



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE POSTGRADO DE LA
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO CON BASE EN LAS NORMAS
COVENIN 1756-01 COVENIN 1618-98 Y FONDONORMA 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:

**Br. DANIEL ALEJANDRO CAMACHO VITELLI
Br. WILLIAM FERNANDO MARCIALES GRAND**

TUTOR:

ING. VINCENZO BONADIO

FECHA:

Caracas, Octubre de 2018

**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO DE POSTGRADO DE LA UNIVERSIDAD CATÓLICA
ANDRÉS BELLO CON BASE EN LAS NORMAS COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 Y FONDONORMA
1753-06.**

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CENTRO LOYOLA DE LA
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO CON BASE EN LAS NORMAS COVENIN
1756-01, 1618-98 Y FONDONORMA 1753-06.

Este jurado; una vez realizado el examen del presente trabajo, ha evaluado su contenido con el
resultado: DIECINUEVE (19) PUNOS



JURADO EXAMINADOR

Nombre: Eduardo López

Firma: [Signature]

Nombre: Angelo Mariulli

Firma: [Signature]

Nombre: Vincento Bonadio

Firma: [Signature]

DEDICATORIAS Y AGRADECIMIENTOS

Dedicado primeramente a Dios por la oportunidad de estudiar y su orientación hacia las metas sin permitir el abandono en las dificultades del camino. Gracias a mi madre por hacer lo imposible con su apoyo, compañía, consejos y guía ante las adversidades; a mi abuela Leyla por impedir algún vestigio de rendición y dar ánimos e impulso en momentos de titubeos, casi por desistir.

A los compañeros Nayree Quiñones y Daniel Camacho, con quienes se conformó un buen equipo de estudio y trabajo, con logros compartidos a pesar de dificultades en el transcurso de la carrera.

Al tutor Vincenzo Bonadío por todos los conocimientos aportados y el apoyo incondicional para culminar el Trabajo Especial de Grado.

Al profesor Eduardo López un agradecimiento merecido, excelente profesional, quien brindó su apoyo en diferentes momentos para solventar diversos tipos de inconvenientes.

A la UCAB por ser la Casa de Estudio por excelencia y a todos los profesores quienes durante la carrera coadyuvaron en la formación como profesional y mejor persona.

Finalmente, un agradecimiento especial al Programa de becas Andrés Bello (PAB) porque durante la carrera brindaron un destacado apoyo lo que permitió alcanzar esta meta.

Por siempre agradecido

William Marciales

Todas las metas y logros siempre serán dedicados a la familia quienes han brindado su apoyo incondicionalmente.

Agradezco:

A mi madre, Sol Vitelli, por su cariño y sacrificio en los momentos más difíciles.

A mis padres, Omar Camacho y Lucelis Leoni por sus consejos y orientaciones en la toma de decisiones.

A mis hermanos Omar Camacho y Andrés Camacho por compartir los mejores momentos de la vida.

A mi abuelo Ramón Camacho quien inculcó el deseo ferviente de buscar la excelencia.

A los hermanos de vida: Giampiero Magliano, Guillermo Pestana, William Marciales, Nayree Alicia, Joselyn Fernandes, María Gabriela Rodríguez y Franchesca Alfonzo, por su apoyo en cada etapa de la carrera.

A mi segunda familia CRUM, que motorizan la fuerza necesaria para conquistar cada objetivo propuesto en la vida.

A los profesores, Vincenzo Bonadio y Eduardo Lopez, por su invaluable aporte para el desarrollo de este trabajo.

“In Humilitate Vinci”

Daniel Camacho-Vitelli

ÍNDICE

ÍNDICE	V
ÍNDICE DE IMÁGENES	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
INTRODUCCIÓN	XII
CAPÍTULO I. TEMA DE INVESTIGACIÓN	1
I.1. Planteamiento del problema	1
I.2. Objetivo de la investigación	2
I.2.1. Objetivo general	2
I.2.2. Objetivos específicos	2
I.3. Justificación	2
I.4. Alcance y limitaciones	3
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	4
II.1. Antecedentes	4
II.2. Fundamentos teóricos	4
II.2.1. Análisis Estructural	4
II.2.1.1. Teoría Clásica	4
II.2.1.2. Teoría de Rotura	5
II.2.1.3 Análisis Modal	5
II.2.1.4 Espectro de Respuesta	5
II.2.1.5 Espectro de Respuesta Elástica	6
II.2.1.6 Método de Elementos Finitos	6
II.2.1.7 Colapso Progresivo	7
CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO	8
III.1. Tipo de investigación	8
III.2. Fases de la investigación	8
III.2.1. Obtención de información básica	8
III.2.1.1. Planos	8
III.2.2. Revisión documental	8
III.2.3. Modelaje del edificio	9
III.2.4. Interpretación y análisis de resultados	9
III.2.5. Conclusiones y recomendaciones	9

CAPÍTULO IV. DESARROLLO DEL TRABAJO	10
IV.1. Descripción de la edificación	10
IV.1.1. Módulo 2 y 3	10
IV.1.2. Módulo 1	11
IV.2. Revisión General	12
IV.2.1. Análisis según Capítulo 12 de la norma FONDONORMA 1753-01: Longitudes de transferencia	12
IV.2.2. Análisis Según El Capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1753-2001: Requisitos Adicionales Para El Diseño Sismo resistente.	12
IV.2.3. Análisis según la norma COVENIN 1756-01	16
IV.2.4 Periodo de la estructura.	19
IV.2.3.2. Fuerza cortante basal	19
IV.2.5. Propiedades de los materiales.	23
IV. 2.6 Coeficiente sísmico	24
IV.3. Chequeo en las columnas	24
IV.3.1. Capacidad de la columna.	24
IV.3.3. Evaluación de capacidad	24
IV.3.3.1. Evaluación por capacidad de las columnas. Módulo 1	25
IV.3.3.2. Evaluación por capacidad de las columnas. Módulo 2	28
IV.3.3.3. Evaluación por capacidad de las columnas. Módulo 3	31
IV.3.4. Control de los desplazamientos	34
IV.4 Chequeo de acero en muros	38
IV. 5. Chequeo de Escaleras	45
IV.5.1. Chequeo de Escaleras, Tipo I	46
IV.5.2. Chequeo de Escaleras, Tipo II	54
IV.5.3. Chequeo de Escaleras, Tipo III	58
IV.6 Chequeo en las vigas	61
IV.6.1 Corte en vigas	61
IV.6.1.1. Corte en vigas Módulo I	62
IV.6.1.2. Corte en vigas Módulo II	64
IV.6.1.3. Corte en vigas Módulo III	67
IV.6.2. Flexión en Vigas	69

IV.6.4.2.1. Flexión en vigas de Módulo 1. P&C	72
IV.6.4.2.2. Flexión en vigas de Módulo 2	73
IV.6.4.2.3. Flexión en vigas de Módulo 3	74
IV.7. Chequeo de Viga-Columna	74
IV.7.1. Chequeo Viga-Columna Módulo 1. P&C	75
IV.7.2. Chequeo Viga-Columna Módulo 2	77
IV.7.3. Chequeo Viga-Columna Módulo 3	79
IV.8. Chequeo de acero estructural	81
IV.9. Análisis de Colapso progresivo	88
IV.9.1. Colapso progresivo Módulo 1	89
IV.9.2. Colapso progresivo Módulo 2	99
IV.9.3. Colapso progresivo Módulo 3	110
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	122
V.1 Conclusiones	122
V.2 Recomendaciones	125
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA Y ELECTRÓNICAS	126

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Espectro de respuesta elástico reducido.....	17
Imagen 2. Espectro Estándar de la Norma Venezolana.....	18
Imagen 3. Corte basal, Módulo 1.....	20
Imagen 4. Corte basal corregido, Módulo 1.	21
Imagen 5. Corte basal, Módulo 2.....	21
Imagen 6. Corte basal corregido, Módulo 2.	22
Imagen 7. Corte basal, Módulo 3.....	22
Imagen 8. Corte basal corregido, Módulo 3.	23
Imagen 9. Capacidad de columnas módulo 1.	25
Imagen 10. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 1), combinación (1.2 CP+CV+S).....	27
Imagen 11. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 1), combinación (0.9CP+S).	27
Imagen 12. Capacidad de columnas módulo 2.	28
Imagen 13. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (1.2 CP+CV+S).....	30
Imagen 14. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (0.9CP+S).	30
Imagen 15. Análisis de columna, Módulo 3.	31
Imagen 16. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 3), combinación (1.2 CP+CV+S).....	33
Imagen 17. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (0.9CP+S).	33
Imagen 18. Desplazamientos. Módulo 1.....	35
Imagen 19. Control de desplazamientos. Módulo 2.	36
Imagen 20. Control de desplazamiento. Módulo 3.	37
Imagen 21. Muros. Módulo 3.	38
Imagen 22. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección superior.	42

Imagen 23. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección inferior.	43
Imagen 24. Diagrama de interacción, muro en el tramo interno, sección superior.	43
Imagen 25. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección inferior.	44
Imagen 26. Modelado de la escalera tipo I.	46
Imagen 27. Grafica deriva máxima de escalera tipo I.	47
Imagen 28. Modelado de la escalera tipo II.	54
Imagen 29. Grafica deriva máxima de escalera tipo II.	55
Imagen 30. Modelado de la escalera tipo III.	58
Imagen 31. Grafica deriva máxima de escalera tipo III.	59
Imagen 32. Evaluación por corte módulo I.	62
Imagen 33. Evaluación por corte módulo II.	64
Imagen 34. Evaluación por corte módulo III.	67
Imagen 35. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo I.	72
Imagen 36. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo II.	73
Imagen 37. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo III.	74
Imagen 38. Diagrama de interacción de columna C Tipo 5 de Módulo 1.	75
Imagen 39. Diagrama de interacción de columna C40x50 Tipo 1. Módulo 2.	77
Imagen 40. Diagrama de interacción de columna C40x50 Tipo 1. Módulo 3.	79
Imagen 41. Capacidad de las columnas de acero.	81
Imagen 42. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	89
Imagen 43. Momento actuante en viga.	90
Imagen 44. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1.	91
Imagen 45. Deformaciones en módulo 1.	92
Imagen 46. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	93
Imagen 47. Momento actuante en viga.	94
Imagen 48. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1.	94
Imagen 49. Deformaciones en módulo 1.	95
Imagen 50. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	96
Imagen 51. Momento actuante en viga.	97
Imagen 52. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1.	97

Imagen 53. Deformaciones módulo 1	98
Imagen 54. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	99
Imagen 55. Momento actuante en viga.	100
Imagen 56. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.....	101
Imagen 57. Deformaciones módulo 2.....	102
Imagen 58. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	103
Imagen 59. Momento actuante en viga.	105
Imagen 60. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.....	105
Imagen 61. Deformaciones módulo 2.....	106
Imagen 62. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	107
Imagen 63. Momento actuante en viga.	107
Imagen 64. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.....	108
Imagen 65. Deformaciones módulo 2.....	109
Imagen 66. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	110
Imagen 67. Momento actuante en viga.	112
Imagen 68. Momento actuante en viga.	112
Imagen 69. Momento actuante en viga.	113
Imagen 70. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.....	114
Imagen 71. Deformación de módulo 3.	114
Imagen 72. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.	115
Imagen 73. Deformación de módulo 3	116
Imagen 74. Vista en planta de las columnas tipo muro. Módulo 3.....	117
Imagen 75. Momento actuante en viga 1.	118
Imagen 76. Momento actuante en viga 2.	119
Imagen 77. Momento actuante en viga 3.	119
Imagen 78. Momento actuante en viga 1.	120
Imagen 79. Momento actuante en viga 2.	120
Imagen 80. Deformaciones módulo 3.....	121

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Periodos de la edificación.....	19
Tabla 2. Propiedades de los materiales.....	23
Tabla 3. Coeficiente sísmico.....	24
Tabla 4. Capacidad de columnas módulo 1.....	26
Tabla 5. Capacidad de las columnas, planta baja módulo 2.....	29
Tabla 6. Columnas N1.....	32
Tabla 7. Valores límites para el control de desplazamiento.....	34
Tabla 8. Diseño de muro realizado por el programa ETABS.....	42
Tabla 9. Diseño del muro 1.....	49
Tabla 10. Diseño del muro 2.....	51
Tabla 11. Diseño de muro 3.....	53
Tabla 12. Diseño Muro de la Escalera. Tipo II.....	57
Tabla 13. Diseño de muro de la escalera tipo III.....	60
Tabla 14. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo I. End-I.....	71
Tabla 15. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 1.....	76
Tabla 16. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 2.....	78
Tabla 17. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 3.....	80
Tabla 18. Diseño estructuras de acero.....	84
Tabla 19. Diseño estructuras de acero.....	87

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo especial de grado comprende el análisis estructural del Edificio De Postgrado, el mismo obedece a una línea de investigación relacionada con la revisión técnica ingenieril a través del modelado estructural de los edificios ubicados en la Universidad Católica Andrés Bello, que fueron construidos antes de que la normas actuales entraran en vigencia, COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

El Edificio De Postgrado fue construido en el año 1988 con las normas COVENIN 1756-82 y COVENIN 1753-87 basadas en la teoría clásica, es decir, no se realizaron mediante análisis dinámicos con base en elementos finitos.

Los planos de la época y las memorias tanto de cálculo como descriptiva elaborados y calculados manualmente a diferencia de la actualidad, que se dispone de un software de análisis estructural como el programa ETABS y programas para revisar los cálculos de la estructura como Excel y emuladores de calculadoras científicas.

La edificación es importante ya que forma parte de una institución educativa universitaria, a tal fin se propone la evaluación del edificio bajo las normas actuales y su comportamiento bajo criterios de colapso progresivo.

En el análisis se consideran los 3 módulos que conforman el Edificio De Postgrado y se analizan por separado, en tanto que estructuralmente se comportan de manera independiente, cabe destacar que el mismo presenta asimetría tanto vertical como horizontal en los 3 módulos. De esta manera se emiten recomendaciones con relación a los resultados obtenidos en el modelaje y de la inspección de planos estructurales.

CAPÍTULO I. TEMA DE INVESTIGACIÓN

I.1. Planteamiento del problema

El Edificio De Postgrado fue construido en el año 1988 con las normas COVENIN 1756-82 Y COVENIN 1753-87. Con el pasar del tiempo se han actualizado las normas, por lo cual a 30 años de su construcción se hace necesaria una evaluación en el marco de la normativa vigente y más aún por su importancia al estar ubicado en una institución educativa.

Esta evaluación tiene base en las normas COVENIN 1756-01 de edificaciones sismo-resistentes, COVENIN 1618-98 de acero y FONDONORMA 1753-06 de edificaciones en concreto, puesto que es una estructura mixta de concreto-acero ubicada en Caracas que está catalogada como zona sísmica cinco (5).

La investigación obedece a una serie de trabajos especiales de grado que evalúan el desempeño estructural de las edificaciones construidas antes de la norma actual, es importante la culminación de esta línea de investigación debido a que con base en los resultados y las recomendaciones se pueden asumir medidas a tiempo ya que según datos históricos de FUNVISIS Caracas está en riesgo de sufrir un sismo de aproximadamente 6 grados en la escala de Richter con período de retorno de 50 años.

I.2. Objetivo de la investigación

I.2.1. Objetivo general

Evaluar el Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello según los criterios de las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

I.2.2. Objetivos específicos

- Modelar la estructura en el programa ETABS del Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello.
- Evaluar la estructura con lo establecido en las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.
- Evaluar el comportamiento del edificio aplicando criterios de colapso progresivo.
- Verificar el proyecto original del Edificio De Postgrado con los resultados obtenidos.
- Proponer recomendaciones y sugerencias con base en los resultados obtenidos.

I.3. Justificación

El trabajo realizado se basó en dos aspectos relevantes:

- Las estructuras construidas fueron elaboradas con la norma de 1982, dicha norma ha sido actualizada en varias ocasiones y es necesario corroborar que cumple con las condiciones mínimas para que sea segura.
- Es un edificio muy concurrido y de alta importancia ubicado en una zona estudiantil, por ende es necesario realizar un análisis estructural y conocer las debilidades y carencias para poder aportar soluciones.

I.4. Alcance y limitaciones

En el siguiente trabajo se desea evaluar estructuralmente el Edificio De Postgrado, construido en 1988 perteneciente a la Universidad Católica Andrés Bello y su comportamiento ante la aplicación de criterios de colapso progresivo con base en las normas COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06 para elaborar conclusiones y recomendaciones según los resultados obtenidos.

En cuanto a las limitaciones del presente trabajo especial de grado se pueden resaltar las siguientes:

- Los planos estructurales E8 y E18 no se encuentran en la Alcaldía y la Universidad Católica Andrés Bello, no tiene respaldo de planos estructurales en físico ni digitalizados. Por tal motivo no se tiene la información sobre los pórticos A, B, C y D, los cuales representan las vigas de carga. Por lo tanto, la solución fue colocar las dimensiones y los aceros de los pórticos que están en dirección contraria, es decir las vigas sísmicas.
- La memoria descriptiva como de cálculo no se encuentran en la Alcaldía y la Universidad Católica Andrés Bello no tiene respaldo en físico ni digitalizado.
- Los planos estructurales de las vigas de acero del anexo de postgrado no se encuentran en la Universidad Católica Andrés Bello ni en la Alcaldía.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

II.1. Antecedentes

- Lago, A. Rey, L. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Evaluación estructural del edificio R. R. P. Jesuitas de la Universidad Católica Andrés Bello con base a las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06 (2017)
- Castillo, C. González, J. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Metodología para el análisis estructural para el cambio de uso del edificio de biblioteca vieja al edificio de oficinas según las normas COVENIN venezolanas (2017)
- Esteves, C. Figueras, G. Tutor: Bonadio, V. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas.
Evaluación estructural del edificio de aulas de la Universidad Católica Andrés Bello con base a las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06. (2017)
- Gorrín, J., Domenico, J. “Orientación y magnitud de las fuerzas axiales sísmicas en edificios sometidos a fuerzas sísmicas rotantes.” Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Paparoni, M.

II.2. Fundamentos teóricos

II.2.1. Análisis Estructural

II.2.1.1. Teoría Clásica

También conocida como Teoría Elástica, es ideal para calcular los esfuerzos y deformaciones que representan en una estructura de concreto bajo las cargas de servicio. Sin embargo esta teoría no predice la resistencia última de la estructura con el fin de determinar la intensidad de las cargas que provocan la ruptura.

II.2.1.2. Teoría de Rotura

También conocida como 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 y tiene como ventaja que se puede controlar el modo de falla de la estructura, al considerar la resistencia última de las diferentes partes de la misma, también permite utilizar diferentes coeficientes de seguridad dependiendo del tipo de carga aplicada. Como explica E.Alarcon *“está caracterizado por una deformación, en parte irreversible, independiente del tiempo, que comienza a plantearse solo cuando se ha conseguido un cierto nivel de tensión que varía el estado inicial del material”*

II.2.1.3 Análisis Modal

El objetivo del Análisis Modal en la mecánica estructural, es determinar las frecuencias naturales y modos de vibrar de un objeto o estructura durante vibración libre. En el diseño se debe evitar la resonancia y para ello es importante conocer cómo reacciona la estructura ante cargas dinámicas, resultado que se obtiene de las características vibratorias.

II.2.1.4 Espectro de Respuesta

Un Espectro de Respuesta es un valor utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de una estructura ante la vibración del suelo que la soporta.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta de deformación... El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

Se denomina de respuesta ya que lo que mide es cómo responde la estructura a las acciones que se le inducen desde el exterior.

Crisafulli menciona que *“la importancia de los espectros radica en el hecho que estos gráficos condensan la compleja respuesta dinámica en un parámetro clave, los valores de respuesta máxima”*

II.2.1.5 Espectro de Respuesta Elástica

El Espectro de Respuesta Elástica es aquella representación de los parámetros de la respuesta máxima producida por un sismo o terremoto y donde se consideran diferentes factores de amortiguamiento. Las curvas que en este tipo de espectro se reflejan, presentan variaciones bruscas con picos y valles, los cuales son el resultado de los registros de las aceleraciones producto del sismo. Crisafulli destaca que *“se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras”*

II.2.1.6 Método de Elementos Finitos

El Método de Elementos Finitos (MEF) es un método numérico actualmente muy utilizado en el área de ingeniería para la solución de problemas de alta complejidad, donde generalmente no es posible hallar una solución analítica directamente de expresiones matemáticas.

El MEF arroja valores aproximados de las incógnitas en un número finito de locaciones dentro del cuerpo en estudio, estos valores dependerán directamente de la cantidad de elementos en las que el método discretice la estructura.

II.2.1.7 Colapso Progresivo

Se caracteriza por la pérdida de la capacidad de carga de una parte relativamente pequeña de una estructura debido a una carga extraordinaria, que a su vez desencadena una cantidad de fallas que afectan una parte importante de la estructura.

“Colapso progresivo se define como la propagación de una falla local inicial, de elemento a elemento, resultando eventualmente en el colapso de una estructura completa o en gran parte de ella” (ASCE 7, 2010)

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

III.1. Tipo de investigación

El trabajo especial de grado a desarrollarse obedece al Tipo de Investigación Exploratoria, para evaluar el Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello y su comportamiento ante la aplicación de cargas dinámicas según criterios de colapso progresivo, con base en el cumplimiento de las normas Venezolanas vigentes COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

III.2. Fases de la investigación

III.2.1. Obtención de información básica

III.2.1.1. Planos

Solicitud de los planos estructurales y memoria descriptiva del Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello en la Alcaldía de Caracas, específicamente en la Dirección de Gestión General de Planificación y Control Urbano, donde se encuentran todos los planos y registros de la ciudad.

III.2.2. Revisión documental

En consideración de que el Edificio De Postgrado posee una estructura mixta con algunos miembros elaborados en acero y otros en concreto reforzado, se revisan los planos originales de estructura y la memoria descriptiva para el cumplimiento de las normas COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

III.2.3. Modelaje del edificio

Aplicación de cargas dinámicas según criterios de colapso progresivo con base en las normas COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, al edificio De Postgrado mediante el uso del programa ETABS.

III.2.4. Interpretación y análisis de resultados

Al culminar el modelado del Edificio De Postgrado con el análisis respectivo de las fuerzas dinámicas y el supuesto caso de colapso, se procede a la evaluación de todos los elementos de la estructura y sucesivamente su comparación con los rangos establecidos por las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06 para verificar su debido cumplimiento.

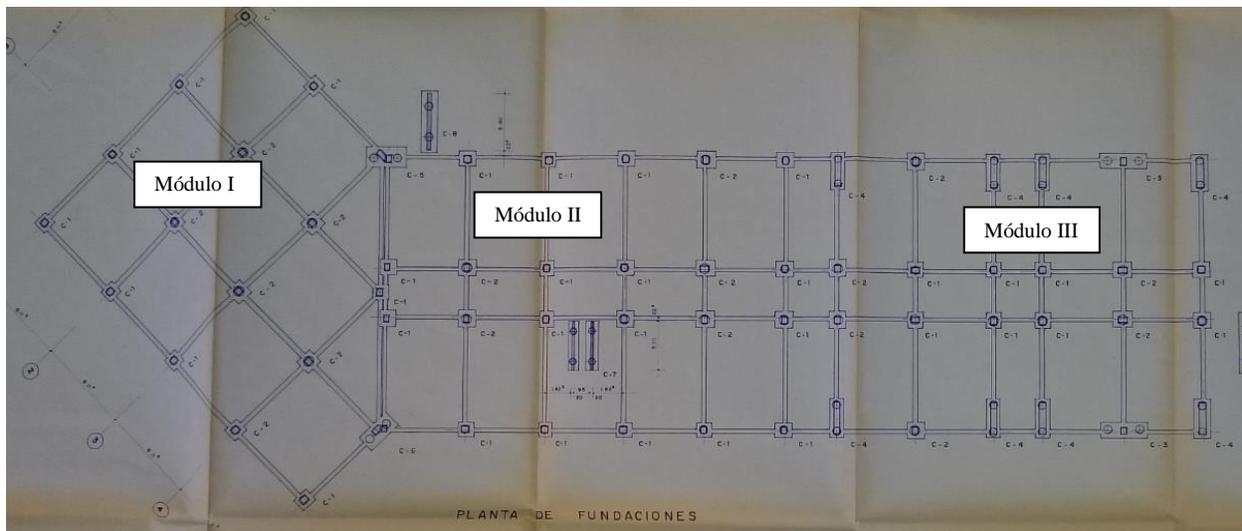
III.2.5. Conclusiones y recomendaciones

Culminado el análisis e interpretación de los resultados sobre los elementos estructurales del Edificio De Postgrado, en cuanto a su comportamiento al ser sometido a cargas dinámicas según criterios de colapso progresivo, se emiten las conclusiones pertinentes, además de indicar las respectivas recomendaciones de los elementos que no se encuentran en cumplimiento de las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, los cuales representan eventualmente una amenaza para la estructura y para las personas presentes en el momento de un sismo.

CAPÍTULO IV. DESARROLLO DEL TRABAJO

IV.1. Descripción de la edificación

El Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello, está compuesto por tres (3) Módulos estructuralmente independientes construidos en el año 1988, estos Módulos fueron proyectados y construidos bajo los mismos criterios de diseño estructural, es importante mencionar que cada módulo se divide en tres tipos de edificaciones estructuralmente independientes, módulos 2 y 3 de aulas y oficinas, Módulo 1 con un local de comida en planta baja, oficinas en N1 y N2; Posteriormente en el año 2001 se construyó en la parte superior (N3) una estructura metálica para oficinas y aulas.



IV.1.1. Módulo 2 y 3

Dicha estructura se ubica próxima a la entrada proveniente del Metro de Caracas, este ingreso representa la entrada al módulo 2, con otro ingreso directamente de frente donde se observa el principal ingreso del Edificio De Postgrado, esta edificación en su conjunto tiene 4 formas de ingreso 2 entradas previamente mencionadas, 1 ingreso lateral y 1 ingreso en el extremo del

módulo 3, adyacente a la Feria; Módulo 2 consta de 6 pórticos en X y 4 pórticos en Y, a su vez el módulo 3 contiene los mismos pórticos que su estructura adyacente.

IV.1.2. Módulo 1

Esta edificación no tiene accesos directos, utiliza el mismo ingreso del módulo 2, contiene 6 pórticos en X y 4 en Y. En este edificio se incluye un Laboratorio de computación por debajo del nivel de planta baja, con acceso independiente del módulo; en el nivel de planta baja se encuentra un cafetín y el resto de los niveles constituyen aulas de clases. Cabe destacar que en el nivel superior se construyó un anexo con perfiles metálicos tubulares.

IV.2. Revisión General.

IV.2.1. Análisis según Capítulo 12 de la norma FONDONORMA 1753-01: Longitudes de transferencia

Comprende las medidas mínimas de longitudes de empalme y longitudes de anclajes del acero de refuerzo.

La sección 12.4.1.1 indica que las longitudes de anclaje a tracción no pueden ser menores a 15 centímetros. Las longitudes de anclajes en las vigas que indican los planos son de 40 cm o más y se cumple con los parámetros mínimos antes mencionados.

En los planos de las edificaciones en estudio no se encuentran acotadas las longitudes de transferencia, sin embargo como el plano está a escala se realizó la medición directamente en el mismo.

IV.2.2. Análisis Según El Capítulo 18 de la Norma FONDONORMA 1753-2001: Requisitos Adicionales Para El Diseño Sismo resistente.

Se realiza un análisis del Edificio De Postgrado para determinar el cumplimiento de los parámetros establecidos por la norma actual, mediante los datos obtenidos en los planos para establecer el nivel de diseño de la construcción y de esta manera introducirlos para el análisis sismo resistente y estructural, ya que el edificio se construyó en el año 1988 con la normativa de ese momento.

Condiciones Generales:

Cumple	No se tiene información.	No Cumple
<ul style="list-style-type: none"> • La resistencia especificada del concreto fc' en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm², en este caso se tiene una resistencia de 250 kgf/cm². • No se empalman por solape barras mayores que No. 11 (36M), el mayor diámetro en barras de acero es de 1". • Los empalmes son mayores a 30 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> • En los miembros solicitados por flexión, las barras empalmadas por solapes que no estén en contacto, no deben separarse transversalmente más de 1/5 de la longitud de solape requerida, ni más de 15 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> • No se permiten empalmes por solapes dentro de los nodos. • En toda la longitud de solape se coloca acero de refuerzo transversal formado por estribos cerrados, siendo la separación no mayor que 10 cm, en los planos se consiguen separaciones de 15 cm en la misma. • No se debe tener presente un recubrimiento mínimo de 4 cm en las vigas. (se tiene un recubrimiento de 2.5 cm en los planos de diseño).

ND3

Cumple	No Cumple
<ul style="list-style-type: none"> • La fuerza de compresión axial, determinada según las combinaciones de carga previstas en el Artículo 9.3, no excederá de $0,1 A f'c$. En la condición más desfavorable extraída de los planos, la cual es para la columna 40X40, se cumple el ítem antes mencionado. • La luz libre L_n, debe ser por lo menos cuatro veces su altura total h, el $L_n = 4.5m$, luego la $h = 0.40m$, $4 * 0.40 = 1.60$, finalmente se cumple que el L_n es mayor que cuatro veces el h para la condición más desfavorable sustentado en los planos. • La relación anchura/altura de su sección transversal es mayor o igual que 0,3(en este caso para la condición más desfavorable es de 0.5). Adicionalmente la altura de la viga será mayor o igual a 15 veces el diámetro de la mayor barra longitudinal de la columna donde se apoya (luego 15 veces el diámetro 2.56 siendo esto 34.4 luego es menor que 40 cm por tanto cumple). • La anchura mínima es de 25 cm, en el presente trabajo es de 30 cm. 	<ul style="list-style-type: none"> • En cualquier sección de un miembro flexionado, el área del acero de refuerzo mínimo en los lechos superior e inferior debe cumplir, en el caso actual no cumple con el acero mínimo. • En cada sección del miembro habrá por lo menos una barra continua no menor a #4 en cada esquina. • El acero de refuerzo transversal en forma de estribos cerrados debe confinar ciertas zonas con una longitud de confinamiento L_{cf}.

