



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO R.R. P.P. JESUITAS
DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO CON BASE EN
LAS NORMAS COVENIN 1756-01 Y COVENIN 1753-06**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR: Lago Alexatos, Alejandro Felipe.
Rey García, Leopoldo Jesús.

PROFESOR GUÍA: Ing. Bonadío Pedrón, Vincenzo.

FECHA: Caracas, octubre de 2017.

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO R.R. P.P. JESUITAS DE
LA UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO CON BASE EN LAS
NORMAS COVENIN 1756-01 Y COVENIN 1753-06

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo, ha evaluado su contenido con el resultado: _____.

JURADO EXAMINADOR

Nombre: _____ Nombre: _____ Nombre: _____
Firma: _____ Firma: _____ Firma: _____

DEDICATORIA

A mi familia, en especial a mis padres, mi hermana, mi cuñado y mis sobrinos quienes han sido un gran apoyo emocional y una gran influencia durante toda mi vida.

A mi abuela paterna Carmen Barreto quien siempre fue de gran apoyo en mi vida y que ahora se encuentra desde el cielo cuidándome y dándome fuerzas para lograr todas las metas que me proponga y superar todos los obstáculos que puedan presentarse en el camino. Te amo y extraño mucho abuelita.

A mi novia Karen Castillo quien me apoyo y alentó durante toda la carrera universitaria.

A mi compañero de tesis Leopoldo Rey, sin ti esto no habría sido posible.

Alejandro F. Lago A.

A toda mi familia, en especial a mis padres y mi hermana, los cuales fueron una influencia importante para mí.

A mi compañero de tesis Alejandro Lago, sin ti esto no habría sido posible.

A la Universidad Católica Andrés Bello, esto es un trabajo de investigación para ustedes.

Leopoldo J. Rey G.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer en primer lugar a mi compañero de tesis Leopoldo Rey, ya que sin tu apoyo y esfuerzo compartido no se hubiera podido cumplir con los objetivos que nos propusimos al realizar este trabajo especial de grado y además nada de esto hubiera sido posible. Gracias hermano. ¡Lo logramos!

A la señora Gloria García madre de mi compañero de tesis, quien siempre estuvo a nuestra disposición ante cualquier duda o ayuda que necesitáramos durante el desarrollo de nuestra tesis.

A mi profesor y padrino de promoción Eduardo López, por siempre ser tan atento y estar pendiente del desarrollo de nuestro trabajo, darnos su apoyo total y ayudarnos ante cualquier duda o problema que surgieran en el camino.

A mi profesor y tutor Vincenzo Bonadío, por darnos la oportunidad de realizar nuestro trabajo especial de grado dentro del campus universitario de la UCAB y por todo el apoyo y ayuda que nos ofreció durante la realización del mismo.

A mis compañeros Claudia Estévez, Gabriel Figueras, Karen Castillo y José Luis Gonzáles por todo el apoyo y la ayuda que nos brindaron.

Alejandro F. Lago A.

Principalmente agradezco a mi compañero de tesis, por mostrar en todo momento interés en lograr nuestro objetivo, en siempre estar disponible cuando eran momentos de duda y nunca desfallecer cuando un problema se presentaba, gracias hermano, lo logramos.

A mi madre, que cuando las dudas surgían ella estaba allí para poner su conocimiento a la orden a todo el que lo necesitara, impresionándome cada día más de todo lo que sabe, por también darnos de comer y prestarnos sus servicios en todo momento, gracias mamá.

A mi profesor Eduardo López, quien nos ofreció la mejor de las ayudas, siempre apoyándonos y nunca rindiéndose ante la infinidad de preguntas que nos respondió, gracias profesor, usted vale su peso en oro.

A mi profesor Vincenzo Bonadío por darme la oportunidad de conocer este mundo de las estructuras, y haber realizado este trabajo que me hizo querer aún más este mundo de la ingeniería civil.

A el Jesuita Eddy Suárez, por brindarme la información necesaria para poder visitar el conjunto residencial de los Padres Jesuitas, y siempre tener una sonrisa de apoyo presente. Mostrándome el valor y la calidad de un excelente Jesuita.

A mis compañeros Claudia Estévez, Gabriel Figueras, Karen Castillo y José Luis Gonzáles por todo el apoyo que nos brindaron y por el buen trabajo en equipo.

Leopoldo J. Rey G.

ÍNDICE GENERAL

CAPÍTULO I TEMA DE INVESTIGACIÓN	1
I.1 Planteamiento del Problema	2
I.1.1 Arquitectura	3
I.1.2 Secciones Transversales de Columnas.....	4
I.2 Objetivos de la Investigación	5
I.2.1 Objetivo General.....	5
I.2.2 Objetivos Específicos.....	5
I.3 Alcance y Limitaciones	6
I.4 Antecedentes.....	6
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	8
II.1 Fundamentos Teóricos	9
II.1.1 Análisis Estructural.....	9
II.1.2 Estructuras de Concreto Reforzado	9
II.1.3 Teoría Elástica	9
II.1.4 Teoría Plástica	10
II.1.5 Dinámica Estructural	11
II.1.6 Rigidez.....	11
II.1.7 Resistencia.....	11
II.1.8 Espectro de Respuesta	11
II.1.9 Modos de Vibración	12
II.1.10 ETABS.....	12
CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO	13
III.1 Tipo de Investigación.....	14
III.2 Diseño de la Investigación	14
III.3 Técnicas de Instrumentos de Recolección de Datos	14
III.4 Fases de la Investigación	15

CAPÍTULO IV DESARROLLO Y RESULTADOS	17
IV.1 Materiales Utilizados	18
IV.1.2 Concreto	18
IV.1.3 Acero	19
IV.2 Composición Estructural	20
IV.3 Diafragmas.....	24
IV.4 Chequeo de Análisis Dinámico	24
IV.4.1 Espectro de Diseño.....	24
IV.4.1.1 Zonificación Sísmica.....	24
IV.4.1.2 Forma espectral y factor de corrección ϕ	25
IV.4.1.3 Clasificación según el uso	26
IV.4.1.4 Factor de reducción de respuesta R.....	26
IV.4.2 Corte Basal.....	28
IV.4.2.1 Valor de aceleración horizontal A_0	28
IV.4.2.2 Factor de importancia α	28
IV.4.2.3 Nivel de diseño ND	29
IV.4.2.4 Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos	29
IV.4.2.5 Período fundamental T	31
IV.4.2.6 Factor de modificación de cortantes.....	31
IV.4.2.7 Ordenadas del espectro de diseño A_d	32
IV.4.2.8 Obtención de la fuerza cortante basal.....	33
IV.4.2.9 Comparación del coeficiente sísmico.....	33
IV.4.2.10 Comparación de cortes	33
IV.4.2.11 Verificación del Corte Basal	33
IV.5 Chequeo de Derivas.....	50
IV.6 Chequeo por Capacidad en Columnas.....	55
IV.7 Chequeo de Acero por Corte en Columnas	57
IV.8 Chequeo de Acero por Corte en Vigas	68

IV.9 Chequeo de Acero Longitudinal en Vigas.....	72
IV.10 Chequeo de Columna – Viga.....	83
IV.11 Chequeo del Conjunto con Tabiquería	89
IV.11.1 Verificación del Corte Basal con Tabiquería.....	90
IV.11.2 Chequeo de Derivas con Tabiquería	97
IV.11.3 Chequeo por Capacidad en Columnas con Tabiquería	99
IV.12 Chequeo del Conjunto con Tabiquería y Sismo Reducido.....	100
IV.12.1 Verificación del Corte Basal con Tabiquería y Sismo Reducido.....	100
IV.12.2 Chequeo de Derivas con Tabiquería y Sismo Reducido.....	108
IV.12.3 Chequeo por Capacidad en Columnas con Tabiquería	109
CAPÍTULO V ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	111
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES.....	114
CAPÍTULO VII RECOMENDACIONES.....	116
VII.1 Estudios de Suelos.....	117
VII.2 Estudios Estructurales	117
VII.3 Ensayo de Materiales.....	117
VII.4 Cuidado de la Tabiquería	118
VII.5 Sistemas Antisísmicos.....	119
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura # 1: Edificio R.R. P.P. Jesuitas.....	3
Figura # 2: Edificio R.R. P.P. Jesuitas visto en planta	3
Figura # 3: Viga en rango elástico.....	10
Figura # 4: Viga en rango plástico.....	10
Figura # 5: Espectro de respuesta elástico ($R = 1$)	12
Figura # 6: Propiedades de concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$	18
Figura # 7: Propiedades de concreto de resistencia $f'c = 200 \text{ kgf/cm}^2$	19
Figura # 8: Propiedades del acero de $F_y = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$	20
Figura # 9: Recepción.....	21
Figura # 10: Residencias	22
Figura # 11: Comedor y cocina	22
Figura # 12: Capilla	23
Figura # 13: Pasillo con pérgolas	23
Figura # 14: Espectro de respuesta	27
Figura # 15: Peso de la Recepción por carga variable y permanente	36
Figura # 16: Corrección de la aceleración de la Recepción	38
Figura # 17: Peso de las Residencias por carga variable y permanente	40
Figura # 18: Corrección de la aceleración de las Residencias.....	42
Figura # 19: Peso del Comedor y Cocina por carga variable y permanente	44
Figura # 20: Corrección de la aceleración del Comedor y Cocina.....	46
Figura # 21: Peso de la Capilla por carga variable y permanente	48
Figura # 22: Corrección de la aceleración de la Capilla.....	50
Figura # 23: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en la Recepción.....	58
Figura # 24: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en la Recepción.....	59

Figura # 25: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en las Residencias	61
Figura # 26: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en las Residencias	62
Figura # 27: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en el Comedor y Cocina	63
Figura # 28: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en el Comedor y Cocina.....	64
Figura # 29: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en la Capilla	66
Figura # 30: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en la Capilla	67
Figura # 31: Diagrama de interacción de la columna inferior en la Recepción	84
Figura # 32: Diagrama de interacción de la columna inferior en las Residencias.....	85
Figura # 33: Diagrama de interacción de la columna superior en las Residencias	86
Figura # 34: Diagrama de interacción de la columna inferior en el Comedor y Cocina	87
Figura # 35: Diagrama de interacción de la columna inferior en la Capilla.....	88
Figura # 36: Modelo de comportamiento del sistema pasivo.....	119
Figura # 37: Sistema antisísmico EGEMOL-AV	120
Figura # 38: Respuesta del sistema antisísmico a los esfuerzos.....	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla # 1: Zonificación sísmica de Venezuela.....	25
Tabla # 2: Forma espectral y factor de corrección ϕ	26
Tabla # 3: Valores de A_0	28
Tabla # 4: Factor de importancia.....	29
Tabla # 5: Niveles de diseño.....	29
Tabla # 6: Valores de T^* , β y p	30
Tabla # 7: Valores de T^+	30
Tabla # 8: Valores límites permisibles de derivas	51
Tabla # 9: Capacidad de columnas de la Recepción	55
Tabla # 10: Capacidad de columnas de las Residencias.....	56
Tabla # 11: Capacidad de columnas del Comedor y Cocina.....	56
Tabla # 12: Capacidad de columnas de la Capilla.....	57
Tabla # 13: Separación de aceros por corte en vigas de la Recepción	69
Tabla # 14: Separación de aceros por corte en vigas de las Residencias	70
Tabla # 15: Separación de aceros por corte en vigas del Comedor y Cocina.....	70
Tabla # 16: Separación de aceros por corte en vigas de la Capilla	71
Tabla # 17: Aceros longitudinales requeridos en vigas de la Recepción	72
Tabla # 18: Aceros longitudinales requeridos en vigas de las Residencias.....	75
Tabla # 19: Aceros longitudinales requeridos en vigas del Comedor y Cocina.....	78
Tabla # 20: Aceros longitudinales requeridos en vigas de la Capilla.....	80
Tabla # 21: Capacidad de columnas de las Residencias con tabiquería.....	99
Tabla # 22: Capacidad de columnas de la Capilla con tabiquería	100

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica # 1: Desplazamiento lateral de la Recepción.....	51
Gráfica # 2: Desplazamiento lateral de las Residencias	52
Gráfica # 3: Desplazamiento lateral del Comedor y Cocina	53
Gráfica # 4: Desplazamiento lateral de la Capilla	54

NOTACIÓN Y UNIDADES

- A_0 = Coeficiente de aceleración horizontal, (Adimensional).
- A_d = Ordenada del espectro de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad, (Adimensional).
- A_s = Cantidad de acero, (cm^2).
- A_v = Acero requerido por corte, (cm^2).
- b = Base de la sección transversal de concreto, (cm).
- d = Altura de la sección transversal de concreto menos el recubrimiento, (cm).
- F'_c = Resistencia a compresión del concreto, (Kgf/cm^2).
- F_s = Coeficiente de trabajo del acero, (Kgf/cm^2).
- F_y = Limite de fluencia del acero, (Kgf/cm^2).
- H = Profundidad a la cual se consigue material cuya velocidad de las ondas de corte, V_s , es mayor que 500 m/s, (m).
- h_n = Altura de la edificación medida desde el ultimo nivel, hasta el primer nivel cuyos desplazamientos estén restringidos total o parcialmente.
- M = Momento, ($\text{Kgf}\cdot\text{m}$ o $\text{Tonf}\cdot\text{m}$).
- N = Número de niveles de la edificación, (Adimensional).
- ND = Nivel de diseño, (Adimensional).
- P = Carga axial, (Kgf o Tonf).
- p = Exponente que define la rama descendente del espectro, (Adimensional).
- P_{MM} = Capacidad de columna, (%).
- R = Factor de reducción de respuesta, (Adimensional).
- S = Separación entre estribos, (cm).

- T^* = Máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante, (seg).
- T = Periodo fundamental de la edificación, (seg).
- T^+ = Periodo característico de variación de respuesta dúctil, (seg).
- T_0 = $0,25T^*$ Periodo a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante, (seg).
- T_a = Periodo estimado, (seg).
- V_c = Corte resistente del concreto, (Kgf).
- V_s = Corte resistente del acero, (Kgf).
- V_{sp} = Velocidad promedio de las ondas de corte en el perfil geotécnico, (m/s).
- V_u = Corte último, (Kgf).
- W = Peso total de la edificación por encima del nivel base, (Kgf o Tonf).
- α = Factor de importancia, (Adimensional).
- β = Factor de magnificación promedio, (Adimensional).
- Δ_{ei} = Desplazamiento lateral del nivel i calculado para las fuerzas de diseño, suponiendo que la estructura se comporta elásticamente, (Adimensional).
- Δ_i = Desplazamiento lateral total, (Adimensional).
- μ = Factor de modificación de cortantes, (Adimensional).
- φ = Factor de corrección del coeficiente de aceleración horizontal, (Adimensional).

INTRODUCCIÓN

Las normas aplicadas para el cálculo estructural cada día están cambiando conforme se conoce más acerca de los fenómenos ocurridos en la naturaleza, con mayor importancia los sismos y su influencia en la rama de la ingeniería.

Con el pasar del tiempo nuestro país ha afrontado varios de estos fenómenos los cuales, han generado una reestructuración en el ámbito constructivo, buscando mayor seguridad en las edificaciones para evitar nuevas tragedias y buscar cada vez más la perfección constructiva.

Se sabe que en Venezuela existen edificios de muchos años de antigüedad, proyectados y construidos con diferentes normas estructurales y sísmicas que han cambiado a lo largo del tiempo, algunas más exigentes que otras, lo que nos lleva a la interrogante de si estas edificaciones son capaces de soportar las solicitaciones sísmicas que se estipulan en las normas más actualizadas con las cuales se tiene la mayor confianza.

En el presente trabajo se genera el análisis estructural del edificio R.R. P.P. Jesuitas, el cual fue construido en el año 1962 con las normas M.O.P. del año 1955 y se quiere comparar con las normas COVENIN 1953-2006 “PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL” y COVENIN 1956-2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES”

CAPÍTULO I
TEMA DE INVESTIGACIÓN

I.1 Planteamiento del Problema

Se sabe que las aplicaciones de las normas al momento de diseñar y proyectar una edificación cambian mientras más sabemos de la vida constructiva. Hace varias décadas no se tomaban en cuenta los sismos y terremotos que pudiesen incidir sobre las edificaciones. Por un lado, porque no había mucho conocimiento en materia sísmica y por el otro, ya que ocurrían poco en nuestro país. Antes de 1950 se creía que Venezuela era un país sin ocurrencias sísmicas, las aplicaciones de las normas en el momento no sustentaban en mayor medida los terremotos que pudiesen ocurrir.

El edificio R.R. P.P. Jesuitas fue proyectado en el año 1955 con las normas M.O.P. del mismo año, soportó el terremoto del año 1967 sin que se generasen daños en su estructura. Hoy en día el edificio sigue en pie y no se le ha hecho ninguna modificación a su estructura original.

Con base en la aplicación de la tecnología actual y mediante el uso de programas computarizados como ETABS se tratará de determinar las probables fallas estructurales del edificio R.R. P.P. Jesuitas aplicando las normas actuales de construcción COVENIN las cuales poseen el código actual más estricto que nos acerca a un mejor diseño sustentable, duradero y seguro, emitiendo recomendaciones y cambios en su medida.

