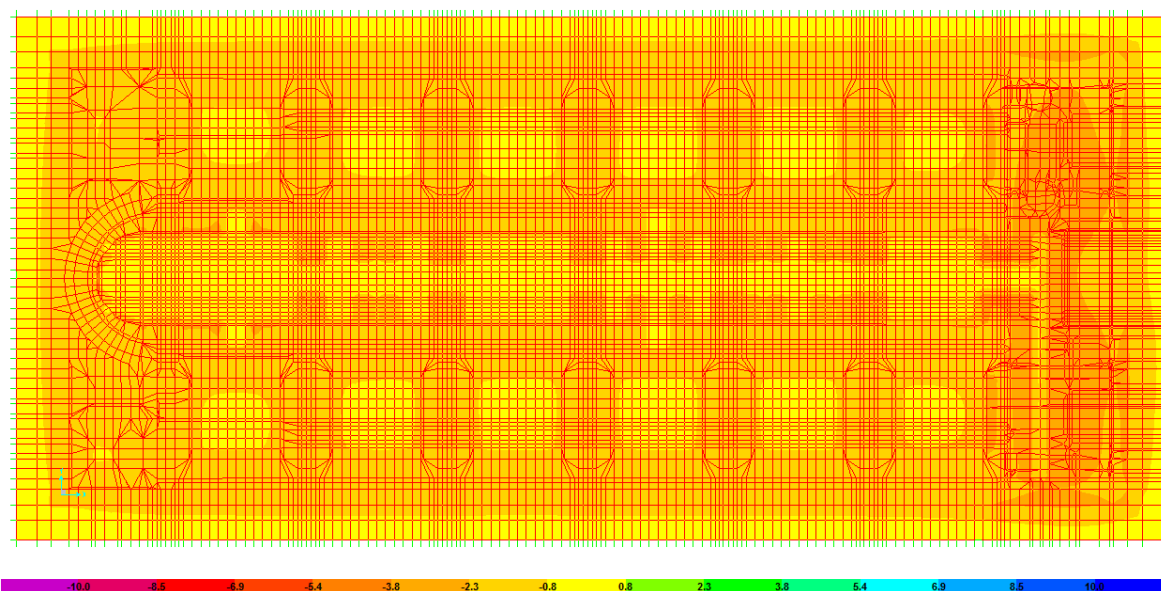


Figura 6.122. Esfuerzos SMin (Comb1) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 ($Z = -4.50$ o -4.70)

6.3.1.2. SUELO BAJO CIMENTACIÓN ($Z = -6.00$)

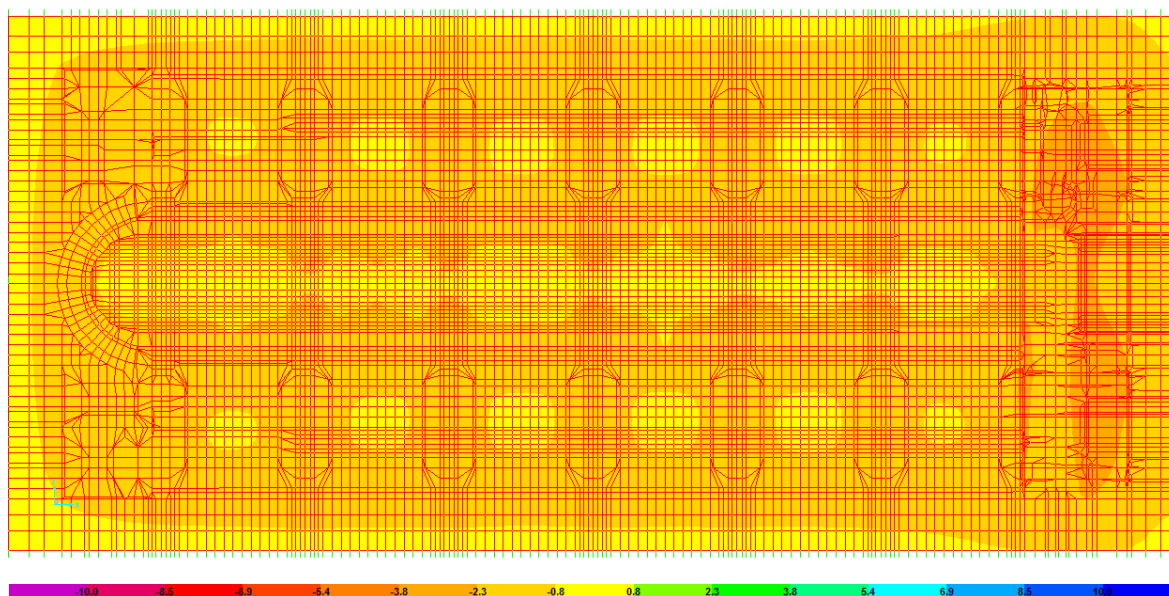
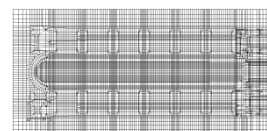


Figura 6.123. Esfuerzos SMin (Comb1) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 ($Z = -6.00$)

Por **Figura 6.123.** se tiene que los esfuerzos principales mínimos de compresión en el suelo debido a la hipótesis de Carga Muerta, al igual que en el nivel anterior, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

6.3.2. ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACION DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN X: CM+SPECX

6.3.2.1. SUELO BAJO CIMENTACIÓN (Z= -4.50 0 -4.70)

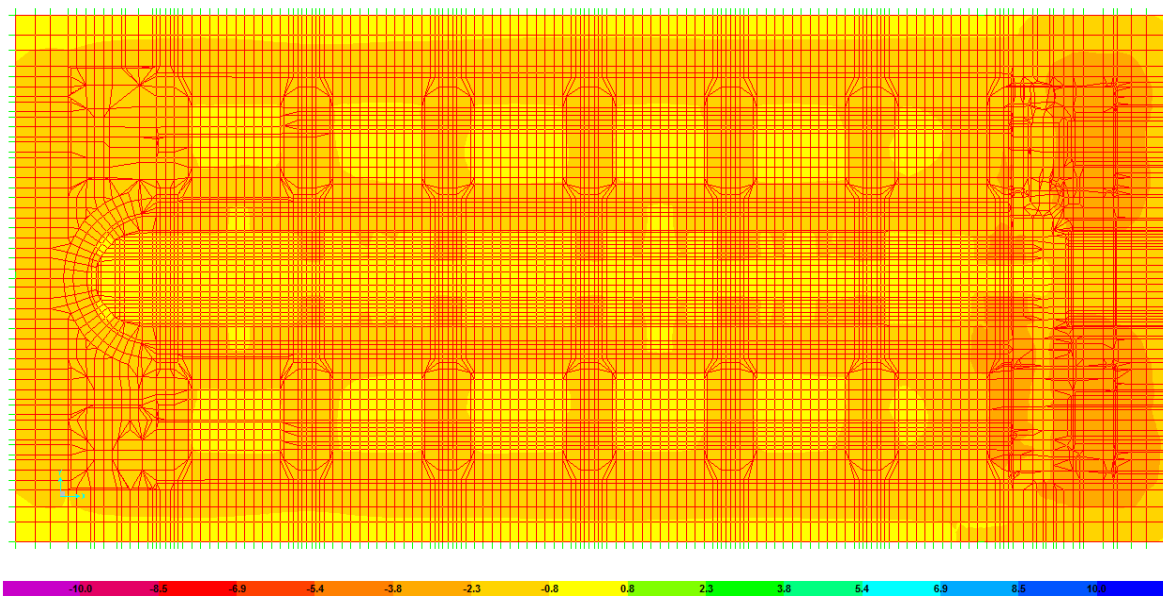
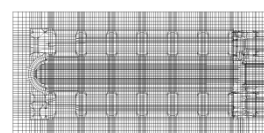


Figura 6.124. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 (Z= -4.50 o - 4.70)

Por **Figura 6.124.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el caso de carga anterior, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

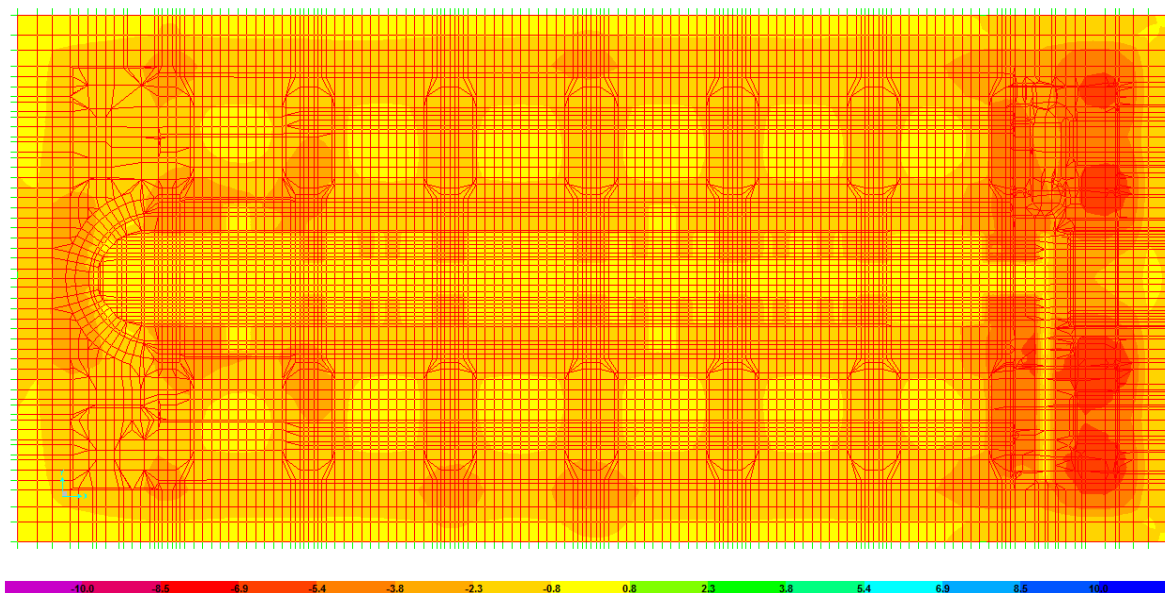


Figura 6.125. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 (Z= -4.50 o - 4.70)

Por **Figura 6.125.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión en el suelo debido, alcanzan los 6.15 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres



Figura 6.126. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 (Z= -4.50 o - 4.70)

Por **Figura 6.126.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte en el suelo, alcanzan los 0.68 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres y debajo de los pórticos longitudinales 3 y 4, entre los transversales A y B.