<ul style="list-style-type: none"> • La anchura máxima no debe exceder la anchura del miembro que le sirve de soporte, medido en un plano perpendicular al eje longitudinal de la viga, más una distancia a cada lado, no superior al 75% de la altura total de la viga, (en cualquier caso la viga más pequeña se encuentra apoyada en una columna de mayor ancho). • La menor dimensión transversal medida a lo largo de una recta que pasa por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm. • Ligaduras continuas a través del nodo. • La cuantía máxima no debe exceder de 0.025(para la viga más desfavorable de 40X30, la cual posee 4 ϕ 5/8 la cuantía de acero da como resultado 0.000266). 	
--	--

ND2

Para este nivel de diseño se revisan los parámetros más importantes según los planos y cumple a cabalidad, por lo tanto, el modelado de los Módulos que conforman el Edificio del Postgrado se hace con base en los criterios de este nivel de diseño.

IV.2.3. Análisis según la norma COVENIN 1756-01

Según el capítulo 4, se indican la regiones en que están divididas las zonas sísmicas.

- Coeficiente de aceleración horizontal $A_0=0.3$

Según el capítulo 5, que indican la corrección de la aceleración horizontal.

- Forma Espectral S_2
- Factor de corrección para el coeficiente de aceleración: $\varphi= 0.95$

(Valores de referencia del suelo tomados del trabajo de grado “*Evaluación estructural del edificio de aulas de la Universidad Católica Andrés Bello con base a las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06*”. (2017). Esteves, C. Figueras, G.)

El capítulo 6, que clasifica los edificios según su uso.

- Para estructura educacional, Grupo A
- Grupo A, Factor de importancia , $\alpha=1.30$
- Nivel de diseño, ND2
- Tipo de sistema estructural, Tipo II
- Factores de Reducción, Concreto, $R= 3.5$ (Diafragma Rígido) , $R=2.63$ (Diafragma flexible).
- Factores de reducción , Acero, $R = 4$ (Diafragma Rígido) , $R= 3$ (Diafragma flexible)
- Sistema estructural, Tipo I y III con pórticos y muros que son capaces de resistir la totalidad de las fuerzas Sección 6.5.2: Edificación de estructuras irregulares: Posee irregularidades de planta, en el edificio de módulo 1ya que posee un diafragma flexible, en el primer nivel y por ende en toda la estructura, debido a un área interna de aberturas que supera el 20% con respecto a la dimensión del rectángulo que este describe.

El Capítulo 7, trata sobre los coeficientes sísmicos para edificaciones para el diseño del espectro elástico

- $S_2, T^* = 0.7$
- $B = 2.6,$
- $p = 1$
- $R < 5, T^+ = 0.1$

El Capítulo 12, establece que al no cumplir los requisitos de incidencia sismorresistente de la Tabla 12.1 de la norma COVENIN 1756-01, se utiliza $R=1$. El Edificio De Postgrado al ser construido en 1988, no cumple con las cuantías mínimas y máximas de refuerzo.

Luego de introducir los datos de sismo especificados en los párrafos anteriores el espectro de respuesta reducido es el siguiente.

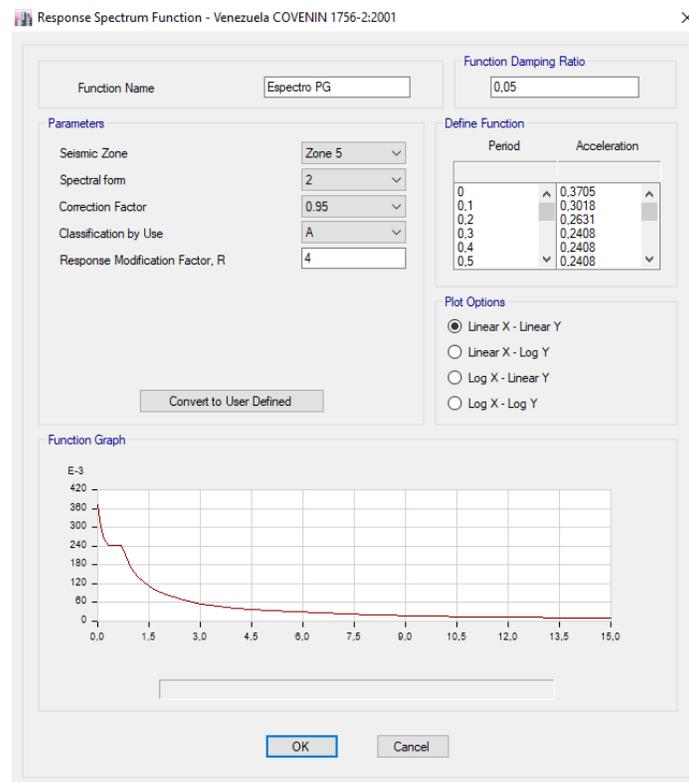


Imagen 1. Espectro de respuesta elástico reducido

Al introducir el caso de sismo el programa, se coloca CQC como método de combinación modal y SRSS como tipo de combinación direccional:

- CQC: Es un método de las combinaciones modales que toma en cuenta la relación de periodos en forma continua. Se basa en las vibraciones aleatorias. Este método contempla la correlación entre los valores modales máximos y de esta manera los valores más probables de desplazamiento y fuerzas.
- SRSS: A diferencia del método anterior, este establece que los valores máximos son estadísticamente independientes.

Sismo en X y Sismo en Y:

- 100% de la aceleración: 9.81 m/s^2

Sismo en z:

- 70% de la aceleración: 6.87 m/s^2

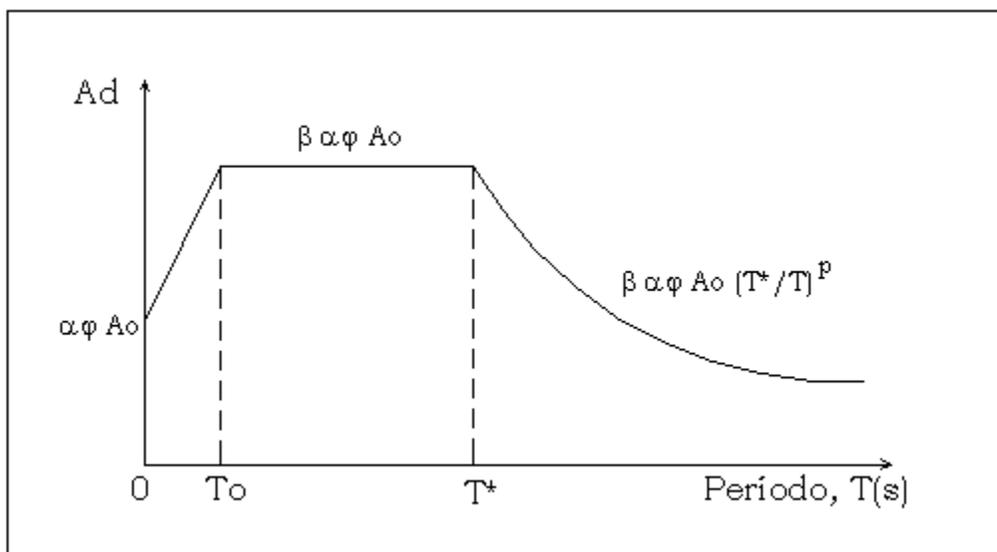


Imagen 2. Espectro Estándar de la Norma Venezolana.

IV.2.3.1 Detalles de Aceleraciones

Las aceleraciones mencionadas en el apartado IV.2.3 corresponden a los valores descritos en la norma COVENIN 1756-01 donde el coeficiente de aceleración vertical se tomará como 0.7 veces el coeficiente de aceleración horizontal. La norma, artículo 8.6, nos indica que mediante análisis dinámicos los componentes horizontales se pueden combinar con el componente vertical.

IV.2.4 Periodo de la estructura.

A continuación se presentan los periodos en los modos de vibración, más representativos de la estructura extraídos del programa ETABS, es importante destacar que se identifica el tipo de diafragma según sea el caso.

Edificio	Periodo	Tipo de diafragma
Módulo 1	0,793	Rígido
Módulo 2	0.623	Flexible
Módulo 3	0.668	Rígido

Tabla 1. Periodos de la edificación

IV.2.3.2. Fuerza cortante basal

Valor de cortante basal mínimo para análisis estático de edificaciones de menores a 30 metros, según la norma COVENIN 1756-01:

Estructura tipo I: $C_t = 0.07$ (Concreto)

$$T_a = 0.07 h n^{0.75} \quad (9.6)$$

El periodo fundamental no debe ser superior a $T = 1.6 \times T_a$

$$V_o = \mu A_d W \quad (9.1)$$

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

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right] \quad (9.3)$$

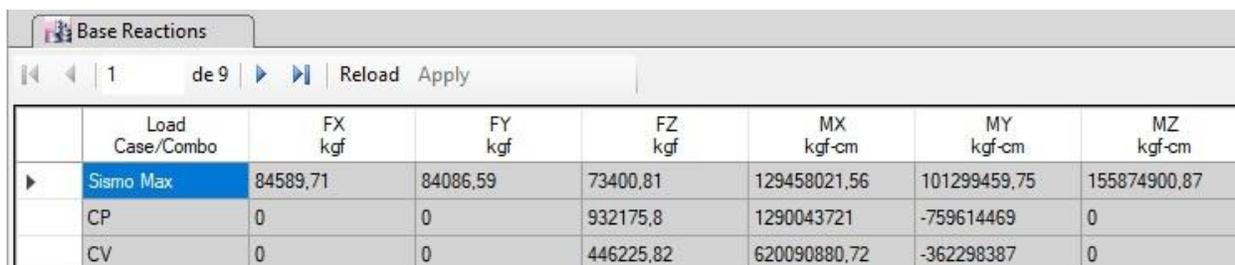
*tomar el mayor entre 9.2 y 9.3

* T^* determinado en el capítulo 7

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

Iv.2.3.2.1. Fuerza cortante basal, edif. Módulo 1

El peso, W, del edificio es:



	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
▶	Sismo Max	84589,71	84086,59	73400,81	129458021,56	101299459,75	155874900,87
	CP	0	0	932175,8	1290043721	-759614469	0
	CV	0	0	446225,82	620090880,72	-362298387	0

Imagen 3. Corte basal, Módulo 1.

Según sección 7.1 de la norma el peso total de la estructura, donde pueda haber concentración de público, la carga de servicio debe ser 50% y 100% de la carga permanente, entonces:

$$W = 0,5 * 446,2258 + 932,1758 = 1155,2887 \text{ tonf}$$

$$Ta = 0.07 * 16^{0.75} = 0.56$$

$$T=1.6*0.56=0.896$$

$$\mu = 1.4 \left[\frac{4+9}{2*4+12} \right] = 0.91$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0.896}{0.7} - 1 \right] = 0.814$$

$$Ad = \frac{1.3*0.95*2.6*0.3}{3.5} * \left(\frac{0.7}{0.896} \right)^1 = 0.215$$

Cortante Mínimo Basal

$$V_{min} = 0.91 * 0.215 * 1155.2887 = 226.03 \text{ Tonf}$$

Los valores determinados por el programa no cumplen con el cortante mínimo, por lo que es necesario realizar una corrección, mediante la multiplicación de un factor determinado entre la relación del valor mínimo y el resultado del programa ETABS.

Base Reactions							
1 de 9 Reload Apply							
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	Sismo Max	232,8161	231,431	234,9308	3927,3366	2953,3544	4290,1238
	CP	0	0	932,1758	12900,4372	-7596,1447	0
	CV	0	0	446,2258	6200,9088	-3622,9839	0

Imagen 4. Corte basal corregido, Módulo 1.

Iv.2.3.2.2. Fuerza cortante basal, edif. Módulo 2

El peso, W, del edificio es:

Base Reactions							
1 de 10 Reload Apply							
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	Sismo Max	177,0335	183,3439	1,9289	1623,0985	1549,8445	3345,5699
	CPT	0	0	807,7832	7350,4929	-10387,5756	0
	CVT	0	0	308,032	2938,8297	-4084,1518	0

Imagen 5. Corte basal, Módulo 2.

$$W = 0,5 * 308.302 + 807.7832 = 961.9342 \text{ tonf}$$

$$Ta = 0.07 * 12^{0.75} = 0.451$$

$$T = 1.6 * 0.451 = 0.722$$

$$\mu = 1.4 \left[\frac{3+9}{2*3+12} \right] = 0.93333$$

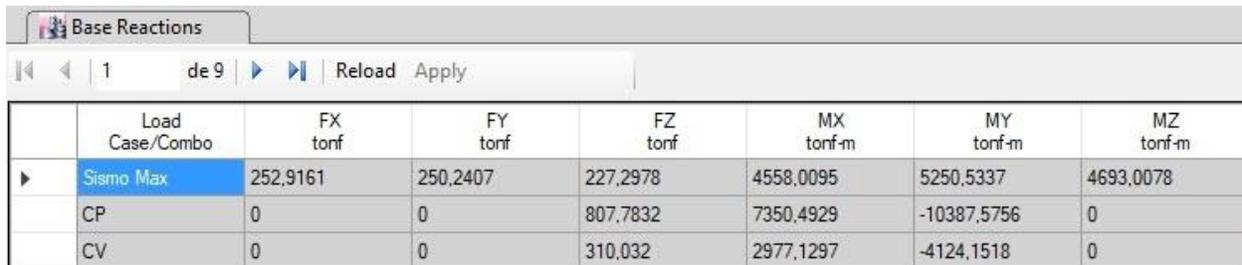
$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0.722}{0.7} - 1 \right] = 0.8015$$

$$Ad = \frac{1.3 * 0.95 * 2.6 * 0.3}{3.5} * \left(\frac{0.7}{0.722} \right)^1 = 0.2668$$

Cortante Mínimo Basal

$$V_{min} = 0.933 * 0.2668 * 961.9342 = 239.4488 \text{ Tonf}$$

Es necesario corregir el corte basal para que cumpla con el mínimo. Una vez modificado los resultados son los siguientes:

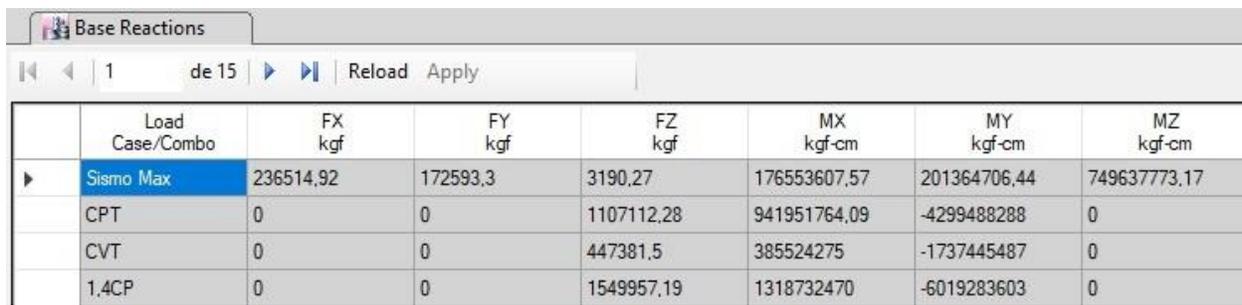


	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	Sismo Max	252,9161	250,2407	227,2978	4558,0095	5250,5337	4693,0078
	CP	0	0	807,7832	7350,4929	-10387,5756	0
	CV	0	0	310,032	2977,1297	-4124,1518	0

Imagen 6. Corte basal corregido, Módulo 2.

Iv.2.3.2.3. Fuerza cortante basal, edif. Módulo 3

El peso W del edificio es:



	Load Case/Combo	FX kgf	FY kgf	FZ kgf	MX kgf-cm	MY kgf-cm	MZ kgf-cm
▶	Sismo Max	236514,92	172593,3	3190,27	176553607,57	201364706,44	749637773,17
	CPT	0	0	1107112,28	941951764,09	-4299488288	0
	CVT	0	0	447381,5	385524275	-1737445487	0
	1,4CP	0	0	1549957,19	1318732470	-6019283603	0

Imagen 7. Corte basal, Módulo 3.

$$W = 0,5 * 447.3815 + 1549.95719 = 1773.64794 \text{ tonf}$$

$$Ta = 0.07 * 12^{0.75} = 0.451$$

$$T = 1.6 * 0.451 = 0.722$$

$$\mu = 1.4 \left[\frac{3+9}{2*3+12} \right] = 0.93333$$

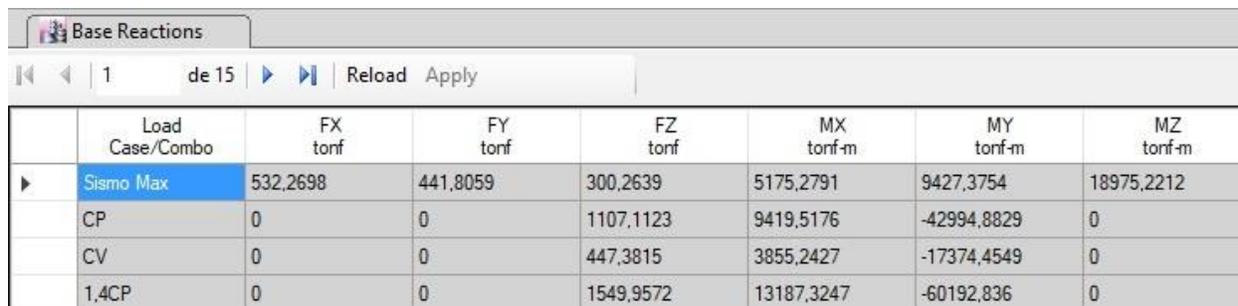
$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0.722}{0.7} - 1 \right] = 0.8015$$

$$Ad = \frac{1.3 * 0.95 * 2.6 * 0.3}{3.5} * \left(\frac{0.7}{0.722} \right)^1 = 0.2668$$

Cortante Mínimo Basal

$$V_{min} = 0.933 * 0.2668 * 1773.64794 = 441.504 \text{ Tonf}$$

Fue necesario corregir el cortante basal y multiplicarlo por el factor de tal manera que cumpla con el mínimo resultando en:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
▶	Sismo Max	532,2698	441,8059	300,2639	5175,2791	9427,3754	18975,2212
	CP	0	0	1107,1123	9419,5176	-42994,8829	0
	CV	0	0	447,3815	3855,2427	-17374,4549	0
	1,4CP	0	0	1549,9572	13187,3247	-60192,836	0

Imagen 8. Corte basal corregido, Módulo 3.

IV.2.5. Propiedades de los materiales.

En el modelado de las columnas del Edificio De Postgrado de la Universidad Católica Andrés Bello se utilizaron los materiales señalados en la tabla siguiente:

CARACTERISTICAS		ACERO		CONCRETO	MUROS DE FACHADA
		ACERO DE REFUERZO	ESTRIBOS		
Peso Específico	kgf/m ³	7849	7849	2500	2500
Módulo de Elasticidad	kgf/m ²	2,1x10 ⁶	2,1x10 ⁶	238751,96	238751,96
Fy	kgf/cm ²	4200	4200	2400	
F'c	kgf/m ²			250	250

Tabla 2. Propiedades de los materiales

IV. 2.6 Coeficiente sísmico

Módulo 1		Módulo 2		Módulo 3	
$\frac{V_o}{W} \geq \frac{\alpha \times A_o}{R}$					
0,196 ≥ 0,098	OK	0,249 ≥ 0,111	OK	0,250 ≥ 0,098	OK

Tabla 3. Coeficiente sísmico

IV.3. Chequeo en las columnas

IV.3.1. Capacidad de la columna.

Uno de los componentes de mayor importancia en las edificaciones son las columnas, éstas deben ser evaluadas rigurosamente, debido a que si una columna de las plantas inferiores falla, la edificación completa estará propensa a fallar. La columna debe tener una capacidad dada por el tamaño de la sección y el área de acero en caso de columnas de concreto o un perfil suficientemente robusto para soportar las combinaciones de cargas axiales y de momentos transmitidas hacia ésta, según las combinaciones de carga establecidas por la norma.

La capacidad de la columna dependerá del tipo de sección, materiales y de la cuantía de acero longitudinal. Sin embargo, cada uno de los componentes mencionados posee un grado de tolerancia en cuanto a carga ya que al existir un déficit en alguno de ellos este puede ser complementado con el otro.

La relación demanda/capacidad debe ser menor que uno (1) para que esté en un rango aceptable, cabe destacar que se evalúan las columnas en su configuración más desfavorable.

IV.3.3. Evaluación de capacidad.

IV.3.3.1. Evaluación por capacidad de las columnas. Módulo 1

En la revisión del modelado de las columnas mediante el programa ETABS se obtuvo como resultado la figura siguiente:

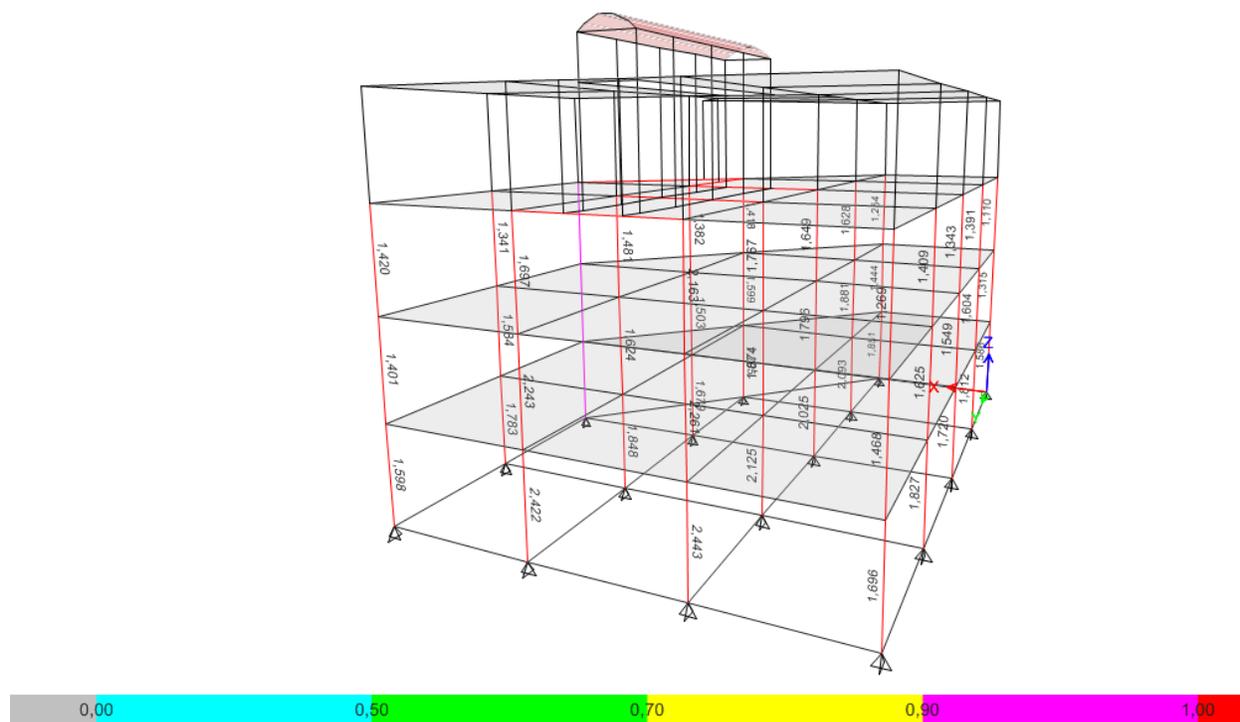


Imagen 9. Capacidad de columnas módulo 1.

Se puede evidenciar en la imagen 9 que las columnas se tornan en color rojo, en los pisos inferiores, lo cual indica que éstas exceden su capacidad ya que se tiene un valor mayor a uno (1).

Se representan las columnas de planta baja en la tabla siguiente:

Story	Section	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio
		kgf	kgf-cm	kgf-cm		
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	143893,99	-3553161,02	-2528598,71	1,2CP+CV+S	1.586
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	237399,83	-2745637,31	3484790,59	1,2CP+CV+S	1.812
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	224087,02	-2626495,34	3299815,8	1,2CP+CV+S	1,72
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	237928,51	-2843513,86	3472567,87	1,2CP+CV+S	1.827
PB	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	46988,56	-3202380,81	2545203,48	1,2CP+CV+S	1.696
PB	C40X40 12Φ5/8" TIPO4 C10	207478,18	-3305491,72	1995684,62	1,2CP+CV+S	2.443
PB	C40X40 12Φ5/8" TIPO4 C10	208678,18	-3294743,38	1944843,18	1,2CP+CV+S	2.422
PB	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	48292,34	3186805,32	2280753,13	1,2CP+CV+S	1.598
PB	C TIPO6 ALERTA	16707,13	4776554,7	-2619694,78	0,8CP+S	1.851
PB	C40X40 12Φ7/8" TIPO4 C10	295863,7	2879458,65	-2570823,12	1,2CP+CV+S	2.093
PB	C40X40 12Φ7/8" TIPO4 C10	341301,49	-2632896,24	2421695,12	1,2CP+CV+S	2.025
PB	C40X40 12Φ7/8" TIPO4 C10	324135,08	-2882819,74	2552994,32	1,2CP+CV+S	2.125
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	145020,99	3720000,23	-2848740,34	1,2CP+CV+S	1.705
PB	C40X40 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO4 ALERTA	260890,07	2677052,98	-2409696,22	1,2CP+CV+S	1.679
PB	C40X40 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO4 ALERTA	323833,43	-2866678,35	-2483249,65	1,2CP+CV+S	1.848
PB	C TIPO5 ALERTA	17479,24	-3647752,06	-3434332,78	0,8CP+S	1,18%
PB	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	238200,55	2806249,59	-3351442,59	1,2CP+CV+S	1.783

Tabla 4. Capacidad de columnas módulo 1.

La columna más desfavorable en planta baja es (C 40X40 12@5/8), la cual excede su capacidad 2,443 veces y se encuentra ubicada en el eje estructural B-1.

Se evidencia el momento, carga axial y la combinación de carga (según sea el caso) que genera que se exceda por capacidad según los diagramas de interacción de la columna más desfavorable que se presentan seguidamente:

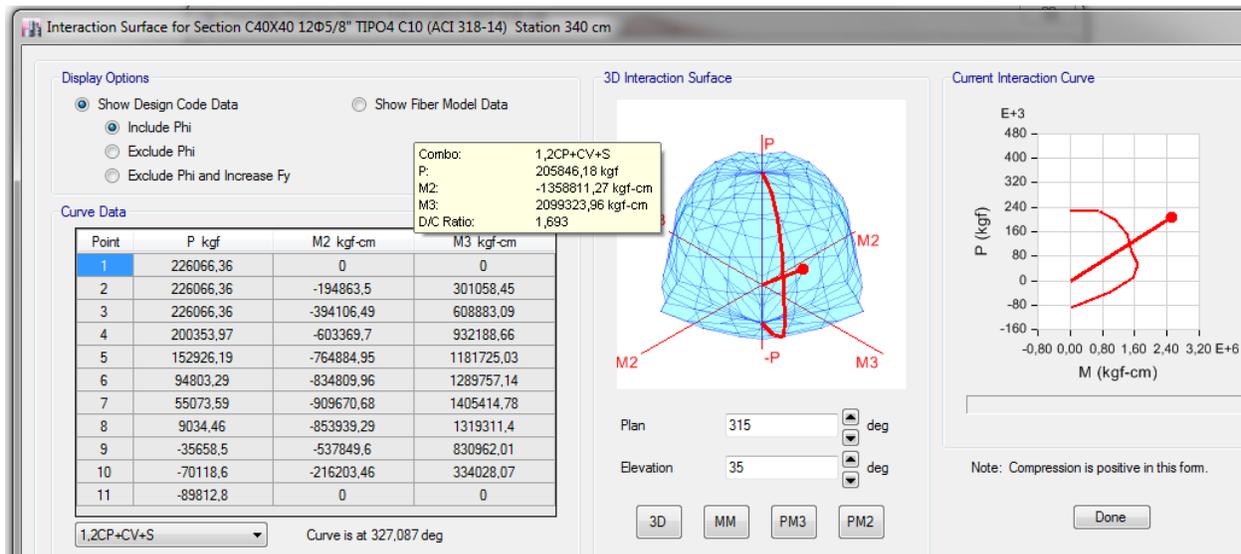


Imagen 10. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 1), combinación (1.2 CP+CV+S).

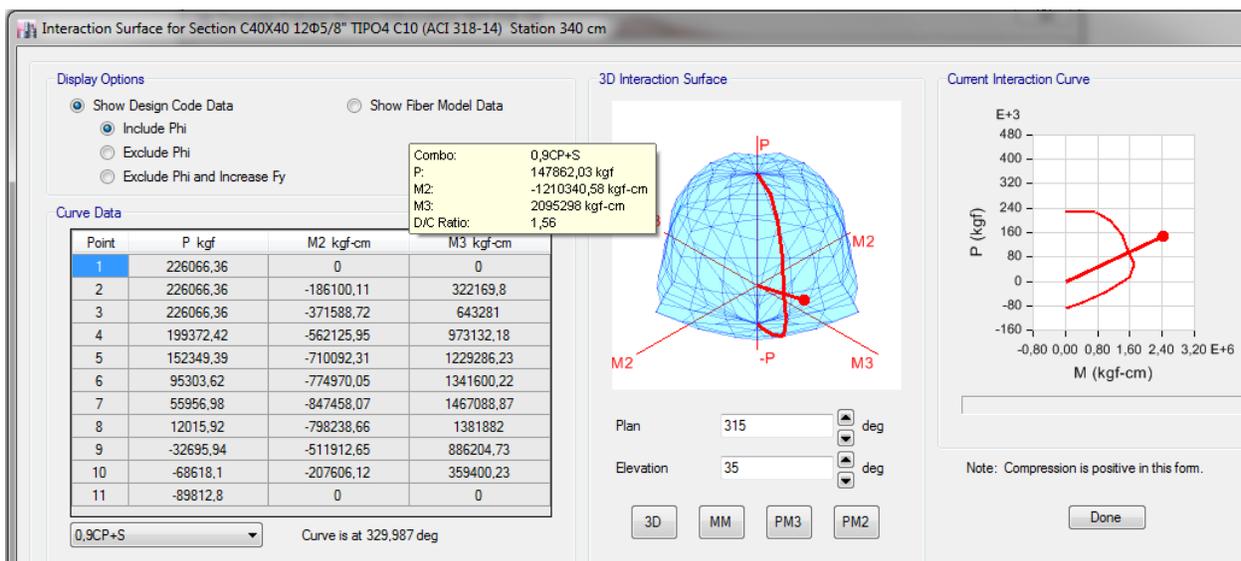


Imagen 11. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 1), combinación (0.9CP+S).