I.1.1 Arquitectura

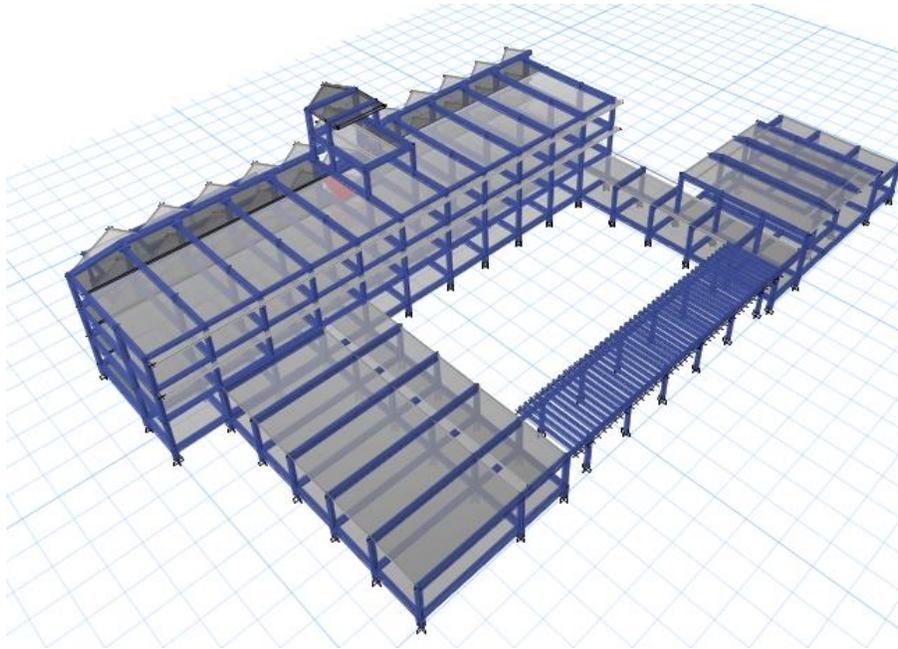


Figura # 1: Edificio R.R. P.P. Jesuitas

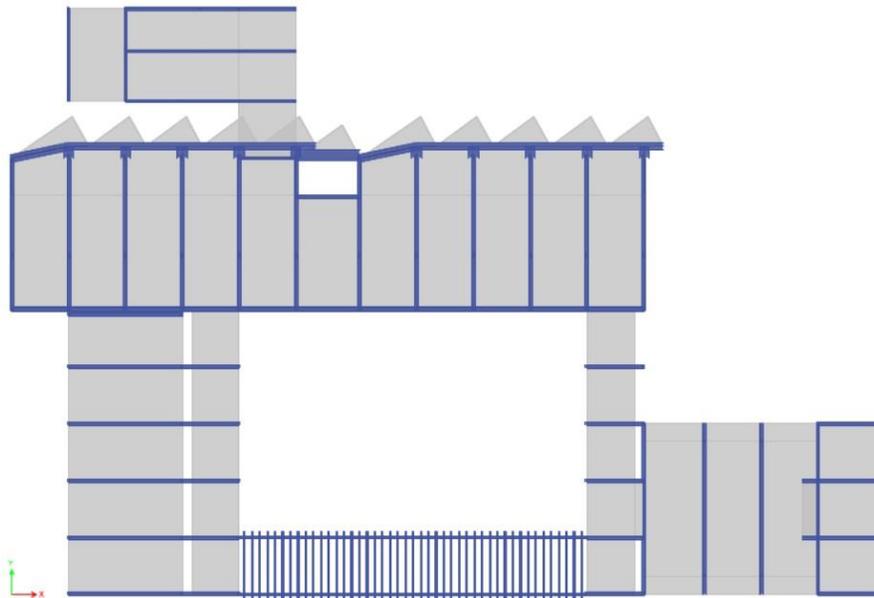
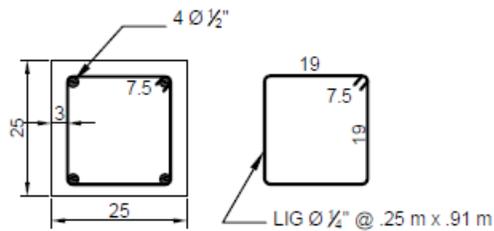
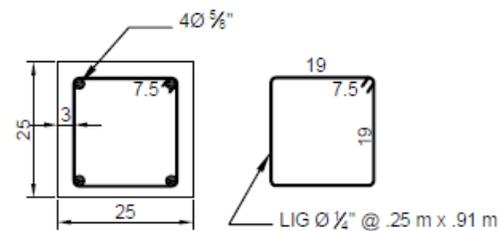


Figura # 2: Edificio R.R. P.P. Jesuitas visto en planta

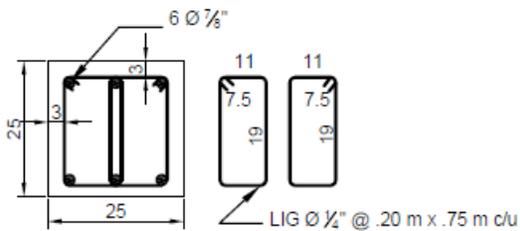
I.1.2 Secciones Transversales de Columnas



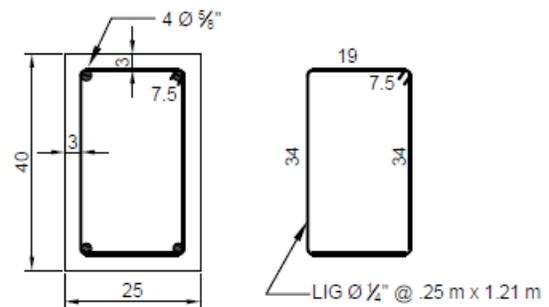
COLUMNA TIPO I



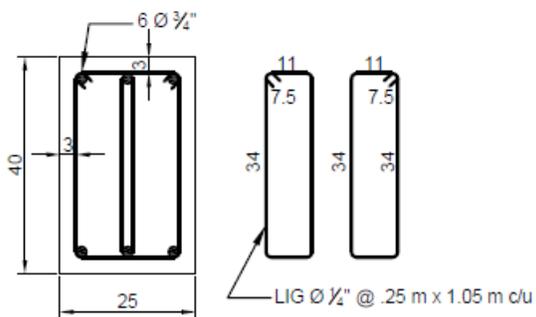
COLUMNA TIPO II



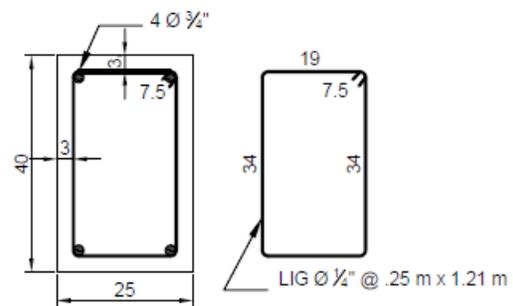
COLUMNA TIPO III



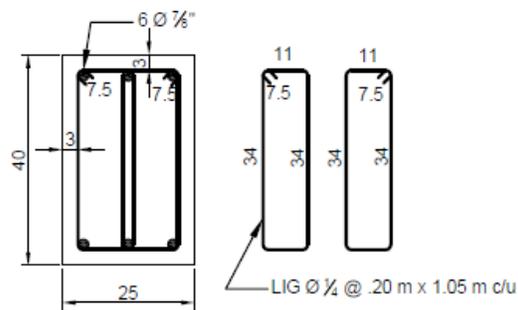
COLUMNA TIPO IV



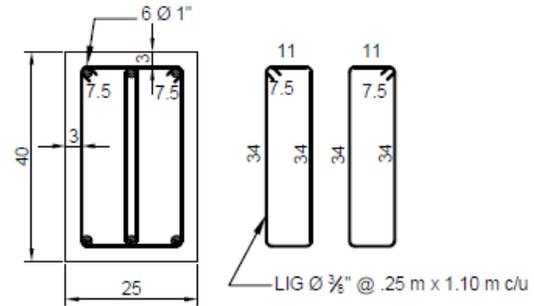
COLUMNA TIPO V



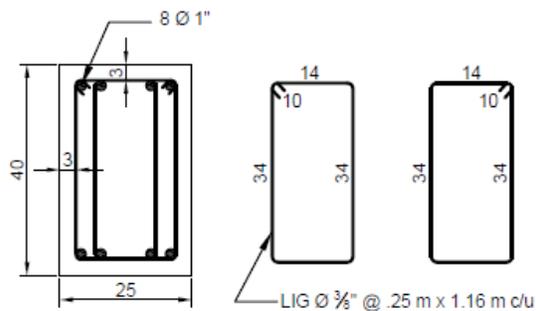
COLUMNA TIPO VI



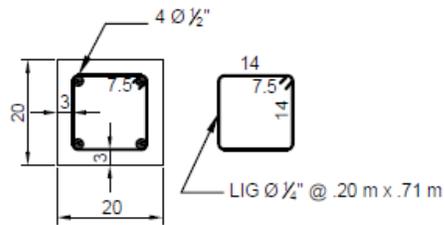
COLUMNA TIPO VII



COLUMNA TIPO VIII



COLUMNA TIPO IX



COLUMNA TIPO X

I.2 Objetivos de la Investigación

I.2.1 Objetivo General

Evaluar el edificio R.R. P.P. Jesuitas de la Universidad Católica Andrés Bello según criterios de las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06 y emitir recomendaciones según los resultados obtenidos.

I.2.2 Objetivos Específicos

- Generar un modelado estructural del edificio R.R. P.P. Jesuitas de la Universidad Católica Andrés Bello.

- Evaluar el comportamiento sísmico y estructural de la edificación con base en las normas COVENIN 1756-01 y COVENIN 1753-06.
- Emitir recomendaciones básicas para el refuerzo y mejoramiento del funcionamiento de la estructura con miras a cumplir las normas sismorresistentes actuales y las normas de construcción en estructuras de concreto reforzado.

I.3 Alcance y Limitaciones

El siguiente Trabajo Especial de Grado tendrá como alcance el modelado y revisión del edificio, limitándose sólo a su complejo estructural, sin la vinculación de otras ramas como las instalaciones sanitarias e instalaciones eléctricas comprendidas dentro de la estructura. Estará limitado por el análisis y la aplicación de las normas COVENIN 1953-2006 “PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS EN CONCRETO ESTRUCTURAL” y COVENIN 1956-2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES”.

I.4 Antecedentes

- Alvarado R., Andrea I., Furgujuele P., Franco G. (2015). “Evaluación del refuerzo ejecutado a un edificio con planta irregular afectado por el sismo de Caracas de 1967 usando la norma sísmica vigente”. Universidad Católica Andrés Bello. Tutor: Maglione Di Guida, Pedro.
- Dona H. (2001). “Estudio preliminar de la capacidad sísmica de una porción seleccionada de la estructura del Edificio de Laboratorios específicamente la última ampliación en concreto, 1970”. Universidad Católica Andrés Bello. Tutor: Paparoni, Mario.

- Centeno N., Nanneri, Cuevas P., Irene (2003). “Evaluación de los cambios fundamentales en la norma 1753-2002 “NORMA VENEZOLANA DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO PARA EDIFICACIONES, ANÁLISIS Y DISEÑO” respecto a la versión 1753-1985”. Universidad Católica Andrés Bello. Tutor: Velásquez, José Manuel.
- García C., Dragone D. (2003). “Análisis comparativo de una edificación aporticada según las normas COVENIN 1756-82 y COVENIN 1756-01”. Universidad Católica Andrés Bello. Tutor: Malaver, Alfonso.
- Rondón G., Ricardo E. (2000). “Análisis comparativo de un edificio aporticado con las normas COVENIN 1756-82 y COVENIN 1756-98”. Universidad Católica Andrés Bello. Tutor: Malaver, Alfonso.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 Fundamentos Teóricos

II.1.1 Análisis Estructural

Es la parte de la mecánica que se utiliza para determinar los efectos e impactos producidos por las cargas y las fuerzas que se generan sobre una estructura y que producen esfuerzos, deformaciones y tensiones sobre la misma. Las estructuras pueden ser edificios, presas, vías, etc. Este proceso puede ser utilizado para el diseño y prueba de un proyecto nuevo, o posterior a su construcción. El análisis estructural representa los materiales que se usan, la geometría de la estructura y las cargas pertinentes que participarán.

II.1.2 Estructuras de Concreto Reforzado

Son aquellas estructuras que están compuestas por concreto junto con barras de acero y mallas. Se utilizan en principalmente para la construcción de edificios, puentes, presas, pantallas, muros, monumentos, entre otros. Los comienzos del concreto reforzado datan del año 1867 cuando un jardinero de apellido Monier realizó envases de hierro recubiertos de cemento creando así la primera patente. La combinación de concreto con acero es mecánicamente ideal dadas las propiedades de ambos materiales; El concreto es bueno para soportar esfuerzos por compresión y el acero bueno para soportar los esfuerzos a la tracción.

II.1.3 Teoría Elástica

También llamada teoría clásica, estudia las relaciones entre las cargas de trabajo y los esfuerzos que se producen, considerando que el concreto trabaja dentro de su rango elástico. (Estado I). Esta teoría fue la que tuvo mayor difusión a nivel mundial y la más utilizada en el pasado siglo XX.

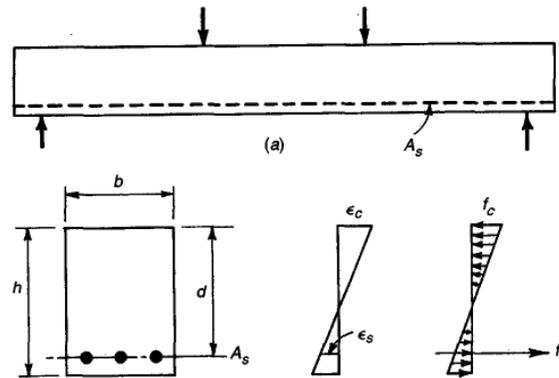


Figura # 3: Viga en rango elástico

II.1.4 Teoría Plástica

Estudia el comportamiento de los materiales cerca de la ruptura. En la aplicación de esta teoría, se forman fallas localizadas que se conocen como articulaciones plásticas. Esta teoría es la que tiene mayor repercusión en la actualidad. El conocimiento de la capacidad última de carga nos permite apreciar con más certeza las características de una estructura, además de la seguridad que la misma presentará ante las cargas accidentales.

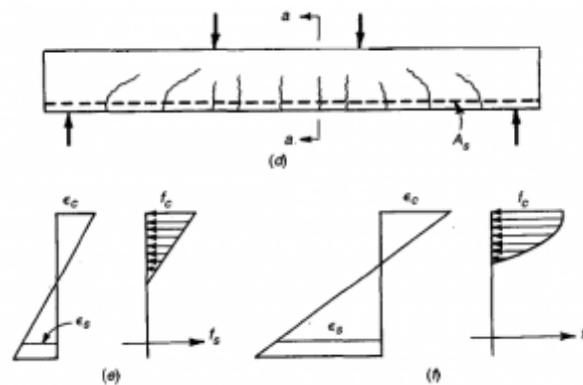


Figura # 4: Viga en rango plástico

II.1.5 Dinámica Estructural

La dinámica es el análisis de los cuerpos que se encuentran en movimiento. Con base en el análisis estructural, se refiere al estudio de las vibraciones y oscilaciones que puede presentar una estructura, las cuales producen cambios en las tensiones y generan deformaciones.

II.1.6 Rigidez

Es la propiedad que posee un cuerpo o elemento de oponerse a la generación de deformaciones cuando se le aplican cargas al mismo. En términos generales, es una relación entre las fuerzas y los desplazamientos. Depende del módulo de elasticidad, la longitud, la sección y la inercia de la pieza o elemento. De la ella depende en control de las deformaciones y los desplazamientos.

II.1.7 Resistencia

Capacidad que tiene un cuerpo o elemento a soportar cargas sin que colapse. Depende de las propiedades mecánicas presentes en el cuerpo o elemento.

II.1.8 Espectro de Respuesta

Es un gráfico que representa la máxima respuesta de una acción dinámica determinada, expresando en el eje de las abscisas los valores del período de una estructura, y en las ordenadas expresa valores de aceleración. Además de aceleración se pueden expresar valores de velocidad y desplazamiento, entre otros parámetros de interés. Para el diseño de edificaciones se utiliza el espectro de diseño el cual incorpora el factor de reducción de respuesta que corresponde al sistema resistente a sismos.

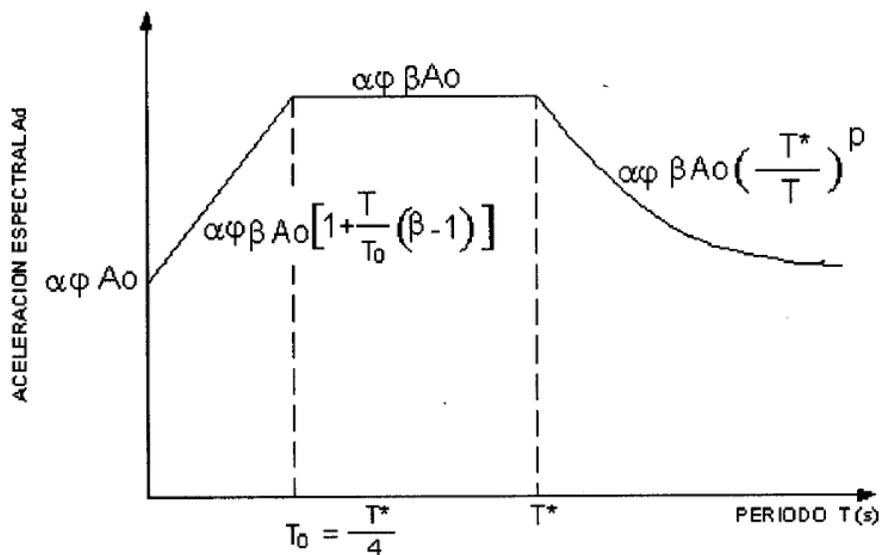


Figura # 5: Espectro de respuesta elástico ($R = 1$)

II.1.9 Modos de Vibración

Estudio que se genera en las estructuras refiriéndose a movimientos horizontales, verticales y de traslación o la combinación de ellos. Las estructuras son estudiadas analizando los modos de vibración; estos modos son diferentes unos de otros. Los modos de vibración dependen de la masa existente en la estructura, las normas venezolanas como la COVENIN 1756-01 exigen que en los modos de vibración participen como mínimo el 90% de la masa estructural.

II.1.10 ETABS

Es un software de computación desarrollado por la empresa Computers and Structures, Inc., se emplea para el análisis estructural de edificios utilizando complejos métodos numéricos y análisis de elementos finitos, además posee una interfaz de usuario muy intuitiva que tiene integrada diversas normas y códigos estructurales de todo el mundo.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

III.1 Tipo de Investigación

El tipo de investigación utilizada para abordar el objetivo general de estudio se enmarca en la clasificación de tipo evaluativa, puesto que busca generar un conocimiento y recomendaciones en cuanto a la condición estructural y sismorresistente de la edificación en estudio.

III.2 Diseño de la Investigación

El análisis de la estructura se desarrollará a través del método de Análisis Dinámico Espacial, utilizando como herramienta de análisis el programa de cálculo estructural ETABS 2016, lo que nos permitirá conocer si la edificación cumple con las normas actuales de Concreto Estructural y Edificaciones Sismorresistentes.

III.3 Técnicas de Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas e instrumentos de recolección de datos son un conjunto de herramientas que permiten obtener datos importantes, en este caso, por parte del programa utilizado para la evaluación de la respuesta del modelo simulado.

La presente evaluación hizo uso de la observación en campo y la utilización de planos como técnica de recolección de datos; esta consiste en el uso sistemático de los sentidos orientados a la captación de la realidad que se quiere estudiar y obtener así los datos necesarios.

El instrumento de recolección de datos es un recurso del que se vale el investigador para acercarse a los fenómenos y extraer de ellos la información necesaria.

En lo que a instrumentos de recolección de datos se refiere, fue utilizado para el modelado y análisis de la estructura el software de cálculo estructural ETABS 2016.

III.4 Fases de la Investigación

Tomando en cuenta los objetivos propuestos a alcanzar, este Trabajo Especial de Grado estuvo compuesto por 5 fases, las cuales se mencionan a continuación:

- Planificación.
- Obtención del Material Necesario y Datos Adicionales.
- Elaboración del Modelo.
- Evaluación del Modelo.
- Resultados y Recomendaciones.

En la primera fase (Planificación), se realizó la redacción del planteamiento del problema, objetivos, metodologías, alcances y limitaciones; así como también la organización de los requerimientos para poder cumplir con dichos objetivos junto con la respectiva investigación y estudio de los antecedentes.

En la segunda fase (Obtención del Material Necesario y Datos Adicionales), nos dirigimos a la oficina de Gestión General de Planificación y Control Urbano de la Alcaldía de Caracas en busca de los planos estructurales y la memoria descriptiva de la construcción original del edificio R.R. P.P. Jesuitas y posteriormente al edificio ubicado dentro del campus universitario de la Universidad Católica Andrés Bello para corroborar que lo plasmado en los planos tuviese concordancia con los visto en el campo y de haber algún detalle que no coincidiera tomarlo en cuenta para el modelado. Además, se investigó la norma COVENIN 1956-2001 “EDIFICACIONES SISMORRESISTENTES” para obtener los datos del espectro de respuesta actual según el tipo de zona en la que se encuentra la construcción.

En la tercera fase (Elaboración del Modelo), utilizamos el software de análisis estructural ETABS 2016 para la elaboración del modelo y vaciado de datos adicionales junto con los datos del espectro de respuesta que fue previamente establecido en base a las normas antes mencionadas.