6.3.2.2. SUELO BAJO CIMENTACIÓN (Z= -6.00)

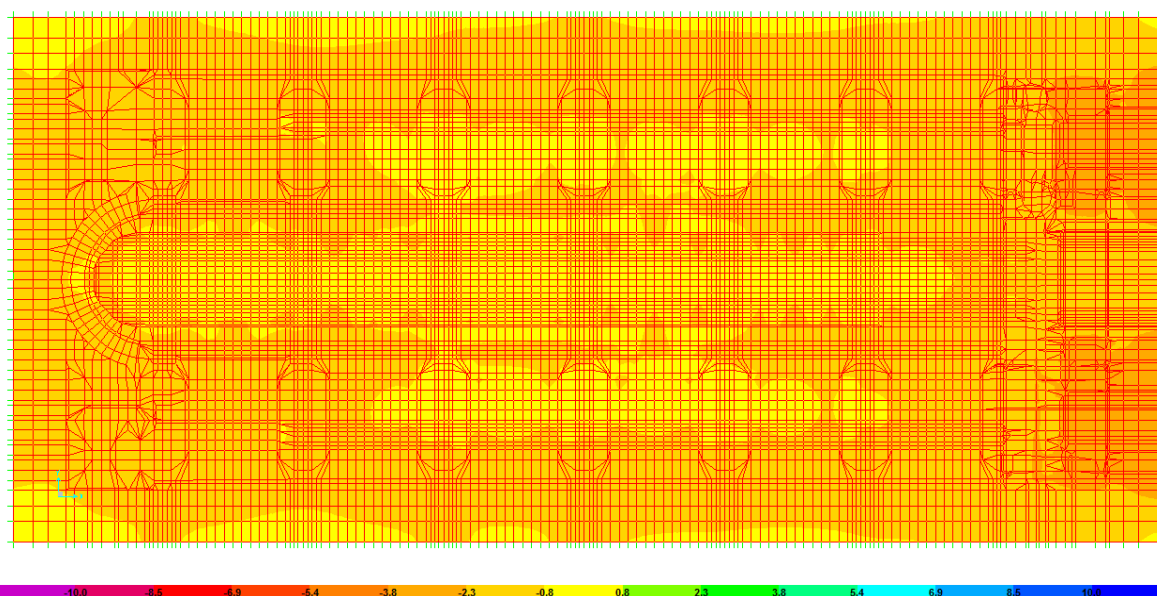
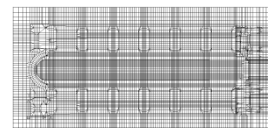


Figura 6.127. Esfuerzos S11-Min (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 (Z= -6.00)

Por **Figura 6.127.** se tiene que los esfuerzos S11 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el nivel anterior, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

Por **Figura 6.128.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el nivel anterior, alcanzan los 6.15 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

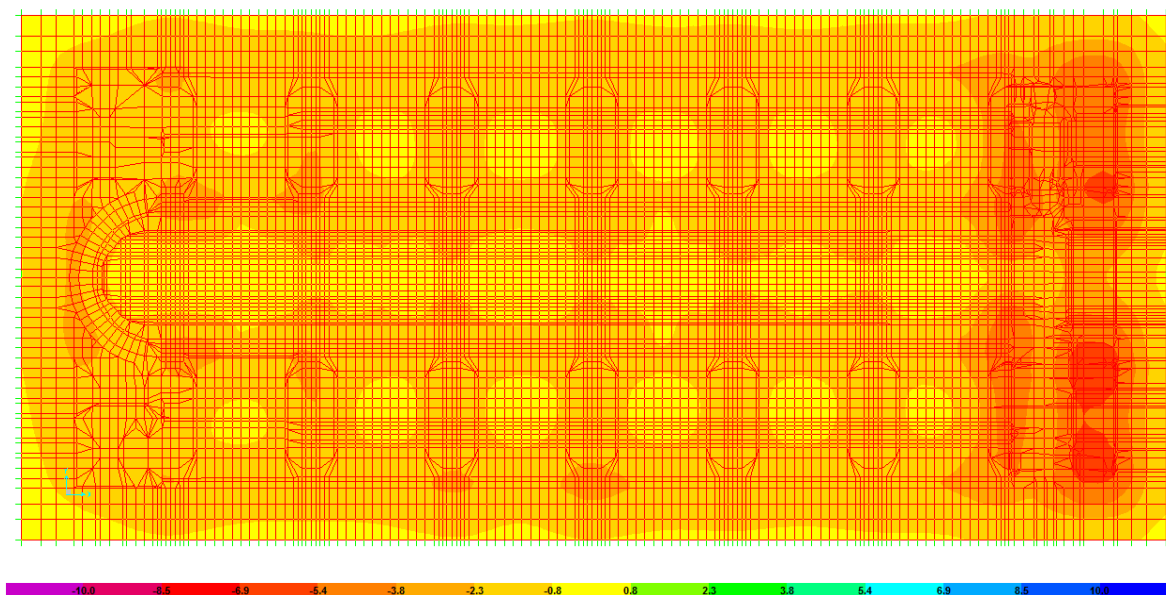


Figura 6.128. Esfuerzos S33-Min (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 ($Z = -6.00$)

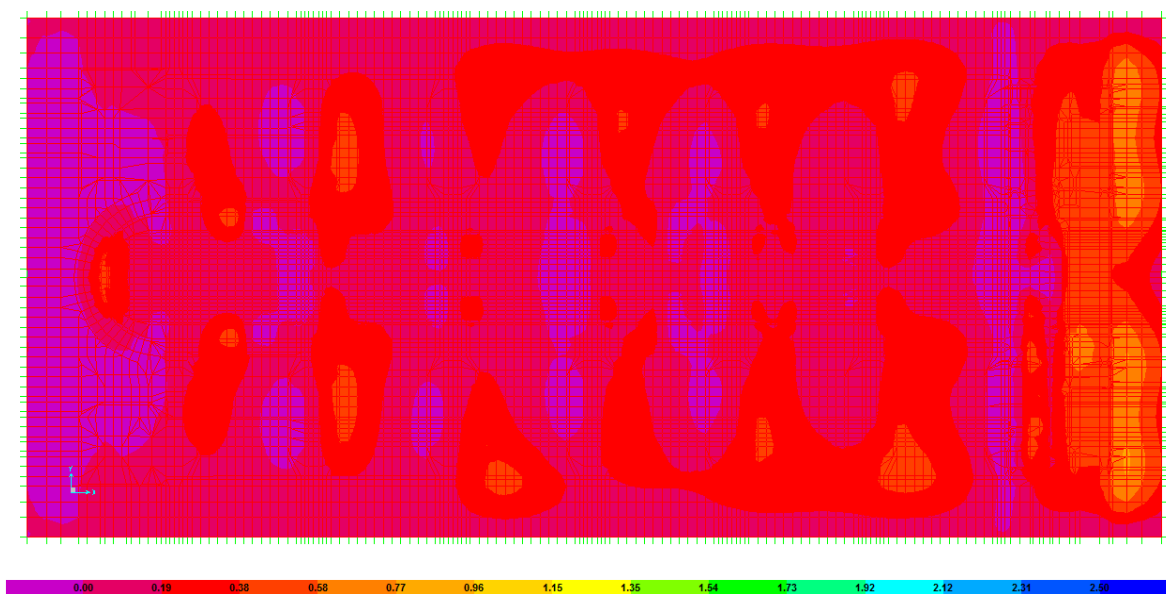
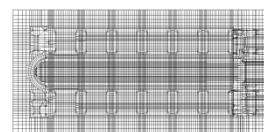


Figura 6.129. Esfuerzos S13-Max (Comb3) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 ($Z = -6.00$)

Por **Figura 6.129.** se tiene que los esfuerzos S13 máximos de corte en el suelo, alcanzan los 0.87 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

6.3.3. ESFUERZOS EN EL SUELO DE FUNDACION DEBIDO A LA HIPOTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN Y: CM+SPECY



6.3.3.1. SUELO BAJO CIMENTACIÓN (Z= -4.50 0 -4.70)

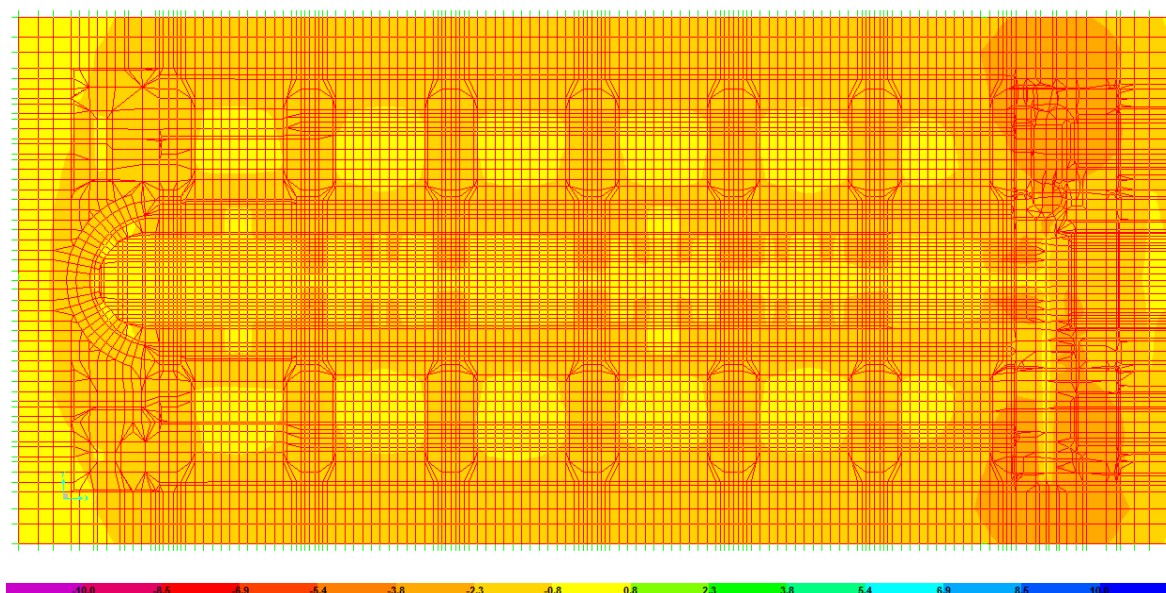


Figura 6.130. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 (Z= -4.50 o - 4.70)