Story	Section	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio
		kgf	kgf-m	kgf-m		
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	15689,85	-18263,8	21146,62	1,2CP+CV±S	1.147
N1	C50X50 12Φ1" TIPO2 C10	34069,43	24277,58	33492,66	1,2CP+CV±S	0,953
N1	C50X50 12Φ7/8" TIPO2 C10	36939,35	-23638	34071,72	1,2CP+CV±S	1.091
N1	C40X50 4Φ7/8"+8Φ3/4" TIPO1	57816,25	-23220,1	27122,7	1,2CP+CV±S	1.231
N1	C40X50 4Φ7/8"+8Φ3/4" TIPO1	64907,08	-24280,7	27547,91	1,2CP+CV±S	1.262
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	27723,77	18110,05	23052,39	1,2CP+CV±S	1.194
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	33445,04	-18161,8	-29031,3	1,2CP+CV±S	1.386
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	68570,31	22023,83	-31461,3	1,2CP+CV±S	1.537
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	71769,95	-20478,8	-31857,1	1,2CP+CV±S	1,51
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	81872,1	20615,57	-33075,5	1,2CP+CV±S	1.547
N1	C40X50 12Φ7/8" TIPO1 C10	77598,6	-21939,5	-33129,1	1,2CP+CV±S	1,37
N1	C40X50 4Φ7/8"+8Φ3/4" TIPO1	32998,45	18336,49	-29980,5	1,2CP+CV±S	1,22
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	32203,75	-17805	26470,46	1,2CP+CV±S	1.295
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	66341	21915,36	27276,43	1,2CP+CV±S	1.034
N1	C40X50 12Φ5/8" TIPO1 C10	23603,71	20038,57	21688,4	0,9CP±S	1.536
N1	C40X50 12Φ5/8" TIPO1 C10	23767,29	20154,83	22299,2	0,9CP±S	1.574
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	73850,9	-21236,5	30842,42	1,2CP+CV±S	1.109
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	62585,67	18068,7	29482,91	1,2CP+CV±S	1.021
N1	C40X50 12Φ5/8" TIPO1 C10	17610,85	-14349,7	-23655,7	1,2CP+CV±S	1.583
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	66650,95	18143,94	-27761,5	1,2CP+CV±S	0,982
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	16894,83	16626,6	-23471,5	1,2CP+CV±S	1.204

Tabla 5. Capacidad de las columnas, planta baja módulo 2.

La columna más desfavorable en planta baja es (C 40X50 12@5/8), la cual excede su capacidad 1,583 veces.

Se evidencia el momento, carga axial y la combinación de carga (según sea el caso) que genera que se exceda por capacidad, según los diagramas de interacción de la columna más desfavorable que se presentan seguidamente:

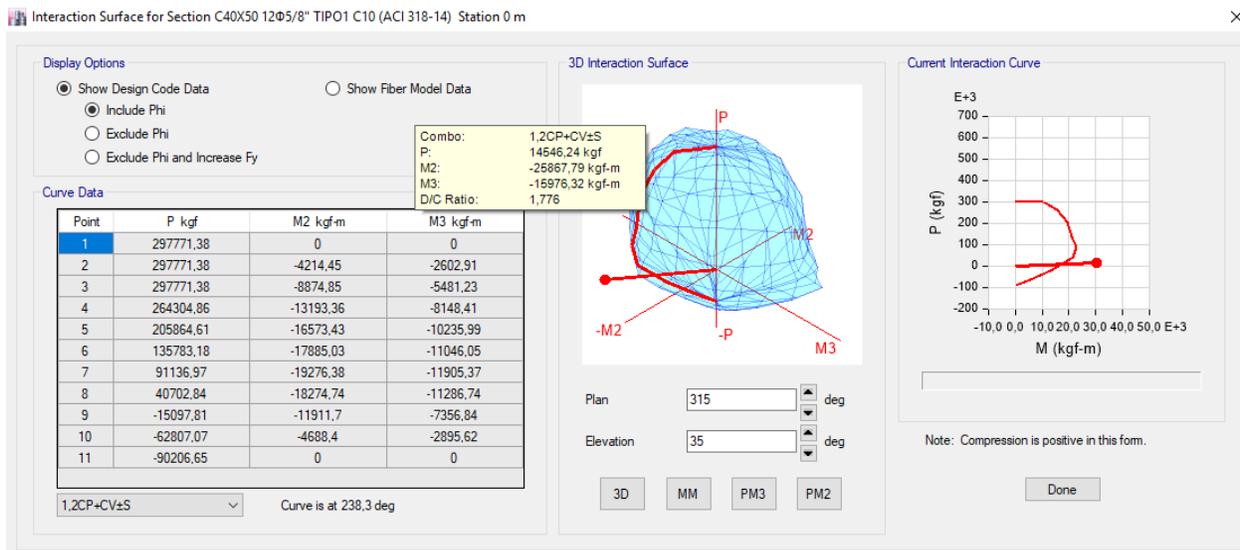


Imagen 13. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (1.2 CP+CV+S).

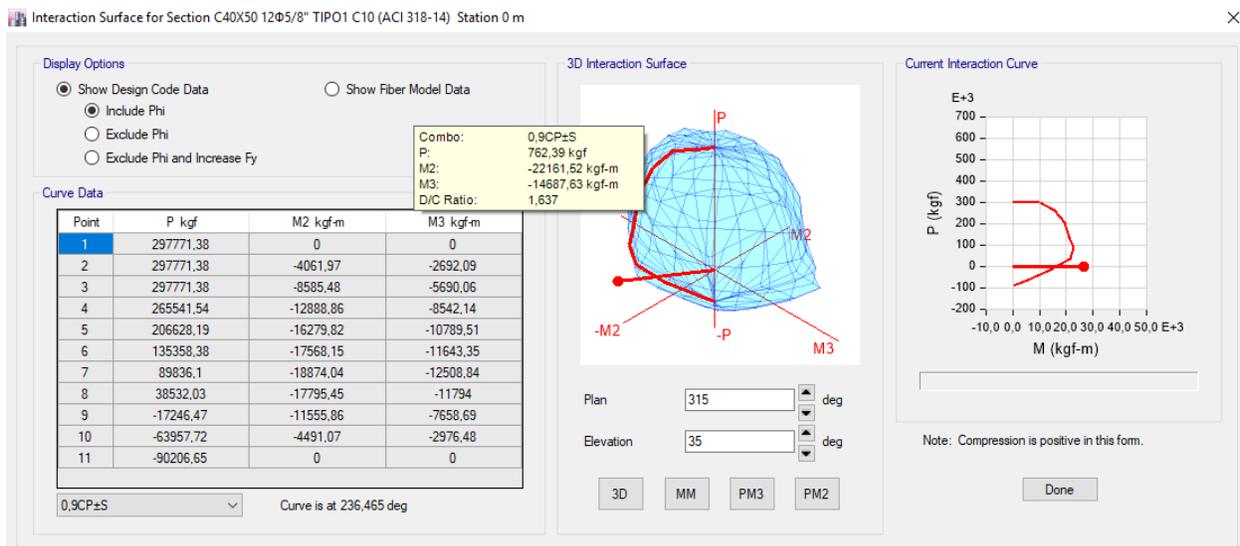


Imagen 14. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (0.9CP+S).

Todas las columnas del módulo 2 fallan en la sección interna del edificio y las esquinas en primera instancia, porque el PMM ratio es superior a (1) lo que significa que necesita más

cantidad de acero, sin embargo, al examinar el diagrama de interacción se observa que el tamaño de la sección si cumple, por lo cual se debe aumentar la cuantía de acero.

IV.3.3.3. Evaluación por capacidad de las columnas. Módulo 3.

La revisión de las columnas en el modelado mediante la aplicación del programa ETABS generó como resultado la figura siguiente:

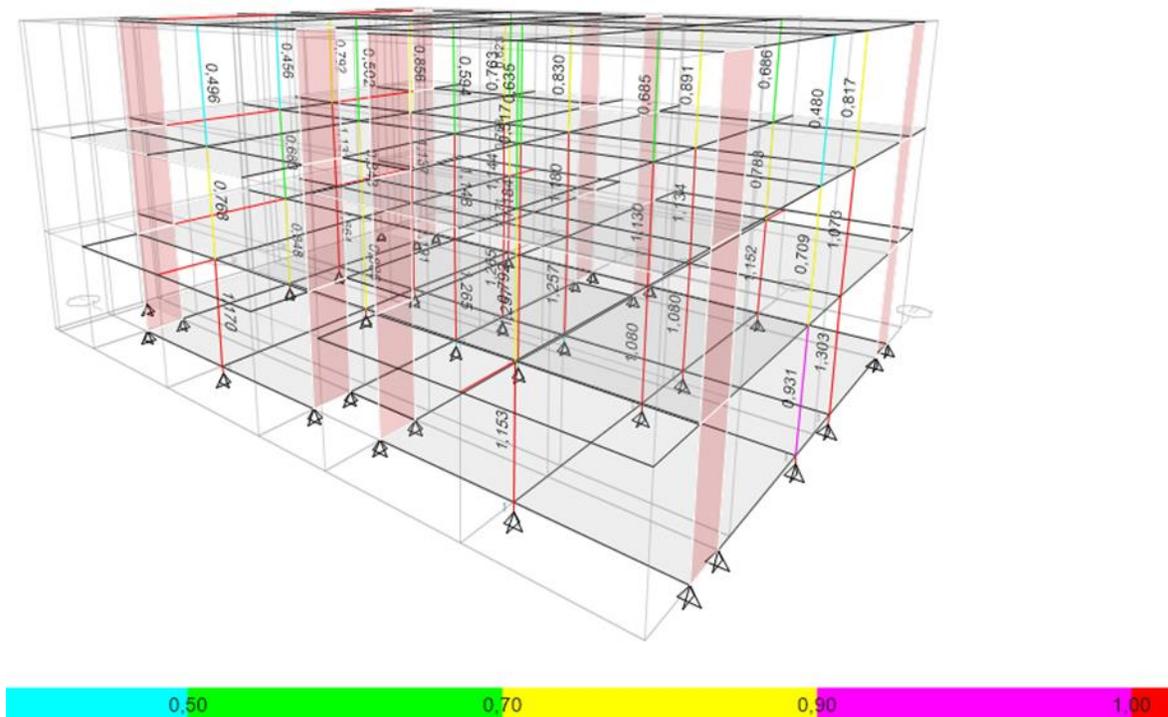


Imagen 15. Análisis de columna, Módulo 3.

Se puede evidenciar en la imagen anterior que las columnas se tornan de color rojo, en los pisos inferiores, lo cual indica que éstas exceden su capacidad ya que se tiene un valor mayor a uno (1).

Se representan las columnas N1 en la tabla siguiente:

Story	Section	P kgf	M Major kgf-m	M Minor kgf-m	PMM Combo	PMM Ratio
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	72646,26	-35478,87	9951,85	1,2CP+CV±S	1.171
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	73874,83	-34201,15	10534,42	1,2CP+CV±S	1.152
N1	C40X50 12Φ5/8" TIPO1 C10	11537,9	33453,29	-5156,93	0,9CP±S	1.664
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	35458,58	-36218,68	-6062,65	0,9CP±S	1.191
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	8505,36	-34634,54	-4543,42	0,9CP±S	1.265
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	6704,31	-34129,07	-4618,36	0,9CP±S	1.257
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	77444,03	-32990,49	-9065,96	1,2CP+CV±S	1,08
N1	C40X50 12Φ5/8" TIPO1 C10	-6869,27	-22997,38	-4966,34	0,9CP±S	1.303
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	-4651,15	-22992,85	5288,13	0,9CP±S	0,931
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	106076,72	34533,77	6029,03	1,2CP+CV±S	0,848
N1	C40X50 4Φ1"+8Φ7/8" TIPO1	78748,6	-36794,32	8747,24	1,2CP+CV±S	0,886
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	8642,64	-34667,92	4535,68	0,9CP±S	1.265
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	6857,67	-34160,37	4607,13	0,9CP±S	1.257
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	74667,37	-32977,66	9038,77	1,2CP+CV±S	1,08
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	72646,24	-35453,36	-9946,28	1,2CP+CV±S	1,17
N1	C40X50 12Φ3/4" TIPO1 C10	71601,35	-34172,57	-10537,46	1,2CP+CV±S	1.153

Tabla 6. Columnas N1.

La columna más desfavorable en planta baja es (C 40X50 12@5/8), la cual excede su capacidad 1,303 veces y se encuentra ubicada en el eje estructural C-44.

Se evidencia el momento, carga axial y la combinación de carga (según sea el caso) que genera que se exceda por capacidad, según los diagramas de interacción de la columna más desfavorable que se presentan seguidamente:

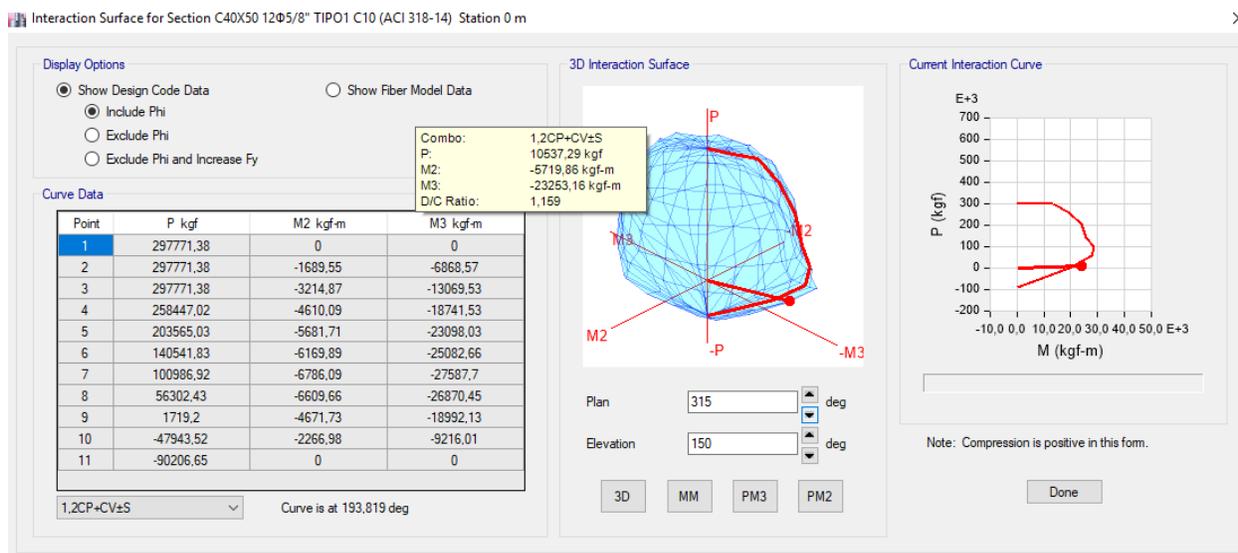


Imagen 16. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 3), combinación (1.2 CP+CV+S).

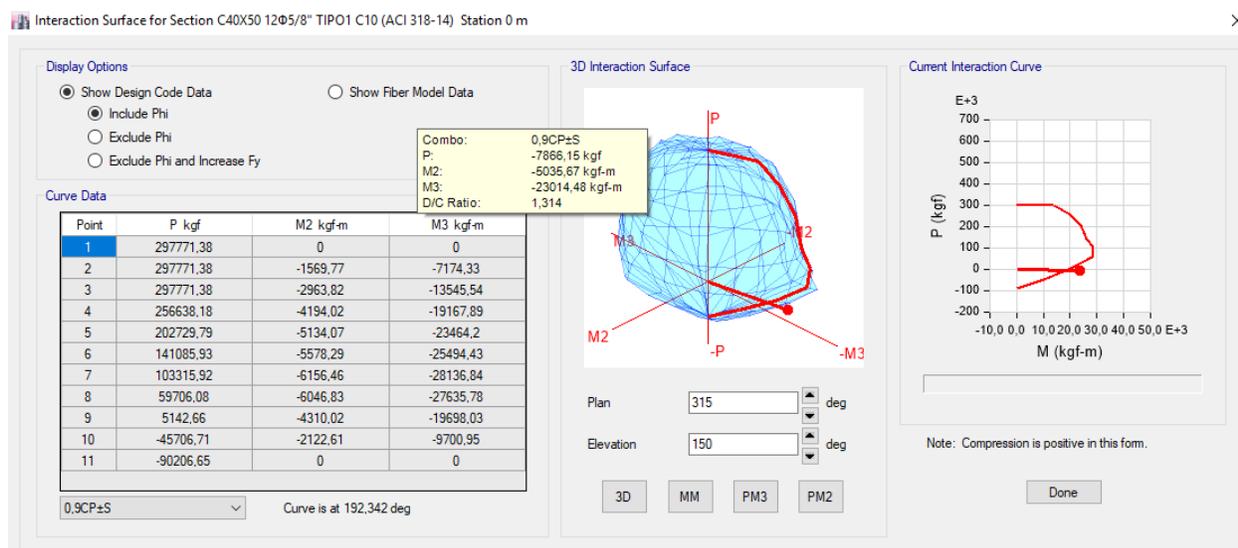


Imagen 17. Diagrama de interacción columna más desfavorable (Módulo 2), combinación (0.9CP+S).

Todas las columnas del módulo 3 fallan en primera instancia, porque el PMM ratio es superior a (1) lo que significa que necesita más cantidad de acero, sin embargo al examinar el diagrama de

interacción se observa que el tamaño de la sección si cumple, por lo cual se debe aumentar la cuantía de acero.

IV.3.4. Control de los desplazamientos

Según el apartado 10.2 de la norma COVENIN 1956-01, se debe realizar la revisión por desplazamientos normalizados conocido como deriva de cada edificio.

Se refiere a los valores máximos de derivas normalizadas apoyados en la fórmula:

$$\Delta i = 0,8 * R * \Delta e i$$

Donde los valores limites serán:

TIPO Y DISPOSICIÓN DE LOS ELEMENTOS NO	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
ESTRUCTURALES			
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 7. Valores límites para el control de desplazamiento.

Al ser una estructura del grupo A, estos son susceptibles de sufrir daños por deformaciones, entonces el valor máximo es 0.012. La revisión se debe realizar en las direcciones X y Y, donde el eje de las abscisas corresponde a la deriva normalizada y el eje de las ordenadas a los niveles de la estructura. Dichos valores normalizados son adimensionales.

Los valores obtenidos por el programa ETABS se muestran a continuación:

IV.2.3.4.1. Control de desplazamiento Módulo 1

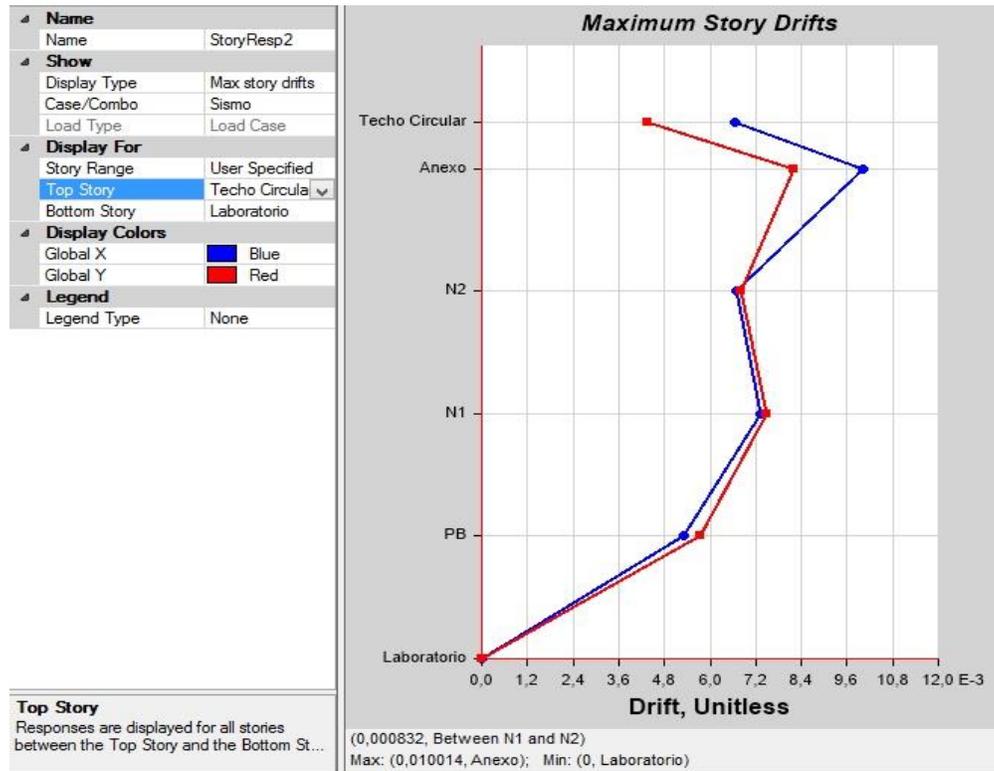


Imagen 18. Desplazamientos. Módulo 1.

El valor máximo corresponde a 0.010014 en el sentido X, lo que significa un valor de $\Delta i=0.032$ por lo que cumple con la norma y su respectivo valor máximo de 0.012. Se observa como el valor máximo se ubica en el techo, N3.

IV.2.3.4.2. Control de desplazamiento. Módulo 2

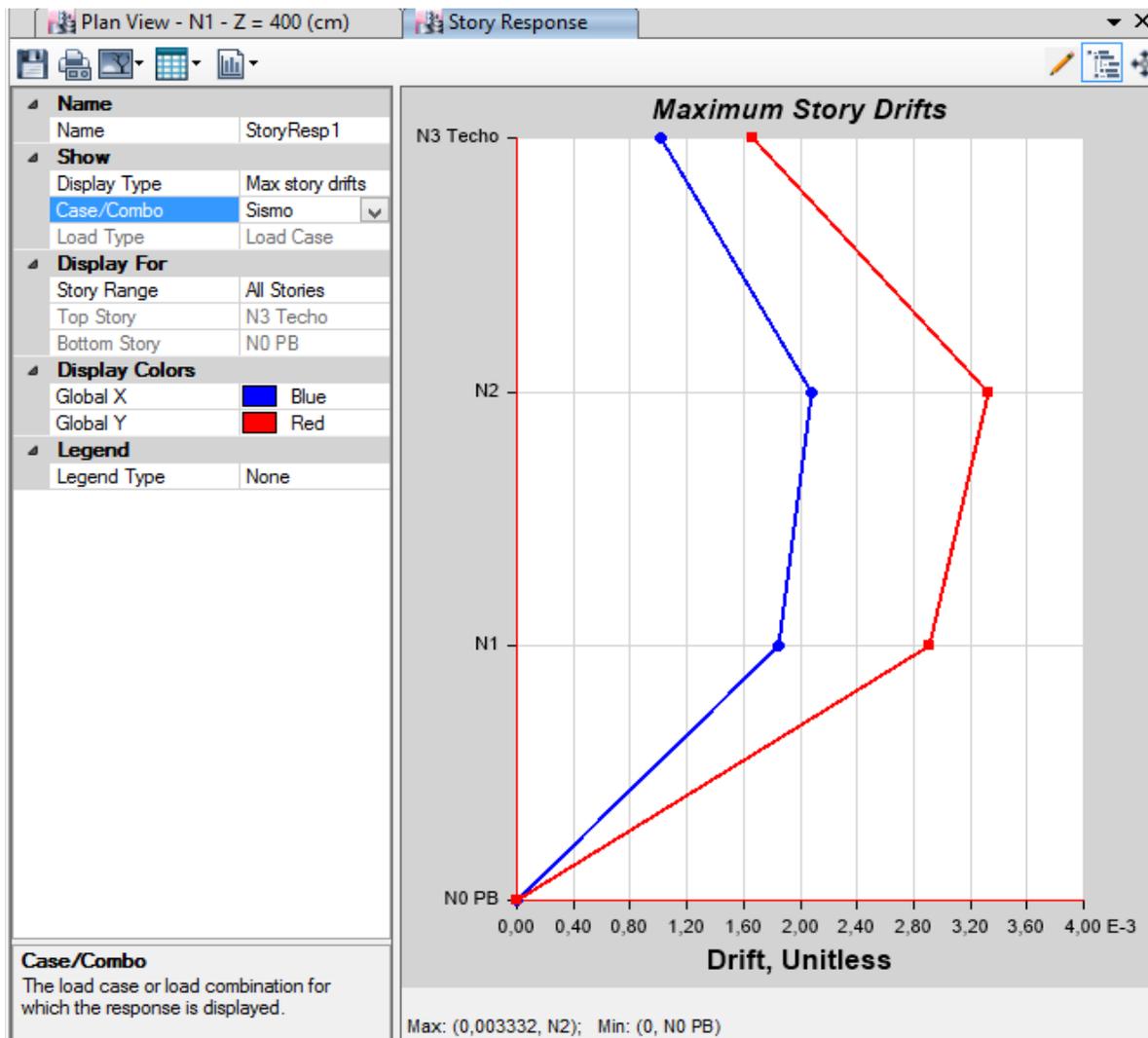


Imagen 19. Control de desplazamientos. Módulo 2.

El valor máximo corresponde a 0.003332 en el sentido Y, lo que significa un valor de $\Delta i = 0.010$ por lo que cumple con la norma y su respectivo valor máximo de 0.012. Se observa como el valor máximo se ubica en el 2do nivel, N2.

IV.2.3.4.1. Control de desplazamiento. Módulo 3

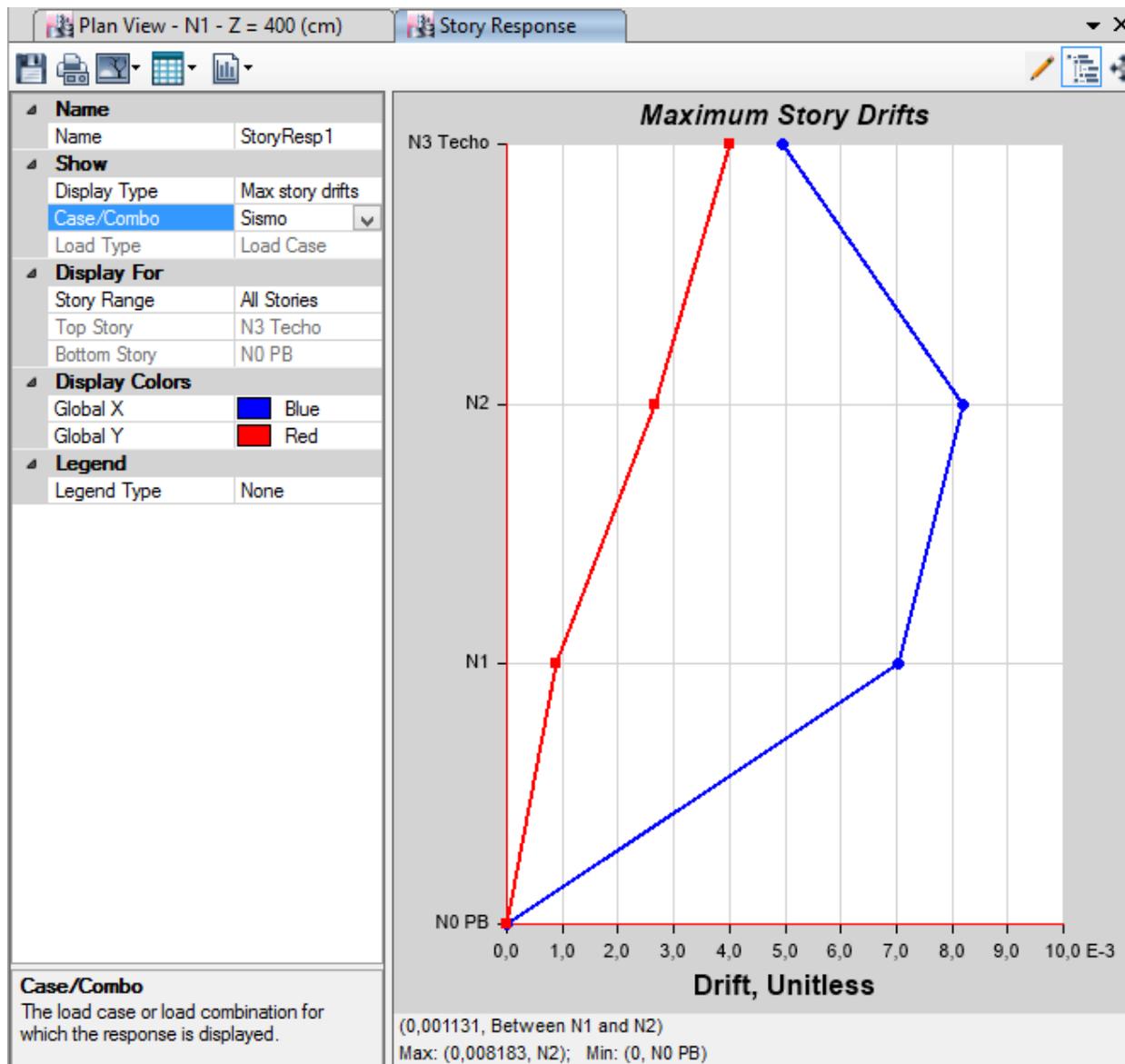


Imagen 20. Control de desplazamiento. Módulo 3.

El valor máximo corresponde a 0.008183 en el sentido X, lo que significa un valor de $\Delta i = 0.02618$ por lo que cumple con la norma y su respectivo valor máximo de 0.012. Se observa como el valor máximo se ubica en el 2do nivel, N2.

IV.4 Chequeo de acero en muros

Los muros diseñados se ubican en el edificio de Módulo 3, dichos muros fueron diseñados para trabajar como columnas, pero como la relación B/H es inferior a 0,4 como lo estipula 18.4.2 de la norma COVENIN 1753-06, se debe estudiar la configuración como un muro. El lado más largo está en el sentido X para cada muro. Se usa un espectro reducido.