En la cuarta fase (Evaluación del Modelo), una vez terminado el diseño estructural del edificio, se procedió a correr el programa, para generar el reporte del análisis. Es importante mencionar que el edificio fue evaluado en nivel de diseño 1, ya que no cumple con los requisitos exigidos por la norma 1753-06, estos fueron: falta de ligaduras en los nodos, pórticos en una sola dirección, utilización de cabillas de $\frac{1}{4}$ " ya no permitidas por las normas vigentes de construcción.

Se realizaron chequeos tanto para las vigas como para las columnas, haciendo mayor énfasis en los chequeos de columnas, específicamente las de planta baja, debido a su alto riesgo que representan al colapsar o fallar. Se comprobaron y corrigieron los cortes basales obtenidos, siguiendo los procedimientos plasmados en las normas. Se realizaron chequeos de derivas para conocer los desplazamientos horizontales en las estructuras estudiando la más desfavorable para cada edificación.

En la quinta fase (Resultados y Recomendaciones), se analizaron los resultados con base a los tres estudios realizados en el trabajo y se generaron varias recomendaciones que permitan un mejor desempeño estructural del conjunto R.R.P.P Jesuitas, en las cuales se habla de calidad de los materiales, cuidados de la tabiquería y modificaciones en el sistema para la mejora de la respuesta sísmica.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO Y RESULTADOS

IV.1 Materiales Utilizados

IV.1.2 Concreto

Para el vaciado de todo el conjunto R.R. P.P. Jesuitas se utilizó una mezcla de concreto cuya resistencia promedio mínima es de 250 Kgf/cm². Para el vaciado de las losas de planta baja y pedestales se utilizó concreto de resistencia mínima de 200 Kgf/cm². En la figura #6 y figura #7 se muestran las resistencias de ambos materiales programados en el software ETABS.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following settings:

Property	Value	Unit
Material Name	F'c 250	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	[Grey Box]	Change...
Material Notes	[Empty Box]	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass		
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Weight per Unit Volume	0,0024	kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0,000002	kgf-s ² /cm ⁴
Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	238751,96	kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0,2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0,0000099	1/C
Shear Modulus, G	99479,98	kgf/cm ²

Figura # 6: Propiedades de concreto de resistencia $f'c = 250 \text{ kgf/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: Fc 200

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color Selection] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0,0024 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0,000002 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 213546,24 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000099 1/C

Shear Modulus, G: 88977,6 kgf/cm²

Figura # 7: Propiedades de concreto de resistencia $f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$

IV.1.3 Acero

El acero utilizado en la edificación para el armado en todas las estructuras tiene un límite de fluencia $F_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$. Se destaca en este punto que toda la edificación es de concreto reforzado, no se utilizaron perfiles de acero. La norma estructural M.O.P. 1955 utilizaba un coeficiente de trabajo que se aplicó para el acero en el diseño, este coeficiente es $f_s = 0,5 \cdot F_y$. En la figura #8 se muestran las propiedades del acero utilizadas en el software ETABS.

Material Property Design Data

General Data

Material Name: Fy 2800

Material Type: Rebar

Directional Symmetry Type: Uniaxial

Material Display Color: Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 0,00785 kgf/cm³

Mass per Unit Volume: 0,000008 kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2038901,92 kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,0000117 1/C

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: Fy 2800

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 2800 kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, Fu: 6327 kgf/cm²

Expected Yield Strength, Fye: 4640 kgf/cm²

Expected Tensile Strength, Fue: 6960 kgf/cm²

Figura # 8: Propiedades del acero de $F_y = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$

IV.2 Composición Estructural

El edificio R.R. P.P. Jesuitas está compuesto en general por 4 edificaciones en concreto armado que componen todo el conjunto, estas son: la recepción, las residencias, la

cocina y comedor y la capilla. El edificio más susceptible de sufrir fallas es el de las residencias, porque alberga una mayor cantidad de carga viva, es el más alto y tiene el área más grande de ocupación, siendo la estructura con mayor importancia del conjunto.

La recepción, el comedor y cocina y la capilla están vinculados con las residencias a través de losas de techos simplemente apoyadas sobre ménsulas, estos edificios son tomados en cuenta en general al modificar los modos de vibración presentes en el conjunto, los cuales serán importantes para saber cómo se desempeñará el edificio a la hora de un sismo.

El conjunto además tiene un pasillo que posee un sistema de pérgolas que está compuesto por 42 nervios simplemente apoyados, el mismo sistema queda descartado del análisis del edificio ya que al detalle no se encuentra apoyado de ninguna de las estructuras presentes en el conjunto, por lo tanto, no aportará ninguna modificación al análisis dinámico generado.

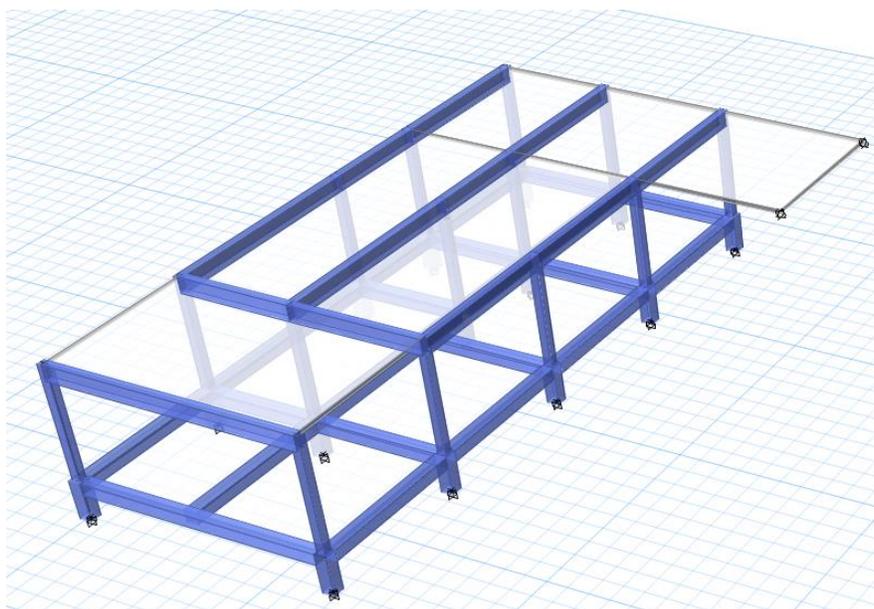


Figura # 9: Recepción

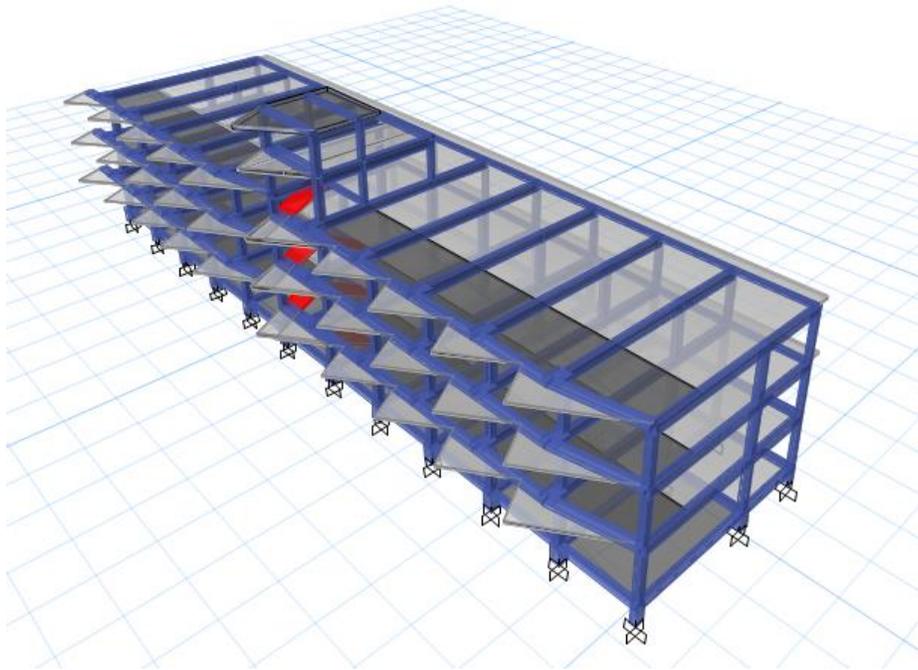


Figura # 10: Residencias

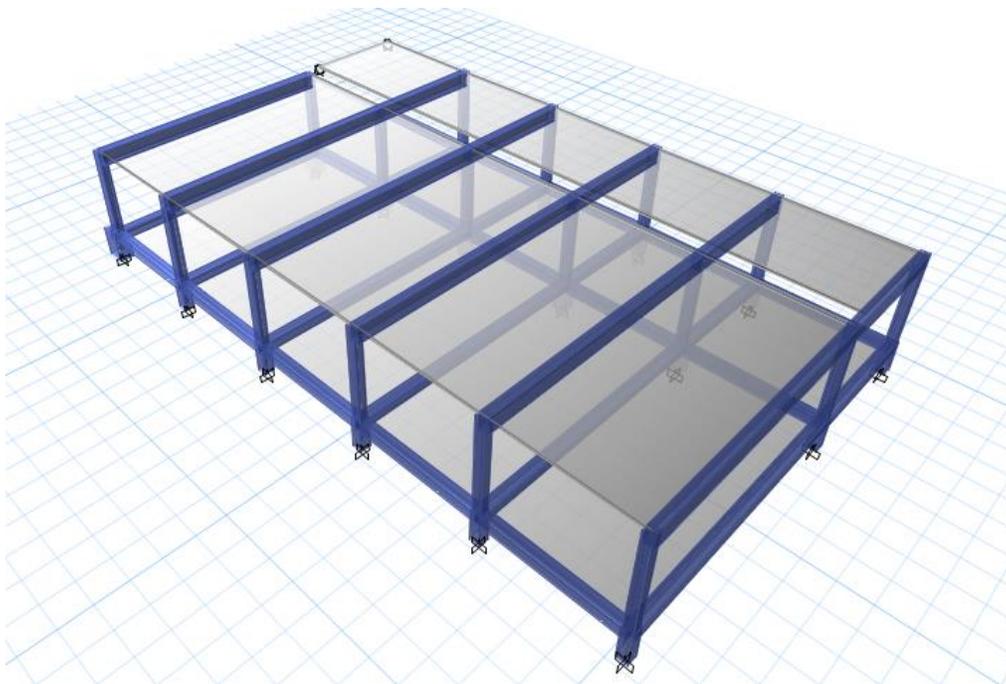


Figura # 11: Comedor y cocina

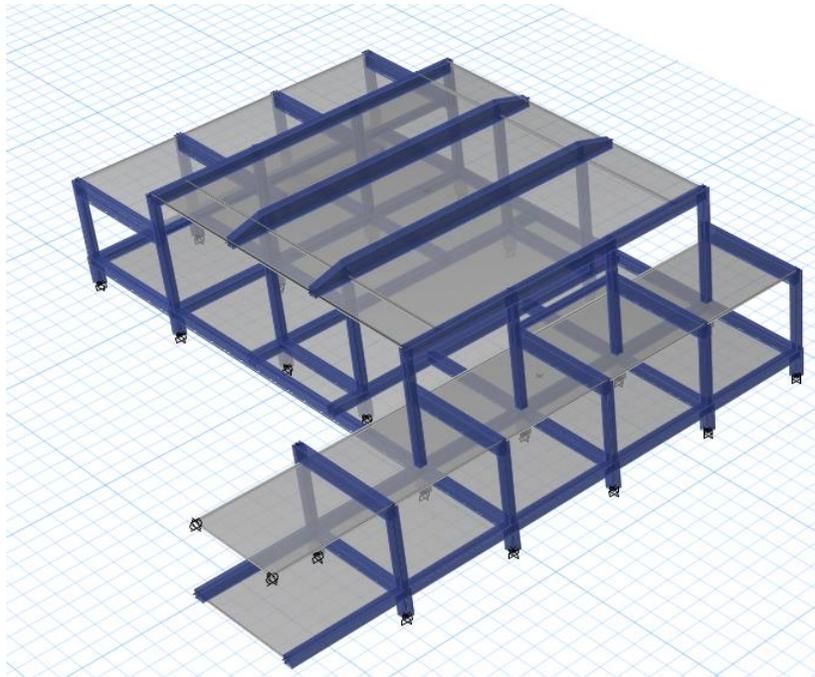


Figura # 12: Capilla

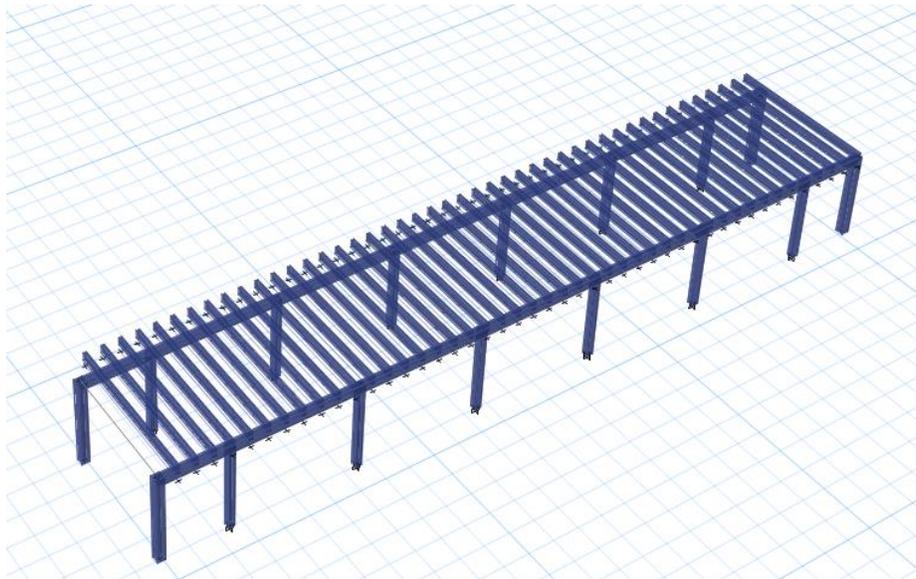


Figura # 13: Pasillo con pérgolas

IV.3 Diafragmas

Para los diafragmas se utilizó, según el capítulo 6 de la norma sísmica COVENIN 1756-1-2001, apartado “b”, un diafragma flexible ya que la edificación cumple con el punto “iii” que dice *“Cuando las plantas presenten un área total de aberturas internas que rebasen el veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas.”*. La figura #2 demuestra que el área abierta en el conjunto supera con creces el 20% del área total.

Sin embargo, motivado a limitaciones de software del programa ETABS, se tuvo que discretizar cada uno de los edificios porque, al realizar chequeos del corte basal y derivas, el análisis se hace tedioso y complejo, siendo una solución más óptima colocar un diafragma diferente a cada edificación del conjunto. Esto a su vez motivó a colocar diafragmas rígidos puesto que se cumplen los requisitos exigidos por la norma.

IV.4 Chequeo de Análisis Dinámico

IV.4.1 Espectro de Diseño

Para la generación del espectro de diseño se utilizó la norma COVENIN 1756-01, utilizando todas las tablas y valores necesarios para la evaluación del conjunto.

IV.4.1.1 Zonificación Sísmica

Para la zonificación sísmica se utilizó el capítulo 4 de la norma. El edificio R.R. P.P. Jesuitas se encuentra en el Distrito Capital, que según la tabla 4.2 se encuentra en zona sísmica 5.

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE VENEZUELA

ESTADO	
BARINAS	<p>Zona 4: Municipios: Alberto Arvelo Torrealba, Municipio Cruz Paredes, Bolívar, y Áreas al Noroeste de los Municipios Ezequiel Zamora, Antonio José de Sucre, Peraza, Barinas y Obispos, limitadas por una línea paralela a la carretera Santa Bárbara-Boconoito, unos 10 km. al sureste de ésta.</p> <p>Zona 3: Resto del Estado, excluidas las áreas en Zona 4 y el Municipio Arismendi.</p> <p>Zona 2: Municipio Arismendi.</p>
BOLÍVAR	<p>Zona 3: Municipios: Caroní, Padre Pedro Chien, y Área del Municipio Piar al Norte del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 2: Municipio Heres, Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, Roscio y El Callao, ubicadas al Norte del paralelo 7° N, y Área del Municipio Piar al Norte de paralelo 7° N y al Sur del paralelo 8° N.</p> <p>Zona 1: Municipio Gran Sabana, y Áreas de los Municipios Cedeño, Sucre, Raúl Leoni, Sifontes, José Tadeo Monagas, Piar y El Callao ubicadas al Sur del paralelo 7° N.</p> <p>Zona 0: Resto del Estado</p>
CARABOBO	<p>Zona 5: Municipios: Guacara, San Diego, Naguanagua, Montalbán, Miranda, Los Guayos, Juan José Mora, Puerto Cabello, Bejuma, San Joaquín, Diego Ibarra, Lago de Valencia, y Áreas de los Municipios Valencia y Libertador al Norte del paralelo 10° N.</p> <p>Zona 4: Municipio Carlos Arvelo, y Áreas de los Municipios, Valencia y Libertador al Sur del paralelo 10° N.</p>
COJEDES	<p>Zona 4: Municipios: Anzoategui, San Carlos, Lima Blanco, Falcón.</p> <p>Zona 3: Municipios: Girardot, Ricaurte, Rómulo Gallegos, Tinaco, Pao de San Juan Bautista.</p>
DELTA AMACURO	<p>Zona 5: Municipios: Pedernales, Tucupita, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas en el Delta al Norte del Río Orinoco.</p> <p>Zona 4: Municipio Casacoima, y Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del Río Orinoco.</p> <p>Zona 3: Áreas del Municipio Antonio Díaz ubicadas Sur del paralelo 8° N.</p>
DTO. FEDERAL	Zona 5: Todo el Distrito.

Tabla # 1: Zonificación sísmica de Venezuela

IV.4.1.2 Forma espectral y factor de corrección ϕ

Dado que no se encontraron los estudios de suelos realizados en el sitio, se utilizó como soporte el estudio de suelos del edificio de Aulas de Módulo 6 de la Universidad Católica Andrés Bello, el cual posee una ubicación relativamente cercana de 150 metros. Dicho estudio contempla una gran gama de suelos de cuando se realizaron las perforaciones P-11, P-23, P-24 que llegaron hasta 18 metros como máximo, se estimó que el suelo es duro o denso, de forma espectral S2.

Para la corrección de la aceleración horizontal se utilizó la tabla 5.1 de la norma que depende de la zona sísmica y la forma espectral, el factor ϕ utilizado es de 0.90 para zona sísmica 5.

Material	Vsp (m/s)	H (m)	Zonas Sísmicas 1 a 4		Zonas Sísmicas 5 a 7	
			Forma Espectral	ϕ	Forma Espectral	ϕ
Roca sana/fracturada	>500	-	S1	0.85	S1	1.00
Roca blanda o meteorizada y suelos muy duros o muy densos	>400	<30	S1	0.85	S1	1.00
		30-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.70	S2	0.90
Suelos duros o densos	250-400	<15	S1	0.80	S1	1.00
		15-50	S2	0.80	S2	0.90
		>50	S3	0.75	S2	0.90
Suelos firmes/medio densos	170-250	≤ 50	S3	0.70	S2	0.95
		>50	S3^(a)	0.70	S3	0.75
Suelos blandos/sueltos	<170	≤ 15	S3	0.70	S2	0.90
		>15	S3^(a)	0.70	S3	0.80
Suelos blandos o sueltos ^(b) intercalados con suelos más rígidos	-	H ₁	S2^(c)	0.65	S2	0.70

Tabla # 2: Forma espectral y factor de corrección ϕ

IV.4.1.3 Clasificación según el uso

Para la clasificación según el uso, se procedió a utilizar el grupo B2 según la norma ya que es un edificio residencial cuya ocupación no excede las 50 personas, por ende, es de baja ocupación.