Por **Figura 6.130.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el caso de carga anterior, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

Por **Figura 6.131.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión en el suelo, alcanzan los 6.15 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

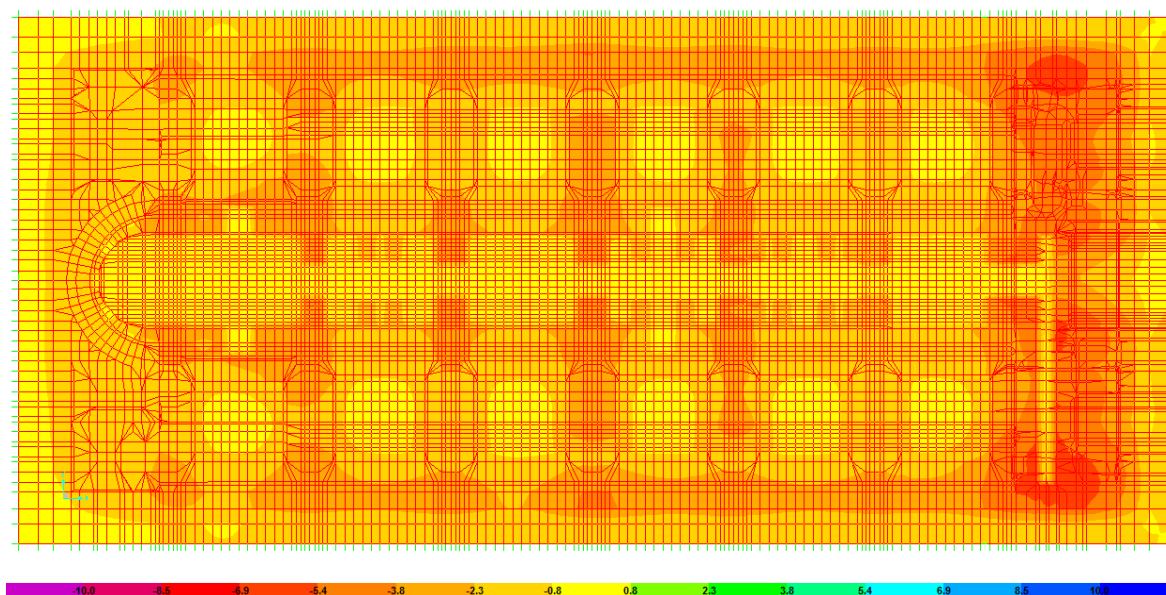


Figura 6.131. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 ($Z = -4.50$ o -4.70)

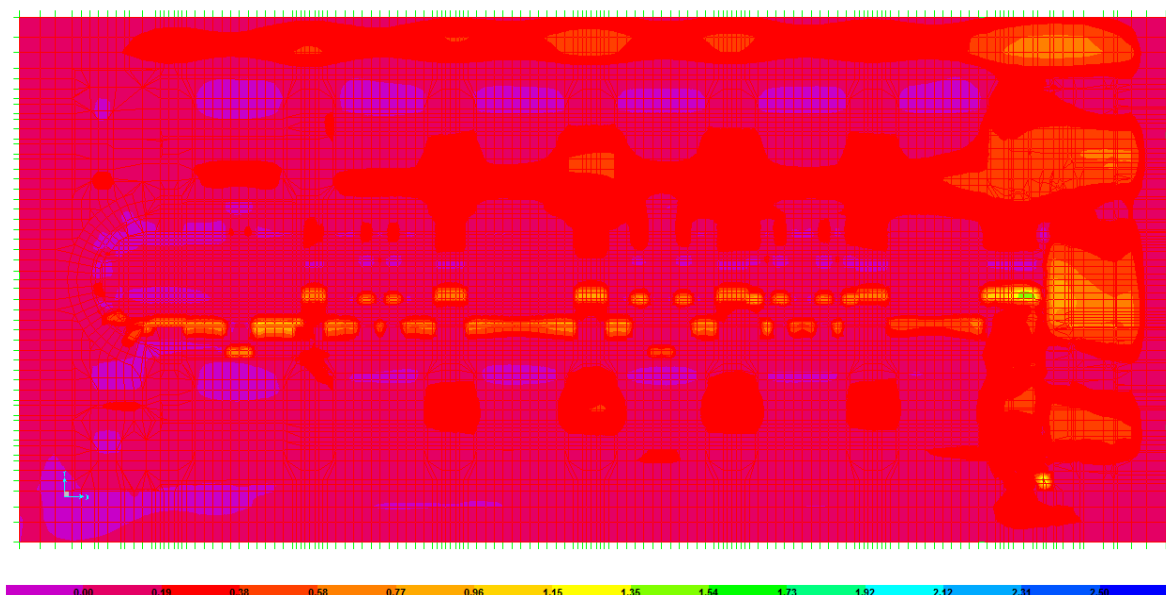
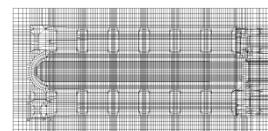


Figura 6.132. Esfuerzos S23-Max (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 1 ($Z = -4.50$ o -4.70)

Por **Figura 6.132.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de corte en el suelo, alcanzan los 1.45 kgf/cm^2 , estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.



6.3.3.2. SUELO BAJO CIMENTACIÓN (Z= -6.00)

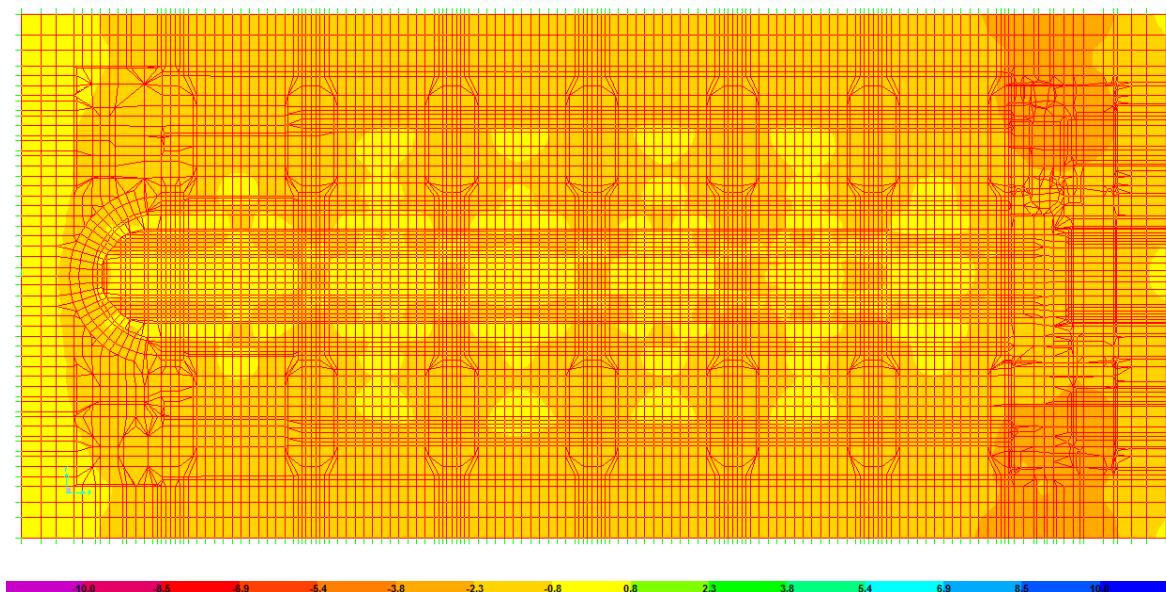


Figura 6.133. Esfuerzos S22-Min (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 (Z= -6.00)

Por **Figura 6.133.** se tiene que los esfuerzos S22 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el nivel anterior, alcanzan los 3.05 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