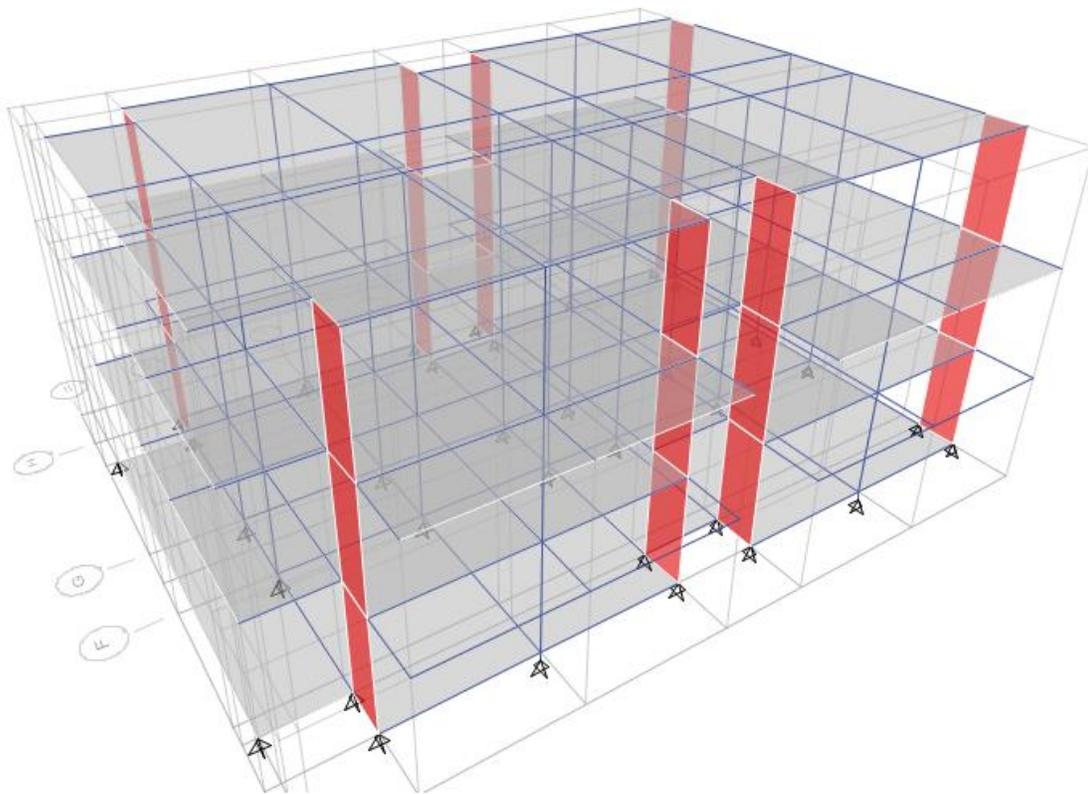


Imagen 21. Muros. Módulo 3.

Se debe considerar que existen 2 tipos de muros: uno con una configuración de $8 \text{ } \varnothing 7/8'' + 12 \text{ } \varnothing 3/4''$ y otro con una configuración de $8 \text{ } \varnothing 1'' + 12 \text{ } \varnothing 7/8''$. La primera configuración en los extremos del edificio y la segunda **en el interno** del módulo y ambos presentan una simetría vertical, es decir que se repite a lo largo de los niveles.

Configuración # 1:
ACI 318-14 Pier Design
Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
N3 Techo	Pier (8 7/8+12 3/4)	3957,5	850	620	40	0,521

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
238751,96	250	1	4200	4200

Design Code Parameters

Φ_T	Φ_C	Φ_v	Φ_v (Seismic)	IP_{MAX}	IP_{MIN}	P_{MAX}
0,9	0,65	0,75	0,6	0,04	0,0025	0,8

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ cm	Left Y ₁ cm	Right X ₂ cm	Right Y ₂ cm	Length cm	Thickness cm
Top	Leg 1	3807,5	0	3807,5	155	155	40
Bottom	Leg 1	3807,5	0	3807,5	155	155	40

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
Top	0,54	DW _{al4}	24428,32	- 1077589,83	- 13298957,6 6
Bottom	9,032	DW _{al4}	168948,5	-	-212320655

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
			1	9117005,41	

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	0,1	DWal3	628,55	6325530,55	18766	21043,68	60103,68
Bottom	Leg 1	0,1059	DWal3	56029,2 9	- 34895706,6 7	58565,3 1	17197,68	58565,31

Configuración # 2:
ACI 318-14 Pier Design
Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
N3 Techo	Pier (8 1 ^o +12 7/8)	3957,5	850	620	40	0,526

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{ys} (kgf/cm ²)
238751,96	250	1	4200	4200

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P_u kgf	M_{u2} kgf-cm	M_{u3} kgf-cm
Top	18,102	DWAl3	- 34074,31	108544070,2 3	- 10722818,7 7
Bottom	69	DWAl3	54655,68	406728353,7 6	-201167041

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-cm	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
---------------------	----	------------------------------	-------------	--------------	-----------------	--------------	-------------------	-------------------

Station Location	ID	Rebar cm ² /cm	Shear Combo	P _u kgf	M _u kgf-cm	V _u kgf	ΦV _c kgf	ΦV _n kgf
Top	Leg 1	0,1	DWAl3	-31419	8269018,29	25659,37	19315,55	58375,55
Bottom	Leg 1	0,1504	DWAl3	-53932,89	41900925,85	72130	13367,37	72130

Tabla 8. Diseño de muro realizado por el programa ETABS.

En el análisis de las tablas anteriores se observa que ambos muros no son capaces de soportar el flexo-compresión generado por el sismo, ya que en las tablas indicadas por el programa ETABS muestra la alerta que el muro falla por la interacción P-M-M (Pier fails in flexure or P-M-M interaction). Al observar el análisis por corte indica que el acero colocado es superior al acero mínimo.

Además de conocer la capacidad de los muros es necesario saber su comportamiento como columnas y sus capacidades, lo cual se refleja en los diagramas de interacción aportados por el programa ETABS que se presentan a continuación:

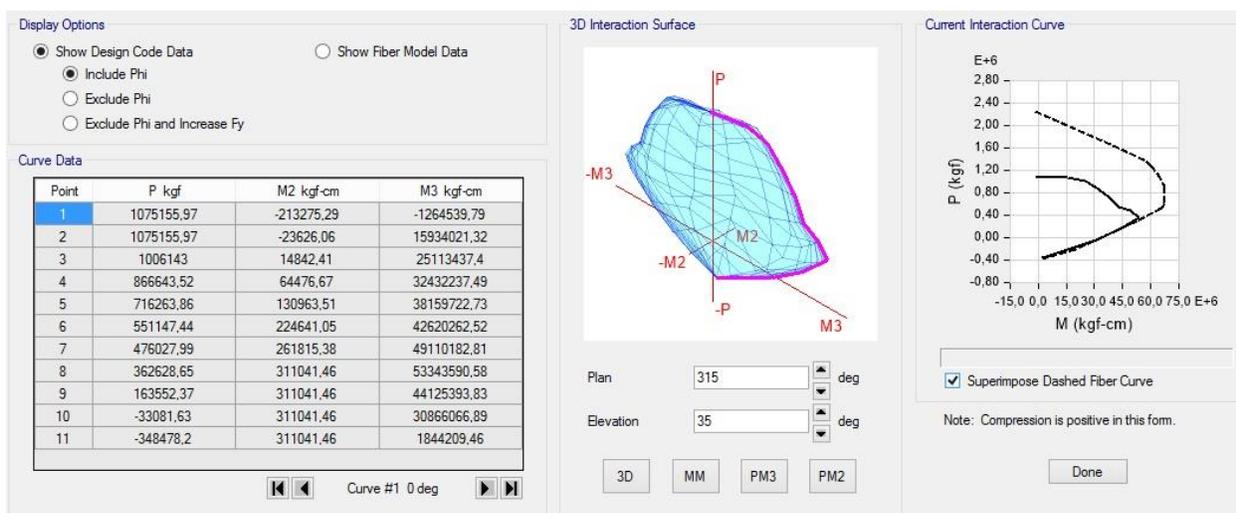


Imagen 22. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección superior.

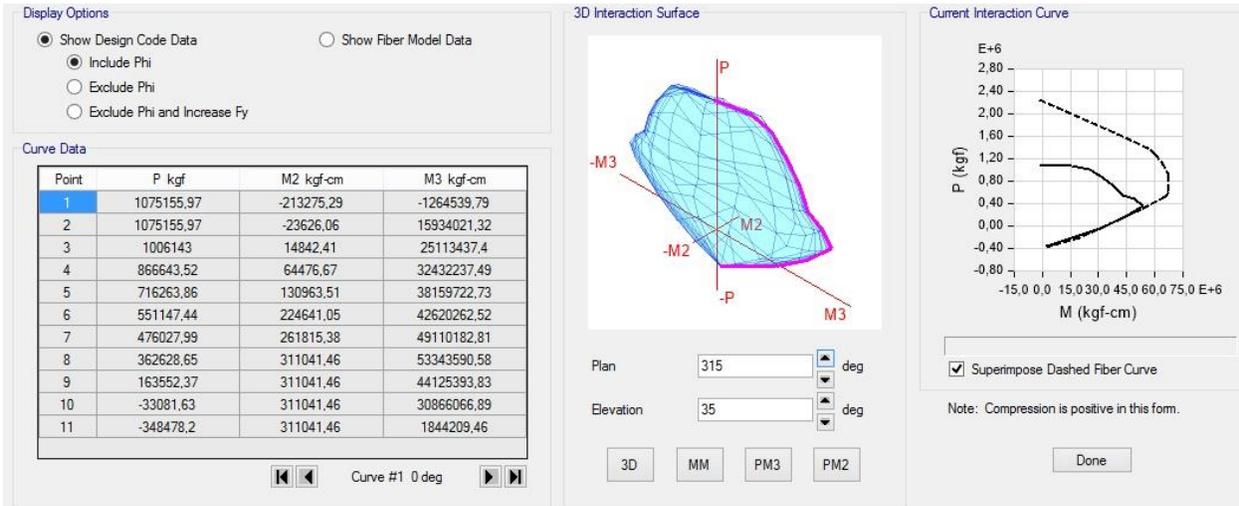


Imagen 23. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección inferior.

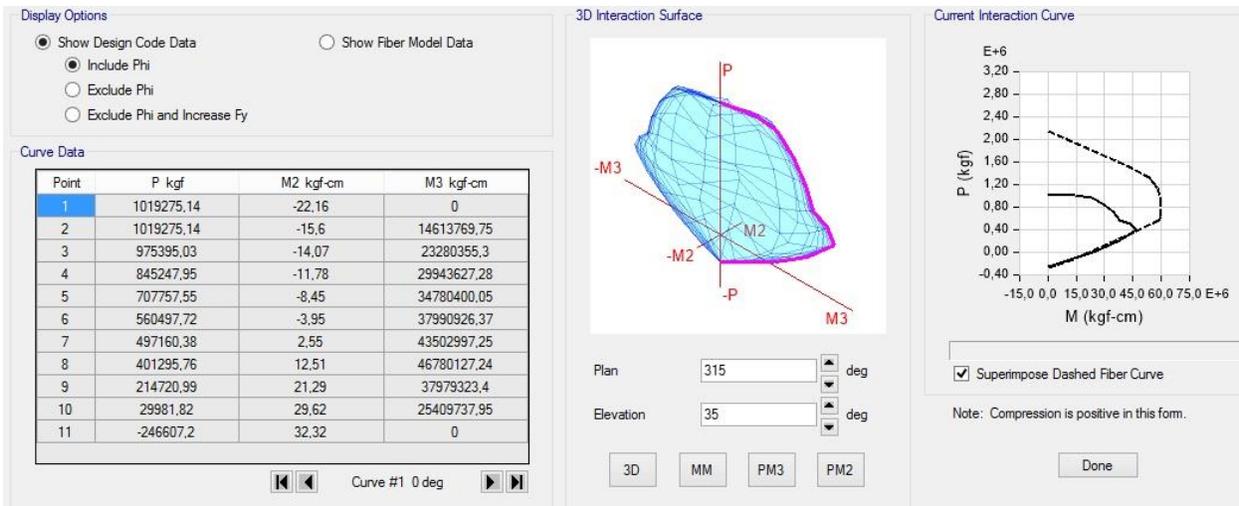


Imagen 24. Diagrama de interacción, muro en el tramo interno, sección superior.

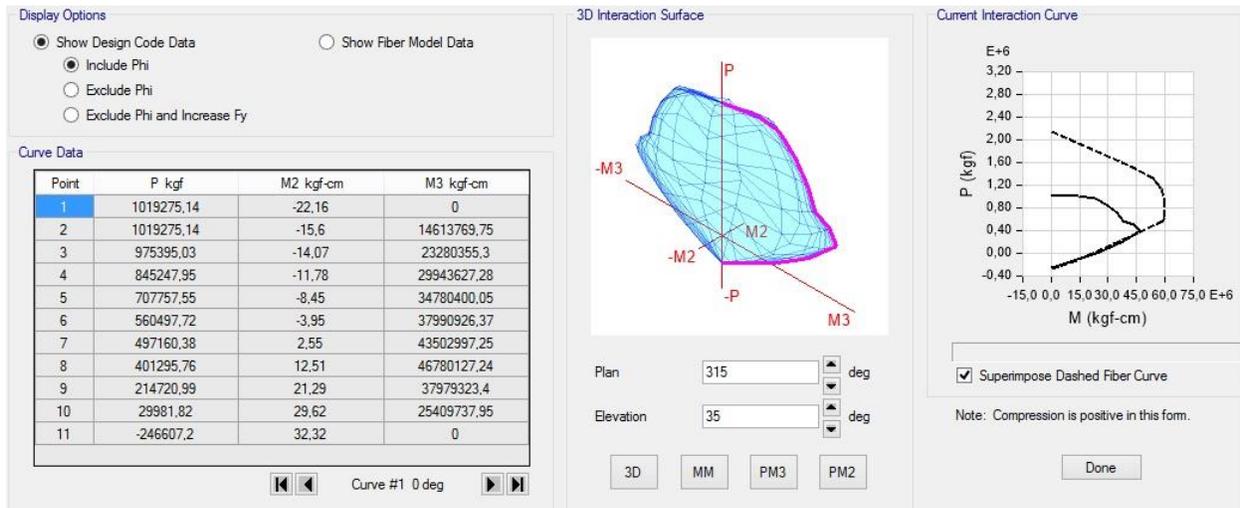


Imagen 25. Diagrama de interacción, muro en el borde, sección inferior.

Las cargas exigidas, de las combinaciones de cargas, se ubican dentro del diagrama de interacción de los muros y en el tramo a tracción las exigencias de las combinaciones coinciden con la capacidad del muro.

IV. 5. Chequeo de Escaleras

Las escaleras son parte fundamental de la estructura ya que durante un sismo constituyen la ruta de emergencia y la zona más transitada. Sin embargo, es necesario conocer su comportamiento independiente de la edificación porque no están conectadas a los edificios, es decir, tienen una condición propia.

En el Edificio De Postgrado se encuentran 3 tipos de escaleras, ubicadas entre módulo 2 y módulo 3. El primer tipo, que es el Tipo I, consiste en una escalera central compuesta por dos (2) muros centrales y un (1) muro donde están soportados los descansos, se le añade la condición que esta escalera tiene acceso al techo. La escalera Tipo II consiste en una escalera con un muro central y los descansos se apoyan en una viga de sección variable y está ubicada en la parte exterior de módulo 2. Por último la escalera Tipo III que consiste en un muro central y los descansos apoyados en unas vigas de sección variable, ubicada en el exterior de módulo 3.

Serán sometidas a las mismas condiciones del edificio y se muestran a continuación:

IV.5.1. Chequeo de Escaleras, Tipo I

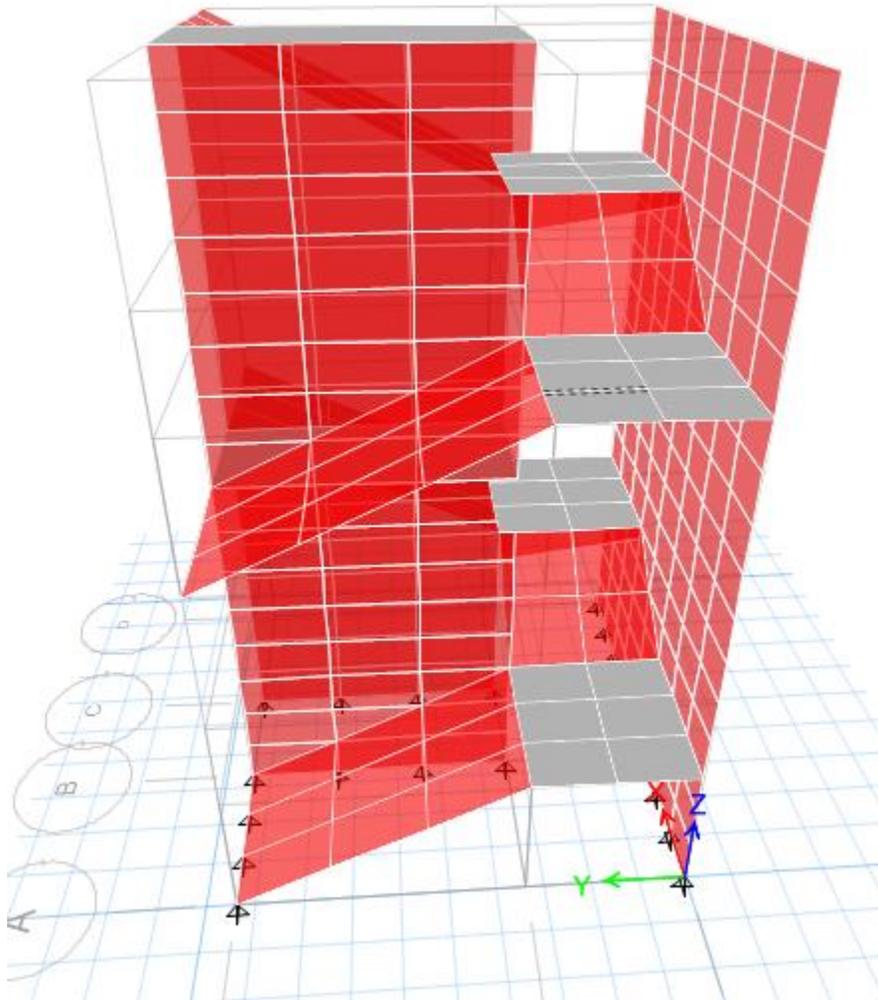


Imagen 26. Modelado de la escalera tipo I.

Se debe verificar la deriva mostrada por el programa ETABS y la revisión de los muros que forman parte de las escaleras.

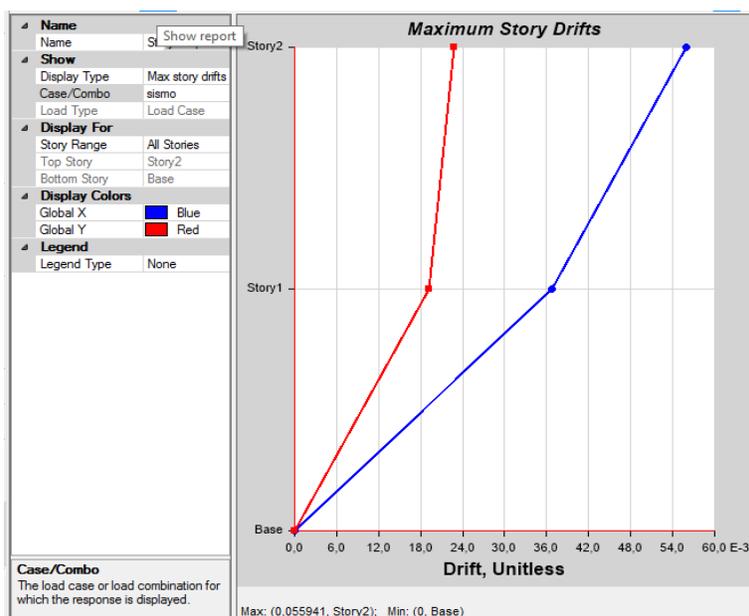


Imagen 27. Grafica deriva máxima de escalera tipo I.

Se muestra que la escalera no cumple con las derivas máximas permitidas en ambos sentidos, en la dirección X se muestra el desplazamiento mayor con un valor de 0.055941, $\Delta i=0.179$, ya que resulta un valor por encima del desplazamiento máximo permitido de 0.012 y en la dirección Y, tampoco cumple con un valor de 0.02277, $\Delta i=0.018216$.

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P2	1,675	3,2	3	0,2	1

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{ys} (kgf/m ²)
2387519633	2812278,5	1	42184177,5 7	42184177,57

Design Code Parameters

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexura 1 Combo	P_u kgf	M_{u2} kgf-m	M_{u3} kgf-m	Pier A_g m ²
Top	0,054148	0,0902	0,0055	DWAl4	758839,9 6	115617,5 6	- 597217,41	0,6
Bottom	0,052434	0,0874	0,0055	DWAl3	510141,5 9	18895,09	- 2615488,4 1	0,6

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	OS	DWAl3	-	221405,9	615065,2	0	615065,29

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u kgf	M _u kgf-m	V _u kgf	ΦV _c kgf	ΦV _n kgf
				1002638,3 2	1	9		
Bottom	Leg 1	OS	DWAl3	-962394,85	2080399, 8	972568,7 5	0	972568,75

Number of legs where shear force exceeds max allowed (top, bottom) = 1, 1

Tabla 9. Diseño del muro 1.

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P1	2,875	3,2	3	0,2	1

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{ys} (kgf/m ²)
2387519633	2812278,5	1	42184177,5 7	42184177,57

Design Code Parameters

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexura l Combo	P_u kgf	M_{u2} kgf-m	M_{u3} kgf-m	Pier A_g m ²
Top	0,069337	0,1156	0,0055	DWal2	4735385,54	- 95855,0 7	- 2243633,2 2	0,6
Bottom	0,067763	0,1129	0,0055	DWal3	3949142,35	0	2577387,3 4	0,6

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
------------------	----	-------------------------	-------------	-----------	-------------	-----------	----------------	----------------

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u kgf	M _u kgf-m	V _u kgf	ΦV _c kgf	ΦV _n kgf
Top	Leg 1	OS	DWal4	- 995187,99	812655,31	695787,5 8	0	695787,58
Bottom	Leg 1	OS	DWal3	1743264,8 9	2577387,3 4	817148,8 7	48023,31	817148,87

Number of legs where shear force exceeds max allowed (top, bottom) = 1, 1

Tabla 10. Diseño del muro 2.

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
Story1	P3	2,275	0	4,55	0,15	1

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{ys} (kgf/m ²)
2387519633	2812278,5	1	42184177,5 7	42184177,57

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexura l Combo	P_u kgf	M_{u2} kgf-m	M_{u3} kgf-m	Pier A_g m ²
Top	0,062606	0,0917	0,0071	DWal3	776737,7 8	- 29682,3 7	2078728, 51	0,6825
Bottom	0,062256	0,0912	0,0071	DWal3	1105090, 16	6,296E- 04	4264502, 87	0,6825

Design Inadequacy Message: Pier fails in flexure or P-M-M interaction !!

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	OS	DWal3	104267,8	2078728,5	611389,0	54626,51	611389,09

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P _u kgf	M _u kgf-m	V _u kgf	ΦV _c kgf	ΦV _n kgf
				6	1	9		
Bottom	Leg 1	OS	DWAl3	154961,9 5	4264502,8 7	455278,8 9	37459,07	455278,89

Number of legs where shear force exceeds max allowed (top, bottom) = 1, 1

Tabla 11. Diseño de muro 3.

A partir de los valores obtenidos por la aplicación del programa ETABS surgen 2 alertas significativas: la primera que ninguno de los 3 muros cumple por flexo-compresión y la segunda que los muros no resisten el esfuerzo cortante. La razón por la que no resiste por corte es por el diseño ya que los muros poseen acero inferior al mínimo que ocasiona un sobre esfuerzo.

IV.5.2. Chequeo de Escaleras, Tipo II.

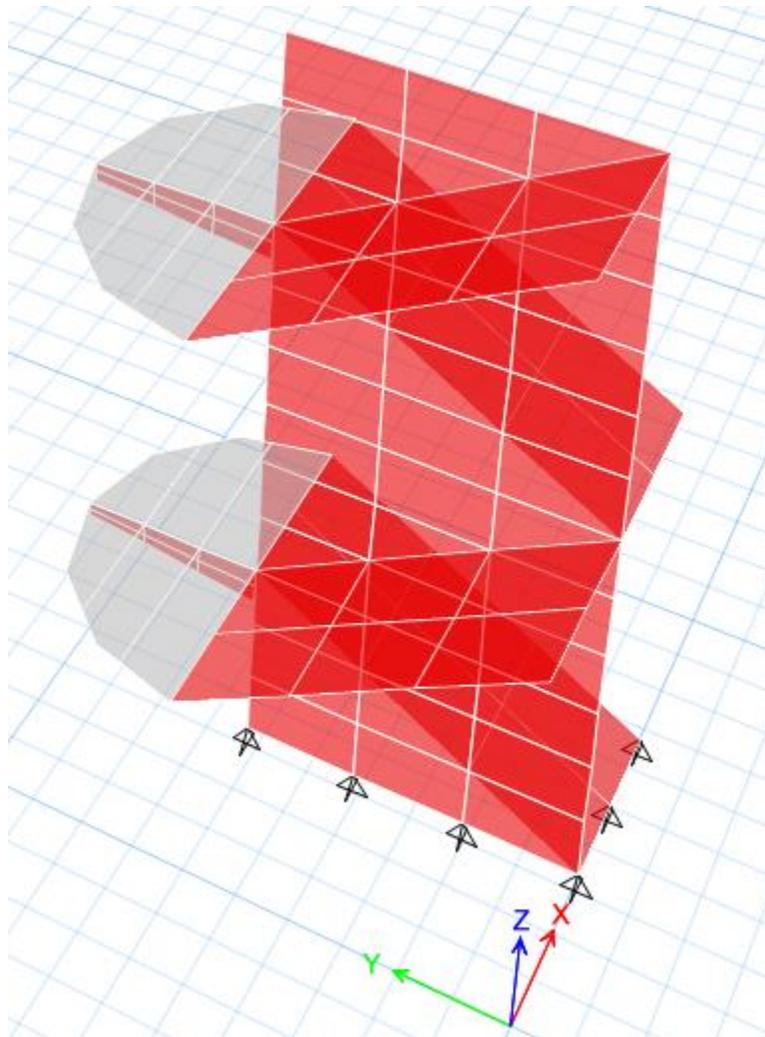


Imagen 28. Modelado de la escalera tipo II.

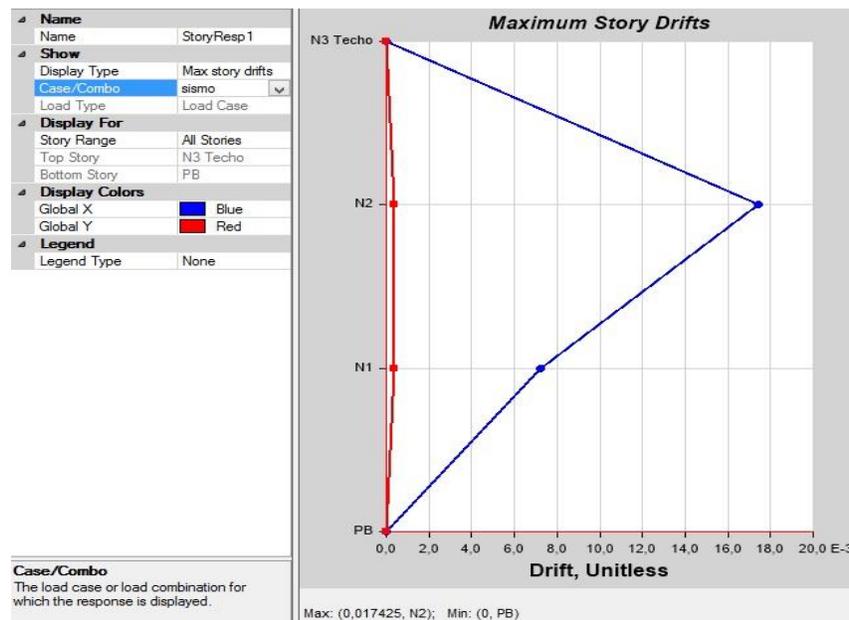


Imagen 29. Grafica deriva máxima de escalera tipo II.

Se muestra que la escalera no cumple con las derivas máximas permitidas, el desplazamiento mayor es de 0.017425, $\Delta i=0.05576$, que resulta un valor por encima del desplazamiento máximo permitido de 0.012.

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
N1	P1	1,75	1,65	3,3	0,3	1

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{ys} (kgf/m ²)
2387519633	2500000	1	42184177,5 7	42184177,57

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexura l Combo	P_u kgf	M_{u2} kgf-m	M_{u3} kgf-m	Pier A_g m ²
Top	0,012023	0,0121	0,0036	DWAl3	-4392,62	48790,7 8	50703,68	0,99
Bottom	0,00509	0,0051	0,0036	DWAl3	- 69307,5 4	3626,68	- 171297,9 8	0,99

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	0,00075	DWAl2	5190,8	55310,4	19068,46	82959,27	145602,77
Bottom	Leg 1	0,00075	DWAl2	-	182586,4	114036,8	74469,18	137112,68

Station	ID	Rebar	Shear	P_u	M_u	V_u	ΦV_c	ΦV_n
Location		m²/m	Combo	kgf	kgf-m	kgf	kgf	kgf
				51409,79	7	7		

Tabla 12. Diseño Muro de la Escalera. Tipo II.

A diferencia de los otros muros este fue diseñado con más acero de refuerzo debido a las medidas que presenta, el lado más largo es reducido y el lado más corto tiene un espesor mayor, el espesor en esta configuración es 10 cm mayor, comparado con el tipo I aun con la misma disposición de acero en él.