IV.4.1.4 Factor de reducción de respuesta R

Para el factor de reducción de respuesta se utilizó la tabla 6.4 de la norma, dando como resultado un factor de respuesta $R = 6$. Sin embargo, dado que el proyecto del edificio fue realizado en el año 1962, se considera una edificación existente que no cumple con todos los requisitos normativos expresados en la tabla 12.1 de la norma. Los requisitos normativos

que no se cumplen son: las cuantías mínimas y máximas de refuerzo para corte, flexión y flexocompresión. Por lo tanto, el factor de reducción de respuesta será tomado como $R = 1$.

Con todos los valores obtenidos, se computarizan en el programa ETABS y se genera el espectro de diseño utilizado en la edificación el cual se muestra a continuación.

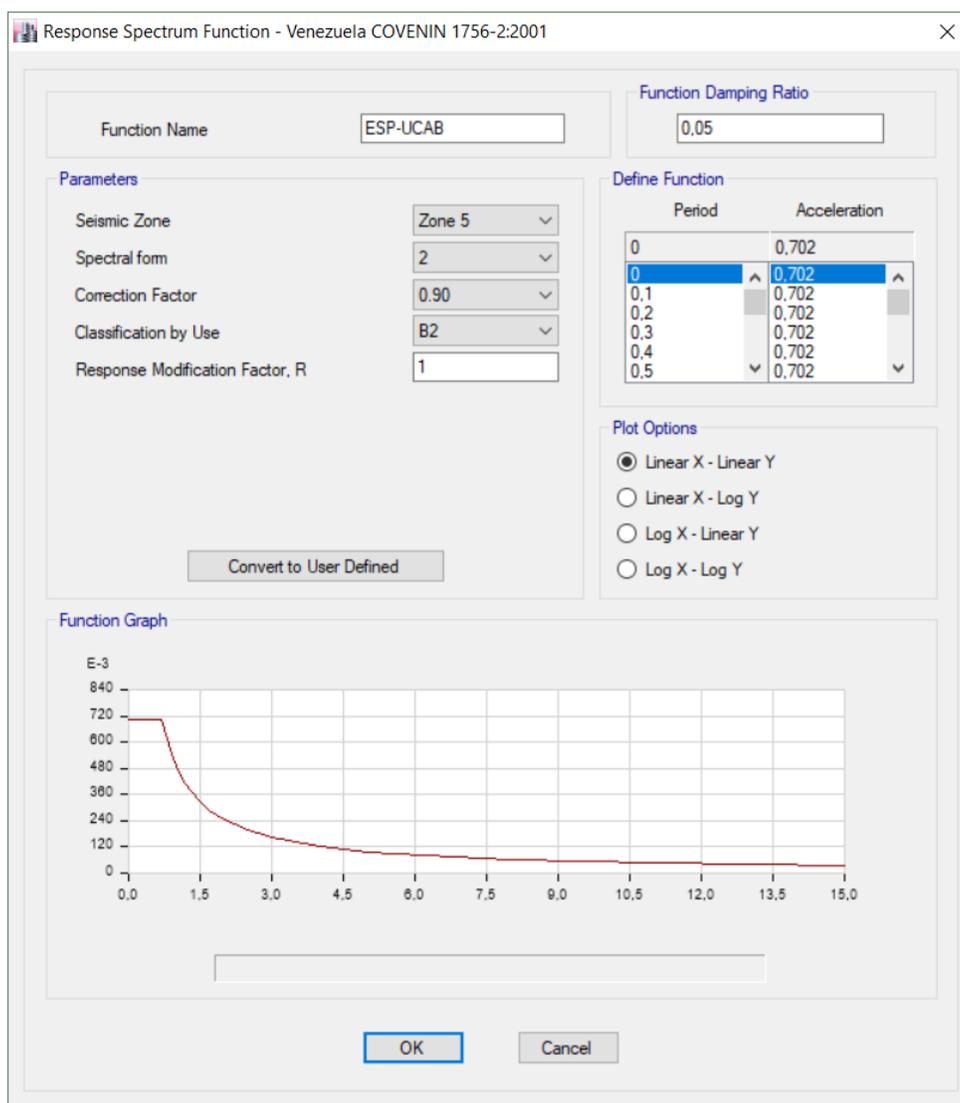


Figura # 14: Espectro de respuesta

IV.4.2 Corte Basal

A continuación, se presentarán las ecuaciones y tablas utilizadas para el cálculo del corte basal, que luego se procedieron a usar para calcular el corte basal de cada uno de los edificios presentes en el conjunto R.R. P.P. Jesuitas.

IV.4.2.1 Valor de aceleración horizontal A_0

Una vez conseguida la ubicación de la zona sísmica en donde está ubicado el edificio se procedió a conseguir el valor de la aceleración horizontal, que tiene un valor de 0,30 según la tabla 4.1 para la zona sísmica 5.

VALORES DE A_0

ZONAS SÍSMICAS	PELIGRO SÍSMICO	A_0
7	Elevado	0.40
6		0.35
5		0.30
4	Intermedio	0.25
3		0.20
2	Bajo	0.15
1		0.10
0		--

Tabla # 3: Valores de A_0

IV.4.2.2 Factor de importancia α

Para el factor de importancia α se clasificó en función del uso de la edificación, el valor escogido fue $\alpha = 1.00$ según la tabla 6.1 de la norma.

FACTOR DE IMPORTANCIA

GRUPO	α
A	1.30
B1	1.15
B2	1.00

Tabla # 4: Factor de importancia

IV.4.2.3 Nivel de diseño ND

Para el nivel de diseño requerido en el espectro se utilizó el nivel de diseño 3 ya que el edificio se encuentra en zona sísmica 5 y pertenece al grupo B2, esto según a tabla 6.2 de la norma.

NIVELES DE DISEÑO ND

GRUPO	ZONA SÍSMICA		
	1 y 2	3 y 4	5, 6 y 7
A; B1	ND2 ND3	ND3	ND3
B2	ND1 (*) ND2 ND3	ND2 (*) ND3	ND3 ND2 (**)

Tabla # 5: Niveles de diseño

IV.4.2.4 Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos

El edificio R.R. P.P. Jesuitas es un edificio de concreto armado conformado por un sistema de pórticos en una sola dirección. Está conformado por columnas continuas, por ello

es un edificio clasificado como Tipo I y considerado capaz de soportar las acciones sísmicas al momento de su construcción según las normas M.O.P. 1955.

Utilizando el capítulo 7 de la norma se utilizó la tabla 7.1, encontrando los valores de T^* , β y p en función de la forma espectral S2.

VALORES DE T^* , β y p

FORMA ESPECTRAL	T^* (seg)	β	p
S1	0.4	2.4	1.0
S2	0.7	2.6	1.0
S3	1.0	2.8	1.0
S4	1.3	3.0	0.8

Tabla # 6: Valores de T^* , β y p

Para el período característico de variación de respuesta dúctil se utilizó la tabla 7.2 de la norma:

TABLA 7.2
VALORES DE T^+ ⁽¹⁾

CASO	T^+ (seg)
$R < 5$	$0.1 (R-1)$
$R \geq 5$	0.4

⁽¹⁾ $T_0 \leq T^+$

Tabla # 7: Valores de T^+

Ya que $R = 1$, se utiliza a ecuación:

$$T^+ = 0.1 * (R - 1)$$

Dando como resultado:

$$T^+ = 0,175.$$

IV.4.2.5 Período fundamental T

Para el cálculo del período fundamental se usó la ecuación 9.6 de la norma, que depende de la altura del edificio y del material utilizado, en este caso, concreto armado.

$$T_a = C_t * h_n^{0.75}$$

Luego se procedió a usar la ecuación 9.4.6 de la norma.

$$T = 1,6 * T_a$$

IV.4.2.6 Factor de modificación de cortantes

Para el cálculo de la fuerza cortante basal se procedió a utilizar las ecuaciones 9.2 y 9.3 de la norma. Estas ecuaciones representan los factores de modificación cortantes, escogiendo el mayor valor generado por ambas:

$$\mu = 1.4 * \left[\frac{N + 9}{2N + 12} \right] \quad (9.2)$$

$$\mu = 0.80 + \frac{1}{20} * \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

IV.4.2.7 Ordenadas del espectro de diseño Ad

Luego se procedió a seleccionar las ordenadas Ad del espectro de diseño en función de las ecuaciones 7.1, 7.2 y 7.3 de la norma:

$$T < T^+ \quad Ad = \frac{\alpha\phi A_o \left[1 + \frac{T}{T^+} (\beta - 1) \right]}{1 + \left(\frac{T}{T^+} \right)^c (R - 1)} \quad (7.1)$$

$$T^+ \leq T \leq T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \quad (7.2)$$

$$T > T^* \quad Ad = \frac{\alpha\phi\beta A_o}{R} \left(\frac{T^*}{T} \right)^p \quad (7.3)$$

Para todo el conjunto R.R. P.P. Jesuitas se utilizó la ecuación 7.2, porque se obtuvo como resultados que:

$$T^+ = 0,175$$

$$T^* = 0,7$$

$$T = 0,328$$

IV.4.2.8 Obtención de la fuerza cortante basal

Una vez tenido los datos anteriores se determinará la fuerza cortante basal que se generó según a ecuación 9.1 de la norma:

$$V_o = \mu * A_d * W$$

Nota: Se tomó en cuenta para la ecuación anterior el peso “W” de cada uno de los edificios por separado.

IV.4.2.9 Comparación del coeficiente sísmico

Se chequeó el coeficiente sísmico para cada una de las edificaciones que conforma el conjunto R.R. P.P. Jesuitas teniéndose que cumplir en ambas direcciones que:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R}$$

IV.4.2.10 Comparación de cortes

Para cada uno de los edificios se comparó la fuerza cortante basal que se aplicó ecuación 9.1 de la norma y la misma se comparó con los resultados arrojados en cada uno de los edificios del conjunto R.R. P.P. Jesuitas en ambas direcciones perpendiculares de análisis X y Y.

IV.4.2.11 Verificación del Corte Basal

Una vez teniendo todos los datos se procedió a realizar el chequeo del corte basal de cada una de las edificaciones del conjunto R.R. P.P. Jesuitas.

IV.4.2.11.1 Verificación del corte basal de la Recepción

De la tabla #3 se selecciona el valor de la aceleración horizontal A_0 :

$$A_0 = 0,3$$

Utilizando los valores de la tabla #6 tenemos que:

$$T^* = 0,7$$

$$\beta = 2,6$$

$$P = 1,0$$

Según la tabla #7 se tuvo que:

$$T^+ = 0,175$$

Utilizando la ecuación 9.6 de la norma se tuvo que:

$$T_a = C_t * H_n^{0,75}$$

$$T_a = 0,07 * 2,9^{0,75}$$

$$T_a = 0,155 \text{ seg}$$

Luego, utilizando la ecuación 9.4.6 de la norma en función del período fundamental:

$$T_a = 1,6 * T$$

$$T_a = 1,6 * 0,155$$

$$T_a = 0,2489 \text{ seg}$$

Después se procedió a calcular los factores de modificación de cortantes con las ecuaciones 9.2 y 9.3, escogiendo la mayor:

$$\mu = 1,4 * \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \rightarrow \mu = 1,0 \quad \underline{\text{Se escoge.}}$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \rightarrow \mu = 0,7678 \quad \underline{\text{Se descarta.}}$$

Cómo $T^+ \leq T \leq T^*$ se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$A_d = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} = 0,702$$

Se determinará la fuerza cortante basal según a ecuación 9.1, tomando en cuenta el peso arrojado por el software ETABS y se consideró un 25% de ocupación de la carga viva según la norma:

	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
	CP	0	0	80,5144
▶	CV	0	0	12

Figura # 15: Peso de la Recepción por carga variable y permanente

$$W(ETABS) = 80,5144 \text{ Ton} + (12 * 0,25) \text{ Ton} = 83,5144 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * A_d * W$$

$$V_o = 58,6271 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,369 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,315 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 58,6271 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_0(ETABS) = 30,8406 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_0(ETABS) = 26,3167 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 1,9010$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 2,2278$$

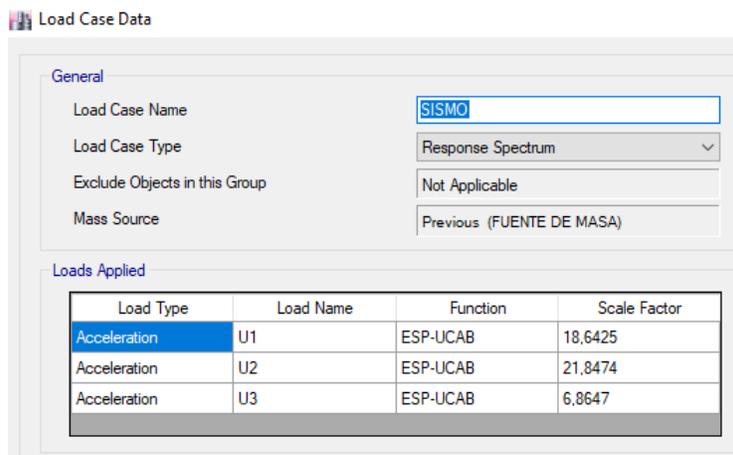


Figura # 16: Corrección de la aceleración de la Recepción

IV.4.2.11.2 Verificación del corte basal de las Residencias

De la tabla #3 se selecciona el valor de la aceleración horizontal A_0 :

$$A_0 = 0,3$$

Utilizando los valores de la tabla #6 tenemos que:

$$T^* = 0,7$$

$$\beta = 2,6$$

$$P = 1,0$$

Según la tabla #7 se tuvo que:

$$T^+ = 0,175$$

Utilizando la ecuación 9.6 de la norma se tuvo que:

$$T_a = C_t * H n^{0,75}$$

$$T_a = 0,07 * 13,075^{0,75}$$

$$T_a = 0,481 \text{ seg}$$

Luego, utilizando la ecuación 9.4.6 de la norma en función del período fundamental:

$$T_a = 1,6 * T$$

$$T_a = 1,6 * 0,481$$

$$T_a = 0,7701 \text{ seg}$$

Después se procedió a calcular los factores de modificación de cortantes con las ecuaciones 9.2 y 9.3, escogiendo la mayor:

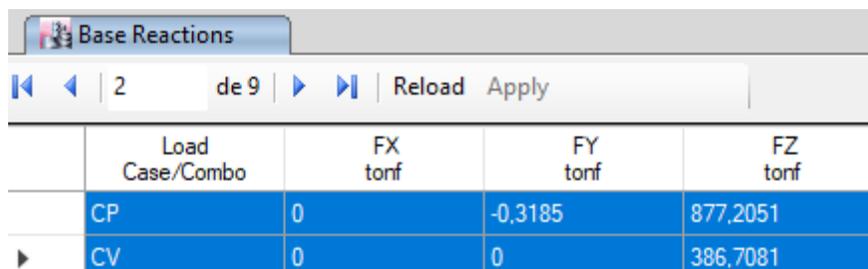
$$\mu = 1,4 * \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \rightarrow \mu = 0,8909 \quad \underline{\text{Se escoge.}}$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \rightarrow \mu = 0,8050 \quad \underline{\text{Se descarta.}}$$

Cómo $T^+ \leq T \leq T^*$ se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$A_d = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} = 0,6381$$

Se determinará la fuerza cortante basal según la ecuación 9.1, tomando en cuenta el peso arrojado por el software ETABS y se consideró un 25% de ocupación de la carga viva según la norma:



Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
CP	0	-0,3185	877,2051
CV	0	0	386,7081

Figura # 17: Peso de las Residencias por carga variable y permanente

$$W(ETABS) = 877.2051 \text{ Ton} + (386.7081 * 0.25) \text{ Ton} = 973.882 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * A_d * W$$

$$V_o = 553,6377 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,416 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,483 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones, con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * Ad * W \rightarrow V_o = 553,6377 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 405,3314 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 470,1887 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,3659$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,1775$$

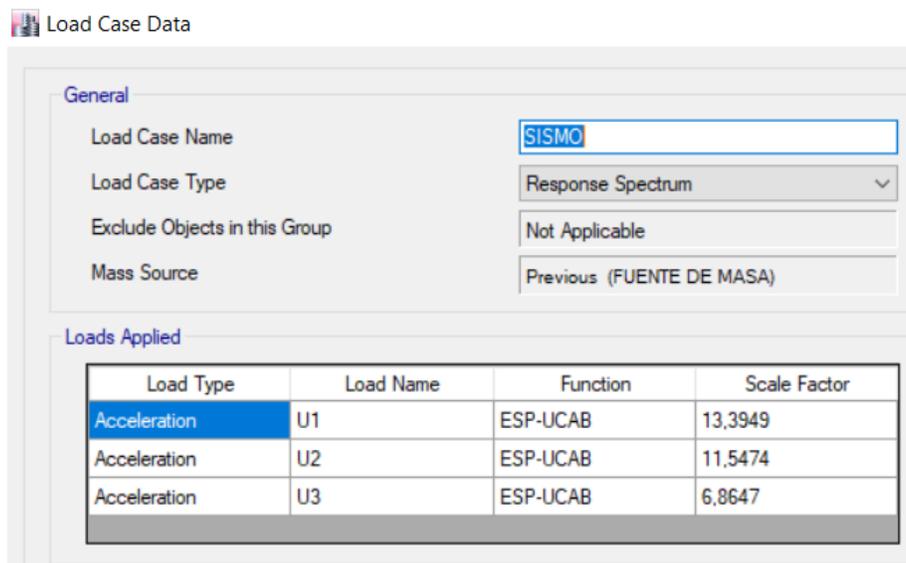


Figura # 18: Corrección de la aceleración de las Residencias

IV.4.2.11.3 Verificación del corte basal del Comedor y Cocina

De la tabla #3 se selecciona el valor de la aceleración horizontal A_0 :

$$A_0 = 0,3$$

Utilizando los valores de la tabla #6 tenemos que:

$$T^* = 0,7$$

$$\beta = 2,6$$

$$P = 1,0$$

Según la tabla #7 se tuvo que:

$$T^+ = 0,175$$

Utilizando la ecuación 9.6 de la norma se tuvo que:

$$Ta = Ct * Hn^{0,75}$$

$$Ta = 0,07 * 2,9^{0,75}$$

$$Ta = 0,1556 \text{ seg}$$

Luego, utilizando la ecuación 9.4.6 de la norma en función del período fundamental:

$$Ta = 1,6 * T$$

$$Ta = 1,6 * 0,1555$$

$$Ta = 0,2489 \text{ seg}$$

Después se procedió a calcular los factores de modificación de cortantes con las ecuaciones 9.2 y 9.3, escogiendo la mayor:

$$\mu = 1,4 * \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \rightarrow \mu = 1,0 \quad \underline{\text{Se escoge.}}$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \rightarrow \mu = 0,7678 \quad \underline{\text{Se descarta.}}$$

Cómo $T^+ \leq T \leq T^*$ se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * Ao}{R} = 0,7020$$

Se determinará la fuerza cortante basal según a ecuación 9.1, tomando en cuenta el peso arrojado por el software ETABS y se consideró un 25% de ocupación de la carga viva según la norma:

	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
	CP	0	0	160,6678
	CV	0	0	22,43

Figura # 19: Peso del Comedor y Cocina por carga variable y permanente

$$W(ETABS) = 160,6678 \text{ Ton} + (22,43 * 0,25) \text{ Ton} = 166,275 \text{ Ton}$$

$$Vo = \mu * Ad * W$$

$$Vo = 116,7253 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{Vo}{W} > \frac{\alpha * Ao}{R} \rightarrow 0,379 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,373 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones, con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 166,275 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 62,9920 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 62,1038 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,8530$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,8795$$