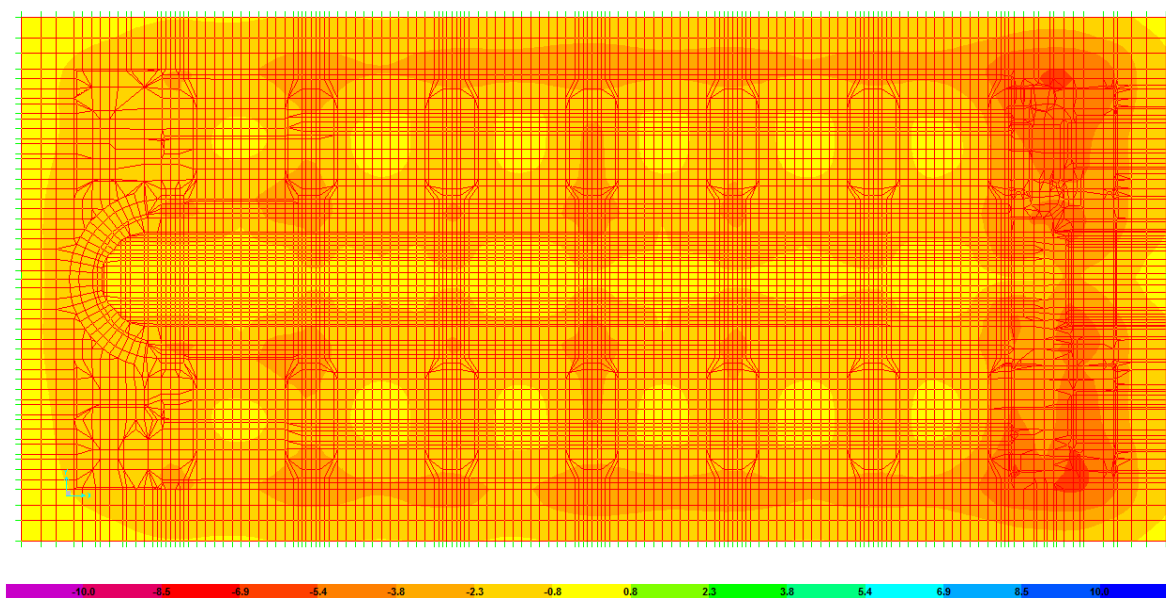


Figura 6.134. Esfuerzos S33-Min (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 ($Z = -6.00$)

Por **Figura 6.134.** se tiene que los esfuerzos S33 mínimos de compresión en el suelo, al igual que en el nivel anterior, alcanzan los 6.15 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

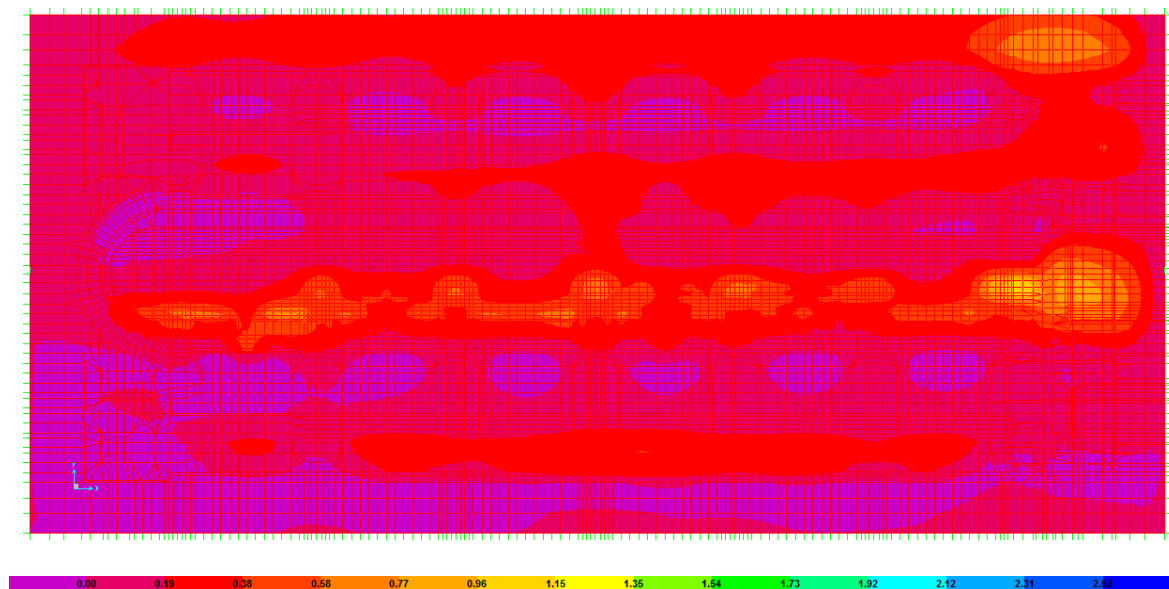


Figura 6.135. Esfuerzos S23-Max (Comb4) en el Suelo bajo cimentación nivel 2 ($Z = -6.00$)

Por **Figura 6.135.** se tiene que los esfuerzos S23 máximos de corte en el suelo, alcanzan los 1.06 kgf/cm², estando localizados en la zona debajo de la base de las Torres.

El resumen de los esfuerzos anteriores se muestra en la **Tabla 6.10.**

Esfuerzos Máximos de Compresión y corte en el suelo de fundación bajo diferentes hipótesis de carga							
Nivel	COMB 1	COMB 3	COMB 3	COMB 3	COMB 4	COMB 4	COMB 4
	SMin [kg / cm ²]	S11-Min [kg / cm ²]	S33-Min [kg / cm ²]	S13-Max [kg / cm ²]	S22-Min [kg / cm ²]	S33-Min [kg / cm ²]	S23-Max [kg / cm ²]
SBCN1 ($Z = -4.50$ o -4.70)	3.05	3.05	6.15	0.68	3.05	6.15	1.45
SBCN2 ($Z = -6.00$)	3.05	3.05	6.15	0.87	3.05	6.15	1.06

Tabla 6.10. Esfuerzos máximos bajo diferentes hipótesis de carga en el suelo de cimentación.

6.4. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.

Nuevamente se recuerda que para realizar este análisis, se consideraron dos modelos diferentes; en el primero, en el cual se realizó el análisis estructural bajo condiciones de carga muerta (COMB 1), se modelaron las características mecánicas del suelo considerando sus parámetros estáticos, mientras que en el segundo, en el que se hizo el análisis estructural bajo condiciones de carga sísmica (COMB3 y COMB4), se utilizaron parámetros dinámicos para estas.

Para el análisis de los desplazamientos nodales bajo las distintas hipótesis de carga se han escogido 12 nodos de la estructura, los cuales están ubicados en los niveles más altos de la misma, donde se encuentran las mayores deformaciones.

Se tomaron ocho nodos en las torres, de los cuales cuatro corresponden a la torre norte y cuatro a la torre sur, todos ellos ubicados en el nivel $Z=+40.00$ (Ver **Figura 6.136.**). También se tomaron cuatro nodos de 2ª cúpula alta (la más alta), ubicados en el nivel $Z=+42.33$, como se muestra en la **Figura 6.137.**

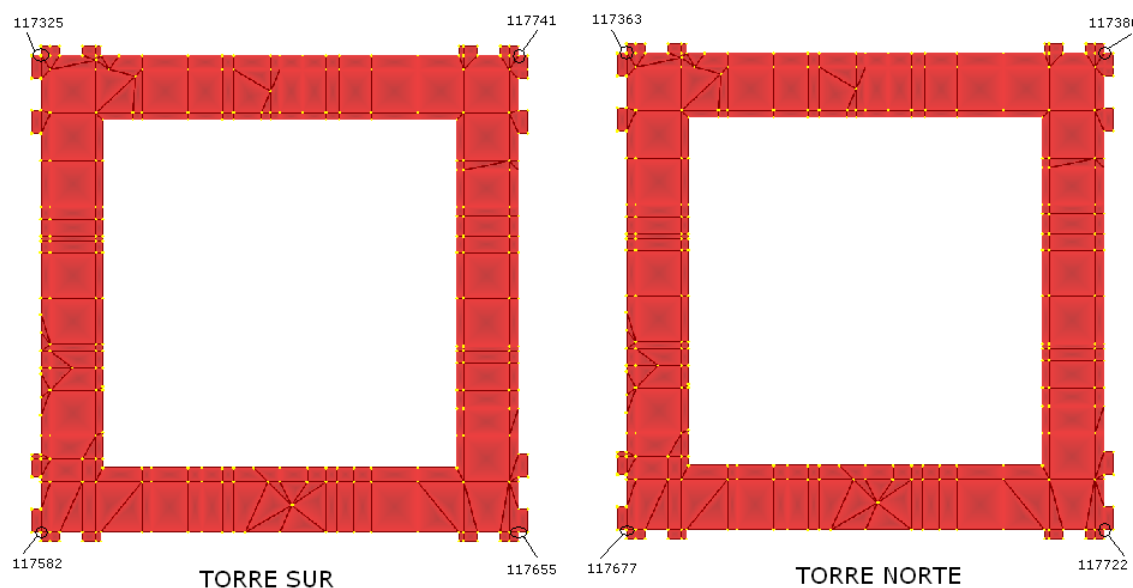


Figura 6.136. Nodos seleccionados para el análisis de desplazamientos en las torres.

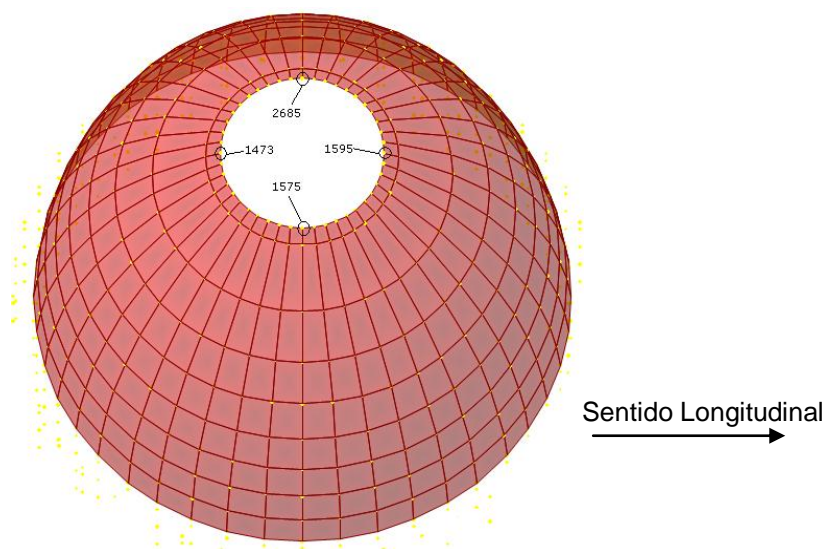


Figura 6.137. Nodos seleccionados para el análisis de desplazamientos en la cúpula.