IV.5.3. Chequeo de Escaleras, Tipo III

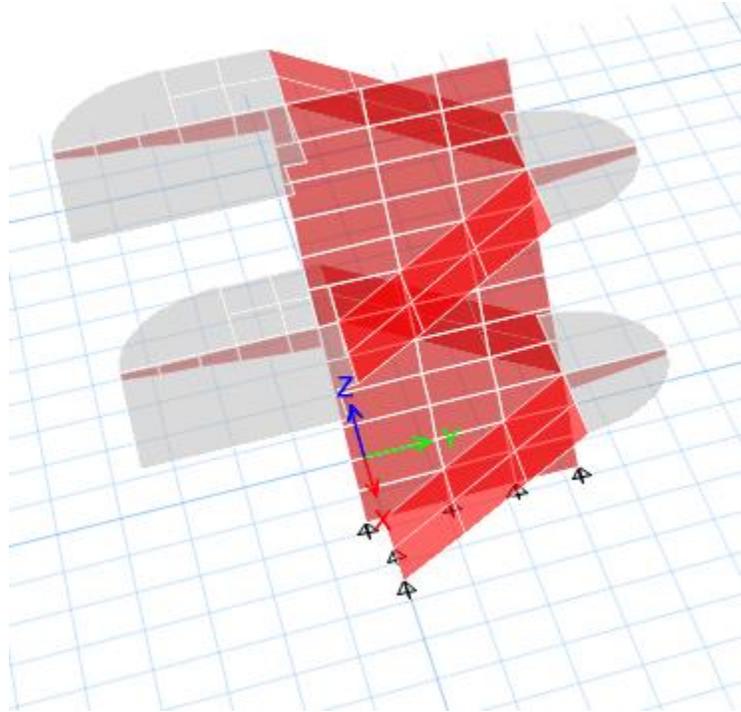


Imagen 30. Modelado de la escalera tipo III.

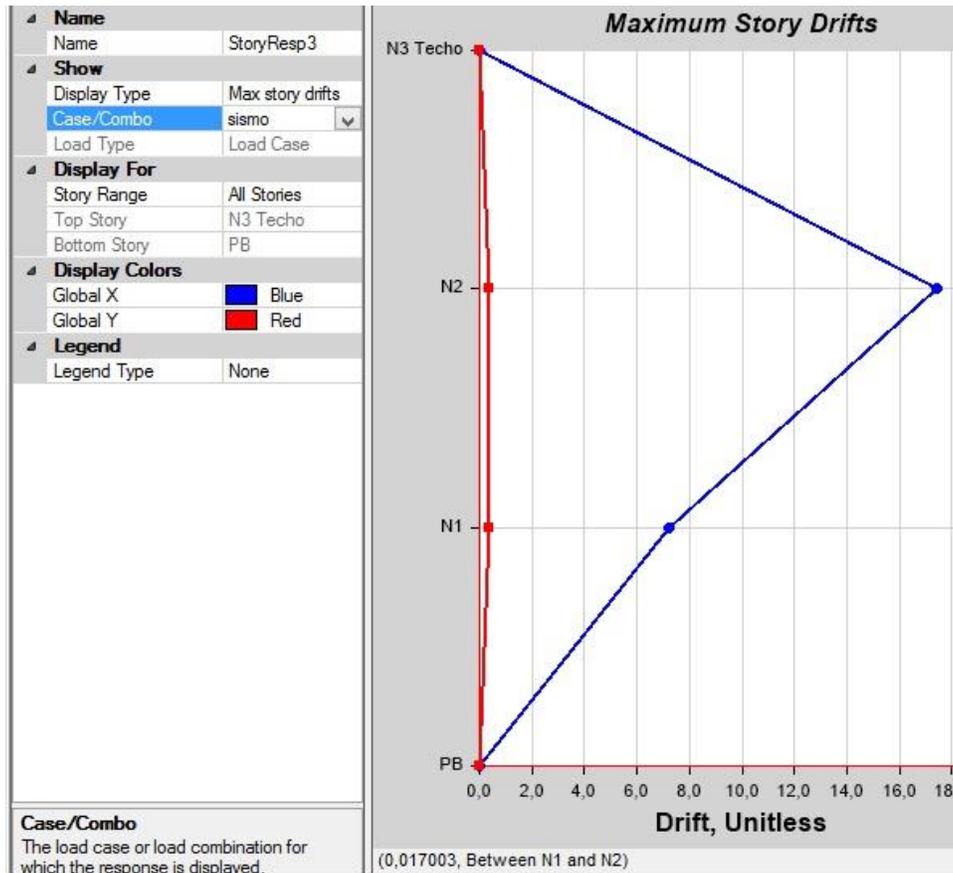


Imagen 31. Grafica deriva máxima de escalera tipo III.

Se muestra como la escalera no cumple con las derivas máximas permitidas, el desplazamiento mayor es de 0.017003, $\Delta i=0.0544$, que resulta un valor por encima del desplazamiento máximo permitido de 0.012.

ACI 318-14 Pier Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
N1	P1	1,75	1,5	3,6	0,3	0,935

Material Properties

E_c (kgf/m ²)	f'_c (kgf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/m ²)	f_{ys} (kgf/m ²)
2534563541	2500000	1	42184177,5 7	42184177,57

Flexural Design for P_u , M_{u2} and M_{u3}

Station Location	Required Rebar Area (m ²)	Required Reinf Ratio	Current Reinf Ratio	Flexural Combo	P_u kgf	M_{u2} kgf-m	M_{u3} kgf-m	Pier A_g m ²
Top	0,013528	0,0125	0,0035	DWal2	2595,63	57603,4 6	-15197,72	1,08
Bottom	0,004957	0,0046	0,0035	DWal3	- 83213,08	- 7825,79	- 125758,6 4	1,08

Shear Design

Station Location	ID	Rebar m ² /m	Shear Combo	P_u kgf	M_u kgf-m	V_u kgf	ΦV_c kgf	ΦV_n kgf
Top	Leg 1	0,00075	DWal2	2595,63	10063,34	18498,96	90040,96	158379,33
Bottom	Leg 1	0,00075	DWal2	- 58725,68	119699,0 4	140197,1 1	80842,76	149181,13

Tabla 13. Diseño de muro de la escalera tipo III.

Al igual que la escalera tipo II, esta configuración tiene una deriva superior al 0.012 establecido en la norma en la dirección de la longitud más corta. La relación de acero en el muro es suficiente para soportar las fuerzas motivadas por el espectro reducido.

IV.6 Chequeo en las vigas

Las vigas son elementos estructurales que trabajan principalmente a flexión, este esfuerzo provoca tensiones las cuales se calculan en relación al momento flector, la función de las vigas en un sistema de pórtico es transmitir las cargas de las losas hacia las columnas, además aportan rigidez a todo el sistema. Sin embargo, en términos de sismo-resistencia las vigas deben ser menos resistentes que las columnas, de tal manera que se pueda garantizar que la energía sísmica sea disipada.

IV.6.1 Corte en vigas

En su totalidad el Edificio De Postgrado posee vigas de concreto reforzado, en la imagen de cada módulo se puede notar que las vigas presentan un color verde, el cual indica que la viga no presenta falla por corte ni por flexión. Cuando el programa arroja como resultado las vigas de color rojo es porque la viga presenta falla ya sea (V) si falla por corte y en el caso de (M) si falla por flexión, sin embargo se realiza una revisión de acero mínimo longitudinal según las sollicitaciones de la estructura.

Seguidamente se revisa el acero transversal en vigas para resistir el corte aplicado, mediante la aplicación de la norma, FONDONORMA 1753-06 en el Capítulo 18, para la evaluación de la separación de los estribos, de tal manera que no supere el menor de los valores siguientes:

- $s \leq d/4$
- $s \leq 8\phi$
- $s \leq 24\phi_{est}$
- $s \leq 30 \text{ cm}$

La separación máxima de los estribos en la zona confinada es de 10cm en todos los módulos del Edificio De Postgrado, los datos obtenidos a partir de los planos, luego por momento máximo probable se verifica el momento actuante, los mismos se muestran a continuación:

IV.6.1.1. Corte en vigas Módulo I

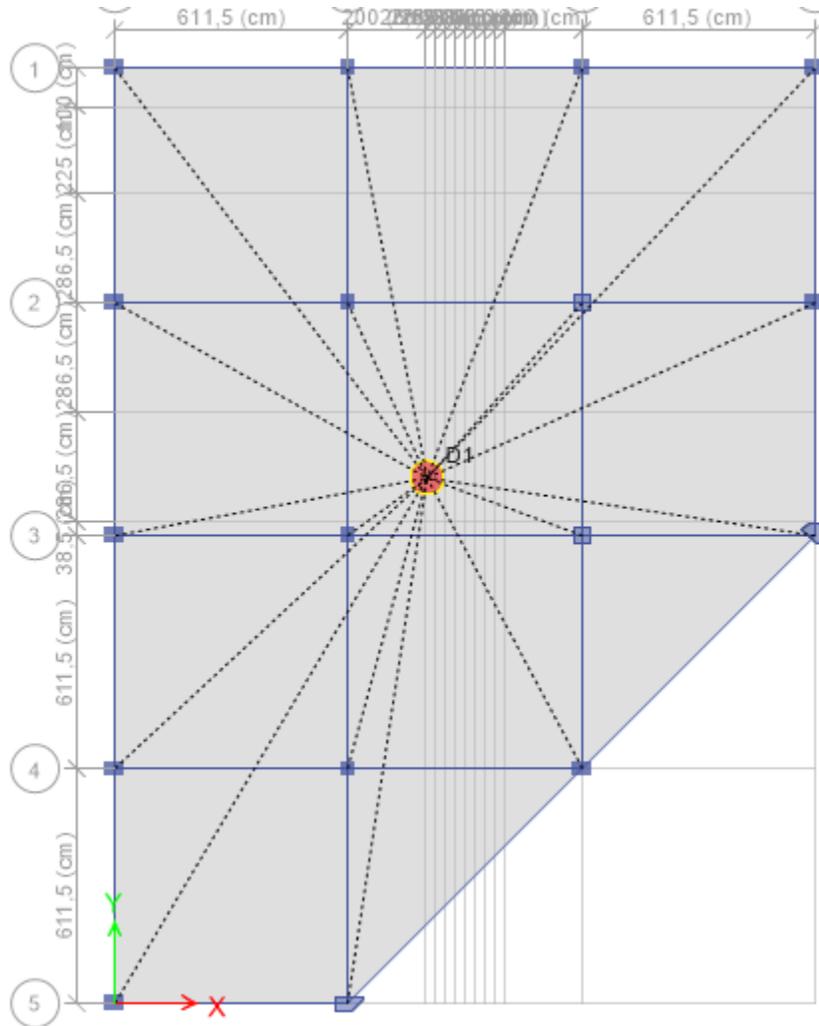


Imagen 32. Evaluación por corte módulo I.

Chequeo de área de acero de estribos por metro lineal

Label	Story	Section	Location	V	V Combo	At	At colocado	
				kgf		m ² /m	m ² /m	
B50	Laboratorio	V30X60	End-I	11232,64	UDCon4	0,00062	0,000852	cumple
B50	Laboratorio	V30X60	Middle	9880,5	UDCon4	0,00054	0,000852	cumple
B50	Laboratorio	V30X60	End-J	10537,27	UDCon4	0,00058	0,000852	cumple
B77	Laboratorio	V30X60	End-I	15120,05	UDCon4	0,00083	0,000852	cumple
B77	Laboratorio	V30X60	Middle	13006,02	UDCon4	0,00071	0,000852	cumple
B77	Laboratorio	V30X60	End-J	14132,74	UDCon4	0,00078	0,000852	cumple
B78	Laboratorio	V30X60	End-I	15249,15	UDCon4	0,00084	0,000852	cumple
B78	Laboratorio	V30X60	Middle	13135,12	UDCon4	0,00072	0,000852	cumple
B78	Laboratorio	V30X60	End-J	14178,72	UDCon4	0,00078	0,000852	cumple
B80	Laboratorio	V30X60	End-I	11025,89	UDCon4	0,00061	0,000852	cumple
B80	Laboratorio	V30X60	Middle	9690,8	UDCon4	0,00053	0,000852	cumple
B80	Laboratorio	V30X60	End-J	10386,68	UDCon4	0,00057	0,000852	cumple
B81	Laboratorio	V30X40	End-I	8418,03	UDCon4	0,00071	0,000852	cumple
B81	Laboratorio	V30X40	Middle	7268,33	UDCon4	0,00061	0,000852	cumple
B81	Laboratorio	V30X40	End-J	8207,67	UDCon4	0,00069	0,000852	cumple
B82	Laboratorio	V30X40	End-I	7880,06	UDCon4	0,00066	0,000852	cumple
B82	Laboratorio	V30X40	Middle	6762,07	UDCon4	0,00057	0,000852	cumple
B82	Laboratorio	V30X40	End-J	7896,44	UDCon4	0,00067	0,000852	cumple
B124	Laboratorio	V30X40	End-I	8112,68	UDCon4	0,00068	0,000852	cumple
B124	Laboratorio	V30X40	Middle	7179,17	UDCon4	0,00061	0,000852	cumple
B124	Laboratorio	V30X40	End-J	8324,62	UDCon4	0,0007	0,000852	cumple
B126	Laboratorio	V30X60	End-I	15330,57	UDCon4	0,00084	0,000852	cumple
B126	Laboratorio	V30X60	Middle	13907,83	UDCon4	0,00076	0,000852	cumple
B126	Laboratorio	V30X60	End-J	16047,64	UDCon4	0,00088	0,000852	no cumple
B129	Laboratorio	V30X60	End-I	15080,2	UDCon4	0,00083	0,000852	cumple
B129	Laboratorio	V30X60	Middle	12940,38	UDCon4	0,00071	0,000852	cumple
B129	Laboratorio	V30X60	End-J	15074,77	UDCon4	0,00083	0,000852	cumple
B130	Laboratorio	V30X60	End-I	16137,41	UDCon4	0,00089	0,000852	no cumple
B130	Laboratorio	V30X60	Middle	13967,99	UDCon4	0,00077	0,000852	cumple
B130	Laboratorio	V30X60	End-J	15306,55	UDCon4	0,00084	0,000852	cumple
B131	Laboratorio	V30X60	End-I	14738,61	UDCon4	0,00081	0,000852	cumple
B131	Laboratorio	V30X60	Middle	12598,8	UDCon4	0,00069	0,000852	cumple
B131	Laboratorio	V30X60	End-J	14617,78	UDCon4	0,0008	0,000852	cumple
B132	Laboratorio	V30X60	End-I	14825,17	UDCon4	0,00081	0,000852	cumple
B132	Laboratorio	V30X60	Middle	13401,87	UDCon4	0,00074	0,000852	cumple
B132	Laboratorio	V30X60	End-J	15541,68	UDCon4	0,00085	0,000852	cumple
B133	N2	V30X60	End-I	7782,51	UDCon4	0,00043	0,000852	cumple
B133	N2	V30X60	Middle	6725,49	UDCon4	0,00037	0,000852	cumple
B133	N2	V30X60	End-J	7869,88	UDCon4	0,00043	0,000852	cumple

Tabla 14. Chequeo de Acero Transversal. M1.

Chequeo de la separación de los estribos:

Sección 30x60, barra de acero de acero longitudinal menor de 3/4" con estribos de 3/8".

Cumple

- $s \leq d/4$: 14,375 cm
- $s \leq 8\phi$: 15,24 cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

Con respecto al acero se tomó la configuración más desfavorable, eligiendo la sección con menor acero, pero de igual manera cumple con los valores mínimos.

IV.6.1.2. Corte en vigas Módulo II

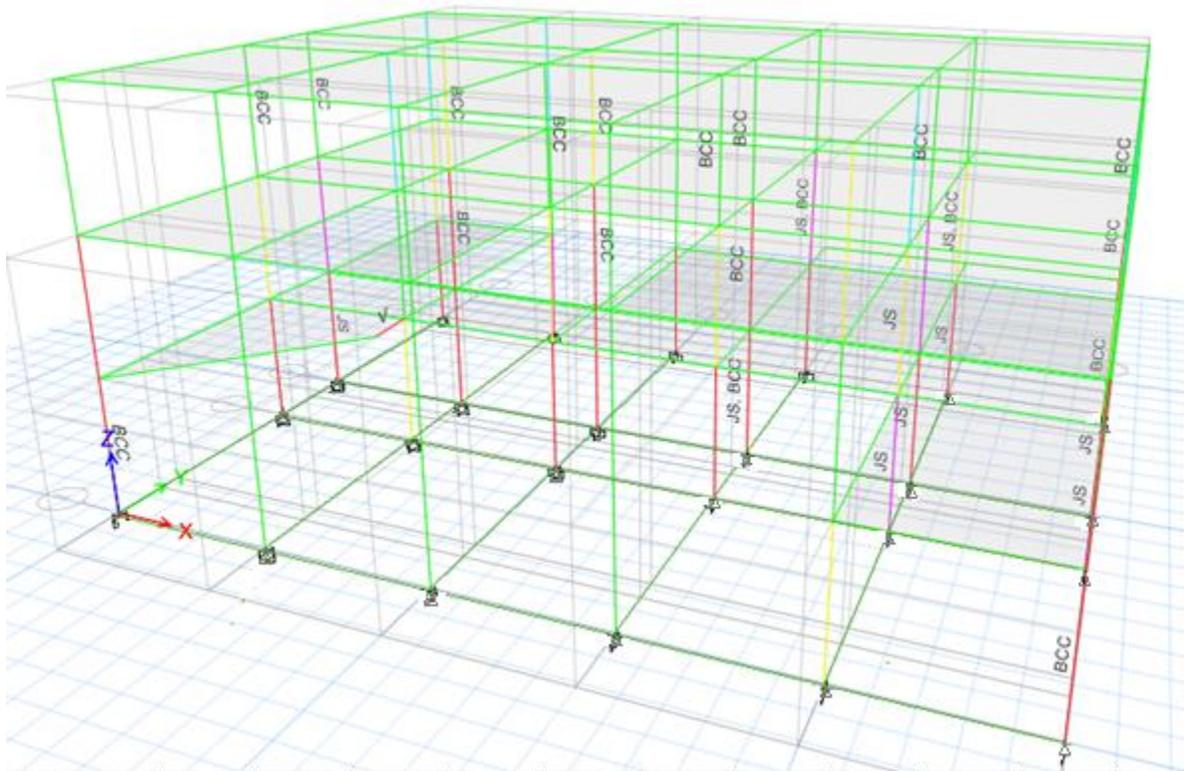


Imagen 33. Evaluación por corte módulo II.

Chequeo de área de acero de estribos por metro lineal

Label	Story	Section	Location	V	V Combo	At	At colocado	
				kgf		m ² /m	m ² /m	
B1	NO PB	V30X60	End-I	15092,89	1,2CP+CV±S	0,0002	0,000852	cumple
B1	NO PB	V30X60	Middle	11664,89	1,2CP+CV±S	1,00E-05	0,000852	cumple
B1	NO PB	V30X60	End-J	13670,14	1,2CP+CV±S	0,00012	0,000852	cumple
B2	NO PB	V30X60	End-I	11478,66	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B2	NO PB	V30X60	Middle	11847,66	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B2	NO PB	V30X60	End-J	13970,53	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B3	NO PB	V30X60	End-I	23442,75	1,2CP+CV±S	0,00066	0,000852	cumple
B3	NO PB	V30X60	Middle	17624,76	1,2CP+CV±S	0,00034	0,000852	cumple
B3	NO PB	V30X60	End-J	22368,22	1,2CP+CV±S	0,0006	0,000852	cumple
B4	NO PB	V30X60	End-I	15272,99	1,2CP+CV±S	0,00021	0,000852	cumple
B4	NO PB	V30X60	Middle	14003,46	1,2CP+CV±S	0,00014	0,000852	cumple
B4	NO PB	V30X60	End-J	17470,7	1,2CP+CV±S	0,00033	0,000852	cumple
B5	NO PB	V30X60	End-I	14984,79	1,2CP+CV±S	0,00019	0,000852	cumple
B5	NO PB	V30X60	Middle	13868,3	1,2CP+CV±S	0,00013	0,000852	cumple
B5	NO PB	V30X60	End-J	14030,06	1,2CP+CV±S	0,00014	0,000852	cumple
B6	NO PB	V30X60	End-I	15122,21	1,2CP+CV±S	0,0002	0,000852	cumple
B6	NO PB	V30X60	Middle	13890,43	1,2CP+CV±S	0,00013	0,000852	cumple
B6	NO PB	V30X60	End-J	17357,67	1,2CP+CV±S	0,00032	0,000852	cumple
B7	NO PB	V30X60	End-I	17207,8	1,2CP+CV±S	0,00031	0,000852	cumple
B7	NO PB	V30X60	Middle	15493,81	1,2CP+CV±S	0,00022	0,000852	cumple
B7	NO PB	V30X60	End-J	15972,4	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B8	NO PB	V30X60	End-I	14854,26	1,2CP+CV±S	0,00018	0,000852	cumple
B8	NO PB	V30X60	Middle	8911,07	0,9CP±S	0	0,000852	cumple
B8	NO PB	V30X60	End-J	14525,01	1,2CP+CV±S	0,00017	0,000852	cumple
B9	NO PB	V30X60	End-I	23409,03	1,2CP+CV±S	0,00065	0,000852	cumple
B9	NO PB	V30X60	Middle	17591,04	1,2CP+CV±S	0,00033	0,000852	cumple
B9	NO PB	V30X60	End-J	22439,17	1,2CP+CV±S	0,0006	0,000852	cumple
B10	NO PB	V30X60	End-I	11832,66	1,2CP+CV±S	2,00E-05	0,000852	cumple
B10	NO PB	V30X60	Middle	8144,39	0,9CP±S	0	0,000852	cumple
B10	NO PB	V30X60	End-J	11525,6	1,2CP+CV±S	1,10E-06	0,000852	cumple
B11	NO PB	V30X60	End-I	10879,74	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B11	NO PB	V30X60	Middle	9625,27	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B11	NO PB	V30X60	End-J	11748,14	1,2CP+CV±S	0,00025	0,000852	cumple
B12	NO PB	V30X60	End-I	11647,58	1,2CP+CV±S	1,00E-05	0,000852	cumple
B12	NO PB	V30X60	Middle	8250,79	0,9CP±S	0	0,000852	cumple
B12	NO PB	V30X60	End-J	11720,5	1,2CP+CV±S	1,00E-05	0,000852	cumple
B13	NO PB	V30X60	End-I	23324,03	1,2CP+CV±S	0,00065	0,000852	cumple

Tabla 15. Chequeo de área de acero de estribos por metro lineal. M2

Chequeo de la separación de los estribos:

Sección de 40x30, barra de acero de acero longitudinal menor de 3/4" con estribos de 3/8". No cumple

- $s \leq d/4$: 6,875cm
- $s \leq 8\phi$: 15,24 cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

Sección de 30x40, barra de acero de acero longitudinal menor de 5/8" con estribos de 3/8". No cumple

- $s \leq d/4$: 9,375 cm
- $s \leq 8\phi$: 12,704cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

Sección 30x60, barra de acero de acero longitudinal menor de 3/4" con estribos de 3/8". Cumple

- $s \leq d/4$: 14,375 cm
- $s \leq 8\phi$: 15,24 cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

IV.6.1.3. Corte en vigas Módulo III

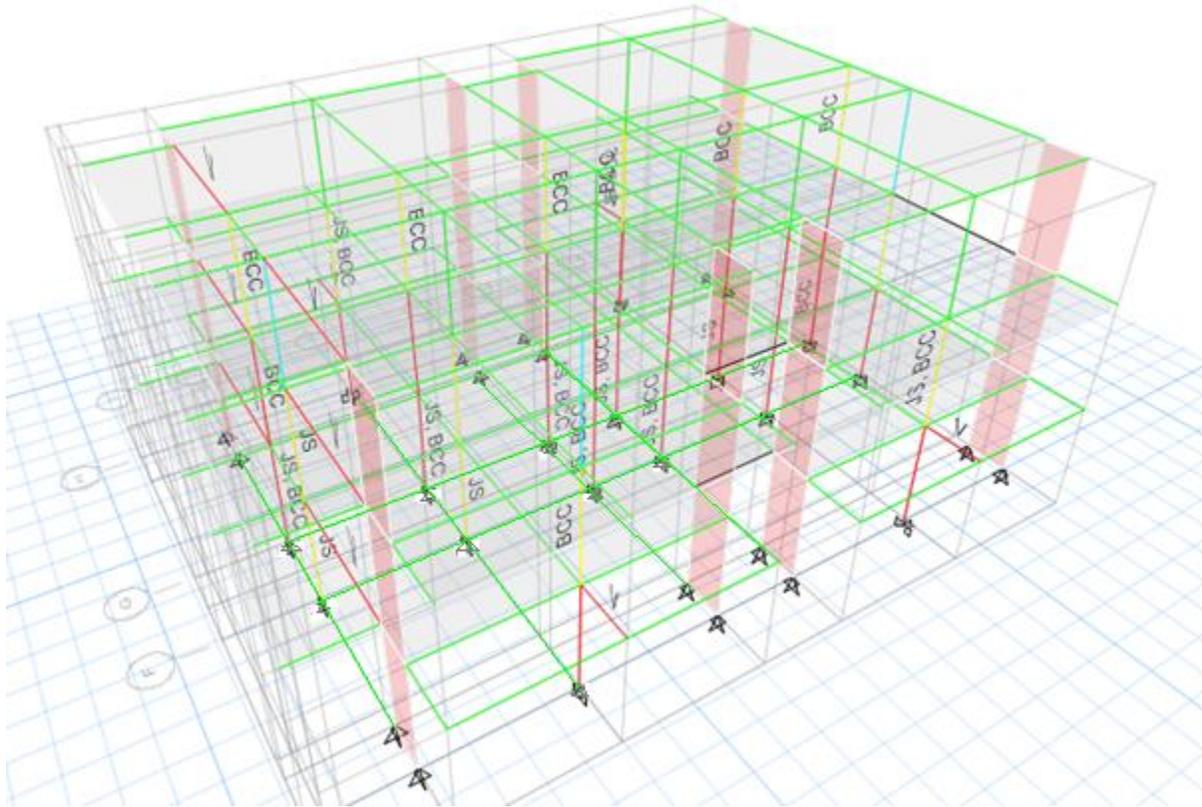


Imagen 34. Evaluación por corte módulo III.

Chequeo de área de acero de estribos por metro lineal

Label	Story	Section	Location	V	V Combo	At	At colocado	
				kgf		m ² /m	m ² /m	
B39	N0 PB	V30X40	End-I	3839,56	1,2CP+CV±S	0,00032	0,000852	cumple
B39	N0 PB	V30X40	Middle	3650,62	1,2CP+CV±S	0,00031	0,000852	cumple
B39	N0 PB	V30X40	End-J	4143,67	1,2CP+CV±S	0,00035	0,000852	cumple
B40	N0 PB	V30X60	End-I	29294,3	1,2CP+CV±S	0,00098	0,000852	no cumple
B40	N0 PB	V30X60	Middle	17048,5	1,2CP+CV±S	0,0003	0,000852	cumple
B40	N0 PB	V30X60	End-J	28200,74	1,2CP+CV±S	0,00092	0,000852	no cumple
B41	N0 PB	V30X60	End-I	19201,99	1,2CP+CV±S	0,00106	0,000852	no cumple
B41	N0 PB	V30X60	Middle	13573,86	1,2CP+CV±S	0,00075	0,000852	cumple
B41	N0 PB	V30X60	End-J	19201,91	1,2CP+CV±S	0,00106	0,000852	no cumple
B42	N0 PB	V30X60	End-I	28200,86	1,2CP+CV±S	0,00092	0,000852	no cumple
B42	N0 PB	V30X60	Middle	17048,54	1,2CP+CV±S	0,0003	0,000852	cumple
B42	N0 PB	V30X60	End-J	29294,35	1,2CP+CV±S	0,00098	0,000852	no cumple
B43	N0 PB	V30X40	End-I	3834,54	1,2CP+CV±S	0,00032	0,000852	cumple
B43	N0 PB	V30X40	Middle	3644,17	1,2CP+CV±S	0,00031	0,000852	cumple
B43	N0 PB	V30X40	End-J	4137,21	1,2CP+CV±S	0,00035	0,000852	cumple
B45	N0 PB	V30X60	End-I	10078,62	0,9CP±S	0,00055	0,000852	cumple
B45	N0 PB	V30X60	Middle	7767,58	0,9CP±S	0,00043	0,000852	cumple
B45	N0 PB	V30X60	End-J	10081,49	0,9CP±S	0,00055	0,000852	cumple
B47	N0 PB	V30X40	End-I	5720,93	1,2CP+CV±S	0,00048	0,000852	cumple
B47	N0 PB	V30X40	Middle	5275,53	1,2CP+CV±S	0,00044	0,000852	cumple
B47	N0 PB	V30X40	End-J	5794,53	1,2CP+CV±S	0,00049	0,000852	cumple
B48	N0 PB	V30X40	End-I	5720,13	1,2CP+CV±S	0,00048	0,000852	cumple
B48	N0 PB	V30X40	Middle	5273,98	1,2CP+CV±S	0,00044	0,000852	cumple
B48	N0 PB	V30X40	End-J	5792,97	1,2CP+CV±S	0,00049	0,000852	cumple
B49	N0 PB	V30X40	End-I	6505,25	1,2CP+CV±S	0,00055	0,000852	cumple
B49	N0 PB	V30X40	Middle	5986,25	1,2CP+CV±S	0,0005	0,000852	cumple
B49	N0 PB	V30X40	End-J	6357,63	1,2CP+CV±S	0,00054	0,000852	cumple
B51	N0 PB	V30X60	End-I	15659,46	1,2CP+CV±S	0,00086	0,000852	no cumple
B51	N0 PB	V30X60	Middle	11067	1,2CP+CV±S	0,00061	0,000852	cumple
B51	N0 PB	V30X60	End-J	15651,69	1,2CP+CV±S	0,00086	0,000852	no cumple
B53	N0 PB	V30X40	End-I	4249,85	1,2CP+CV±S	0,00036	0,000852	cumple
B53	N0 PB	V30X40	Middle	3756,8	1,2CP+CV±S	0,00032	0,000852	cumple
B53	N0 PB	V30X40	End-J	3889,56	1,2CP+CV±S	0,00033	0,000852	cumple
B54	N0 PB	V30X40	End-I	6503,96	1,2CP+CV±S	0,00055	0,000852	cumple
B54	N0 PB	V30X40	Middle	5984,97	1,2CP+CV±S	0,0005	0,000852	cumple
B54	N0 PB	V30X40	End-J	6357,42	1,2CP+CV±S	0,00054	0,000852	cumple

Tabla 16. Chequeo de área de acero de estribos por metro lineal. M3.