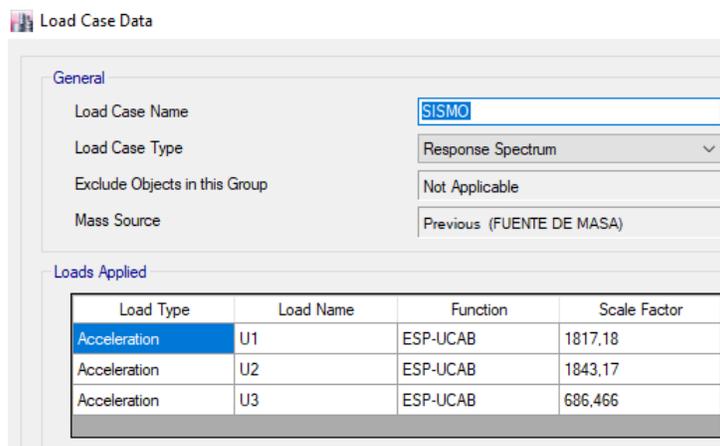


Figura # 20: Corrección de la aceleración del Comedor y Cocina

IV.4.2.11.4 Verificación del corte basal de la Capilla

De la tabla #3 se selecciona el valor de la aceleración horizontal A_0 :

$$A_0 = 0,3$$

Utilizando los valores de la tabla #6 tenemos que:

$$T^* = 0,7$$

$$\beta = 2,6$$

$$P = 1,0$$

Según la tabla #7 se tuvo que:

$$T^+ = 0,175$$

Utilizando la ecuación 9.6 de la norma se tuvo que:

$$T_a = C_t * H_n^{0,75}$$

$$T_a = 0,07 * 4,2^{0,75}$$

$$T_a = 0,2054 \text{ seg}$$

Luego, utilizando la ecuación 9.4.6 de la norma en función del período fundamental:

$$T_a = 1,6 * T$$

$$T_a = 1,6 * 0,2053$$

$$T_a = 0,3286 \text{ seg}$$

Después se procedió a calcular los factores de modificación de cortantes con las ecuaciones 9.2 y 9.3, escogiendo la mayor:

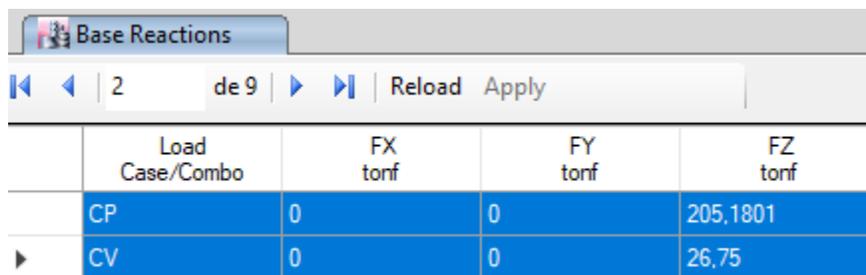
$$\mu = 1,4 * \left[\frac{N+9}{2N+12} \right] \rightarrow \mu = 0,9625 \quad \underline{\text{Se escoge.}}$$

$$\mu = 0,80 + \frac{1}{20} * \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \rightarrow \mu = 0,7735 \quad \underline{\text{Se descarta.}}$$

Cómo $T^+ \leq T \leq T^*$ se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$A_d = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} = 0,7020$$

Se determinará la fuerza cortante basal según a ecuación 9.1, tomando en cuenta el peso arrojado por el software ETABS y se consideró un 25% de ocupación de la carga viva según la norma:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf
	CP	0	0	205,1801
	CV	0	0	26,75

Figura # 21: Peso de la Capilla por carga variable y permanente

$$W(ETABS) = 205,1801 \text{ Ton} + (26,75 * 0,25) \text{ Ton} = 211,8676 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * A_d * W$$

$$V_o = 143,1536 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha A_o}{R} \rightarrow 0,377 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha A_o}{R} \rightarrow 0,383 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones, con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 143,1536 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 79,7696 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 81,1275 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,7946$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,7646$$

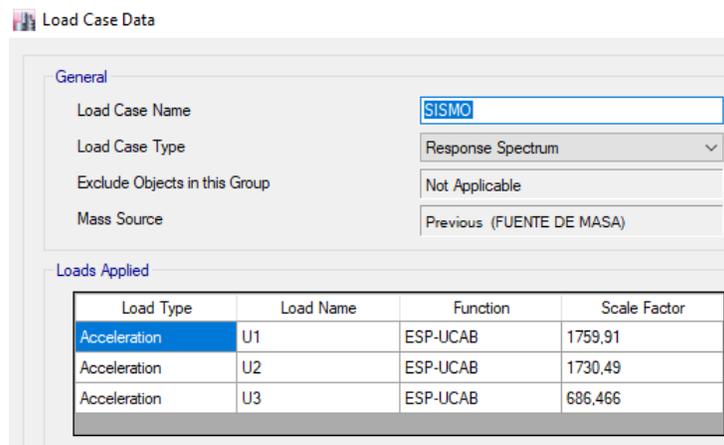


Figura # 22: Corrección de la aceleración de la Capilla

IV.5 Chequeo de Derivas

El chequeo de derivas se realizó utilizando el capítulo 10 de la norma COVENIN 1753-01, el cual habla sobre el control de desplazamientos. El desplazamiento se calculó según la ecuación 10.1 de dicha norma:

$$\Delta_i = 0,8 * R * \Delta_{ei}$$

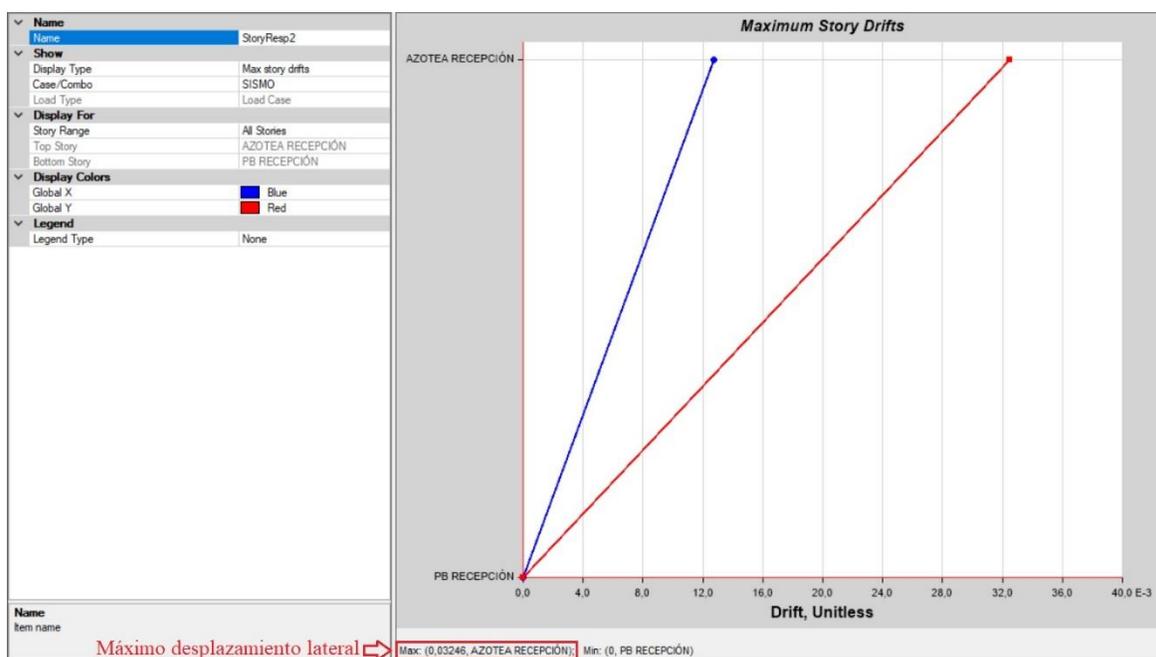
Para el cálculo del desplazamiento lateral Δ_{ei} se utilizó el software ETABS. El valor del desplazamiento Δ_i se comparó con el de la tabla 10.1 de la norma, utilizando el valor correspondiente a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura y el de edificaciones del grupo B2.

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Tabla # 8: Valores límites permisibles de derivas

IV.5.1 Chequeo de derivas en la Recepción

El software ETABS arrojó la siguiente gráfica de derivas, la cual también nos proporcionó el valor del desplazamiento lateral Δ_{ei} .



Gráfica # 1: Desplazamiento lateral de la Recepción

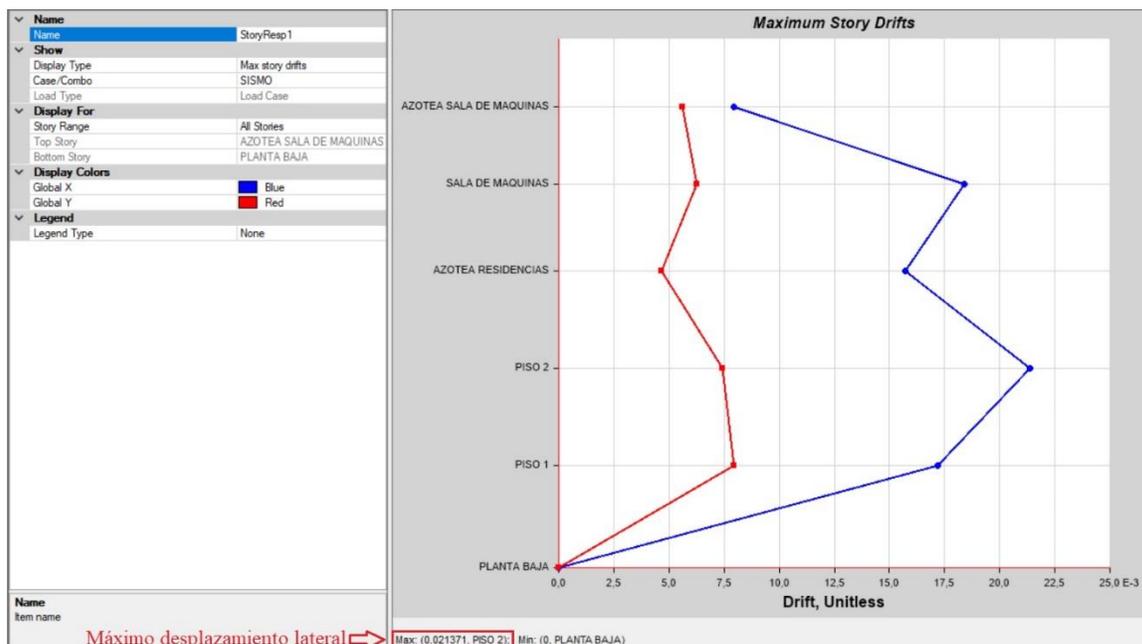
Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,03246$$

$$\Delta_i = 0,02597 > 0,018 \quad \underline{\text{No Cumple.}}$$

IV.5.2 Chequeo de derivas en las Residencias

El software ETABS arrojó la siguiente gráfica de derivas, la cual también nos proporcionó el valor del desplazamiento lateral Δ_{ei} .



Gráfica # 2: Desplazamiento lateral de las Residencias

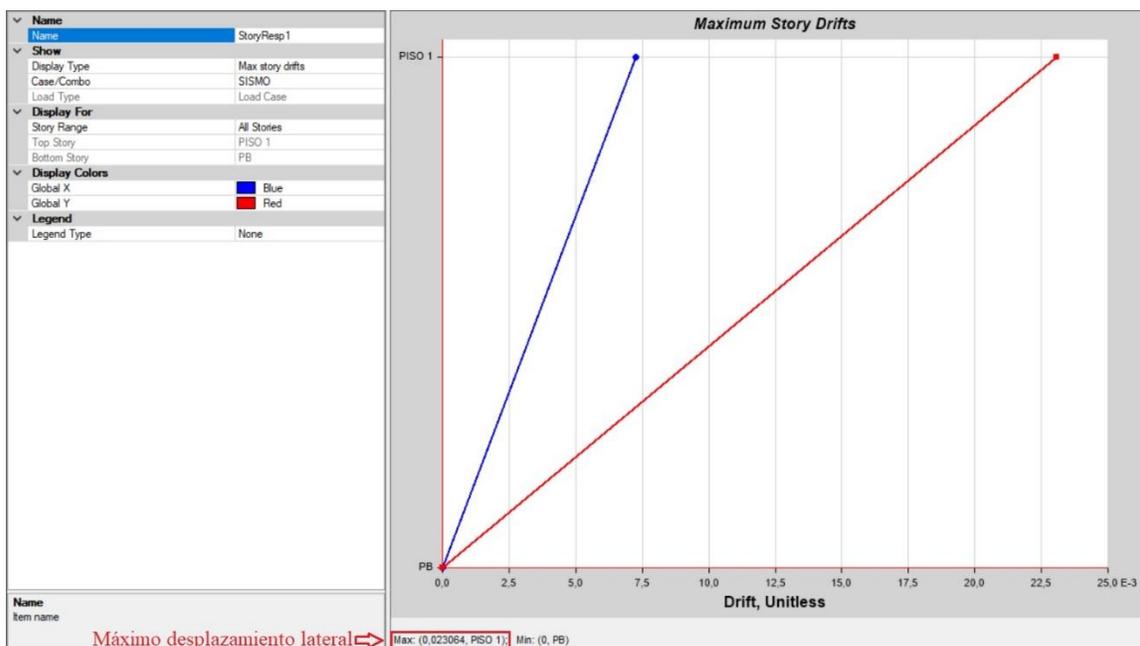
Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,02137$$

$$\Delta_i = 0,01709 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.5.3 Chequeo de derivas en el Comedor y Cocina

El software ETABS arrojó la siguiente gráfica de derivas, la cual también nos proporcionó el valor del desplazamiento lateral Δ_{ei} .



Gráfica # 3: Desplazamiento lateral del Comedor y Cocina

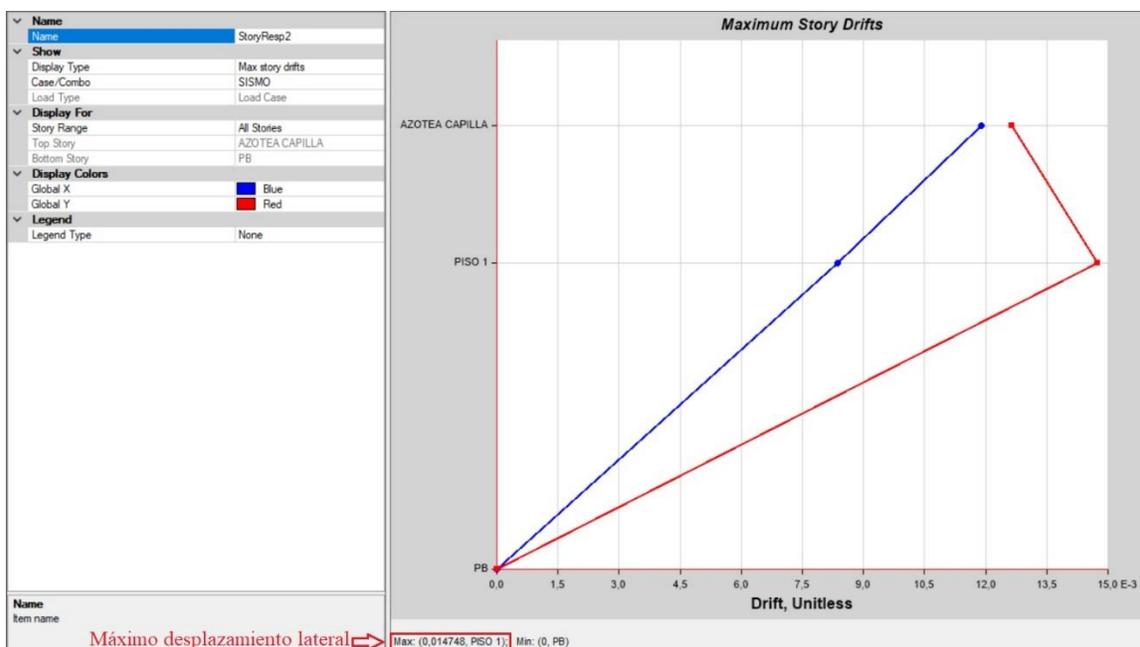
Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,02306$$

$$\Delta_i = 0,01845 > 0,018 \quad \underline{\text{No Cumple.}}$$

IV.5.4 Chequeo de derivas en la Capilla

El software ETABS arrojó la siguiente gráfica de derivas, la cual también nos proporcionó el valor del desplazamiento lateral Δ_{ei} .



Gráfica # 4: Desplazamiento lateral de la Capilla

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,01475$$

$$\Delta_i = 0,01179 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.6 Chequeo por Capacidad en Columnas

Se realizó el chequeo por capacidad en las columnas de todos los edificios del conjunto con el software ETABS (Column P-M-M Interaction Ratios), este viene dado por la relación de momentos actuantes y resistentes en la columna y debe ser menor o igual a 1 para que no estén propensas a fallar y/o se consideren sobrecargadas.

El mismo se realizó únicamente en las columnas ubicadas en la planta baja del conjunto y en la que estuviese más cerca y más lejos de cumplir, esto debido a que, si estas columnas no cumplen por capacidad y son propensas a fallar estructuralmente, lo más probable es que las que se encuentran en las plantas superiores también lo hagan y el colapso de la edificación sea inminente.

IV.6.1 Chequeo por capacidad en columnas de la Recepción

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C215	AZOTEA RECEPCIÓN	COLUMNA TIPO X	Bottom	-1,2671	702,697	-1051,33	UDCon4	11,551
C221	AZOTEA RECEPCIÓN	COLUMNA TIPO X	Bottom	3,2608	584,261	-661,815	UDCon4	7,694

Tabla # 9: Capacidad de columnas de la Recepción

Columna más desfavorable: Columna Tipo X.

$$Capacidad = 11,551 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo X.

$$Capacidad = 7,694 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.6.2 Chequeo por capacidad en columnas de las Residencias

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C695	PISO 1	COLUMNA TIPO I	Bottom	-13,5122	16,4983	-10,2065	UDCon4	13,819
C578	PISO 1	COLUMNA TIPO IX	Bottom	-27,7226	-31,3207	19,6857	UDCon4	3,721

Tabla # 10: Capacidad de columnas de las Residencias

Columna más desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 13,819 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo IX.

$$Capacidad = 3,721 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.6.3 Chequeo por capacidad en columnas del Comedor y Cocina

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C220	PISO 1	COLUMNA TIPO I	Bottom	0,3669	-939,317	1724,502	UDCon4	13,225
C271	PISO 1	COLUMNA TIPO I	Bottom	-2,338	783,411	-1482,372	UDCon4	11,537

Tabla # 11: Capacidad de columnas del Comedor y Cocina

Columna más desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 13,225 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 11,537 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.6.4 Chequeo por capacidad en columnas de la Capilla

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C253	AZOTEA CAPILLA	COLUMNA TIPO I	Top	-2,4586	1495,201	635,173	UDCon3	11,606
C250	AZOTEA CAPILLA	COLUMNA ESPECIAL CAPILLA	Bottom	8,1108	383,626	1206,124	UDCon3	2,820

Tabla # 12: Capacidad de columnas de la Capilla

Columna más desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 11,606 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Especial.

$$Capacidad = 2,820 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.7 Chequeo de Acero por Corte en Columnas

Se realizó el chequeo del acero de refuerzo resistentes al corte colocado, tanto en el eje mayor como en el menor de las columnas de la planta baja (las mismas estudiadas por Capacidad), comparando el área de acero requerida que arroja el programa con la colocada en los planos originales del conjunto.