Se puede apreciar que los nodos escogidos se encuentran en las esquinas de las torres y en los ejes principales de la cúpula, en la **Tabla 6.11.** se muestra la numeración adoptada por el programa SAP2000.

Nomenclatura del Nudo según el Programa SAP2000	Nomenclatura de Referencia	Ubicación	Nivel
117722	TN1	Torre Norte	40
117677	TN2	Torre Norte	40
117363	TN3	Torre Norte	40
117380	TN4	Torre Norte	40
117655	TS1	Torre Sur	40
117582	TS2	Torre Sur	40
117325	TS3	Torre Sur	40
117741	TS4	Torre Sur	40
1473	C1	Cúpula	42,33
2685	C2	Cúpula	42,33
1595	C3	Cúpula	42,33
1575	C4	Cúpula	42,33

Tabla 6.11. Nodos de máximo desplazamiento.



En la **Tabla 6.12.** se presentan los máximos desplazamientos obtenidos en los nodos escogidos, bajo la hipótesis de carga muerta (CM), así como su comparación con los obtenidos en el modelo sin ISE [1]

Desplazamientos Máximos debido a la Hipótesis de Carga Muerta										
Nodo	Hipótesis de Carga	Sin ISE			Con ISE			Variación		
		U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
		m	m	m	m	m	m	%	%	%
C1	CM	0.00048	0.00003	-0.00704	0.00078	0.00004	-0.00949	162	154	135
C2	CM	0.00042	-0.00001	-0.00707	0.00072	0.00001	-0.00951	172	-55	135
C3	CM	0.00036	0.00003	-0.00701	0.00066	0.00005	-0.00945	184	150	135
C4	CM	0.00042	0.00007	-0.00705	0.00072	0.00009	-0.00949	171	123	135
TN1	CM	0.00122	-0.00023	-0.00373	0.00260	-0.00074	-0.00760	213	326	204
TN2	CM	0.00083	-0.00024	-0.00378	0.00217	-0.00076	-0.00796	261	318	211
TN3	CM	0.00088	-0.00032	-0.00387	0.00222	-0.00075	-0.00769	252	236	199
TN4	CM	0.00126	-0.00031	-0.00347	0.00265	-0.00073	-0.00704	210	237	203
TS1	CM	0.00103	0.00026	-0.00387	0.00229	0.00052	-0.00822	222	197	213
TS2	CM	0.00147	0.00024	-0.00384	0.00283	0.00048	-0.00791	192	202	206
TS3	CM	0.00151	0.00023	-0.00352	0.00287	0.00044	-0.00732	190	190	208
TS4	CM	0.00109	0.00025	-0.00378	0.00235	0.00046	-0.00783	216	189	207

Tabla 6.12. Máximos desplazamientos bajo carga muerta.

Analizando estos resultados, se concluye que los máximos desplazamientos originados por carga muerta (sentido vertical), en toda la estructura, se producen en los nodos de la cúpula más alta, con un valor de 1 cm., mientras que en la torres llegan a un máximo de 0.8 cm, notándose que bajo el efecto de Interacción Suelo Estructura, estos desplazamientos han aumentado en un 35 y 100% respectivamente.

En la **Tabla 6.13.** se muestran los máximos desplazamientos en los nodos debido a la hipótesis de carga SPECX, que corresponde al espectro en la dirección longitudinal de la iglesia, así como su comparación con los obtenidos en el modelo sin ISE [1].

Desplazamientos Máximos debido a la hipótesis de carga SPECX										
Nodo	Hipótesis de Carga	Sin ISE			Con ISE			Variación		
		U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
		m	m	m	m	m	m	%	%	%
C1	SPECX	0.03078	0.00133	0.00252	0.02486	0.00121	0.00215	81	91	85
C2	SPECX	0.03069	0.00127	0.00152	0.02477	0.00115	0.00142	81	91	94
C3	SPECX	0.03088	0.00113	0.00138	0.02494	0.00102	0.00102	81	90	74
C4	SPECX	0.03089	0.00120	0.00156	0.02496	0.00109	0.00145	81	91	93
TN1	SPECX	0.07630	0.00206	0.01127	0.06783	0.00173	0.01014	89	84	90
TN2	SPECX	0.06271	0.00235	0.01050	0.05648	0.00196	0.00938	90	83	89
TN3	SPECX	0.06282	0.00484	0.00865	0.05657	0.00420	0.00756	90	87	87
TN4	SPECX	0.07639	0.00413	0.00759	0.06790	0.00359	0.00658	89	87	87
TS1	SPECX	0.06807	0.00285	0.01148	0.06128	0.00219	0.01022	90	77	89
TS2	SPECX	0.08437	0.00257	0.01215	0.07513	0.00199	0.01099	89	77	90
TS3	SPECX	0.08424	0.00750	0.00839	0.07501	0.00672	0.00725	89	90	86
TS4	SPECX	0.06803	0.00800	0.01028	0.06124	0.00716	0.00902	90	89	88

Tabla 6.13. Máximos desplazamientos bajo la hipótesis SPECX.

Analizando estos resultados, se concluye que los máximos desplazamientos en la dirección x, producidos por la hipótesis de carga SPECX, se producen en la torre sur (Nodo TS2), en la fachada lateral que da hacia la calle Sucre, con un valor de 7.5cm. El desplazamiento en la dirección x por la hipótesis SPECX en la torre norte llega a los 6.8 cm (Nodo TN4), producido en la fachada que da hacia la calle Santa Ana. Bajo esta misma hipótesis, en la cúpula se llega a desplazamientos del orden de 2.5 cm (Nodo C4), notándose que bajo el efecto de Interacción Suelo Estructura, estos desplazamientos han disminuido en un 11% en el caso de las torres, y un 19% en las cúpulas.

En la **Tabla 6.14.** se presentan los máximos desplazamientos en los nodos debido a la hipótesis de carga SPECY, que corresponde al espectro en la dirección transversal de la iglesia, así como su comparación con los obtenidos en el modelo sin ISE [1].

Desplazamientos Máximos debido a la hipótesis de carga SPECY										
Nodo	Hipótesis de Carga	Sin ISE			Con ISE			Variación		
		U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
		m	m	m	m	m	m	%	%	%
C1	SPECY	0.00146	0.01632	0.00017	0.00119	0.01396	0.00013	82	86	77
C2	SPECY	0.00203	0.01620	0.00291	0.00173	0.01392	0.00256	85	86	88
C3	SPECY	0.00146	0.01610	0.00014	0.00120	0.01390	0.00014	82	86	97
C4	SPECY	0.00149	0.01620	0.00284	0.00118	0.01393	0.00245	79	86	86
TN1	SPECY	0.03470	0.03010	0.00525	0.03437	0.02724	0.00540	99	91	103
TN2	SPECY	0.01994	0.03044	0.00300	0.02017	0.02754	0.00298	101	90	99
TN3	SPECY	0.01995	0.02879	0.00335	0.02019	0.02642	0.00338	101	92	101
TN4	SPECY	0.03485	0.02848	0.00568	0.03449	0.02614	0.00525	99	92	92
TS1	SPECY	0.01741	0.03312	0.00293	0.01758	0.02959	0.00282	101	89	96
TS2	SPECY	0.03130	0.03275	0.00505	0.03125	0.02927	0.00513	100	89	102
TS3	SPECY	0.03140	0.03261	0.00580	0.03130	0.02975	0.00541	100	91	93
TS4	SPECY	0.01738	0.03277	0.00322	0.01757	0.02990	0.00329	101	91	102

Tabla 6.14. Máximos desplazamientos bajo la hipótesis SPECY.

Analizando estos resultados, se concluye que los máximos desplazamientos en la dirección Y, bajo la hipótesis de carga SPECY, se producen en las torres, con un desplazamiento de 0.5 cm (Nodo TS3 y Nodo TN1). Finalmente, en la cúpula considerada, el desplazamiento máximo producido en la dirección Y, llega a 0.3 cm (Nodo C2), notándose que bajo el efecto de Interacción Suelo Estructura, estos desplazamientos han disminuido en un 10% en el caso de las torres, y un 14% en las cúpulas.

El Código Ecuatoriano de la Construcción establece que la máxima deriva para estructuras de mampostería bajo comportamiento inelástico es de 0.010 como fracción de la altura de piso [1]. Considerando que la altura de la Catedral Nueva llega a los 40 m, se podría interpretar que la máxima deriva de esta estructura corresponde a 40 cm, valor que es muy superior a los valores de deformación obtenidos del análisis.

Para finalizar con este análisis de desplazamientos, a continuación, en la **Tabla 6.15.** se muestra el cálculo de las amplitudes entre los desplazamientos de dos nodos, el primero de los cuales se ubica en lo alto del pórtico longitudinal C en



el nivel $Z= +24.09$ (3133), y el segundo en la base de la estructura en el nivel $Z= +1.00$ (3075)

Amplitudes de desplazamiento entre nodos							
Nodo	Hipótesis de Carga	U1	Amplitud	U2	Amplitud	U3	Amplitud
		m		m		m	
3133	CM	0.00048	7	0.00071	23	-0.00691	3
3075	CM	0.00007		0.00003		-0.00258	
3133	SPECX	0.01420	37	0.00320	17	0.00101	10
3075	SPECX	0.00038		0.00019		0.00010	
3133	SPECY	0.00134	12	0.01859	31	0.00531	9
3075	SPECY	0.00011		0.00060		0.00058	

Tabla 6.15. Amplitudes de desplazamiento entre nodos.