Chequeo de la separación de los estribos:

Sección de 40x30, barra de acero de acero longitudinal menor de 1/2" con estribos de 3/8". No cumple

- $s \leq d/4$: 6,875 cm
- $s \leq 8\phi$: 10,16 cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

Sección 30x60, barra de acero de acero longitudinal menor de 3/4" con estribos de 3/8". Cumple

- $s \leq d/4$: 14,375 cm
- $s \leq 8\phi$: 15,24 cm
- $s \leq 24\phi_{est}$: 22,872 cm
- $s \leq 30$ cm

IV.6.2. Flexión en Vigas

Las vigas del conjunto de edificios que conforman el edificio de Postgrado, están cargadas en el programa ETABS sin el área de acero para obtener un área de acero, según la envolvente de los casos de carga, esta área de acero se compara con las áreas de acero de las secciones reflejadas en los planos, de esta manera si el acero colocado es mayor que el de diseño, la sección cumple por flexión, esta comparación se realiza en los extremos y en la parte central de la viga.

Como ejemplo del cálculo realizado para la revisión, se muestra las áreas de aceros de diseño para cumplir por flexión según la envolvente de los casos de carga para el Módulo 1 en el extremo de la viga I y los aceros según los planos en los pisos de PB a N2. Se sigue el mismo procedimiento para la revisión del área de acero de los edificios restantes. Como puede observarse en la tabla siguiente:

Módulo 1. P&C. Concrete Beam Flexure Envelope I-End												
Label	Story	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo 1,2CP+CV+S	As Top cm ²		(+) Moment kgf-cm	(+) Combo 1,2CP+CV+S	As Bot cm ²		
B50	N2	V30X60	End-I	-1744096,99	1,2CP+CV+S	8,43	8,55	872048,5	1,2CP+CV+S	5,78		5,7 no cumple
B77	N2	V30X60	End-I	-2006178,11	1,2CP+CV+S	9,78	8,55	1003089,05	1,2CP+CV+S	5,78		5,7 no cumple
B78	N2	V30X60	End-I	-2031734,18	1,2CP+CV+S	9,91	8,55	1015867,09	1,2CP+CV+S	5,78		5,7 no cumple
B80	N2	V30X60	End-I	-1688750,85	1,2CP+CV+S	8,15	8,55	844375,43	1,2CP+CV+S	5,3		5,7 cumple
B81	N2	V30X60	End-I	-1830452,13	1,2CP+CV+S	8,87	8,55	915226,06	1,2CP+CV+S	5,76		11,4 no cumple
B82	N2	V30X60	End-I	-1684807,19	1,2CP+CV+S	8,13	8,55	842403,59	1,2CP+CV+S	5,29		11,4 cumple
B124	N2	V30X60	End-I	-2149039,4	1,2CP+CV+S	10,52	8,55	1510157,15	0,8CP+S	7,25		5,7 no cumple
B126	N2	V30X60	End-I	-2274700,17	1,2CP+CV+S	11,18	15,84	1129138,04	0,8CP+S	5,78		7,76 cumple
B127	N3	V30X61	End-I	-2274699,17	1,2CP+CV+S	12,18	15,84	1129139,04	0,8CP+S	6,78		7,76 cumple
B130	N2	V30X60	End-I	-2164142,66	1,2CP+CV+S	10,6	15,84	1082071,33	1,2CP+CV+S	5,78		7,76 cumple
B131	N2	V30X60	End-I	-2032262,27	1,2CP+CV+S	9,91	13,46	1016131,13	1,2CP+CV+S	5,78		7,76 cumple
B132	N2	V30X60	End-I	-2320435,32	1,2CP+CV+S	11,42	13,46	1160217,66	1,2CP+CV+S	5,78		7,76 cumple
B133	N2	V30X60	End-I	-1637877,93	1,2CP+CV+S	7,89	8,55	818938,96	1,2CP+CV+S	5,14		5,7 cumple
B134	N2	V30X60	End-I	-1681983,49	1,2CP+CV+S	8,12	8,55	840991,75	1,2CP+CV+S	5,28		5,7 cumple
B135	N2	V30X60	End-I	-1680475,49	1,2CP+CV+S	8,11	8,55	1015801,33	0,8CP+S	5,78		5,7 no cumple
B136	N2	V30X60	End-I	-1760010,07	1,2CP+CV+S	8,51	8,55	1028543,68	0,8CP+S	5,78		5,7 no cumple
B137	N2	V30X60	End-I	-1907228,81	1,2CP+CV+S	9,27	8,55	1312511,14	0,8CP+S	6,26		5,7 no cumple
B138	N2	V30X60	End-I	-2177803,79	1,2CP+CV+S	10,67	13,46	1088901,89	1,2CP+CV+S	5,78		7,76 cumple
B139	N2	V30X60	End-I	-1974951,31	1,2CP+CV+S	9,62	8,55	987475,65	1,2CP+CV+S	5,78		5,7 no cumple
B140	N2	V30X60	End-I	-1901761,31	1,2CP+CV+S	9,24	8,55	950880,66	1,2CP+CV+S	5,78		5,7 no cumple
B141	N2	V30X60	End-I	-1772821,43	1,2CP+CV+S	8,58	8,55	886410,71	1,2CP+CV+S	5,57		5,7 no cumple
B142	N2	V30X60	End-I	-2092426,88	1,2CP+CV+S	10,23	8,55	1337338,41	0,8CP+S	6,39		5,7 no cumple
B143	N2	V30X60	End-I	-1821159,45	1,2CP+CV+S	8,83	13,46	910579,73	1,2CP+CV+S	5,73		7,76 cumple
B146	N2	V30X60	End-I	-2052088,29	1,2CP+CV+S	10,02	8,55	971147,87	0,8CP+S	5,78		5,7 no cumple
B147	N2	V30X60	End-I	-1865553,76	1,2CP+CV+S	9,05	13,46	932776,88	1,2CP+CV+S	5,78		7,76 cumple
B50	N1	V30X60	End-I	-3084950,6	1,2CP+CV+S	15,58	8,55	2092371,47	0,8CP+S	10,23		5,7 no cumple
B77	N1	V30X60	End-I	-3137322,98	1,2CP+CV+S	15,88	8,55	1389489,33	0,8CP+S	6,65		5,7 no cumple
B78	N1	V30X60	End-I	-3154104,48	1,2CP+CV+S	15,97	8,55	1411324,05	0,8CP+S	6,75		5,7 no cumple
B80	N1	V30X60	End-I	-2975376,96	1,2CP+CV+S	14,97	8,55	2006896,26	0,8CP+S	9,78		5,7 no cumple
B81	N1	V30X60	End-I	-3258475,36	1,2CP+CV+S	16,56	8,55	2355483,31	0,8CP+S	11,61		11,4 no cumple
B82	N1	V30X60	End-I	-2689319,35	1,2CP+CV+S	13,4	8,55	1720020,12	0,8CP+S	8,31		11,4 no cumple
B124	N1	V30X60	End-I	-4079259,19	1,2CP+CV+S	21,39	8,55	3168592,8	0,8CP+S	16,05		5,7 no cumple
B126	N1	V30X60	End-I	-4045279,41	1,2CP+CV+S	21,18	15,84	2463547,57	0,8CP+S	12,19		7,76 no cumple
B127	N2	V30X61	End-I	-4045278,41	1,2CP+CV+S	22,18	15,84	2463548,57	0,8CP+S	13,19		7,76 no cumple
B128	N3	V30X62	End-I	-4045277,41	1,2CP+CV+S	23,18	15,84	2463549,57	0,8CP+S	14,19		7,76 no cumple
B129	N4	V30X63	End-I	-4045276,41	1,2CP+CV+S	24,18	13,46	2463550,57	0,8CP+S	15,19		7,76 no cumple
B132	N1	V30X60	End-I	-3633719,49	1,2CP+CV+S	18,73	13,46	2128386,7	0,8CP+S	10,41		7,76 no cumple
B133	N1	V30X60	End-I	-2855904,3	1,2CP+CV+S	14,31	8,55	1884869,4	0,8CP+S	9,15		5,7 no cumple
B134	N1	V30X60	End-I	-2801158,11	1,2CP+CV+S	14,01	8,55	1837879,07	0,8CP+S	8,91		5,7 no cumple
B135	N1	V30X60	End-I	-3371139,5	1,2CP+CV+S	17,21	8,55	2595719,46	0,8CP+S	12,9		5,7 no cumple
B136	N1	V30X60	End-I	-3197982,36	1,2CP+CV+S	16,22	8,55	2083516,02	0,8CP+S	10,18		5,7 no cumple
B137	N1	V30X60	End-I	-3502492,16	1,2CP+CV+S	17,96	8,55	2698258,15	0,8CP+S	13,45		5,7 no cumple
B138	N1	V30X60	End-I	-3572546,31	1,2CP+CV+S	18,37	13,46	2063047,45	0,8CP+S	10,07		7,76 no cumple
B139	N1	V30X60	End-I	-2826647,33	1,2CP+CV+S	14,15	8,55	1075255,22	0,8CP+S	5,78		5,7 no cumple
B140	N1	V30X60	End-I	-2914011,05	1,2CP+CV+S	14,63	8,55	1099401,43	0,8CP+S	5,78		5,7 no cumple
B141	N1	V30X60	End-I	-2916991,25	1,2CP+CV+S	14,65	8,55	1230917,37	0,8CP+S	5,86		5,7 no cumple
B142	N1	V30X60	End-I	-3777526,96	1,2CP+CV+S	19,58	8,55	2759820,35	0,8CP+S	13,79		5,7 no cumple
B143	N1	V30X60	End-I	-2991318,83	1,2CP+CV+S	15,06	13,46	1617090,68	0,8CP+S	7,79		7,76 no cumple
B144	N1	V30X60	End-I	-2258108,55	1,2CP+CV+S	11,09	23,28	1364997,5	0,8CP+S	6,52		12,99 cumple
B145	N1	V30X60	End-I	-2303591,65	1,2CP+CV+S	11,33	23,28	925335,98	0,8CP+S	5,78		12,99 cumple
B146	N1	V30X60	End-I	-2910678,72	1,2CP+CV+S	14,62	8,55	1774335,61	0,8CP+S	8,59		5,7 no cumple
B147	N1	V30X60	End-I	-2692663,97	1,2CP+CV+S	13,42	13,46	1001843,59	0,8CP+S	5,78		7,76 cumple

Módulo 1. P&C. Concrete Beam Flexure Envelope I-End											
Label	Story	Section	Location	(-) Moment kgf-cm	(-) Combo	As Top cm ²	(+) Moment kgf-cm	(+) Combo	As Bot cm ²		
B50	PB	V30X60	End-I	-3762960,48	1,2CP+CV+S	19,49	8,55	2704201,81	0,8CP+S	13,48	5,7 no cumple
B77	PB	V30X60	End-I	-3698825,94	1,2CP+CV+S	19,11	8,55	1837274,37	0,8CP+S	8,91	5,7 no cumple
B78	PB	V30X60	End-I	-3711801,07	1,2CP+CV+S	19,19	8,55	1850445,39	0,8CP+S	8,98	5,7 no cumple
B80	PB	V30X60	End-I	-3534213,74	1,2CP+CV+S	18,15	8,55	2479351,14	0,8CP+S	12,27	5,7 no cumple
B81	PB	V30X60	End-I	-3862975,85	1,2CP+CV+S	20,08	8,55	2870527,41	0,8CP+S	14,39	11,4 no cumple
B82	PB	V30X60	End-I	-2896571,36	1,2CP+CV+S	14,54	8,55	1906178,51	0,8CP+S	9,26	11,4 no cumple
B124	PB	V30X60	End-I	-4865647,04	1,2CP+CV+S	26,37	8,55	4119264,05	0,8CP+S	21,63	5,7 no cumple
B126	PB	V30X60	End-I	-4597910,32	1,2CP+CV+S	24,63	15,84	3279952,43	0,8CP+S	16,69	7,76 no cumple
B129	PB	V30X60	End-I	-3075041,89	1,2CP+CV+S	15,53	15,84	1338249,53	0,8CP+S	6,39	7,76 cumple
B130	PB	V30X60	End-I	-3895710,97	1,2CP+CV+S	20,28	15,84	2159188,29	0,8CP+S	10,57	7,76 no cumple
B131	PB	V30X60	End-I	-2795697,1	1,2CP+CV+S	13,98	13,46	987563,21	0,8CP+S	5,78	7,76 no cumple
B132	PB	V30X60	End-I	-4036257,05	1,2CP+CV+S	21,13	13,46	2711247,38	0,8CP+S	13,52	7,76 no cumple
B133	PB	V30X60	End-I	-3366386,11	1,2CP+CV+S	17,18	8,55	2408533,87	0,8CP+S	11,89	5,7 no cumple
B134	PB	V30X60	End-I	-3307960,17	1,2CP+CV+S	16,85	8,55	2299157,39	0,8CP+S	11,31	5,7 no cumple
B135	PB	V30X60	End-I	-4129234,83	1,2CP+CV+S	21,69	8,55	3491699,47	0,8CP+S	17,9	5,7 no cumple
B136	PB	V30X60	End-I	-3763067,9	1,2CP+CV+S	19,49	8,55	2925627,38	0,8CP+S	14,7	5,7 no cumple
B137	PB	V30X60	End-I	-4020475,82	1,2CP+CV+S	21,03	8,55	3320051,22	0,8CP+S	16,91	5,7 no cumple
B138	PB	V30X60	End-I	-3901733,41	1,2CP+CV+S	20,32	13,46	2573377,26	0,8CP+S	12,77	7,76 no cumple
B139	PB	V30X60	End-I	-3213184,85	1,2CP+CV+S	16,31	8,55	1506401,02	0,8CP+S	7,23	5,7 no cumple
B140	PB	V30X60	End-I	-3295228,2	1,2CP+CV+S	16,77	8,55	1607370,39	0,8CP+S	7,74	5,7 no cumple
B141	PB	V30X60	End-I	-3256538,02	1,2CP+CV+S	16,55	8,55	1587331,13	0,8CP+S	7,64	5,7 no cumple
B142	PB	V30X60	End-I	-4654473,49	1,2CP+CV+S	24,99	8,55	3741806,7	0,8CP+S	19,36	5,7 no cumple
B143	PB	V30X60	End-I	-3462776,8	1,2CP+CV+S	17,73	13,46	1966691,67	0,8CP+S	9,57	7,76 no cumple
B144	PB	V30X60	End-I	-2634283,75	1,2CP+CV+S	13,1	23,28	1800462,53	0,8CP+S	8,72	12,99 cumple
B145	PB	V30X60	End-I	-2706687,79	1,2CP+CV+S	13,5	23,28	1495428,45	0,8CP+S	7,18	12,99 cumple
B146	PB	V30X60	End-I	-3406773,08	1,2CP+CV+S	17,41	8,55	2377724,55	0,8CP+S	11,73	5,7 no cumple
B147	PB	V30X60	End-I	-3015357,94	1,2CP+CV+S	15,2	13,46	1393266,96	0,8CP+S	6,66	7,76 no cumple

Tabla 17. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo I. End-I.

IV.6.4.2.1. Flexión en vigas de Módulo 1. P&C

En el edificio de Módulo 1, el 23% de las vigas cumplen con el acero requerido, las vigas que cumplen se repiten en todos los niveles de la estructura en la misma cantidad y además se ubican en los mismos ejes estructurales, este es el último de los pisos de concreto en cuya parte superior se encuentra la estructura anexa de concreto. Se presenta la distribución de las vigas que cumplen en color Amarillo y las que no cumplen en color azul en la imagen siguiente:

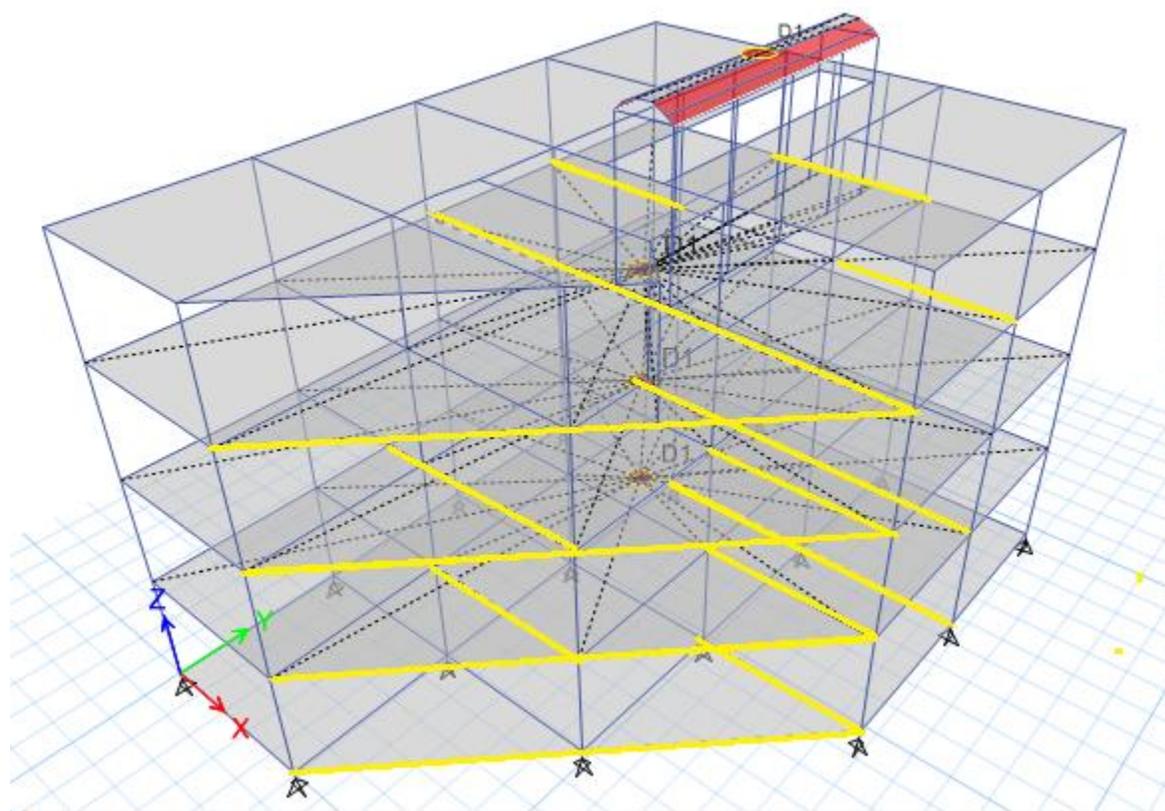


Imagen 35. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo I.

IV.6.4.2.2. Flexión en vigas de Módulo 2

En el edificio de Módulo 2, el 52% de las vigas cumplen con el acero requerido, en el N3 el 100% de las vigas cumplen, luego en el N2 cumplen el 42%, en el N1 cumplen solo 15% de las vigas ya que este nivel es de sección irregular, las vigas de riostra se comportan igual al N2 en donde la mayoría de las vigas que cumplen son las que se encuentran en los ejes estructurales F y G, tal como se muestra a continuación:

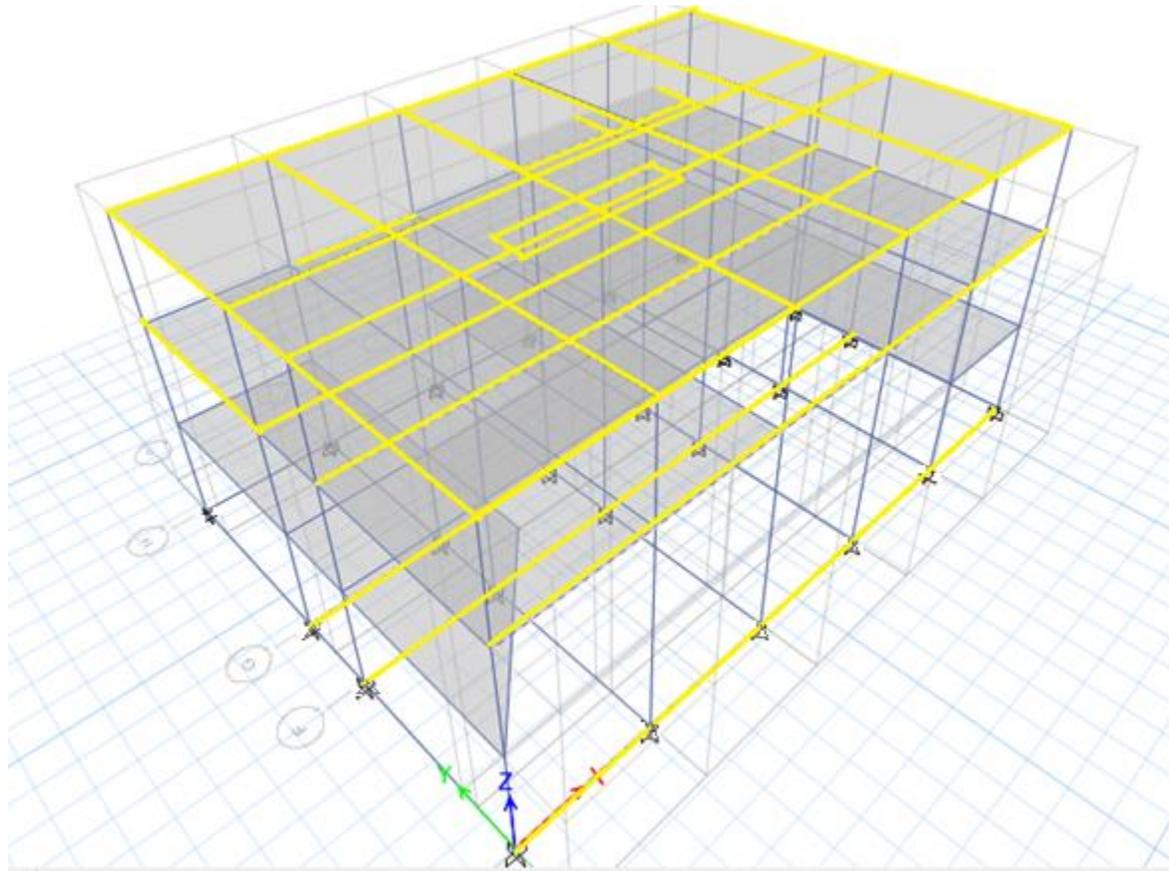


Imagen 36. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo II.

IV.6.4.2.3. Flexión en vigas de Módulo 3

En el edificio de Módulo 2, el 37% de las vigas cumplen con el acero requerido, la variación en cuanto al cumplimiento es uniforme entre los pisos, sin embargo se observa que las vigas que cumplen son las que están en las parte de los volados y zonas perimetrales del edificio, mientras que las centrales no cumplen, de manera similar ocurre con las vigas de riostra como se muestra a continuación:

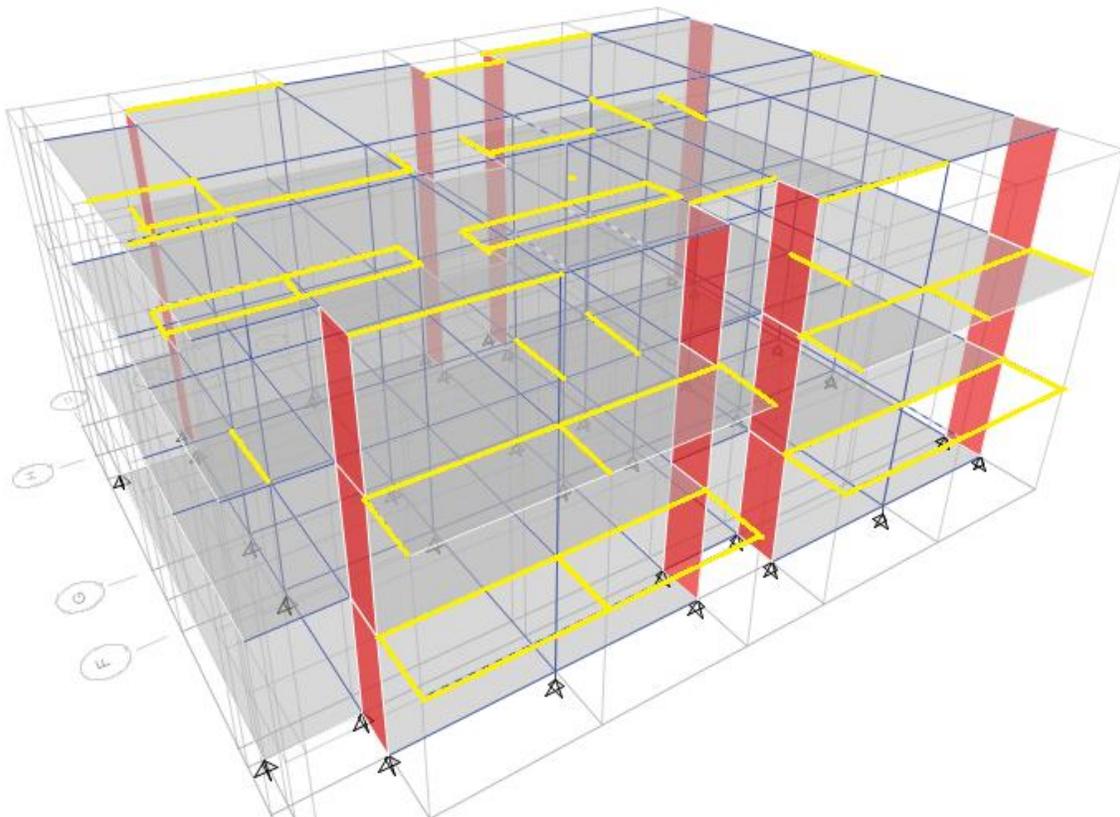


Imagen 37. Flexión en Vigas de Concreto. Módulo III.

IV.7. Chequeo de Viga-Columna.

En el modelo de los Edificios que conforman el edificio de Postgrado, las columnas se cargan con sus respectivas dimensiones y configuración de acero, luego, con la envolvente de los casos de carga se comparan los edificios y se selecciona la columna más cargada de cada edificio.

Con los datos de momento tanto de vigas como columna, se realiza la revisión según el Capítulo 18 de la FONDONORMA 1753-06, donde establece que la sumatoria de los momentos de la columna, entre la sumatoria de los momentos de las vigas, que recaen en la columna debe ser mayor o igual a 1,20.

IV.7.1. Chequeo Viga-Columna Módulo 1. P&C

La columna más exigida es la D4, en el caso $1,2CP+CV\pm S$, como se muestra en la figura.

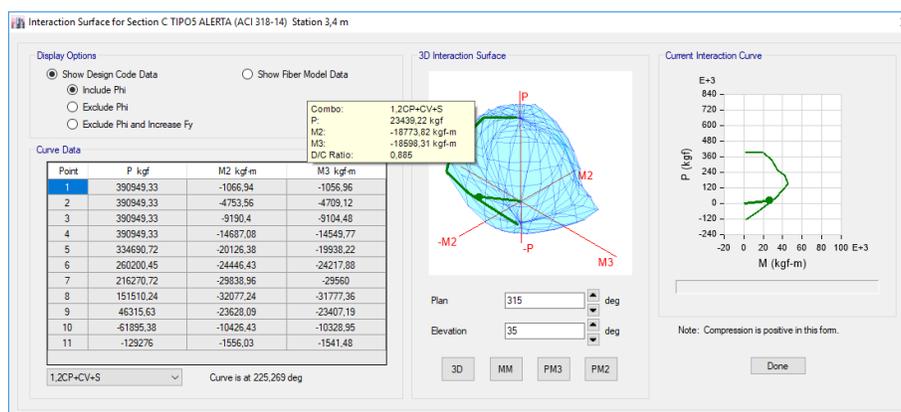


Imagen 38. Diagrama de interacción de columna C Tipo 5 de Módulo 1.

En la columna D4 se soportan 3 vigas, H-G perteneciente al pórtico 6, 4-3 perteneciente al pórtico D y D-C del pórtico 3.

Módulo 1. P&C									
Columna D4									
Pórtico 6			Portico D			Pórtico 3			
C-D			4-3			D-C			
Superior			Superior			Superior			
As	12	cm ²	As	9	cm ²	As	13	cm ²	
f _y	4.200	kg/cm ²	f _y	4.200	kg/cm ²	f _y	4.200	kg/cm ²	
f _c	250	kg/cm ²	f _c	250	kg/cm ²	f _c	250	kg/cm ²	
d	58	cm	d	58	cm	d	58	cm	
b	30	cm	b	30	cm	b	30	cm	
a	10	cm	a	7	cm	a	11	cm	
M _{pr}	61.734	k/m	M _{pr}	46.441	k/m	M _{pr}	70.372	k/m	
ΣM _v	211.454	k.m	ΣM _c	18.774	k.m	ΣM _c /ΣM _v	0,0887844		
no cumple									
Inferior			Inferior			Inferior			
As	12	cm ²	As	6	cm ²	As	12	cm ²	
f _y	4.200	kg/cm ²	f _y	4.200	kg/cm ²	f _y	4.200	kg/cm ²	
f _c	250	kg/cm ²	f _c	250	kg/cm ²	f _c	250	kg/cm ²	
d	58	cm	d	58	cm	d	58	cm	
b	30	cm	b	30	cm	b	30	cm	
a	10	cm	a	5	cm	a	10	cm	
M _{pr}	64.039	k/m	M _{pr}	31.634	k/m	M _{pr}	61.734	k/m	
ΣM _v	200.633	k.m	ΣM _c	18.598	k.m	ΣM _c /ΣM _v	0,0926982		
no cumple									

Tabla 18. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 1.

IV.7.2. Chequeo Viga-Columna Módulo 2.

La columna más cargada es la I9, en el caso 1,2CP+1,6CV, como se muestra en la figura siguiente.