Para el cálculo del acero por corte se tomó el mayor valor arrojado por el programa como la relación de acero necesario sobre la separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor. Esta relación se multiplica por la separación entre estribos reflejada en los planos y

se obtiene el área de acero requerido para esa separación y luego se compara con el área colocada que se consigue multiplicando el número de ramas en cada eje por su respectiva área de barra colocada.

IV.7.1 Chequeo de acero por corte en columnas de la Recepción

Columna más desfavorable: Columna Tipo X (Ligaduras de \varnothing 1/4" @ 20cm).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,090	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,043	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,156	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,152	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,081	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,282	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0883	0,0669
UDCon3	145,000	O/S #35	0,0890	0,0676
UDCon3	290,000	O/S #35	0,0897	0,0683
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0906	0,0719
UDCon4	145,000	O/S #35	0,0911	0,0724
UDCon4	290,000	O/S #35	0,0917	0,0729

Figura # 23: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en la Recepción

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0917 * 20 = 1,834\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$1,834 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0729 * 20 = 1,458\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

1,458 > 0,64 No cumple.

Columna menos desfavorable: Columna Tipo X (Ligaduras de \emptyset ¼" @ 20cm).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

Story	AZOTEA RECEPCIÓN	Section Name	COLUMNA TIPO X	
Column	C211			
COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,250	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,102	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,611	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,429	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,181	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	O/S #35	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0251	0,0968
UDCon3	145,000	O/S #35	0,0251	0,0970
UDCon3	290,000	O/S #35	0,0251	0,0972
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0251	0,0917
UDCon4	145,000	O/S #35	0,0251	0,0922
UDCon4	290,000	O/S #35	0,0251	0,0927

Figura # 24: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en la Recepción

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0251 * 20 = 0,502\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$0,502 < 0,64 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0972 * 20 = 1,944\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$1,944 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.7.2 Chequeo de acero por corte en columnas de las Residencias

Columna más desfavorable: Columna Tipo I (Ligaduras de $\emptyset \frac{1}{4}$ " @ 25cm).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,194	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,187	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,189	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,343	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,336	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,344	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,1399	0,1037
UDCon3	145,000	O/S #35	0,1408	0,1046
UDCon3	290,000	O/S #35	0,1417	0,1055
UDCon4	0,000	O/S #35	0,1722	0,1333
UDCon4	145,000	O/S #35	0,1729	0,1340
UDCon4	290,000	O/S #35	0,1735	0,1346

Figura # 25: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en las Residencias

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,1735 * 25 = 4,3375\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$4,3375 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,1346 * 25 = 3,365\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$3,365 > 0,64$ No cumple.

Columna menos desfavorable: Columna Tipo IX (Ligaduras de $\emptyset 3/8'' @ 25cm$).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,173	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,165	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,168	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,408	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,394	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,404	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,2305	0,0633
UDCon3	145,000	O/S #35	0,2314	0,0647
UDCon3	290,000	O/S #35	0,2323	0,0661
UDCon4	0,000	O/S #35	0,2847	0,1558
UDCon4	145,000	O/S #35	0,2854	0,1569
UDCon4	290,000	O/S #35	0,2861	0,1579

Figura # 26: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en las Residencias

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,2861 * 25 = 7,1525cm^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,71 = 1,42cm^2$$

$7,1525 < 1,42$ Cumple.

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,1579 * 25 = 3,9425\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,71 = 1,42\text{cm}^2$$

3,9475 > 1,42 No cumple.

IV.7.3 Chequeo de acero por corte en columnas del Comedor y Cocina

Columna más desfavorable: Columna Tipo I (Ligaduras de $\emptyset 1/4'' @ 25\text{cm}$).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,255	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,095	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,740	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,375	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,164	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	O/S #35	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0835	0,0613
UDCon3	145,000	O/S #35	0,0838	0,0615
UDCon3	290,000	O/S #35	0,0840	0,0618
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0768	0,0627
UDCon4	145,000	O/S #35	0,0770	0,0629
UDCon4	290,000	O/S #35	0,0772	0,0631

Figura # 27: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en el Comedor y Cocina

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0840 * 25 = 2,100\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$2,100 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0631 * 25 = 1,578\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$1,578 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo I (Ligaduras de $\emptyset 1/4'' @ 25\text{cm}$).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,189	0,0000	0,0000
UDCon1	145,000	0,015	0,0000	0,0000
UDCon1	290,000	0,183	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,291	0,0000	0,0000
UDCon2	145,000	0,021	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,275	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0617	0,0478
UDCon3	145,000	O/S #35	0,0626	0,0487
UDCon3	290,000	O/S #35	0,0635	0,0496
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0608	0,0495
UDCon4	145,000	O/S #35	0,0615	0,0502
UDCon4	290,000	O/S #35	0,0622	0,0509

Figura # 28: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en el Comedor y Cocina

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0635 * 25 = 1,5875\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$1,5875 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0509 * 25 = 1,2725\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$1,2725 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.7.4 Chequeo de acero por corte en columnas de la Capilla

Columna más desfavorable: Columna Tipo I (Ligaduras de \emptyset 1/4" @ 25cm).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon2	0,000	0,150	0,0000	0,0000
UDCon2	210,000	0,138	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,244	0,0000	0,0000
UDCon2	290,000	0,080	0,0000	0,0000
UDCon2	420,000	0,330	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0527	0,0716
UDCon3	210,000	O/S #35	0,0539	0,0729
UDCon3	290,000	O/S #35	0,0544	0,0734
UDCon3	290,000	O/S #35	0,2068	0,0314
UDCon3	420,000	O/S #35	0,2076	0,0314
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0563	0,0786
UDCon4	210,000	O/S #35	0,0573	0,0796
UDCon4	290,000	O/S #35	0,0576	0,0799
UDCon4	290,000	O/S #35	0,2076	0,0314
UDCon4	420,000	O/S #35	0,2082	0,0314

Figura # 29: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna más desfavorable en la Capilla

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,2082 * 25 = 5,205\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

$$5,205 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0799 * 25 = 1,998\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

1,998 > 0,64 No cumple.

Columna menos desfavorable: Columna Especial Capilla (Ligaduras de \emptyset ¼” @ 25cm).

Concrete Column Design Information (ACI 318-14)

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
UDCon1	0,000	0,140	0,0000	0,0000
UDCon1	210,000	0,099	0,0000	0,0000
UDCon1	420,000	0,244	0,0000	0,0000
UDCon2	0,000	0,243	0,0000	0,0000
UDCon2	210,000	0,172	0,0000	0,0000
UDCon2	420,000	0,428	0,0000	0,0000
UDCon3	0,000	O/S #35	0,0000	0,0628
UDCon3	210,000	0,413	0,0000	0,0632
UDCon3	420,000	O/S #35	0,0000	0,0635
UDCon4	0,000	O/S #35	0,0000	0,0606
UDCon4	210,000	0,377	0,0000	0,0608
UDCon4	420,000	O/S #35	0,0000	0,0611

Figura # 30: Relación de acero necesario sobre separación entre estribos (A_v/S) en el eje mayor y menor de la columna menos desfavorable en la Capilla

Eje Mayor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0 * 25 = 0\text{cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64\text{cm}^2$$

0 < 0,64 Cumple.

Eje Menor:

$$\text{Acero Requerido } (A_v) = \frac{A_v}{S} * S \rightarrow 0,0635 * 25 = 1,5875 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero Colocado} = \text{Nro. de Ramas} * \text{Area de la Barra} \rightarrow 2 * 0,32 = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$1,5875 > 0,64 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.8 Chequeo de Acero por Corte en Vigas

El chequeo del acero por corte en vigas se realizó utilizando la norma COVENIN 1753-06 de la siguiente manera:

Se encontró el máximo corte teórico que absorbe el concreto según la ecuación 11.3 de la norma.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Luego se encontró el valor del corte último V_u emitido por el software ETABS en cada uno de los casos, para luego calcular el corte que absorbe el acero según la ecuación 11.2 de la norma.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

Posteriormente se utilizó de la tabla 11.4 de la norma, las relaciones de separación.

$$V_s \leq 1,06 * \sqrt{f'c} * b * d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$V_s > 1,06 * \sqrt{f'c} * b * d \rightarrow S_{max} = \frac{d}{4}$$

Finalmente se comparó el valor de separación máxima con la separación colocada.

IV.8.1 Chequeo de acero por corte en vigas de la Recepción

Chequeo de Acero por Corte en Vigas									
Label	Sección	Base cm	Altura cm	Vc kgf	Vu (ETABS) kgf	Vs kgf	S máx cm	S min cm	S en Plano cm
B731	VT-3-(L-N) 2	20	40	6704,0286	5627,08	798,7447	18,75	7	20
B732	VT-3-(L-N) 1	20	40	6704,0286	6032,34	1339,0914	18,75	7	20

Tabla # 13: Separación de aceros por corte en vigas de la Recepción

Viga: VT-3-(L-N) 2 – B731

Chequeo:

$$S_{colocada} = 20 \text{ cm} > S_{máx} \approx 18 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Viga: VT-3-(L-N) 1 – B732

Chequeo:

$$S_{colocada} = 20 \text{ cm} > S_{máx} \approx 18 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.8.2 Chequeo de acero por corte en vigas de las Residencias

Chequeo de Acero por Corte en Vigas									
Label	Sección	Base cm	Altura cm	Vc kgf	Vu (ETABS) kgf	Vs kgf	S máx cm	S min cm	S en Plano cm
B752	1VE-7-(I-K) 2	25	50	10475,0447	0	-10475,0447	-	7	25
B755	1VE-8-(I-K) 2	25	50	10475,0447	0	-10475,0447	-	7	25

Tabla # 14: Separación de aceros por corte en vigas de las Residencias

Viga: 1VE-7-(I-K) 2 - B752

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ min} \approx 7 \text{ cm} \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Viga: 1VE-7-(I-K) 2 – B755

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ min} \approx 7 \text{ cm} \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.8.3 Chequeo de acero por corte en vigas del Comedor y Cocina

Chequeo de Acero por Corte en Vigas									
Label	Sección	Base cm	Altura cm	Vc kgf	Vu (ETABS) kgf	Vs kgf	S máx cm	S min cm	S en Plano cm
B803	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	25	50	10475,0447	9044,28	1583,9953	23,75	7	25
B805	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	25	50	10475,0447	9029,62	1564,4486	23,75	7	25

Tabla # 15: Separación de aceros por corte en vigas del Comedor y Cocina

Viga: VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1 – B803

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ máx} \approx 23 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Viga: VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1 – B805

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ máx} \approx 23 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.8.4 Chequeo de acero por corte en vigas de la Capilla

Chequeo de Acero por Corte en Vigas									
Label	Sección	Base cm	Altura cm	Vc kgf	Vu (ETABS) kgf	Vs kgf	S máx cm	S min cm	S en Plano cm
B848	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	25	50	10475,0447	10098,89	2990,1419	23,75	7	25
B849	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	25	50	10475,0447	10430,58	3432,3953	23,75	7	25

Tabla # 16: Separación de aceros por corte en vigas de la Capilla

Viga: VT-(C,D,F,G)-(12-13) – B848

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ máx} \approx 23 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Viga: VT-(C,D,F,G)-(12-13) – B849

Chequeo:

$$S \text{ colocada} = 25 \text{ cm} > S \text{ máx} \approx 23 \text{ cm} \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.9 Chequeo de Acero Longitudinal en Vigas

Para el chequeo del acero longitudinal se utilizó el acero que requerido arrojado por el software ETABS y se comparó con el acero colocado en el conjunto R.R. P.P. Jesuitas, en donde se realizó la comparación para el acero positivo y el acero negativo, tanto en el inicio de la viga (unión con la columna), en el medio y en el final (unión con la columna).

IV.9.1 Chequeo de acero longitudinal en vigas de la Recepción

TABLE: Concrete Beam Flexure Envelope									
Label	Story	Section	Location	(-) Moment tonf-cm	(-) Combo	As Top cm ²	(+) Moment tonf-cm	(+) Combo	As Bot cm ²
B731	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 2	End-I	-639,131	UDCon3	7,22	488,235	UDCon4	5,43
B731	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 2	Middle	-421,785	UDCon4	4,65	496,436	UDCon3	5,52
B731	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 2	End-J	-960,418	UDCon3	11,28	936,192	UDCon4	10,96
B732	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 1	End-I	-977,504	UDCon3	11,51	943,084	UDCon4	11,05
B732	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 1	Middle	-487,689	UDCon4	5,42	593,353	UDCon3	6,67
B732	AZOTEA RECEPCIÓN	VT-3-(L-N) 1	End-J	-649,761	UDCon3	7,35	488,324	UDCon4	5,43

Tabla # 17: Aceros longitudinales requeridos en vigas de la Recepción

Viga: VT-3-(L-N) 2 – B731

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 3,81 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 7,22 \text{ cm}^2$	$As = 4,65 \text{ cm}^2$	$As = 11,25 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 5,43 \text{ cm}^2$	$As = 5,52 \text{ cm}^2$	$As = 10,96 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$2,54 \text{ cm}^2 < 7,22 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 4,65 \text{ cm}^2$	$3,81 \text{ cm}^2 < 11,25 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$2,54 \text{ cm}^2 < 5,43 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 5,52 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 10,96 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Viga: VT-3-(L-N) 1 – B732

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 3,81 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 11,51 \text{ cm}^2$	$As = 5,42 \text{ cm}^2$	$As = 7,35 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 11,05 \text{ cm}^2$	$As = 6,67 \text{ cm}^2$	$As = 5,43 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$3,81 \text{ cm}^2 < 11,51 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 5,42 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 7,35 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$2,54 \text{ cm}^2 < 11,05 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 6,67 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 5,43 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

IV.9.2 Chequeo de acero longitudinal en vigas de las Residencias

TABLE: Concrete Beam Flexure Envelope									
Label	Story	Section	Location	(-) Moment tonf-cm	(-) Combo	As Top cm ²	(+) Moment tonf-cm	(+) Combo	As Bot cm ²
B752	PISO 1	1VE-7-(I-K) 2	End-I		O/S		4677,07	UDCon4	44,48
B752	PISO 1	1VE-7-(I-K) 2	Middle	-4933,534	UDCon4	46,74		O/S	
B752	PISO 1	1VE-7-(I-K) 2	End-J	-2623,147	UDCon3	25,53	2110,193	UDCon3	19,81
B755	PISO 1	1VE-8-(I-K) 2	End-I		O/S		4631,396	UDCon4	44,08
B755	PISO 1	1VE-8-(I-K) 2	Middle	-4604,494	UDCon4	43,84	4873,874	UDCon3	46,22
B755	PISO 1	1VE-8-(I-K) 2	End-J	-2088,191	UDCon3	19,57	1822,761	UDCon3	16,79

Tabla # 18: Aceros longitudinales requeridos en vigas de las Residencias

Viga: 1VE-7-(I-K) 2 – B752

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 25,98 \text{ cm}^2$	$As = 9,66 \text{ cm}^2$	$As = 20,28 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 11,4 \text{ cm}^2$	$As = 3,96 \text{ cm}^2$	$As = 5,7 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
No Aplica	$As = 46,74 \text{ cm}^2$	$As = 25,53 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 44,48 \text{ cm}^2$	<i>No Aplica</i>	$As = 19,81 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
<i>No Aplica</i>	$9,66 \text{ cm}^2 < 46,74 \text{ cm}^2$	$20,28 \text{ cm}^2 < 25,53 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$11,4 \text{ cm}^2 < 44,48 \text{ cm}^2$	<i>No Aplica</i>	$25,53 \text{ cm}^2 < 19,81 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Viga: 1VE-8-(I-K) 2 – B755

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 25,98 \text{ cm}^2$	$As = 15,84 \text{ cm}^2$	$As = 20,28 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 11,4 \text{ cm}^2$	$As = 15,84 \text{ cm}^2$	$As = 5,7 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 44,48 \text{ cm}^2$	<i>No Aplica</i>	$As = 19,81 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 44,08 \text{ cm}^2$	$As = 46,22 \text{ cm}^2$	$As = 16,79 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$25,98 \text{ cm}^2 < 44,48 \text{ cm}^2$	<i>No Aplica</i>	$20,28 \text{ cm}^2 > 19,81 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>Cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$11,4 \text{ cm}^2 < 44,08 \text{ cm}^2$	$15,84 \text{ cm}^2 < 46,22 \text{ cm}^2$	$5,7 \text{ cm}^2 < 16,79 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

IV.9.3 Chequeo de acero longitudinal en vigas del Comedor y Cocina

TABLE: Concrete Beam Flexure Envelope									
Label	Story	Section	Location	(-) Moment tonf-cm	(-) Combo	As Top cm ²	(+) Moment tonf-cm	(+) Combo	As Bot cm ²
B803	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	End-I	-1012,116	UDCon3	8,89	935,289	UDCon3	8,19
B803	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	Middle	-122,718	UDCon4	1,37	1040,716	UDCon3	9,16
B803	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	End-J	-1388,023	UDCon3	12,46	232,635	UDCon2	2,62
B805	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	End-I	-1000,239	UDCon3	8,78	930,128	UDCon3	8,14
B805	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	Middle	-116,087	UDCon4	1,3	1037,02	UDCon3	9,13
B805	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1	End-J	-1383,659	UDCon3	12,41	232,09	UDCon2	2,61

Tabla # 19: Aceros longitudinales requeridos en vigas del Comedor y Cocina

Viga: VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1 – B803

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,55 \text{ cm}^2$	$As = 23,76 \text{ cm}^2$	$As = 25,35 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 20,28 \text{ cm}^2$	$As = 20,28 \text{ cm}^2$	$As = 20,28 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,89 \text{ cm}^2$	$As = 1,37 \text{ cm}^2$	$As = 12,46 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,19 \text{ cm}^2$	$As = 9,16 \text{ cm}^2$	$As = 2,62 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$8,55 \text{ cm}^2 < 8,89 \text{ cm}^2$	$23,76 \text{ cm}^2 > 1,37 \text{ cm}^2$	$25,35 \text{ cm}^2 > 12,46 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$20,28 \text{ cm}^2 > 8,19 \text{ cm}^2$	$20,28 \text{ cm}^2 > 9,16 \text{ cm}^2$	$20,28 \text{ cm}^2 > 2,62 \text{ cm}^2$
<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>

Viga: VT-(C,D,F,G)-(2-6) 1 – B805

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$A_s = 8,55 \text{ cm}^2$	$A_s = 23,76 \text{ cm}^2$	$A_s = 25,35 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$A_s = 20,28 \text{ cm}^2$	$A_s = 20,28 \text{ cm}^2$	$A_s = 20,28 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,78 \text{ cm}^2$	$As = 1,3 \text{ cm}^2$	$As = 12,41 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,14 \text{ cm}^2$	$As = 9,13 \text{ cm}^2$	$As = 2,61 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$8,55 \text{ cm}^2 < 8,78 \text{ cm}^2$	$23,76 \text{ cm}^2 > 1,3 \text{ cm}^2$	$25,35 \text{ cm}^2 > 12,41 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$20,28 \text{ cm}^2 > 8,14 \text{ cm}^2$	$20,28 \text{ cm}^2 > 9,13 \text{ cm}^2$	$20,28 \text{ cm}^2 > 2,61 \text{ cm}^2$
<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>	<u>Cumple.</u>