Información que nos permite cuantificar cuantas veces se ha movido el nodo superior con respecto al de la base, notándose que bajo los efectos de su propio peso, la estructura se mueve más en sentido transversal (paralelo a la Calle Benigno Malo), mientras que bajo la acción del Espectro de respuesta en la dirección Longitudinal (paralela a la Calle Sucre) las secciones superiores de los pórticos se mueven casi 37 veces lo que se mueven las que se ubican en la base, análogamente transversalmente se mueven aproximadamente 31 veces más.

6.5. CORTANTE BASAL Y CENTRO DE MASAS.

Se recuerda que para realizar este análisis, se consideraron dos modelos diferentes; en el primero, en el cual se realizó el análisis estructural bajo condiciones de carga muerta (COMB 1), se modelaron las características mecánicas del suelo considerando sus parámetros estáticos, mientras que en el segundo, en el que se hizo el análisis estructural bajo condiciones de carga sísmica (COMB3 y COMB4), se utilizaron parámetros dinámicos para estas.



Los resultados obtenidos para los dos modelos e hipótesis de carga se muestran en la **Tabla 6.16.**, así como su comparación con los obtenidos en el modelo sin ISE [1].

Reacciones en la Base										
Hipótesis de Carga	Tipo de análisis	Sin ISE			Con ISE			Variación		
		Global FX	Global FY	Global FZ	Global FX	Global FY	Global FZ	Global FX	Global FY	Global FZ
		[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]	[Tonf]	[%]	[%]	[%]
SPECX	Max	11683	429	208	10388	384	217	89	90	104
SPECY	Max	442	14473	13	399	12787	62	90	88	480
COMB1		0	0	37514	0	0	66778	73	214	178
COMB3	Max	11683	429	37722	10388	384	66996	89	90	178
COMB3	Min	-11683	-429	37306	-10388	-384	66561	89	90	178
COMB4	Max	442	14473	37527	399	12787	66841	90	88	178
COMB4	Min	-442	-14473	37501	-399	-12787	66716	90	88	178

Tabla 6.16. Reacciones en la base para las hipótesis de carga consideradas

De la hipótesis de carga muerta (CM) se puede apreciar que el peso total de la estructura (mampostería de ladrillo) corresponde a 37514 toneladas, mientras que el peso de la cimentación (mampostería de piedra) es igual a 29264 toneladas (66778-37514), que representa un aumento de peso o carga sobre el suelo del 78%, lo cual lógicamente se debe a la incorporación de la cimentación en los modelos con ISE, despreciando el peso de los estratos de suelo, que fueron considerados con peso específico cero, ya que el presente análisis está enfocado a estimar solo los esfuerzos de sobreconsolidación a los que está sujeto el suelo de cimentación.

Considerando que toda la estructura de la iglesia está construida en mampostería de ladrillo con mortero de cal, y respetando el valor asumido de 1650 kg/m^3 para el peso específico de dicho conjunto, el volumen de material (VM) utilizado en la iglesia se puede calcular como:

$$\text{Volumen de la estructura de la catedral} = \frac{37514 * 1000 \text{ kg}}{1650 \text{ kg/m}^3} = 22736 \text{ m}^3$$



Mientras que el volumen de material utilizado para construir la cimentación, constituida de bloques de piedra caliza con mortero de cal, para la cual se asumió 2300 kg/m^3 para su peso específico, es:

$$\text{Volumen de la cimentación de la catedral} = \frac{29264 * 1000 \text{ kg}}{2300 \text{ kg/m}^3} = 12724 \text{ m}^3$$

La **Tabla 6.17.** muestra el centro de masas calculado por el programa de análisis, para cada modelo:

Centro de Masas						
Modelo	X	Y	Z	Variación		
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
Sin ISE	62.57	21.51	0.00			
Con ISE PAR. EST.	59.11	21.61	-7.83	-3.46	0.10	-7.83
Con ISE PAR. DIN.	59.08	21.62	-8.09	-3.48	0.10	-8.09

Tabla 6.17. Centro de Masas de los modelos considerados.

Donde se puede observar que el centro de masa en modelos con ISE se mueven 3.50 m. en la dirección longitudinal llegando a 59.10 m., 0.10 m. en la dirección transversal alcanzando 21.60 m., mientras que verticalmente bajan 8 m. aproximadamente.

De acuerdo a la hipótesis de carga SPECX, que corresponde a la aplicación del espectro en la dirección longitudinal de la estructura (dirección Este -Oeste), se determina que la fuerza cortante en la base es de 10388 Ton, valor que corresponde al 15.56 % del peso de la estructura y la cimentación, notándose que bajo el efecto de Interacción Suelo Estructura, este ha disminuido en un 11%.

De manera análoga, de acuerdo a la hipótesis de carga SPECY, que corresponde a la aplicación del espectro en el eje transversal de la estructura (dirección Norte – Sur), se determina que la fuerza cortante en la base es de 12787 Ton, valor que corresponde al 19.15 % del peso de la estructura y la



cimentación, notándose que bajo el efecto de Interacción Suelo Estructura, este ha disminuido en un 12%.

Es importante mencionar que el área de apoyo de la estructura sobre la cimentación (nivel del piso de la catedral) es de 570.93 m², valor que corresponde al 12.50 % del área total de emplazamiento de la iglesia.

6.6. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ANTE CARGAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS, CONSIDERANDO LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA.

Con la finalidad de hacer más clara la comprensión de los enunciados siguientes, se sugiere revisar el **Capítulo 3**, en donde se exponen todos los parámetros mecánicos considerados para la modelación y análisis estructural de la Catedral de Cuenca, en específico, los **Artículos 3.2.4.3., 3.2.4.5. y 3.2.4.7.**, se refieren a los valores admisibles de compresión, corte y tracción respectivamente para la mampostería de ladrillo con juntas de mortero de cal.

6.6.1. BAJO LA HIPÓTESIS DE CARGA MUERTA (CM)

En la **Tabla 6.18.** se presentan los esfuerzos máximos generados por la hipótesis de carga muerta, así como sus resistencias referenciales de compresión y tracción, en la cual se puede observar que ningún elemento estructural, bajo la hipótesis de carga muerta, supera compresiones de 14.45 kg/cm², que se presentan en el pórtico transversal E; en el intradós del salmer de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2, y en las bases de las columnas interiores C3, C4, D3 y D4. Considerando que este valor es puntual, se concluye que las compresiones que se presentan en la estructura son menores a este valor; aquello es un indicador de que no se tienen problemas de compresión en la mampostería bajo esta hipótesis de carga, ya que estos esfuerzos están muy por debajo del valor referencial de 110 kg/cm².

Comparación de Esfuerzos Vs Resistencia bajo la Hipótesis de Carga Muerta					
Elemento Estructural		Esfuerzos		Resis. Referencial	
		SMax Traccion [kg / cm2]	SMin Compresion [kg / cm2]	f'm [kg / cm2]	f'to [kg / cm2]
Base		0.85	14.45	110.00	2.06
Pórticos longitudinales	1	2.55	7.65	110.00	2.06
	3	4.25	12.75	110.00	2.06
	4	4.25	12.75	110.00	2.06
	6	2.55	7.65	110.00	2.06
Pórticos transversales	A	0.85	5.95	110.00	2.06
	B	0.85	7.65	110.00	2.06
	C	4.25	12.75	110.00	2.06
	D	4.25	12.75	110.00	2.06
	E	5.95	14.45	110.00	2.06
	F	4.25	12.75	110.00	2.06
Sección posterior		2.55	4.25	110.00	2.06
Cúpulas	1ª Baja	0.55	1.95	110.00	2.06
	2ª Baja	0.55	3.25	110.00	2.06
	3ª Baja	0.55	3.25	110.00	2.06
	1ª Alta	0.55	7.15	110.00	2.06
	2ª Alta	0.55	7.15	110.00	2.06
	3ª Alta	0.55	7.15	110.00	2.06
	Posterior	0.55	1.95	110.00	2.06
Torres		4.25	7.65	110.00	2.06

Tabla 6.18. Esfuerzos Vs. Resistencias bajo la hipótesis Comb. 1.

Los esfuerzos de tracción máximos alcanzan los 2.55 kg/cm² presentándose en el perímetro inferior y superior de las ventanas comprendidas en los claros BC, CD, DE, EF, FG, en los pórticos longitudinales 1 y 6, y en la sección posterior en el perímetro superior de las ventanas de la estructura cilíndrica. Mientras que en los pórticos longitudinales 3 y 4 se presenta en el intradós de la contraclave de los arco de los claros BC y DE, llegando a los 4.25 kg/cm², al igual que en las torres que se presentan en el extradós de la rosca del arco central, y en los pórticos transversales C, D y F donde se muestran en el intradós de la clave de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2. El máximo esfuerzo de tracción se presenta en el pórtico transversal E donde se alcanza los 5.95



kg/cm², presentándose también en el intradós de la clave de los arcos de los vanos 5-4 y 3-2. De lo expuesto es de esperarse que bajo estos niveles de esfuerzos se puedan haber originado fisuras no perceptibles a simple vista, ya que se sobrepasa el límite de tracción referencial de 2.1 kg/cm² (**Relacion 2.7.**). Cabe anotar que la aparición de fisuras debido a la carga muerta pudo haber desaparecido en el proceso constructivo de la iglesia especialmente en los arcos, ya que algunos procesos constructivos de arcos pueden evitar o disminuir la aparición de esfuerzos de tracción. Esto se puede llevar a cabo retirando el encofrado antes de que haya fraguado completamente el mortero; de esta forma el peso de la estructura reacomoda los elementos y posibilita el cierre de fisuras originadas por esfuerzos de tracción en el arco.

6.6.2. BAJO LA HIPÓTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN X (CM + SPECX).

Con la finalidad de tener una mejor apreciación del comportamiento estructural bajo la condición de carga especificada, se ha realizado la tabulación de los esfuerzos inducidas por estas, comparándolas con los valores referenciales de resistencias, en la mampostería de ladrillo con juntas de mortero de cal, como se muestra en la **Tabla 6.19**.