IV.9.4 Chequeo de acero longitudinal en vigas de la Capilla

TABLE: Concrete Beam Flexure Envelope									
Label	Story	Section	Location	(-) Moment tonf-cm	(-) Combo	As Top cm ²	(+) Moment tonf-cm	(+) Combo	As Bot cm ²
B848	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	End-I	-1001,537	UDCon3	8,8	929,05	UDCon4	8,13
B848	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	Middle	-1097	UDCon4	9,68	1384,181	UDCon3	12,42
B848	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	End-J	0	UDCon3	21,44	2014,146	UDCon4	20,1
B849	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	End-I	-1043,068	UDCon3	9,18	966,728	UDCon4	8,47
B849	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	Middle	-1015,772	UDCon4	8,93	1324,917	UDCon3	11,85
B849	PISO 1	VT-(C,D,F,G)-(12-13)	End-J	-2060,339	UDCon3	19,27	1934,529	UDCon4	17,95

Tabla # 20: Aceros longitudinales requeridos en vigas de la Capilla

Viga: VT-(C,D,F,G)-(12-13) – B848

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,55 \text{ cm}^2$	$As = 8,55 \text{ cm}^2$	$As = 8,55 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,8 \text{ cm}^2$	$As = 9,68 \text{ cm}^2$	$As = 21,44 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,13 \text{ cm}^2$	$As = 12,42 \text{ cm}^2$	$As = 20,1 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$2,54 \text{ cm}^2 < 8,8 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 9,68 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 21,44 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$8,55 \text{ cm}^2 > 8,13 \text{ cm}^2$	$8,55 \text{ cm}^2 < 12,42 \text{ cm}^2$	$8,55 \text{ cm}^2 < 20,1 \text{ cm}^2$
<u>Cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Viga: VT-(C,D,F,G)-(12-13) – B849

Acero Colocado - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$	$As = 2,54 \text{ cm}^2$

Acero Colocado - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,55 \text{ cm}^2$	$As = 8,55 \text{ cm}^2$	$As = 8,55 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Superior:

Inicio	Medio	Final
$As = 9,18 \text{ cm}^2$	$As = 8,93 \text{ cm}^2$	$As = 19,27 \text{ cm}^2$

Acero Requerido por ETABS - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$As = 8,47 \text{ cm}^2$	$As = 11,85 \text{ cm}^2$	$As = 17,95 \text{ cm}^2$

Chequeo de Acero - Superior:

Inicio	Medio	Final
$2,54 \text{ cm}^2 < 9,18 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 8,93 \text{ cm}^2$	$2,54 \text{ cm}^2 < 19,27 \text{ cm}^2$
<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

Chequeo de Acero - Inferior:

Inicio	Medio	Final
$8,55 \text{ cm}^2 > 8,47 \text{ cm}^2$	$8,55 \text{ cm}^2 < 11,85 \text{ cm}^2$	$8,55 \text{ cm}^2 < 17,95 \text{ cm}^2$
<u>Cumple.</u>	<u>No cumple.</u>	<u>No cumple.</u>

IV.10 Chequeo de Columna – Viga

Para la verificación columna – viga se utilizó el apartado 18.4.3 “Resistencia mínima a la flexión de columnas” de la norma COVENIN 1753-06, aplicando el procedimiento 18.4.3.1 “Procedimiento 1. Verificación por nodo” en donde se debió satisfacer la ecuación 18-3a:

$$\frac{\Sigma M_c}{\Sigma M_v} \geq 1,20$$

Se realizó la verificación mediante la ayuda del software ETABS, en donde se consideró la sumatoria de momentos en un plano y posteriormente, en el otro plano perpendicular tanto para las vigas, como para las columnas que se conectan en el nodo.

IV.10.1 Chequeo de columna – viga en la Recepción

Columna Inferior:

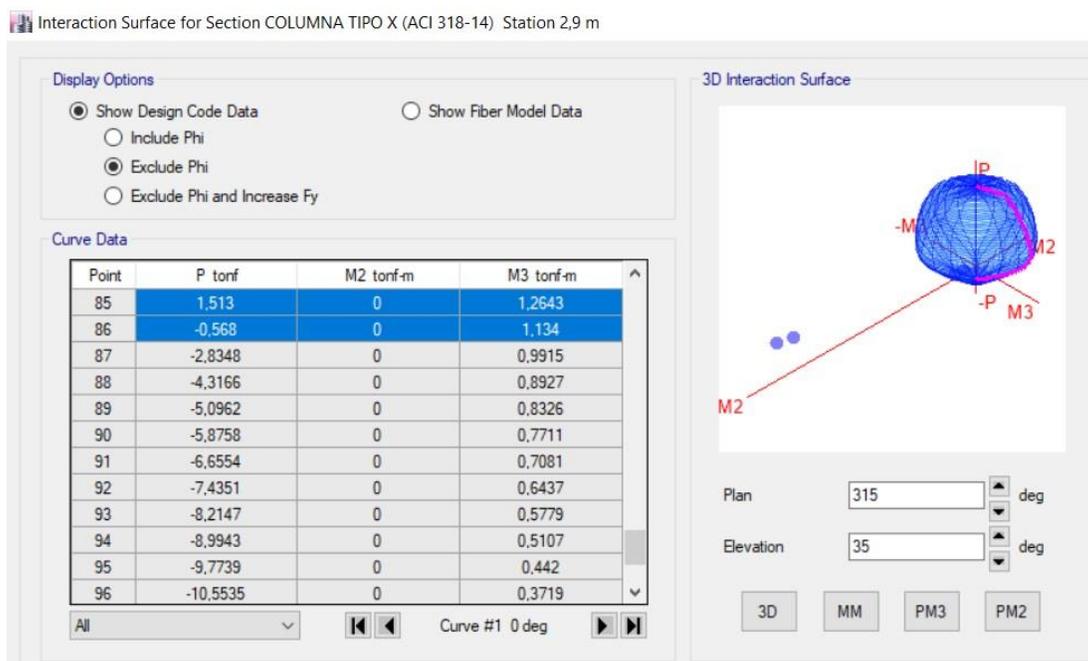


Figura # 31: Diagrama de interacción de la columna inferior en la Recepción

P Mayor = 0,7297 ton \rightarrow Momento = 1,215 ton – m Se descarta.

P Menor = –0,4846 ton \rightarrow Momento = 1,139 ton – m Se escoge.

Viga Izquierda:

$$M_{As} \text{ Superior} = 4,013 \text{ ton} - m$$

$$M_{As} \text{ Inferior} = 13,837 \text{ ton} - m$$

Chequeo:

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{1,215}{4,013} = 0,298 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{1,139}{13,837} = 0,082 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.10.2 Chequeo de columna – viga en las Residencias

Columna Inferior:

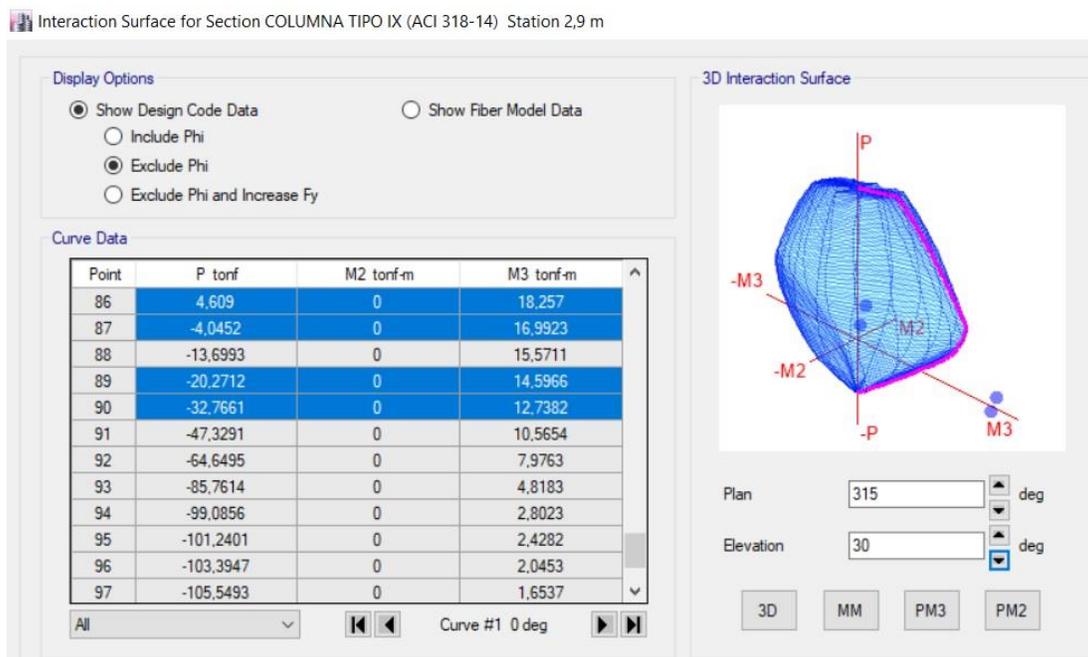


Figura # 32: Diagrama de interacción de la columna inferior en las Residencias

$P \text{ Mayor} = -0,9639 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 17,443 \text{ ton} - \text{m}$ Se descarta.

$P \text{ Menor} = -28,3497 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 13,295 \text{ ton} - \text{m}$ Se escoge.

Columna Superior:

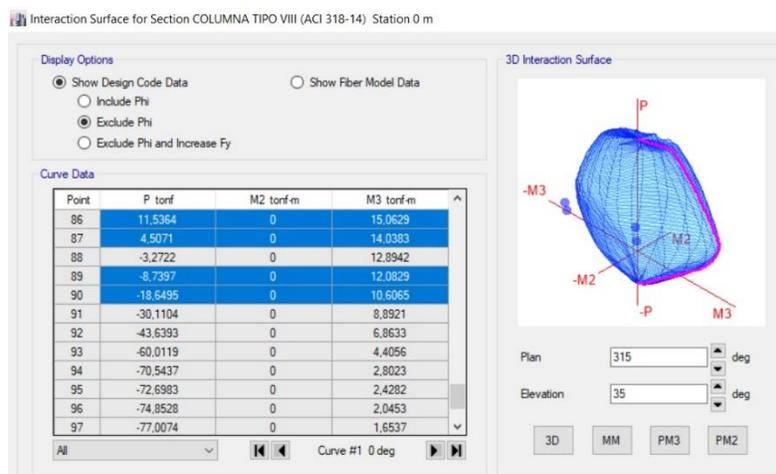


Figura # 33: Diagrama de interacción de la columna superior en las Residencias

$P \text{ Mayor} = 6,9911 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 14,401 \text{ ton} - \text{m}$ Se descarta.

$P \text{ Menor} = -13,9991 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 11,299 \text{ ton} - \text{m}$ Se escoge.

Viga Izquierda:

$$M_{As} \text{ Superior} = 27,278 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{As} \text{ Inferior} = 14,203 \text{ ton} - \text{m}$$

Viga Derecha:

$$M_{As} \text{ Superior} = 29,573 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{As} \text{ Inferior} = 14,203 \text{ ton} - m$$

Chequeo:

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{13,295+11,299}{27,278+14,208} = 0,593 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{13,295+11,299}{14,203+29,573} = 0,560 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.10.3 Chequeo de columna – viga en el Comedor y Cocina

Columna Inferior:

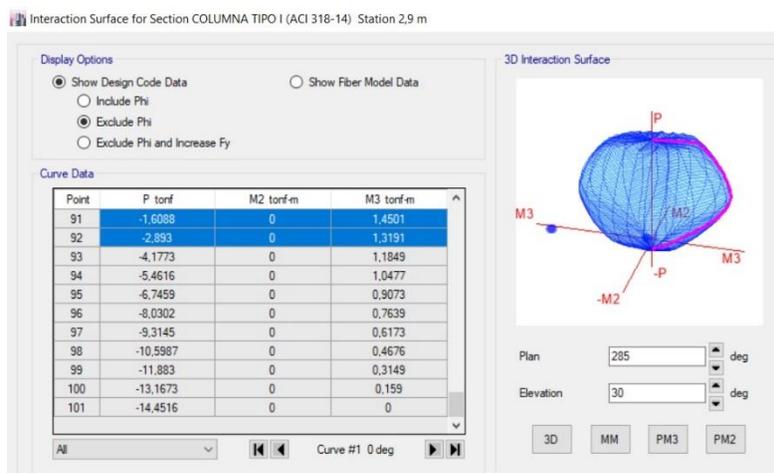


Figura # 34: Diagrama de interacción de la columna inferior en el Comedor y Cocina

$P \text{ Mayor} = -2,3352 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 1,376 \text{ ton} - m \quad \underline{\text{Se descarta.}}$

$P \text{ Menor} = -2,73 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 1,336 \text{ ton} - m \quad \underline{\text{Se escoge.}}$

Viga Izquierda:

$$M_{As\ Superior} = 12,607\ ton - m$$

$$M_{As\ Inferior} = 4,597\ ton - m$$

Chequeo:

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{1,336}{12,607} = 0,106 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{1,336}{4,597} = 0,291 < 1,2 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.10.4 Chequeo de columna – viga en la Capilla

Columna Inferior:

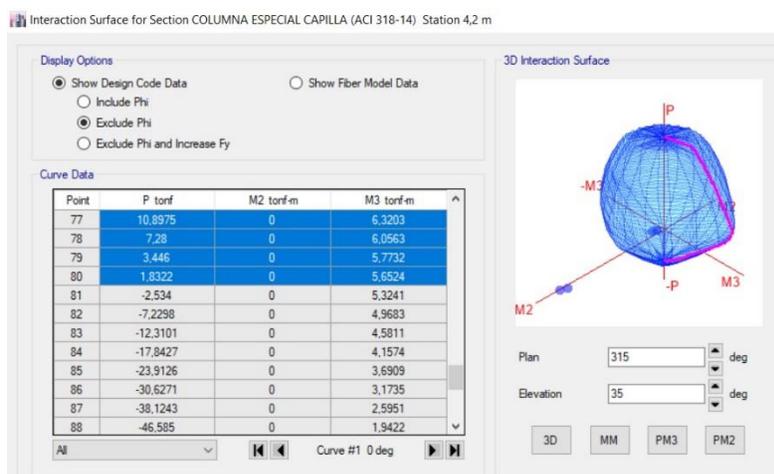


Figura # 35: Diagrama de interacción de la columna inferior en la Capilla

$P \text{ Mayor} = 7,3539 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 6,062 \text{ ton} - m$ Se descarta.

$P \text{ Menor} = 2,8316 \text{ ton} \rightarrow \text{Momento} = 5,727 \text{ ton} - m$ Se escoge.

Viga Izquierda:

$$M_{As} \text{ Superior} = 29,317 \text{ ton} - m$$

$$M_{As} \text{ Inferior} = 49,664 \text{ ton} - m$$

Viga Derecha:

$$M_{As} \text{ Superior} = 4,397 \text{ ton} - m$$

$$M_{As} \text{ Inferior} = 4,397 \text{ ton} - m$$

Chequeo:

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{5,727}{49,664+4,397} = 0,106 < 1,2 \quad \text{No cumple.}$$

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_V} = \frac{5,727}{29,317+4,397} = 0,162 < 1,2 \quad \text{No cumple.}$$

IV.11 Chequeo del Conjunto con Tabiquería

Tomando en cuenta los resultados obtenidos en el análisis anterior, se decidió realizarlo nuevamente, pero esta vez incluyendo la tabiquería existente en cada uno de los edificios del conjunto. Las propiedades utilizadas para la inclusión de la tabiquería fueron un

módulo de elasticidad de 9.663 Kgf/cm², de acuerdo con el trabajo especial de grado presentado en la UCAB en junio del 2015 denominado “*Análisis de riesgo en viviendas informales de mampostería confinada de bloques de arcilla*”. Adicionalmente se consideró el uso de bloques de arcilla frisados por ambas caras.

Esta decisión fue tomada a causa de que la composición estructural del conjunto posee columnas de dimensiones muy pequeñas que generan un aporte pobre de rigidez, también debido a la colocación del sistema aporticado en una sola dirección el cual puede ser favorable para desplazamientos diferenciales que representen un peligro por colapso de las edificaciones.

IV.11.1 Verificación del Corte Basal con Tabiquería

IV.11.1.1 Verificación del corte basal de la Recepción con tabiquería

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * Ao}{R} = 0,702$$

$$W(ETABS) = 123,7271 \text{ Ton} + (12 * 0,25) \text{ Ton} = 126.7271 \text{ Ton}$$

$$Vo = \mu * Ad * W$$

$$Vo = 88,9624 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,458 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,406 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 88,9624 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 57,9864 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 51,5031 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o (ETABS)} \rightarrow V_o = 1,5342$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o (ETABS)} \rightarrow V_o = 1,7273$$

IV.11.1.2 Verificación del corte basal de las Residencias con tabiquería

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} = 0,6381$$

$$W(ETABS) = 1355,8521 \text{ Ton} + (386.7081 * 0,25) \text{ Ton} = 1452,5291 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * Ad * W$$

$$V_o = 825,7415 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,532 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha \cdot A_o}{R} \rightarrow 0,448 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu \cdot A_d \cdot W \rightarrow V_o = 825,7415 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 772,1601 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 650,008 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,0694$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o (ETABS)} \rightarrow V_o = 1,2704$$

IV.11.1.3 Verificación del corte basal del Comedor y Cocina con tabiquería

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_o}{R} = 0,702$$

$$W(ETABS) = 231,6772 \text{ Ton} + (22,43 * 0,25) \text{ Ton} = 237,2847 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * Ad * W$$

$$V_o = 166,5739 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,439 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,411 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * Ad * W \rightarrow V_o = 166,5739 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 104,2763 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 97,5755 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,5974$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o(ETABS)} \rightarrow V_o = 1,7071$$

IV.11.1.4 Verificación del corte basal de la Capilla con tabiquería

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * Ao}{R} = 0,702$$

$$W(ETABS) = 268,8353 \text{ Ton} + (26,75 * 0,25) \text{ Ton} = 275,5228 \text{ Ton}$$

$$Vo = \mu * Ad * W$$

$$Vo = 186,1639 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{Vo}{W} > \frac{\alpha * Ao}{R} \rightarrow 0,367 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{Vo}{W} > \frac{\alpha * Ao}{R} \rightarrow 0,311 > 0,3 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$Vo = \mu * Ad * W \rightarrow Vo = 186,1639 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_0(ETABS) = 101,0454 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_0(ETABS) = 85,7804 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 1,8424$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 2,1702$$

IV.11.2 Chequeo de Derivas con Tabiquería

IV.11.2.1 Chequeo de derivas en la Recepción con Tabiquería

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,000561$$

$$\Delta_i = 0,0004488 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.11.2.2 Chequeo de derivas en las Residencias con Tabiquería

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,003711$$

$$\Delta_i = 0,0029688 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.11.2.3 Chequeo de derivas en el Comedor y Cocina con Tabiquería

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,00048$$

$$\Delta_i = 0,000384 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.11.2.4 Chequeo de derivas en la Capilla con Tabiquería

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,002398$$

$$\Delta_i = 0,0019184 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.11.3 Chequeo por Capacidad en Columnas con Tabiquería

IV.11.3.1 Chequeo por capacidad en columnas de la Recepción con tabiquería

Todas cumplen.

IV.11.3.2 Chequeo por capacidad en columnas de las Residencias con tabiquería

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C597	PISO 1	COLUMNA TIPO IV	Top	-34,4847	-1428,385	194,985	UDCon4	5,744
C586	PISO 1	COLUMNA TIPO VIII	Top	24,0292	1283,31	334,259	UDCon3	1,074

Tabla # 21: Capacidad de columnas de las Residencias con tabiquería

Columna más desfavorable: Columna Tipo IV.

$$Capacidad = 5,744 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo VIII.

$$Capacidad = 1,074 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.11.3.3 Chequeo por capacidad en columnas del Comedor y Cocina con tabiquería

Todas cumplen.