En donde: f'_m denota la resistencia a la compresión (**Artículo 3.2.4.3.**), f'_t la resistencia a tracción (**Artículo 3.2.4.7.**), T_{0m} la resistencia a cortante inicial (**Artículo 3.2.4.5.**), así como también en las ultimas 3 columnas T_m representa la resistencia a cortante considerando el tipo de fallo en la estructura (**Artículo 3.2.5.5.**), notándose que esta última es la resistencia total al corte, ya que a la resistencia inicial se le ha adicionado la resistencia por fricción que se encuentra en función de f_n (esfuerzo normal de compresión.)

Comparación de Esfuerzos Vs Resistencia bajo la Hipótesis de Carga Muerta + Espectro en X: CM+ SPECX															
Elemento Estructural		Esfuerzos					Resistencias Referenciales								
		S11- Max [kg / cm2]	S11- Min [kg / cm2]	S33- Max [kg / cm2]	S33- Min [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	f'm [kg / cm2]	f'to [kg / cm2]	T0 [kg / cm2]	T0* [kg / cm2]	μ* [kg / cm2]	fn [kg / cm2]	Tm(fc) [kg / cm2]	Tm(td) [kg / cm2]	Tm(c) [kg / cm2]
Base		3.00	2.50	21.00	33.00	6.50	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	33.00	11.58	9.72	165.12
Pórticos longitudinales	1	21.00	17.50	21.00	27.00	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	27.00	10.00	9.03	177.99
	3	39.00	32.50	27.00	33.00	14.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	33.00	11.58	9.72	165.12
	4	39.00	32.50	27.00	33.00	14.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	33.00	11.58	9.72	165.12
	6	21.00	17.50	21.00	27.00	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	27.00	10.00	9.03	177.99
	Sección posterior		9.00	12.50	9.00	15.00	6.50	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	15.00	6.84	7.48
Torres		33.00	32.50	39.00	51.00	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	51.00	16.32	11.52	126.52
Domos		9.00					110.00	2.06	3.30	2.90	0.26				
Elemento Estructural		S11- Max [kg / cm2]	S22- Max [kg / cm2]	S12- Max [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]									
Cúpulas	1ª Baja	19.50	8.55	7.50			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	2ª Baja	3.90	2.85	4.50			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	3ª Baja	3.90	2.85	4.50			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	1ª Alta	3.90	2.85	10.50	1.13	4.50	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	2ª Alta	6.50	4.75	7.50	2.63	6.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	3ª Alta	9.10	2.85	13.50	1.88	6.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	Posterior	3.90	0.95	1.50			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89

Tabla 6.19. Esfuerzos Vs. Resistencias bajo la hipótesis Comb. 3.

Como se puede observar, en la **Tabla 6.19.**, todos los elementos estructurales presentan un buen comportamiento bajo esfuerzos de compresión, ya que los esfuerzos máximos de compresión S11 que alcanzan los 32.50 kgf/cm2 se presentan en los pórticos longitudinales 3 y 4, en el vértice inferior derecho de la ventana del vano FG, además de mostrarse también en las torres en el trasdós de todo el arco central, y en la zona de unión con los pórticos longitudinales 1,3,4 y 6, mientras que los esfuerzos máximos de compresión S33 llegan a los 33 kgf/cm2 presentándose en el vértice superior derecho de la ventana del claro FG de los pórticos longitudinales 3 y 4, así como en las columnas exteriores F1, F3, F4 y F6, se ven cubiertos por la resistencia referencial de compresión que es de 110 kgf/cm2.



Caso contrario sucede con el comportamiento estructural si se consideran los esfuerzos de tracción S_{11} y S_{33} máximos que se encuentran entre 3 a 39 kgf/cm² y 9 a 39 kgf/cm², respectivamente, donde los menores se presentan en el primer caso en la base, y en el segundo en la sección posterior (presentándose en los vértices de las ventanas de la sección cilíndrica), mientras que los mayores se presentan también en los pórticos longitudinales 3 y 4 (produciéndose el vértice inferior derecho de la ventana del vano FG) y en las torres (presentándose en las proximidades a la zona de unión con los pórticos longitudinales 1 y 6), respectivamente según el caso; notándose que dichos esfuerzos son superiores a la resistencia a tracción especificada en 2.1 kgf/cm², dicho esto se espera que la estructura, soportante de su peso propio, ante la acción sísmica (fuerzas horizontales en sentido longitudinal), colapse debido al fisuramiento de los paneles de mampostería de ladrillo que conforman sus elementos estructurales, por acción de estos esfuerzos de tracción.

Por su parte los esfuerzos de tracción máximos S_{11} y S_{22} en las cúpulas alcanzan valores de 3.90 a 19.50 kgf/cm² y de 0.95 a 8.55 kgf/cm², en donde los menores se localizan en la cúpula posterior (produciéndose en las uniones de esta cúpula con la estructura cilíndrica que la sostiene y con el pórtico transversal A), mientras que los mayores se presentan en la primera cúpula baja (localizándose en la unión de esta cúpula con las torres, en su punto más alto, y en la unión con los pórticos longitudinales 3 y 4 en su punto medio hacia el pórtico transversal G (Torres)); concluyendo que al igual de la estructura soportante estas están sobre los esfuerzos admisibles de tracción (2.1 kgf/cm²) esperándose se produzcan fisuramientos bajo la hipótesis de carga considerada.

En el caso de los esfuerzos cortantes S_{13} en la estructura soportante que se encuentran entre 6.50 kgf/cm² en la base (que se presentan en los pórticos longitudinales 1 y 6 en la sección comprendida entre los ejes transversales F y G (Torres)) y sección posterior (presentándose en la unión de la sección



cilíndrica con el pórtico A) y 14.30 kgf/cm² en los pórticos longitudinales 3 y 4 (mostrándose en la sección de mampostería entre la ventana del vano FG y las torres), se puede observar que superan la resistencia cortante inicial especificada en 3.30 kgf/cm², por lo que se espera fisuramientos debidos a estos esfuerzos, sin embargo si se considera que esta se ve aumentada por los esfuerzos resistentes debido a la fricción que se encuentra en función de los esfuerzos normales de compresión, la sección posterior y base presentan un buen comportamiento estructural ya que el esfuerzo cortante que se presenta se ve cubierto por la nueva resistencia a cortante que se encuentra entre 6.84 y 7.48 kgf/cm² según su tipo de fallo, cosa que no ocurre en el resto de los elementos estructurales ya que en las Torres se produce el fallo por tensión diagonal y los Pórticos Longitudinales fallan por tensión diagonal y fricción cortante, a medida que van aumentando los esfuerzos de compresión.

Para el caso de los esfuerzos cortantes a los que se ven sometidas las Cúpulas, estos se encuentran entre 4.50 (en la segunda y tercera cúpula baja, y en la primera alta) y 10.50 kgf/cm² (en la primera cúpula alta), que si los comparamos con resistencia al cortante inicial (3.30 kgf/cm²), se espera que presenten algún grado de fisuramiento, caso contrario sucede con la cúpula posterior que apenas alcanza los 1.50 kgf/cm².

6.6.3. BAJO LA HIPÓTESIS DE CARGA MUERTA + ESPECTRO EN Y (CM + SPECY).

Al igual que en el caso anterior para tener una mejor apreciación del comportamiento estructural bajo las condiciones de carga especificadas, se ha realizado la tabulación de los esfuerzos inducidas por estas, comparándolas con los valores referenciales de resistencias, en la mampostería de ladrillo con juntas de mortero de cal, como se muestra en la **Tabla 6.20**.

Comparación de Esfuerzos Vs Resistencia bajo la Hipótesis de Carga Muerta + Espectro en Y: CM+ SPECY															
Elemento Estructural		Esfuerzos					Resistencias Referenciales								
		S22- Max [kg / cm2]	S22- Min [kg / cm2]	S33- Max [kg / cm2]	S33- Min [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]	f'm [kg / cm2]	f'to [kg / cm2]	T0 [kg / cm2]	T0* [kg / cm2]	μ* [kg / cm2]	fn [kg / cm2]	Tm(fc) [kg / cm2]	Tm(td) [kg / cm2]	Tm(c) [kg / cm2]
Base		2.50	2.50	38.25	57.75	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	57.75	18.09	12.13	112.05
Pórticos transversales	A	7.50	12.50	6.75	13.75	9.10	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	13.75	6.51	7.30	206.40
	B	7.50	12.50	6.75	24.75	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	24.75	9.41	8.76	182.81
	C	12.50	12.50	15.75	35.75	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	35.75	12.30	10.01	159.23
	D	12.50	17.50	29.25	46.75	14.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	46.75	15.20	11.12	135.64
	E	12.50	22.50	20.25	41.25	16.90	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	41.25	13.75	10.58	147.43
	F	12.50	12.50	11.25	30.25	11.70	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	30.25	10.86	9.41	171.02
Sección posterior		7.50	7.50	11.25	13.75	3.90	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	13.75	6.51	7.30	206.40
Torres		32.50	32.50	20.25	30.25	14.30	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	30.25	10.86	9.41	171.02
Domos		7.50					110.00	2.06	3.30	2.90	0.26				
Elemento Estructural		S11- Max [kg / cm2]	S22- Max [kg / cm2]	S12- Max [kg / cm2]	S13- Max [kg / cm2]	S23- Max [kg / cm2]									
Cúpulas	1ª Baja	7.50	5.25	6.00			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	2ª Baja	4.50	5.25	6.00			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	3ª Baja	4.50	3.75	3.60			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	1ª Alta	7.50	5.25	13.20	1.50	12.35	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	2ª Alta	7.50	2.25	8.40	3.30	4.48	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	3ª Alta	1.50	3.75	10.80	2.10	6.65	110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89
	Posterior	1.50	3.75	3.60			110.00	2.06	3.30	2.90	0.26	0.00	2.90	4.90	235.89

Tabla 6.20. Esfuerzos Vs. Resistencias bajo la hipótesis Comb. 4.