IV.11.3.4 Chequeo por capacidad en columnas de la Capilla con tabiquería

TABLE: Concrete Column PMM Envelope								
Label	Story	Section	Location	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
C254	AZOTEA CAPILLA	COLUMNA TIPO I	Top	-0,6949	-353,852	89,659	UDCon3	2,717
C243	AZOTEA CAPILLA	COLUMNA TIPO I	Top	6,4436	-196,717	117,424	UDCon3	1,091

Tabla # 22: Capacidad de columnas de la Capilla con tabiquería

Columna más desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 2,717 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Columna menos desfavorable: Columna Tipo I.

$$Capacidad = 1,091 > 1 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

IV.12 Chequeo del Conjunto con Tabiquería y Sismo Reducido

Los resultados del estudio anterior, aunque mejoran en relación al primero, siguen siendo negativos debido a que aún no se descarta por completo un colapso de la estructura. Por esto surgió la duda de cómo fue posible que las edificaciones hayan salido ilesas estructuralmente del terremoto de Caracas ocurrido el 27 de junio del año 1967; En vista de ello se realizó un tercer análisis tratando de representar las condiciones del momento.

Para la realización de este, se utilizó una aceleración estimada de 0,12G en el espectro de respuesta además de incluir nuevamente la tabiquería presente en todo el conjunto.

IV.12.1 Verificación del Corte Basal con Tabiquería y Sismo Reducido

IV.12.1.1 Verificación del corte basal de la Recepción con tabiquería y sismo reducido

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * Ao}{R} = 0,154$$

$$W(ETABS) = 123,7271 \text{ Ton} + (12 * 0,25) \text{ Ton} = 126.7271 \text{ Ton}$$

$$Vo = \mu * Ad * W$$

$$Vo = 19,5124 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{Vo}{W} > \frac{\alpha * Ao}{R} \rightarrow 0,078 > 0,066 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{Vo}{W} > \frac{\alpha * Ao}{R} \rightarrow 0,069 > 0,066 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$Vo = \mu * Ad * W \rightarrow Vo = 19,5124 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_0(ETABS) = 9,9286 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_0(ETABS) = 8,7083 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 1,9653$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 2,2407$$

IV.12.1.2 Verificación del corte basal de las Residencias con tabiquería y sismo reducido

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_0}{R} = 0,1091$$

$$W(ETABS) = 1355,8521 \text{ Ton} + (386.7081 * 0,25) \text{ Ton} = 1452,5291 \text{ Ton}$$

$$V_o = \mu * Ad * W$$

$$V_o = 141,2018 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,088 > 0,051 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,076 > 0,051 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * Ad * W \rightarrow V_o = 141,2018 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_0(ETABS) = 127,4328 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_0(ETABS) = 110,8251 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 1,1080$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 1,2741$$

IV.12.1.3 Verificación del corte basal del Comedor y Cocina con tabiquería y sismo reducido

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_0}{R} = 0,1661$$

$$W(ETABS) = 231,6772 \text{ Ton} + (22,43 * 0,25) \text{ Ton} = 237,2847 \text{ Ton}$$

$$V_0 = \mu * Ad * W$$

$$V_o = 39,4225 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,079 < 0,071 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,075 < 0,071 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 39,4225 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 18,7768 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 17,8134 \text{ Ton}$$

$$V_0(ETABS) < V_0 \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 2,0995$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_0 \text{ Calculado}}{V_0(ETABS)} \rightarrow V_0 = 2,2131$$

IV.12.1.4 Verificación del corte basal de la Capilla con Tabiquería

Nuevamente se utiliza la ecuación 7.2 de la norma:

$$Ad = \frac{\alpha * \varphi * \beta * A_0}{R} = 0,1638$$

$$W(ETABS) = 268,8353 \text{ Ton} + (26,75 * 0,25) \text{ Ton} = 275,5228 \text{ Ton}$$

$$V_0 = \mu * Ad * W$$

$$V_0 = 43,4382 \text{ Ton}$$

Se realizó la comparación del coeficiente sísmico para ambas direcciones:

Eje X:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,066 < 0,07 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Eje Y:

$$\frac{V_o}{W} > \frac{\alpha * A_o}{R} \rightarrow 0,056 < 0,07 \quad \underline{\text{No cumple.}}$$

Se verifica el corte basal del edificio arrojado por el software ETABS en ambas direcciones con el corte basal conseguido en la norma según la ecuación 9.1:

$$V_o = \mu * A_d * W \rightarrow V_o = 43,4382 \text{ Ton}$$

Eje X:

$$V_o(ETABS) = 18,1245 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Eje Y:

$$V_o(ETABS) = 15,5113 \text{ Ton}$$

$$V_o(ETABS) < V_o \text{ Calculado} \quad \underline{\text{No cumple, se debe corregir.}}$$

Factor de corrección por Corte Basal:

Debido a que el corte basal no cumplió, se corrige según un factor que luego multiplica la aceleración del sismo que se le coloca al software ETABS.

$$\text{Eje X} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o \text{ (ETABS)}} \rightarrow V_o = 2,3967$$

$$\text{Eje Y} \rightarrow \frac{V_o \text{ Calculado}}{V_o \text{ (ETABS)}} \rightarrow V_o = 2,8004$$

IV.12.2 Chequeo de Derivas con Tabiquería y Sismo Reducido

IV.12.2.1 Chequeo de derivas en la Recepción con tabiquería y sismo reducido

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,000118$$

$$\Delta_i = 0,0000944 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.12.2.2 Chequeo de derivas en las Residencias con tabiquería y sismo reducido

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,000636$$

$$\Delta_i = 0,0005088 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.12.2.3 Chequeo de derivas en el Comedor y Cocina con tabiquería y sismo reducido

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,000113$$

$$\Delta_i = 0,0000904 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.12.2.4 Chequeo de derivas en la Capilla con tabiquería y sismo reducido

Usando la ecuación 10.1

$$\Delta_i = 0,8 * 1 * 0,00055$$

$$\Delta_i = 0,00044 < 0,018 \quad \underline{\text{Cumple.}}$$

IV.12.3 Chequeo por Capacidad en Columnas con Tabiquería

IV.12.3.1 Chequeo por capacidad en columnas de la Recepción con tabiquería y espectro reducido

Todas cumplen.

IV.12.3.2 Chequeo por capacidad en columnas de las Residencias con tabiquería y espectro reducido

Todas cumplen.

IV.12.3.3 Chequeo por capacidad en columnas del Comedor y Cocina con tabiquería y espectro reducido

Todas cumplen.

IV.12.3.4 Chequeo por capacidad en columnas de la Capilla con tabiquería y espectro reducido

Todas cumplen.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Los resultados obtenidos en el primer análisis reflejaron fallas estructurales en todo el conjunto, principalmente en las columnas de planta baja sobrepasando su capacidad en un promedio de 9,15 veces el óptimo, estas fueron las utilizadas para el análisis porque son las que se consideran de mayor importancia. A su vez se reflejaron fallas por corte en las columnas estudiadas. El corte basal no cumplió en todo el conjunto y las derivas no cumplieron con los chequeos en dos edificios, estos fueron el Comedor y Cocina y la Recepción.

El chequeo de acero por corte en vigas fue correcto única y exclusivamente en las que requerían separación mínima (7 cm), esto debido a que en las demás que se estudiaron el software arrojó una separación inferior a la colocada en planos y por esta razón no cumplían con la norma. Por su parte la revisión del acero longitudinal en las mismas no fue correcto ya que en su mayoría los aceros colocados fueron inferiores al requerido por el software. A su vez el chequeo columna – viga arrojó resultados desfavorables ya que ninguna de las columnas y vigas estudiadas lo cumplieron.

En el segundo estudio los resultados obtenidos reflejan nuevamente fallas estructurales, aunque dichas fallas estuvieron notablemente reducidas con respecto al primero. Los chequeos por corte basal no cumplieron en ninguna edificación, por esto debieron ser corregidos nuevamente; las derivas de todos los edificios pasaron los chequeos de la norma; sin embargo, las columnas del edificio de las Residencias excedieron su capacidad en 5 veces la columna más desfavorable y 1,074 veces la columna más cercana a cumplir. También se presentaron fallas por capacidad en las columnas de la Capilla excediéndose en 2,717 la columna más desfavorable y 1,091 veces la columna más cercana a cumplir.

Para el tercer análisis los resultados obtenidos fueron completamente satisfactorios y concluyentes; en ninguna parte del conjunto existieron fallas por capacidad en las columnas,

siendo la mayor de 0,869 ubicada en la planta baja del edificio de Residencias. Las derivas nuevamente cumplieron y arrojaron valores aún menores que en el segundo estudio, lo cual indica que no existen problemas de desplazamientos diferenciales que acarreen fallas estructurales bajo estas circunstancias.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

- La estructura principal del conjunto es propensa a colapsar ante la presencia de un sismo de magnitud igual o superior a lo establecido en la norma vigente para edificaciones sismorresistentes (COVENIN 1756-01), ya que incumple casi en su totalidad con los requerimientos mínimos de diseño y construcción que exige la misma.
- Esta investigación proporciona información de gran importancia para el ente encargado de preservar en condiciones óptimas la infraestructura del campus universitario, en este caso particular el edificio que funciona como residencia de los Padres Jesuitas que laboran en la universidad.
- Con este estudio, se puede evidenciar el alto riesgo de colapso que posee una estructura de este tipo con tantos años de antigüedad (55 años) ante un sismo de gran magnitud ya que ha sido diseñada con unas normas que hoy en día no están vigentes y están totalmente desactualizadas.
- Se comprueba que la tabiquería y su distribución es de gran importancia para dar estabilidad al conjunto en caso de un sismo, esto debido a que genera un aumento importante en la rigidez de la estructura y una disminución de los periodos ante la ocurrencia de un evento accidental ya que el conjunto no presenta la ductilidad necesaria para disipar una gran cantidad de energía.
- El conjunto residencial R.R. P.P. Jesuitas pudo soportar todas las sollicitaciones provocadas por el sismo de Caracas en año 1967 sin que se generase daño evidente, esto nos permite concluir que la edificación fue competente para soportar una aceleración de 0,12G única y exclusivamente por la presencia de la tabiquería externa e interna.

CAPÍTULO VII

RECOMENDACIONES

VII.1 Estudios de Suelos

Debido a la poca información obtenida del perfil de los suelos, se recomienda realizar un estudio geotécnico para obtener las propiedades correctas del terreno, y de esta manera poder realizar un análisis dinámico con mayor exactitud que permitirá conocer con más exactitud cómo será la amplificación de las ondas sísmicas y el desempeño suelo – estructura.

VII.2 Estudios Estructurales

Realizar un estudio más exhaustivo del conjunto, en especial de las Residencias para así conocer las zonas más susceptibles a fallar ante una acción sísmica, esto se puede lograr con un análisis no lineal de la estructura tipo “pushover” que provee soluciones como la colocación de muros de corte en lugares estratégicos que garanticen mayor estabilidad o el refuerzo de la estructura mediante la implementación de perfiles de acero en zonas susceptibles lo cual convertiría a la edificación en una estructura mixta.

VII.3 Ensayo de Materiales

Realizar ensayos de calidad a los materiales utilizados en la construcción original para conocer si su resistencia teórica cumple con lo establecido en las normas para el diseño o si poseen una mejor calidad que garanticen una mejora en el desempeño estructural del conjunto. Dicho estudio puede ser realizado al concreto como un ensayo destructivo de extracción y rotura de probetas de testigo que determine su resistencia real.

Además, se pueden realizar ensayos no destructivos como son la utilización de sondas que permiten conocer la disposición real de los aceros en la estructura y dan acceso a chequear si presentan discontinuidades o fallas internas.

VII.4 Cuidado de la Tabiquería

Por haber demostrado la tabiquería su valioso aporte estructural y su notable colaboración ante los efectos sísmicos, Se recomienda tener un especial cuidado de la misma.

Gracias al avance de la tecnología, existen hoy en día materiales y productos que usados sobre la tabiquería logran una mayor contribución de esta con la estabilidad de las edificaciones, lo que permite mejorar la respuesta de las mismas de un modo menos invasivo que es lo más conveniente en nuestro caso por encontrarse habitada la edificación.

Existe un papel tapiz llamado EQ-Top que está conformado por un tejido de fibra de vidrio combinado con un adhesivo especial, que es desarrollado por los científicos de “Bayer Material Science” y comercializado y distribuido por la empresa “Bayer”. Este papel tapiz antisísmico dota de una mayor estabilidad a todas las paredes del conjunto, aumentando su resistencia y su rigidez, permitiéndole así ser más eficiente en materia de sismorresistencia.

Otra empresa llamada “Duayen” desarrolló una tecnología de recubrimiento suave de poliurea presentado en espray y comercializado con el nombre MS-952 que se utiliza sobre paredes de mampostería y superficies creando una capa protectora que aporta una mayor adhesión sobre las paredes y una mayor resistencia a los esfuerzos, previniendo así su agrietamiento y destrucción.

Nuestra recomendación es contactar con estas empresas, plantearle la situación en la que se encuentra la edificación y lograr obtener sus recomendaciones.

VII.5 Sistemas Antisísmicos

Se trata de un sistema de alto costo, pero es importante su aplicación en esta área. Este es un sistema antisísmico de control pasivo que permite la amortiguación de las ondas sísmicas que intentan penetrar en la estructura. Lo conforman complejos mecanismos que trabajan debajo de la estructura y lateral a ella, como se ve en la figura #36

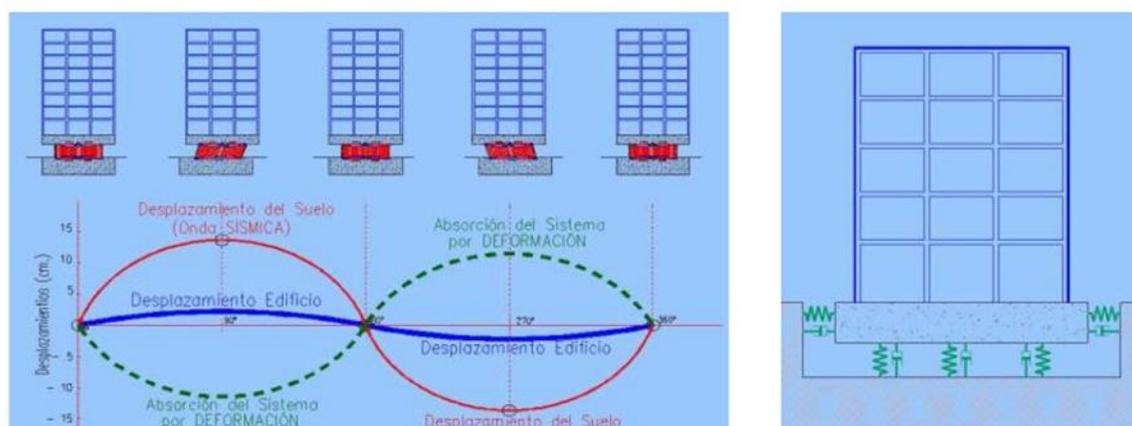


Figura # 36: Modelo de comportamiento del sistema pasivo

El sistema está compuesto de dos placas unidas por un bloque central el cual alberga un anillo elástico relleno de un material granular sólido que posee propiedades hidráulicas, las cuales permiten transmitir la presión al anillo elástico sin que pierda estanqueidad, pudiendo alcanzar hasta 10 veces la presión generada en un neumático.

En la figura #38 se puede observar cómo responde el sistema; Las unidades se pueden colocar en diferentes formas, en serie o en paralelo, permitiendo alcanzar un óptimo rendimiento para todo tipo de frecuencias sísmicas.

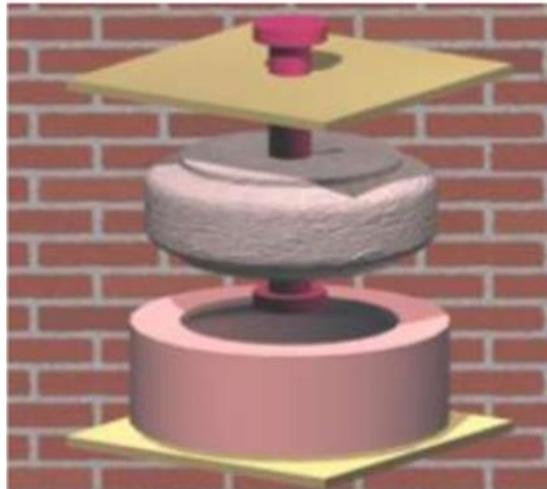


Figura # 37: Sistema antisísmico EGEMOL-AV

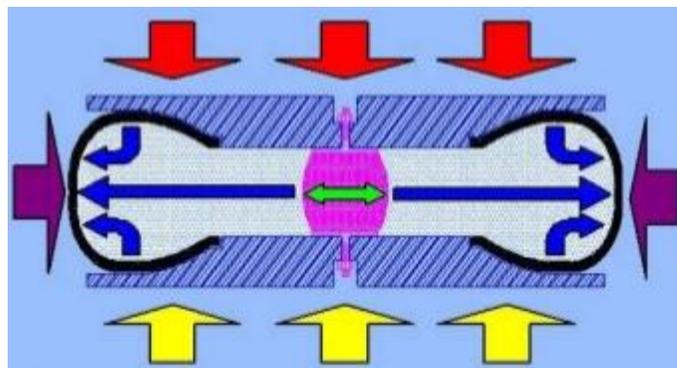


Figura # 38: Respuesta del sistema antisísmico a los esfuerzos

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arnal, E. (1967). *Lecciones de concreto armado*. Caracas, Venezuela.
- Barroso, H. A., & De Sousa, M. J. (2016). *Evaluación de la fórmula de mainstone comparándola con el método de elementos finitos en pórticos de concreto con mampostería* (Tesis de pregrado). Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, Venezuela.
- Computers & Structures, Inc. (2016, julio). *Concrete frame desing manual ACI 318-14 for ETABS® 2016*. Estados Unidos de América.
- Norma Venezolana COVENIN 1756:2001-1 (2001, marzo). *Edificaciones sismorresistentes. Parte 1. Requisitos. (Ira Revisión)*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
<http://www.funvisis.gob.ve/descargas.php>
- Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 2002:1988 (1988, agosto). *Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
https://www.fau.ucv.ve/idec/normas_construccion/index.html
- Norma Venezolana FONDONORMA 1753:2006 (2006, agosto). *Proyecto y construcción de obras en concreto estructural*. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad FONDONORMA [en línea]. Disponible en:
<http://www.funvisis.gob.ve/descargas.php>

- Norma Venezolana M.O.P. 1955 (1954, mayo). *Normas para el cálculo estructural de edificios*. Venezuela: Ministerio de Obras Públicas.
- Silverio, M. (2011). *Civilgeeks: Teoría Elástica vs Teoría Plástica*. Recuperado de: <https://civilgeeks.com/2011/10/04/teoria-elastica-vs-teoria-plastica/>
- Torres, R. (2012). *SlideShare: Sistemas antisísmicos*. Recuperado de: <https://es.slideshare.net/ruts77/3-sistemas-antisismicos>
- Dobry, R. (1997). *Lecciones aportadas por el Terremoto de Caracas a la incorporación del efecto de amplificación del suelo en los códigos sísmicos*. Recuperado de: <http://www.funvisis.gob.ve/archivos/www/terremoto/Papers/Doc020/doc020.htm>