En donde nuevamente: f'm denota la resistencia a la compresión (**Artículo 3.2.4.3.**), f'to la resistencia a tracción (**Artículo 3.2.4.7.**), T0m la resistencia a cortante inicial (**Artículo 3.2.4.5.**), así como también en las ultimas 3 columnas Tm representa la resistencia a cortante considerando el tipo de fallo en la estructura (**Artículo 3.2.5.5.**), notándose que esta última es la resistencia total al corte, ya que a la resistencia inicial se le ha adicionado la resistencia por fricción que se encuentra en función de fn (esfuerzo normal de compresión.)

Como se puede observar, en la **Tabla 6.20.**, todos los elementos estructurales presentan un buen comportamiento bajo esfuerzos de compresión, ya que los esfuerzos máximos de compresión S22 que alcanzan los 32.50 kgf/cm²



presentándose en las Torres (presentándose en los vértices inferiores de los arcos frontales al nivel de la terraza), y los esfuerzos máximos de compresión S33 con valores de 57.75 kgf/cm² que se encuentran en la base (mostrándose en las columnas D3 y D4), se ven cubiertos por la resistencia referencial de compresión que es de 110 kgf/cm².

Caso contrario sucede con el comportamiento estructural si se consideran los esfuerzos de tracción S22 y S33 máximos que se encuentran entre 2.50 a 32.50 kgf/cm² y 6.75 a 38.25 kgf/cm², respectivamente, donde los menores se presentan en el primer caso en la base (interiores D2, D3, D4 y D5), y en el segundo en el pórticos transversales A y B (los cuales actúan a la altura donde descansan los domos sobre los ejes longitudinales 3 y 4), mientras que los mayores se presentan en las Torres (presentándose en los vértices inferiores de los arcos frontales al nivel de la terraza) y en la Base (en las columnas interiores D2, D3, D4 y D5), según el caso; notándose que dichos esfuerzos son superiores a la resistencia a tracción especificada en 2.10 kgf/cm², dicho esto se espera que la estructura, soportante de su peso propio, ante la acción sísmica (fuerzas horizontales en sentido transversal), colapse debido al fisuramiento de los paneles de mampostería de ladrillo que conforman sus elementos estructurales.

Por su parte los esfuerzos de tracción máximos S11 y S22 en las cúpulas alcanzan valores de 4.50 a 7.50 kgf/cm² y de 2.25 a 5.25 kgf/cm², en donde los menores se localizan en la segunda y tercera cúpula baja (presentándose en la unión de estas cúpulas con los pórticos transversales E y B en su punto más alto, respectivamente), mientras que los mayores se presentan en la primera cúpula baja (localizándose en la unión de esta cúpula con los pórticos transversales F y G (Torres), en su punto medio, y con los longitudinales 3 y 4, en su punto medio hacia el pórtico transversal F), y en la primera (produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre el pórtico transversal F) y segunda cúpula alta (produciéndose en la unión con los pórticos transversales 3 y 4 en su punto más alto) en el caso de los esfuerzos de tracción máximos



S11, por su parte los esfuerzos de tracción S22 menores se muestran en segunda cúpula alta (produciéndose en la zona de unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, y los transversales C y D, en sus puntos más altos), mientras que los máximos se producen en la primera (localizándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal F, en su punto medio) y segunda cúpula baja (localizándose en la unión de esta cúpula con el pórtico transversal E, en su punto medio), además de presentarse también en la primera alta (produciéndose en la zona de unión con los pórticos longitudinales 3 y 4, en su punto medio). Concluye que al igual de la estructura soportante estas están sobre los esfuerzos admisibles de tracción (2.10 kgf/cm^2) esperándose se produzcan fisuramientos bajo la hipótesis de carga considerada.

En el caso de los esfuerzos cortantes S23 en la estructura soportante que se encuentran entre 9.10 kgf/cm^2 en el intradós de las dovelas del arco central en el pórtico transversal A y 16.90 kgf/cm^2 en el intradós de las dovelas del arco central, se puede observar que superan la resistencia cortante inicial especificada en 3.3 kgf/cm^2 , por lo que se espera fisuramientos debidos a estos esfuerzos, sin embargo si se considera que esta se ve aumentada por los esfuerzos resistentes debido a la fricción que se encuentra en función de los esfuerzos normales de compresión, la sección posterior y la base presenta un buen comportamiento estructural ya que sus esfuerzos cortante (3.90 y 11.70 kgf/cm^2 , respectivamente) se ven cubierto por la nueva resistencia a cortante que se encuentra entre 6.51 y 7.30 kgf/cm^2 para la sección posterior, y 12.13 y 18.09 kgf/cm^2 para la base, cosa que no ocurre en el resto de los elementos estructurales ya que las Torres y en los pórticos transversales (a excepción de los pórticos C y D) se produce el fallo por fricción cortante y tensión diagonal, mientras que en los pórticos transversal C y D fallan por tensión diagonal

Para el caso de los esfuerzos cortantes a los que se ven sometidas las Cúpulas, estos se encuentran entre 3.3 en la segunda cúpula alta (produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos longitudinales 3 y 4, en su punto más alto) y 13.25 kgf/cm^2 en la primera cúpula alta



(produciéndose en los apoyos de la cúpula sobre los pórticos transversales F, en su punto más alto), que si los comparamos con resistencia al cortante inicial (3.30 kgf/cm²), se espera que presenten algún grado de fisuramiento.

6.7. CONSIDERACIONES DE VULNERABILIDAD SISMICA

Como se puede corroborar en el apartado anterior la Catedral de la Inmaculada Concepción, presenta un buen comportamiento ante consideraciones de carga muerta, debidas a su propio peso, sin embargo si a estas se le suman esfuerzos horizontales debido a la ocurrencia de un sismo, los elementos de la estructura soportante así como las cúpulas se ven seriamente afectadas, siendo susceptibles de fisuramientos y su posterior colapso.

6.8. CONCLUSIONES

Después de haber realizado en su totalidad el presente trabajo, a continuación se citan de manera puntual las conclusiones a las que se han llegado gracias al desarrollo del mismo, su exposición más detallada se la ha desarrollado en los Artículos precedentes de este Capítulo:

CONCLUSION GENERAL:

La interacción suelo estructura nos permite determinar simultáneamente el comportamiento del suelo de fundación con la edificación frente a eventos estáticos y sísmicos, demostrando que ante tal escenario el suelo coadyuva a una mejor distribución de esfuerzos en todos los elementos estructurales de la edificación, mediante la disipación de cierto porcentaje de energía inducida por un sismo.



CONCLUSIONES ESPECÍFICAS:

- ❖ Al considerar la ISE se produce una disminución en los periodos de vibración de la estructura de un 10 a 27% para condiciones estáticas y del 3% para condiciones dinámicas.
- ❖ El comportamiento Estructural de la Catedral de la Inmaculada Concepción de la ciudad de Cuenca, considerando su interacción suelo estructura, se ve reflejado con la disminución de sus estados tensionales en un 20 % aproximadamente.
- ❖ Si bien los máximos esfuerzos se producen en las mismas secciones para los modelos sin ISE y con ISE, en este último se puede apreciar gráficamente una mejor distribución y disipación de los mismos, ya que ocupan un área menor en dichas secciones.
- ❖ En cuanto a los máximos desplazamientos, si se considera la ISE, bajo condiciones de carga muerta, estos aumentan en un 35 y 100%, en los puntos más altos de las cúpulas y torres respectivamente, bajo el espectro en X disminuyen en un 19 y 11%, y ante el espectro en Y también disminuyen en un 14 y 10%, respectivamente.
- ❖ De igual forma la cortante basal disminuye en un 12% si se considera la ISE.
- ❖ Los máximos esfuerzos que actúan en el suelo de fundación alcanzan los 6.15 kgf/cm² para compresión y 1.50 kgf/cm² para cortante.

6.9. RECOMENDACIONES

Se sugiere realizar una nueva valoración del presente estudio considerando propiedades mecánicas de materiales provenientes de estudios apropiados, ya que la falta y difícil medición de estos limitaron el presente estudio a trabajar con valores mecánicos y de resistencias referenciales, los que se trataron de ajustar al límite a nuestras condiciones de vibración ambiental y geológicas. Para luego de esto, si realizar un amplio estudio de vulnerabilidad sísmica, ya



que si bien al momento es posible realizarla, variando la intensidad sísmica, esta se encontraría en función de varios parámetros con cierto grado de incertidumbre.



Bibliografía Básica

- [1] CONTRERAS Paúl, TOLA Adrián y GARCÍA Enrique, 2006, **“Estudio del Comportamiento Estructural de la Catedral La Inmaculada Concepción de la Ciudad de Cuenca”**, Cuenca, Ecuador.
- [2] LEON Ricardo, 2003, **“Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos Urbanos en zonas de amenaza alta y moderada”**, Barcelona, España.
- [3] Monografias.com, www.monografias.com
- [4] TUFÍÑO Gabriela, VIEIRA Natalia, LASCANO y Luis, GUERRERO Victor, 2003, **“Propiedades Térmicas de Arcillas ecuatorianas para ser utilizadas como material refractario”**, Quito, Ecuador.
- [5] MERRIT Frederick, LOFTIN Kent y RICKETTS Jonathan, 2002, **“Manual del Ingeniero Civil”**, D.F., México.
- [6] OLMEDO Guardia, 1986, **“Arte y Deterioro en los Monumentos Granadinos. Catedral, Chancillería y Palacio de Carlos V. Universidad de Granada”**, España.
- [7] ConstruyeAprende, www.construyeaprende.com
- [8] NSR-98, 1998, **“Interacción suelo-estructura”**, Colombia.
- [9] CASTRO Villareal, 2007, **“Interacción Sísmica Suelo-Estructura en Edificaciones de Albañilería Confinada con Plateas de Cimentación”**, Trujillo, Perú.