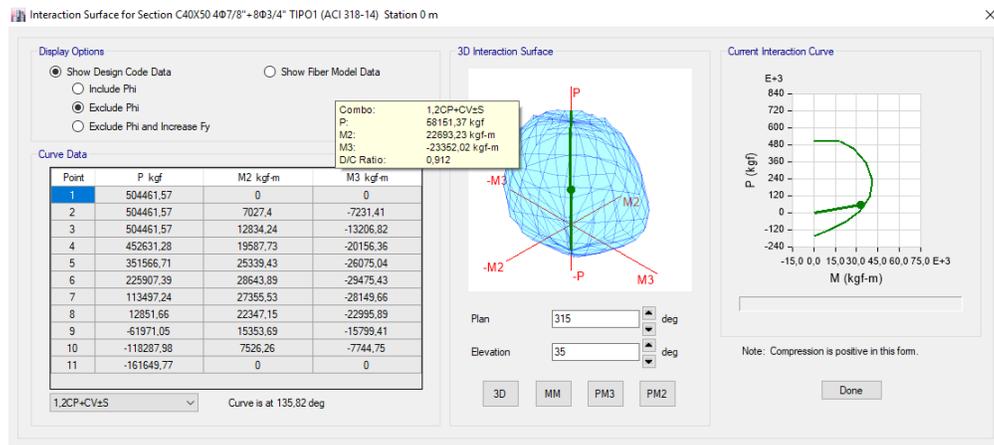


Imagen 39. Diagrama de interacción de columna C40x50 Tipo 1. Módulo 2.

En la columna H9 se soportan 3 vigas, 8-9-10 perteneciente al pórtico H, H-G perteneciente al pórtico 6`.

Módulo 2.										
Columna H-9										
Pórtico H					Pórtico 6					
8-9			9-10			H-G				
Superior			Superior			Superior				
As	6 cm ²		As	6 cm ²		As	6 cm ²			
f _y	4.200 kg/cm ²		f _y	4.200 kg/cm ²		f _y	4.200 kg/cm ²			
f _c	250 kg/cm ²		f _c	250 kg/cm ²		f _c	250 kg/cm ²			
d	58 cm		d	58 cm		d	58 cm			
b	30 cm		b	30 cm		b	30 cm			
a	5 cm		a	5 cm		a	5 cm			
M _{pr}	32.907 k/m		M _{pr}	32.907 k/m		M _{pr}	32.907 k/m			
ΣM _v	98.720 k.m		ΣM _c	22.693 k.m		ΣM _c /ΣM _v	0,229876			
no cumple										
Inferior			Inferior			Inferior				
As	8 cm ²		As	8 cm ²		As	8 cm ²			
f _y	4.200 kg/cm ²		f _y	4.200 kg/cm ²		f _y	4.200 kg/cm ²			
f _c	250 kg/cm ²		f _c	250 kg/cm ²		f _c	250 kg/cm ²			
d	58 cm		d	58 cm		d	58 cm			
b	30 cm		b	30 cm		b	30 cm			
a	7 cm		a	7 cm		a	7 cm			
M _{pr}	43.226 k/m		M _{pr}	43.226 k/m		M _{pr}	43.226 k/m			
ΣM _v	129.677 k.m		ΣM _c	23.352 k.m		ΣM _c /ΣM _v	0,180078			
no cumple										

Tabla 19. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 2.

IV.7.3. Chequeo Viga-Columna Módulo 3.

La columna más cargada es la F15, en el caso 1,2CP+CV±S, como se muestra en la figura siguiente:

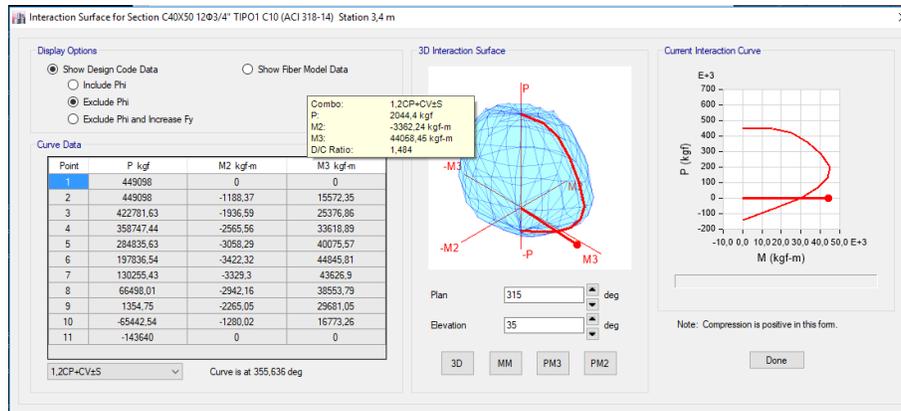


Imagen 40. Diagrama de interacción de columna C40x50 Tipo 1. Módulo 3.

En la columna F15 se soportan 3 vigas, 14-15-16 perteneciente al pórtico F, E-F-G perteneciente al pórtico 15, como se muestra en la figura siguiente:

Módulo 3.									
Columna F15.									
Pórtico F					Pórtico 15				
14-15		15-16			E-F		F-G		
Superior		Superior			Superior		Superior		
As	6 cm ²	As	6 cm ²	As	9 cm ²	As	9 cm ²		
fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²		
fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²		
d	58 cm	d	58 cm	d	58 cm	d	58 cm		
b	30 cm	b	30 cm	b	30 cm	b	30 cm		
a	5 cm	a	5 cm	a	7 cm	a	7 cm		
Mpr	32.907 k/m	Mpr	32.907 k/m	Mpr	47.657 k/m	Mpr	47.657 k/m		
ΣMv	161.127 k.m	ΣMc	3.362 k.m	ΣMc/ΣMv					0,020865508
no cumple									
Inferior		Inferior			Inferior		Inferior		
As	8 cm ²	As	8 cm ²	As	6 cm ²	As	12 cm ²		
fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²	fy	4.200 kg/cm ²		
fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²	fc	250 kg/cm ²		
d	58 cm	d	58 cm	d	58 cm	d	58 cm		
b	30 cm	b	30 cm	b	30 cm	b	30 cm		
a	7 cm	a	7 cm	a	5 cm	a	10 cm		
Mpr	43.226 k/m	Mpr	43.226 k/m	Mpr	32.907 k/m	Mpr	62.889 k/m		
ΣMv	182.247 k.m	ΣMc	44.058 k.m	ΣMc/ΣMv					0,241748842
no cumple									

Tabla 20. Criterio columna fuerte, viga débil en Módulo 3.

A continuación se presenta una serie de tablas con los resultados obtenidos por el programa ETABS, en donde se demuestra el comportamiento de la columna más desfavorable, a saber:

ETABS 2016 Steel Frame Design
AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0041	0,000059	0,000003	0,000003	0,0021	0,0021

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0,000241	0,000241	0,000314	0,000314	0,08454	0,08454	

Material Properties

E (kgf/m ²)	f _y (kgf/m ²)	R _y	α
20389019158	29528924,3	1,1	NA

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
0	-2342,73	-2201,38	-1760,95	0	0	-49,39

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,891	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,891	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0,891	1	1,856

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)

$D/C \text{ Ratio} =$	$(P_r / 2P_c) + \text{Sqrt}[(M_{r33} / M_{c33})^2 + (M_{r22} / M_{c22})^2]$
0,351 =	$0,013 + \text{Sqrt}[(0,264)^2 + (0,211)^2]$

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	ϕP_{nc} Capacity (kgf)	ϕP_{nt} Capacity (kgf)
2342,73	89300,81	109767,37

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	ϕM_n (kgf-m)	ϕM_n No LTB (kgf-m)	ϕM_n $C_b=1$ (kgf-m)
Major Bending	2201,38	8353,54	8353,54	8353,54
Minor Bending	1760,95	8353,54		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kgf-m)	T_n Capacity (kgf-m)	ϕT_n Capacity (kgf-m)
-49,39	19396,09	17456,48

Shear Design

	V_u Force (kgf)	ϕV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	0	32930,21	0,032
Minor Shear	0	32930,21	0,027

Tabla 21. Diseño estructuras de acero.

Según los resultados obtenidos se demuestra que las columnas cumplen en cuanto a su capacidad cuando son sometidas a dicho sismo.

Con las vigas se realizó el mismo estudio para determinar la viga más desfavorable y el programa ETABS arrojó los resultados siguientes:

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Section Properties

A (m ²)	J (m ⁴)	I ₃₃ (m ⁴)	I ₂₂ (m ⁴)	A _{v3} (m ²)	A _{v2} (m ²)
0,0227	0,000844	0,001082	0,000366	0,0068	0,0146

Design Properties

S ₃₃ (m ³)	S ₂₂ (m ³)	Z ₃₃ (m ³)	Z ₂₂ (m ³)	r ₃₃ (m)	r ₂₂ (m)	C _w (m ⁶)
0,003606	0,00244	0,004431	0,002727	0,21819	0,12692	

Material Properties

E (kgf/m ²)	f _y (kgf/m ²)	R _y	α
2141404003	28042195,2	1,1	NA
7	9		

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check Message - Section is not seismically compact for highly ductile members (AISC 341-10 Table D1.1)

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P _u (kgf)	M _{u33} (kgf-m)	M _{u22} (kgf-m)	V _{u2} (kgf)	V _{u3} (kgf)	T _u (kgf-m)
5,99273	296,44	2581,9	8,38	883,11	3,27	147,64

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.2,H1-1b)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0,98	1	1	1	1	1
Minor Bending	0,98	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0,98	1	1,493

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.2,H1-1b)

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,023 =	2,584E-04 + 0,023 + 1,218E-04

Axial Force and Capacities

P_u Force (kgf)	φP_{nc} Capacity (kgf)	φP_{nt} Capacity (kgf)
296,44	482004,65	573507,76

Moments and Capacities

	M_u Moment (kgf-m)	φM_n (kgf-m)	φM_n No LTB (kgf-m)	φM_n Cb=1 (kgf-m)
Major Bending	2581,9	111826,8	111826,8	111826,8
Minor Bending	8,38	68813,71		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kgf-m)	T_n Capacity (kgf-m)	φT_n Capacity (kgf-m)
147,64	73555,36	66199,83

Shear Design

	V_u Force (kgf)	φV_n Capacity (kgf)	Stress Ratio
Major Shear	883,11	220872,67	0,004
Minor Shear	3,27	102758,94	3,184E-05

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (kgf)	Load Combo	Right End Reaction (kgf)	Load Combo
50911,49	DStlS4	50829,58	DStlS4

Tabla 22. Diseño estructuras de acero.

Los resultados obtenidos de la aplicación del Programa ETBAS señalan un mensaje de error que indica que la sección no es compacta, sin embargo esta sección cumple con los parámetros estudiados en dicho Programa, esta sección utilizada en las vigas fue elegida por criterio de igual magnitud a las del resto de la edificación de Módulo I, ya que no se consiguió información en el plano.

IV.9. Análisis de Colapso progresivo

Se realiza un análisis post-sísmico de la estructura mediante el estudio del colapso progresivo, en atención únicamente a las cargas verticales aplicadas a la estructura, de esta manera se estudia el comportamiento cuando colapsan las columnas que se consideran más vulnerables, para observar el comportamiento de las edificaciones en caso de que fallen las columnas más vulnerables de la estructura.

El Edificio De Postgrado consta de tres (3) edificios ya especificados, por lo tanto, este análisis será realizado por separado en cada uno de los edificios, como se muestra a continuación:

IV.9.1. Colapso progresivo Módulo 1

En el estudio de colapso progresivo del módulo 1, se estudia el comportamiento de la estructura en el momento de falla post-sismo de la columna con la mayor sollicitación de carga y a su vez el comportamiento de las vigas que convergen a la columna antes mencionada, como se muestra a continuación:

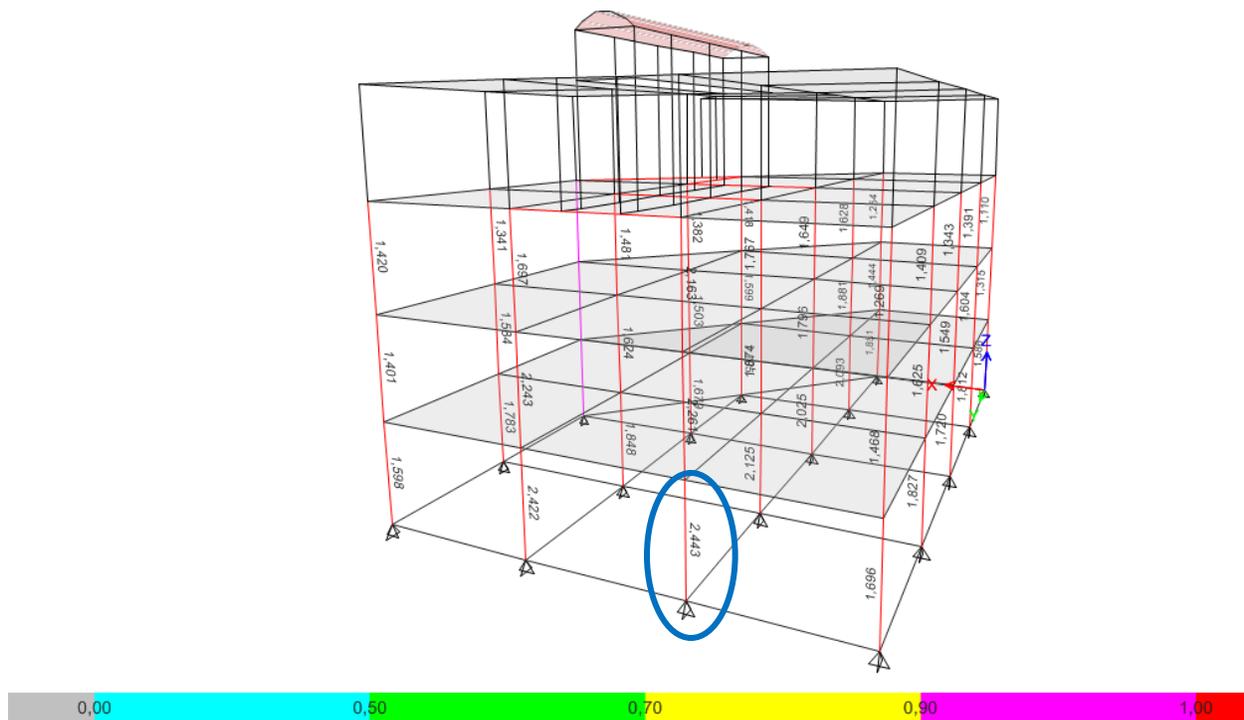


Imagen 42. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Inicialmente se estudian los momentos máximos probables de las vigas que convergen en la columna que colapsó, como este caso que representa la columna B1. Se muestran a continuación:

Evaluación de viga

Viga 1

$f'c$ 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
As 5,7

a 3,755294
 $Mn +$ 13315,99 Kgf-m

$f'c$ 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
As 5,7

a 3,755294
 $Mn -$ 13315,99 Kgf-m

En cuanto a la sollicitación de momento de la viga se tiene los resultados siguientes:

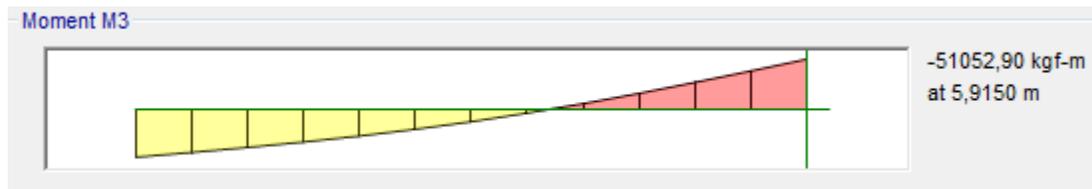


Imagen 43. Momento actuante en viga.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida es mayor al momento máximo probable, esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos de las vigas y en algunos casos en su parte central.

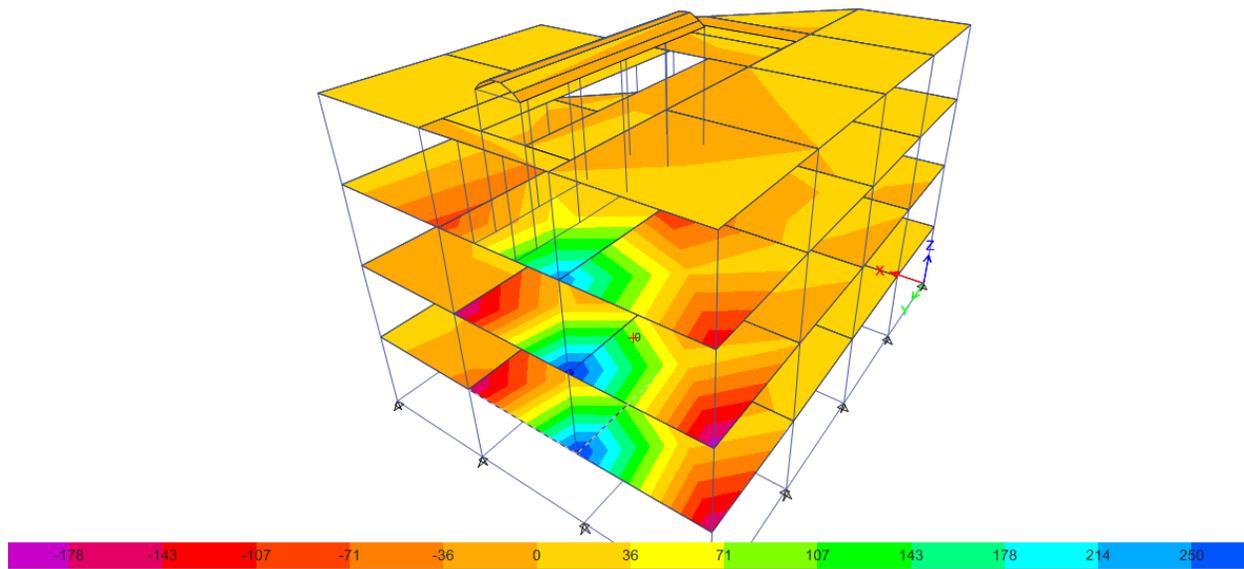


Imagen 44. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1

Cuando se causa la falla de estas vigas se producen tensiones en las vigas aledañas, lo que ocasiona una reacción en cadena y de esta manera el colapso de la estructura.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la primera columna son las siguientes.

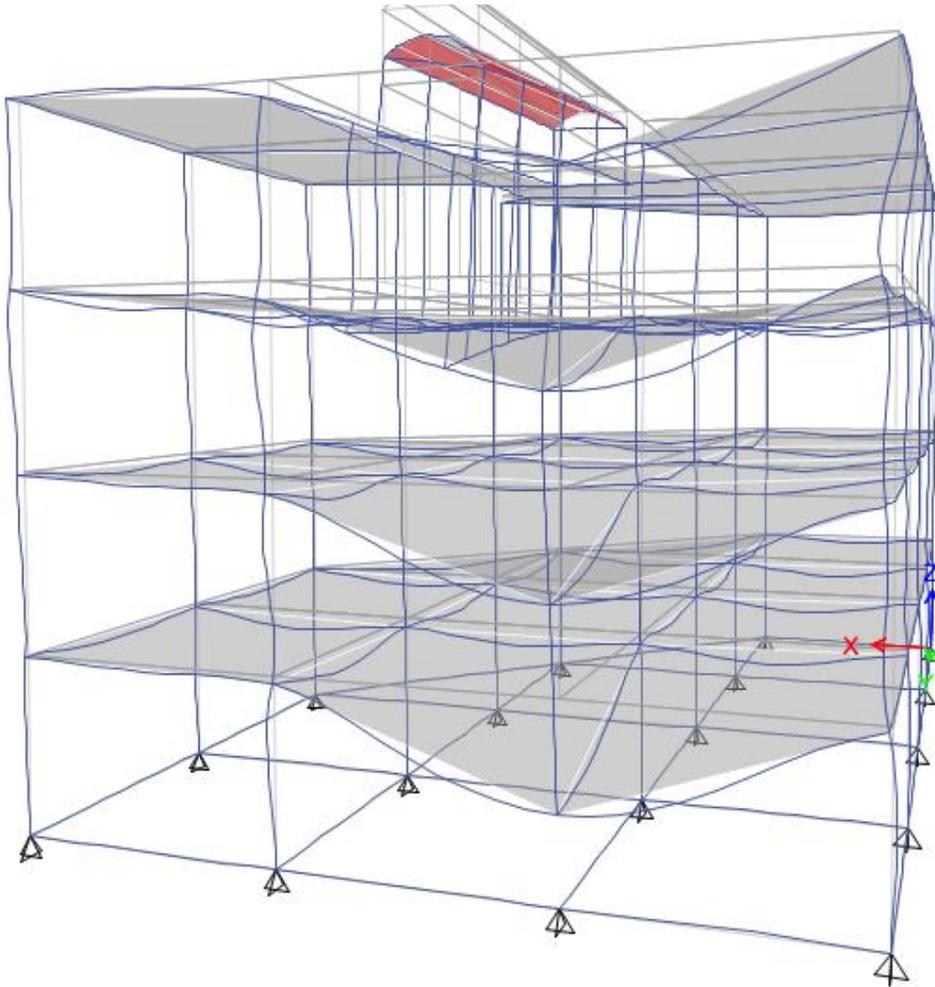


Imagen 45. Deformaciones en módulo 1

Se observa el comportamiento cuando colapsa la columna B1 y la diferencia de capacidades resultantes en los cálculos siguientes:

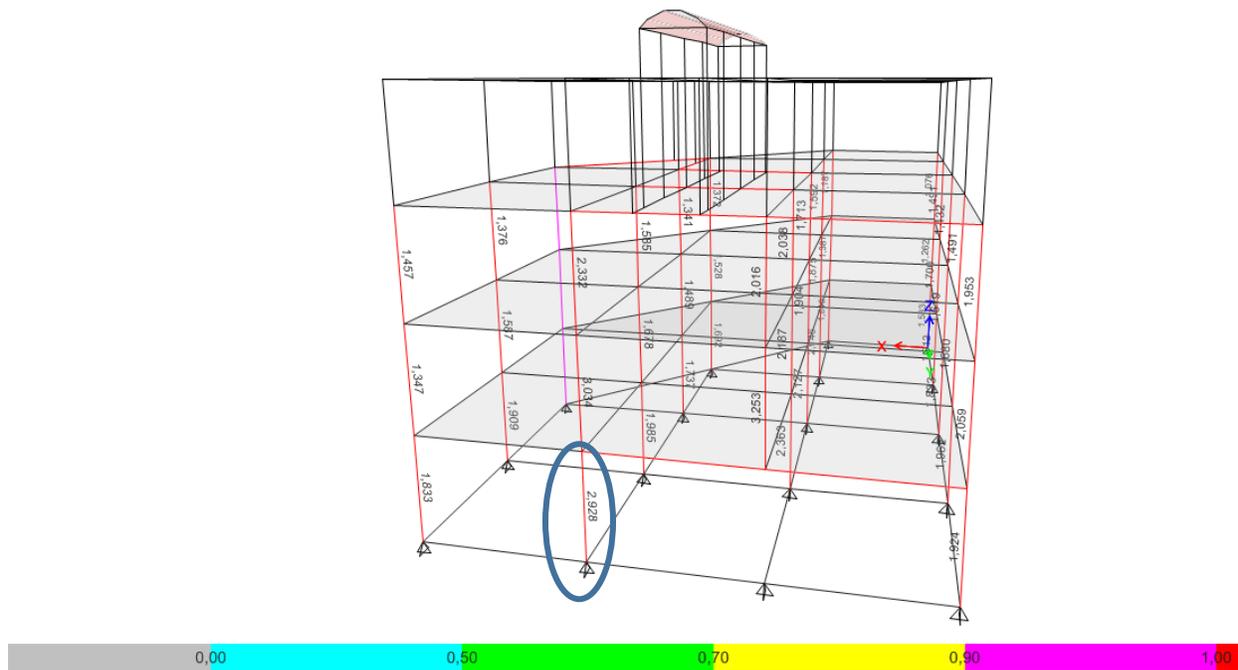


Imagen 46. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Momento máximo probable del pórtico (1):

Evaluación de viga

Viga 1

f'_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
As 5,7

a 3,755294
 $M_n +$ 13315,99 Kgf-m

f'_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
As 5,7

a 3,755294
 $M_n -$ 13315,99 Kgf-m

La sollicitación de la viga del pórtico (1) es:



Imagen 47. Momento actuante en viga.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida es mayor al momento máximo probable, esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos de las vigas y en algunos casos en su parte central, como se observa a continuación:

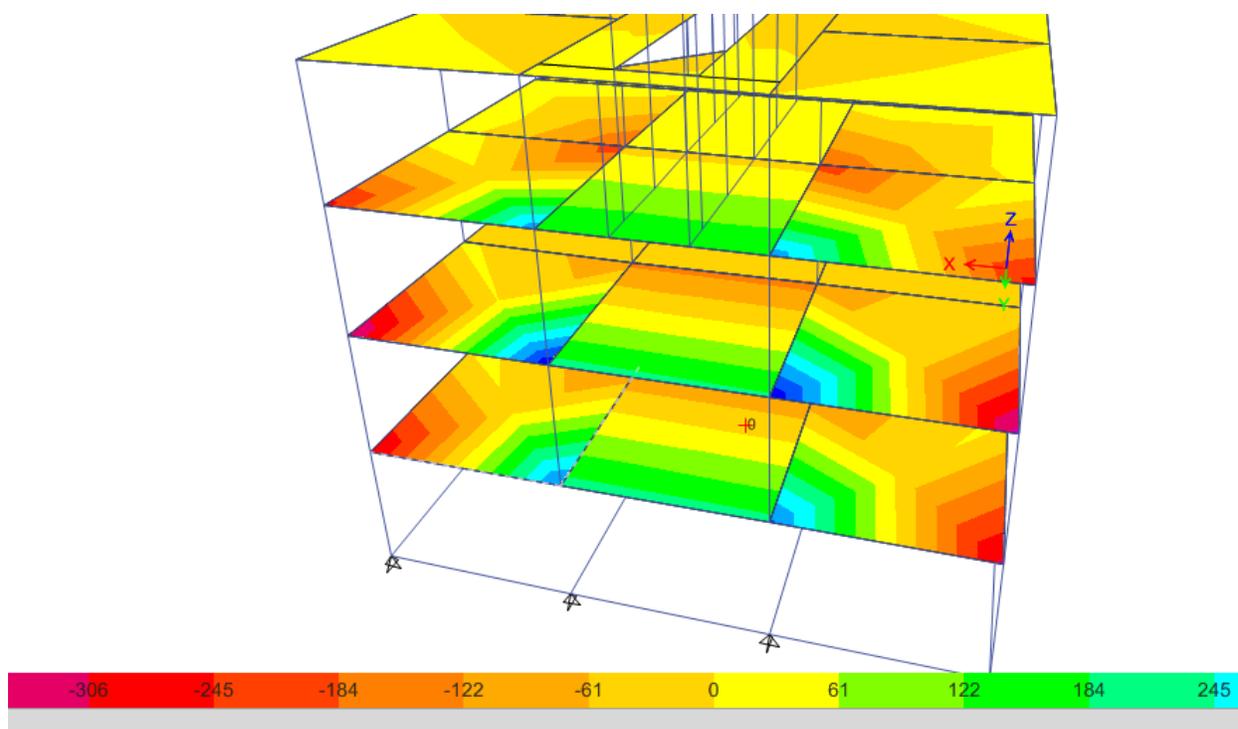


Imagen 48. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la segunda columna son las siguientes:

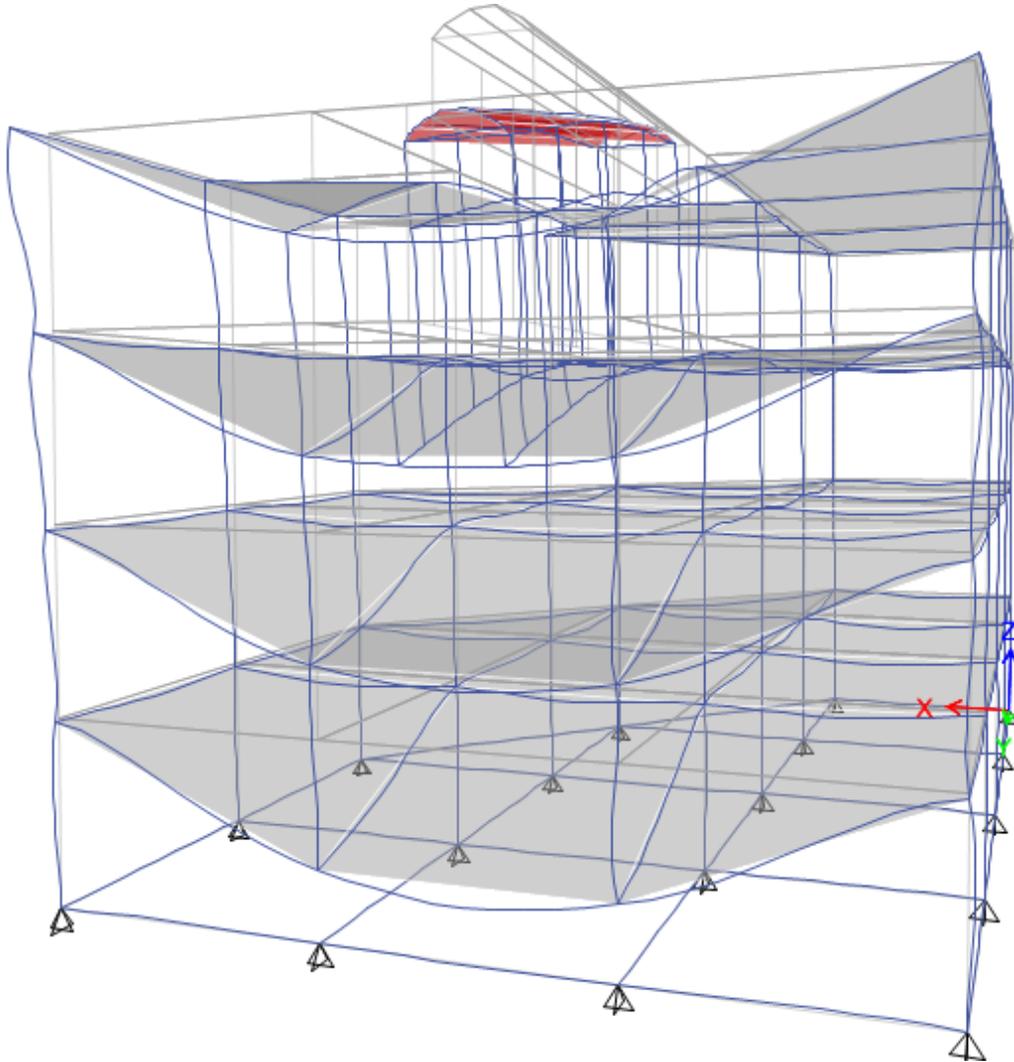


Imagen 49. Deformaciones en módulo 1

Se observa el comportamiento cuando colapsa la columna C1 y la diferencia de capacidades resultantes en los cálculos siguientes:

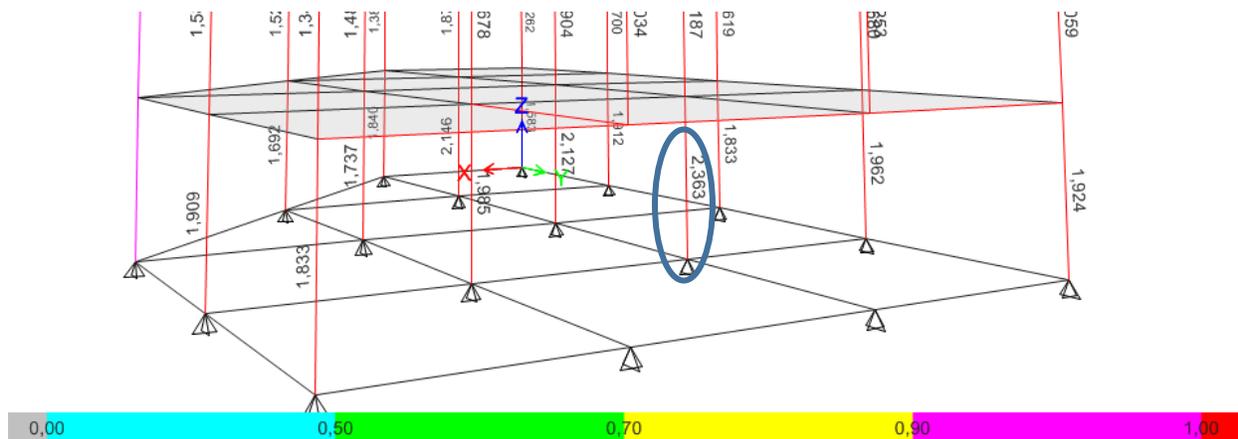


Imagen 50. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Momento máximo probable del pórtico (2):

Evaluación de viga

Viga 1

f'_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
 A_s 5,7

a 3,755294

$M_n +$ 13315,99 Kg-f-m

f'_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 30
 A_s 5,7

a 3,755294

$M_n -$ 13315,99 Kg-f-m

La sollicitación de la viga del pórtico (2) es:

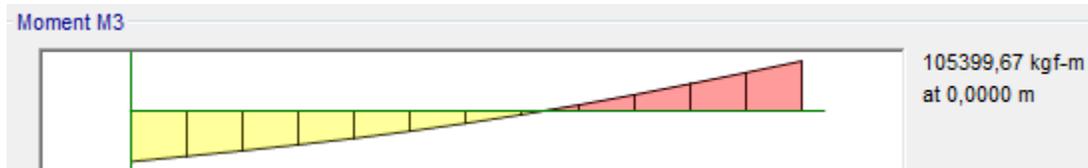


Imagen 51. Momento actuante en viga.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida sea mayor al momento máximo probable, esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos de las vigas y en algunos casos en su parte central, como se observa en la imagen siguiente:

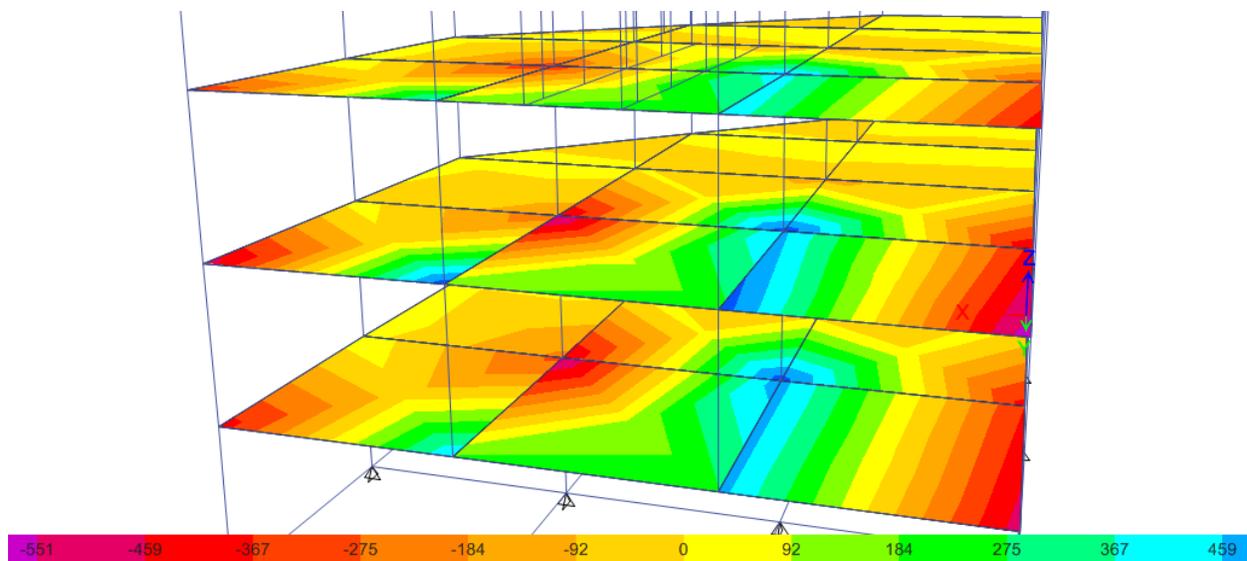


Imagen 52. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 1.

Las mayores sollicitaciones se encuentran en la ubicación donde colapsa la columna B2, con fuerzas a compresión y en los extremos de las losas los puntos de tracción máximos.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la tercera columna son las siguientes:

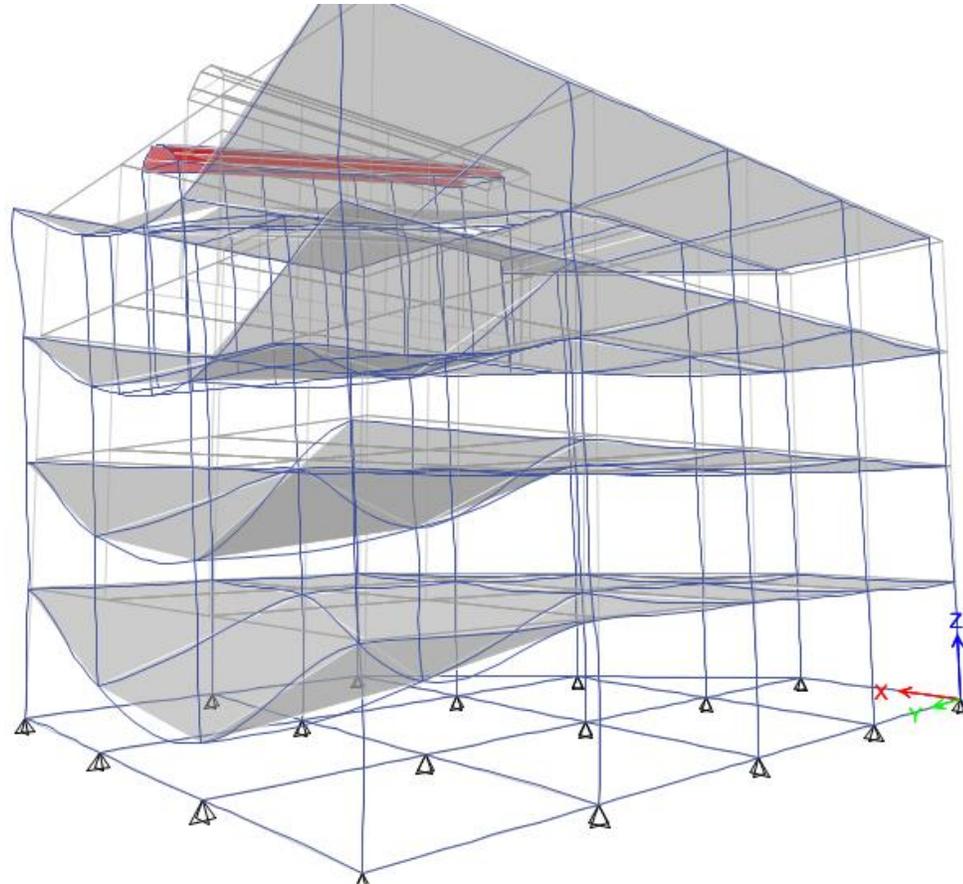


Imagen 53. Deformaciones módulo 1

IV.9.2. Colapso progresivo Módulo 2

En el estudio de la estructura de Módulo 2 se realiza el estudio al colapsar la columna con mayor sollicitación, luego se analiza el comportamiento de las vigas que convergen en ella y las nuevas sollicitaciones de las columnas cercanas, como se muestra a continuación:

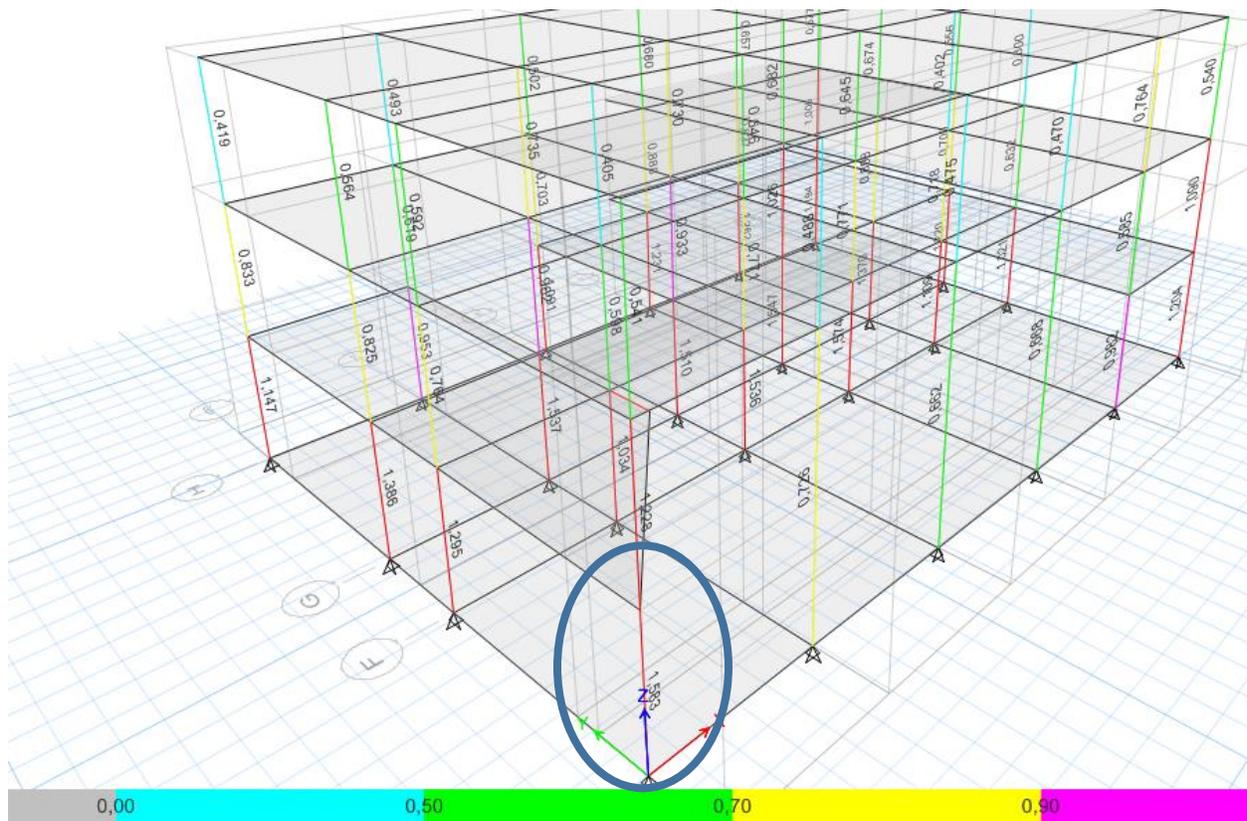


Imagen 54. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Se evalúa cuánto es el momento máximo probable de las vigas que convergen a la columna de falla. La viga del pórtico (6) que tiene un momento máximo probable de:

Evaluación de viga

Viga 1

f'_c	250
f_y	4200
d	57,5
b	30
As	5,94

a	3,913412
Mn	13856,94
	+

Kgf-m

f'_c	250
f_y	4200
d	57,5
b	30
As	8,55

a	5,632941
Mn	19636,86
	-

Kgf-m

Momentos máximos probables de la viga del pórtico (E):



Imagen 55. Momento actuante en viga.

Se demuestra que el momento aplicado supera el momento máximo probable produciendo rótulas plásticas en las vigas y por consiguiente un colapso de las mismas, como puede observarse en la imagen siguiente:.

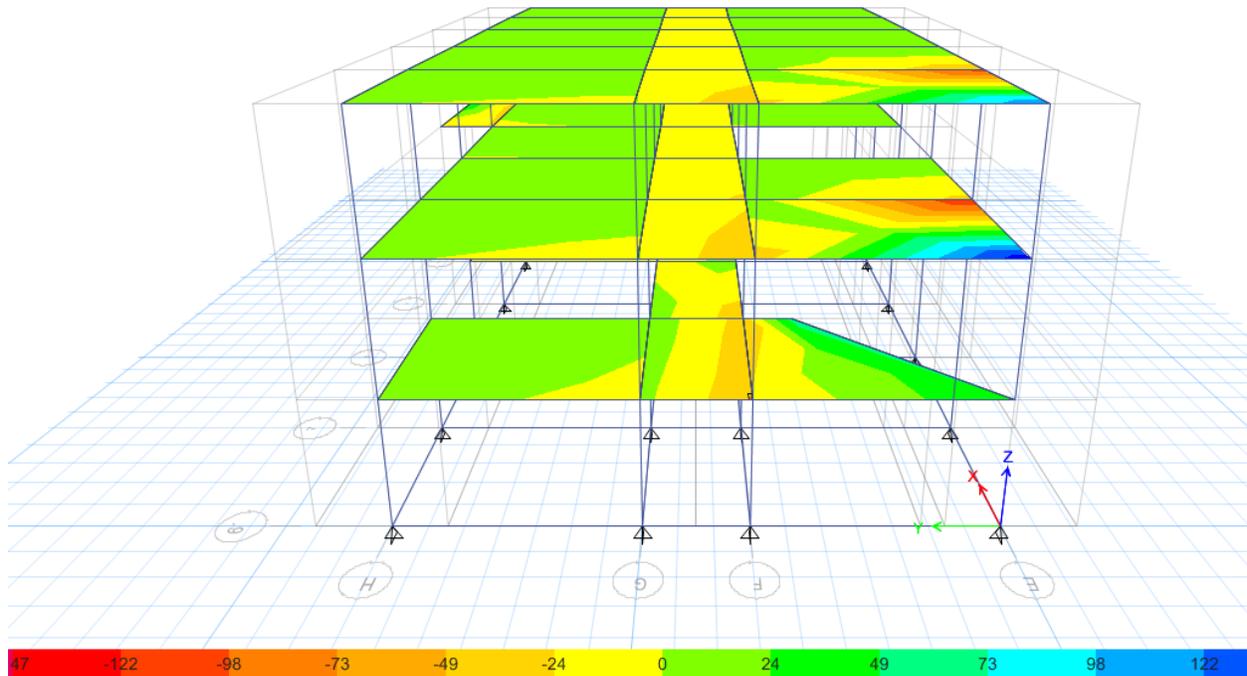


Imagen 56. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.

Los valores de esfuerzo más notorios se encuentran en la losa donde colapsa la columna E6.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la primera columna son las siguientes.

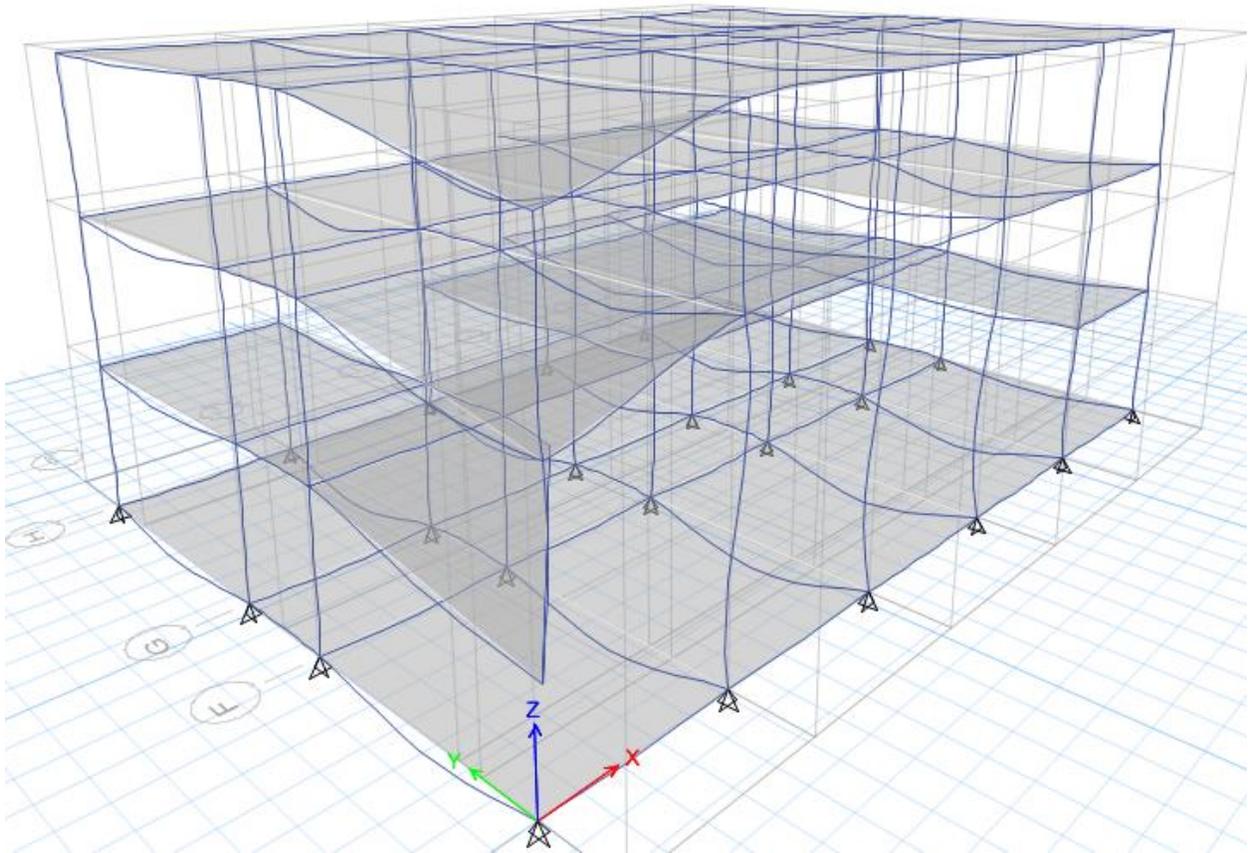


Imagen 57. Deformaciones módulo 2

Las nuevas relaciones de PMM se muestran a continuación:

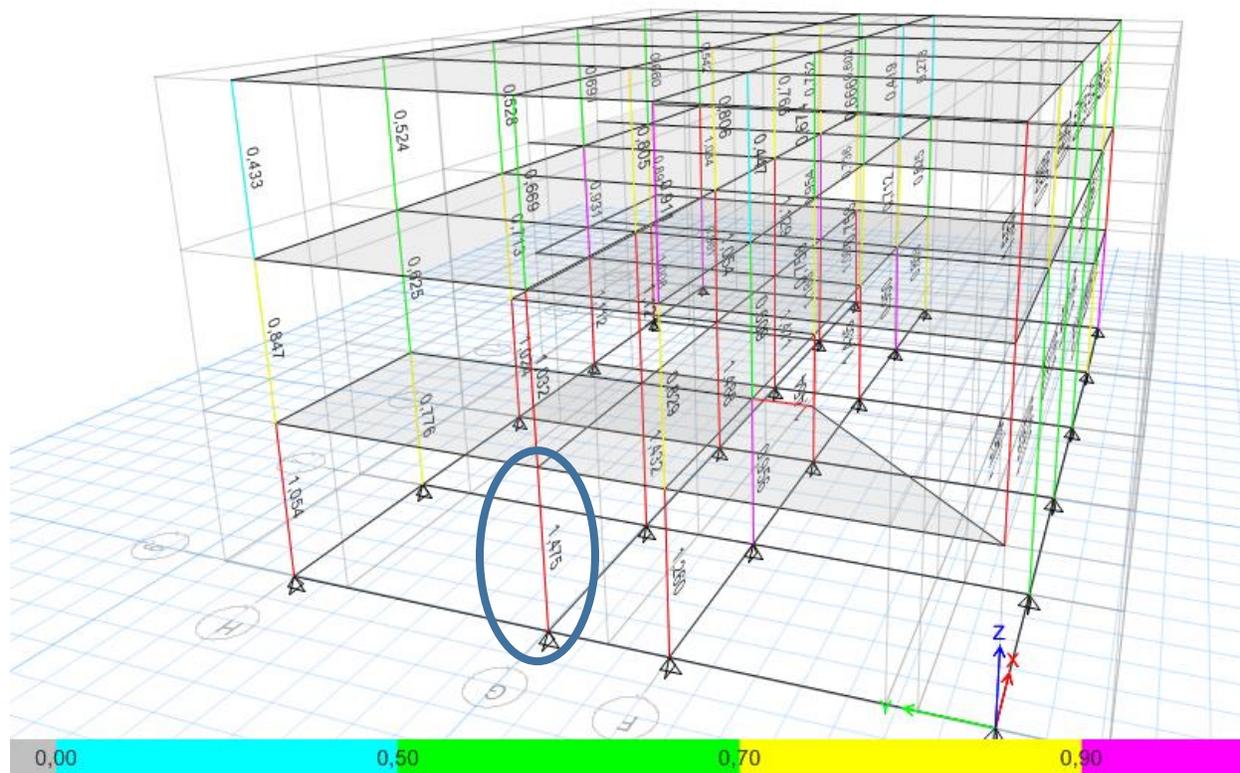


Imagen 58. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Se evalúa el comportamiento cuando falla la segunda columna ubicada a la derecha de la edificación, los momentos máximos probables de las vigas del pórtico (6) son los siguientes:

Evaluación de viga

Viga 1

f'_c 250	a 3,913412	Kgf- m
f_y 4200	Mn + 13856,94	
d 57,5		
b 30		
As 5,94		

f'_c 250	a 5,632941	Kgf- m
f_y 4200	Mn - 19636,86	
d 57,5		
b 30		
As 8,55		

Viga

2

f'_c 250	a 3,913412	Kgf- m
f_y 4200	Mn + 8496,721	
d 27,5		
b 40		
As 7,92		

Viga

2

f'_c 250	a 3,364941	Kgf- m
f_y 4200	Mn - 7384,33	
d 27,5		
b 40		
As 6,81		

La sollicitación de la viga antes mencionada es la siguiente:

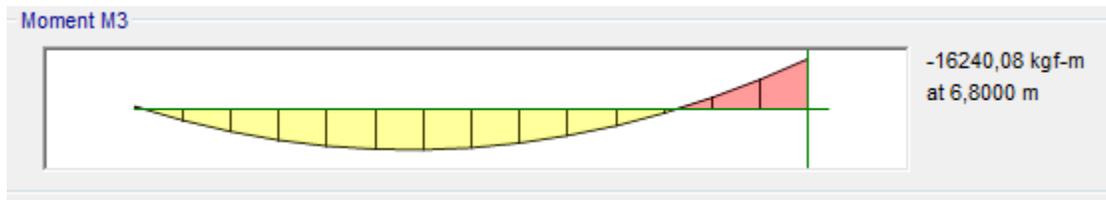


Imagen 59. Momento actuante en viga.

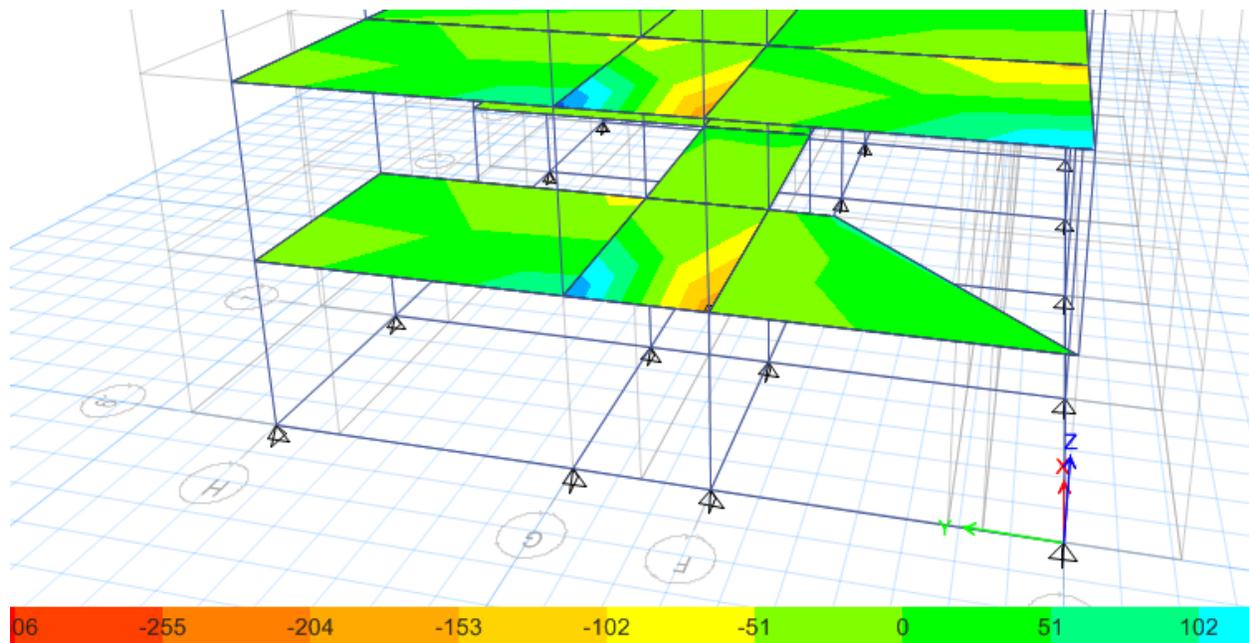


Imagen 60. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.

Con los resultados se demuestra que las vigas no soportan las cargas ocasionadas por la formación de rotulas plásticas al fallar la columna y se producen tensiones en las vigas aledañas al área de estudio, lo que ocasiona un evento en cadena que determina el colapso de la estructura.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la segunda columna son las siguientes:

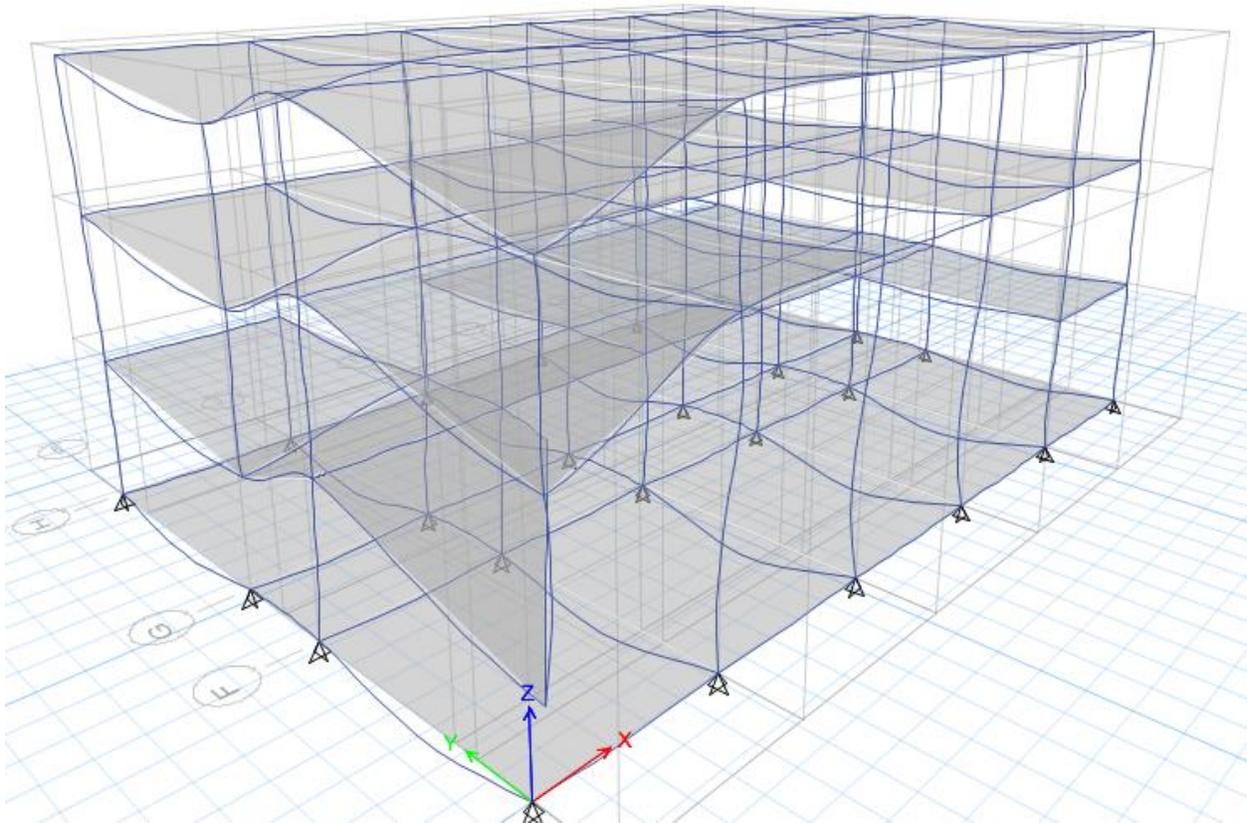


Imagen 61. Deformaciones módulo 2

Las nuevas relaciones de PMM se muestran a continuación:

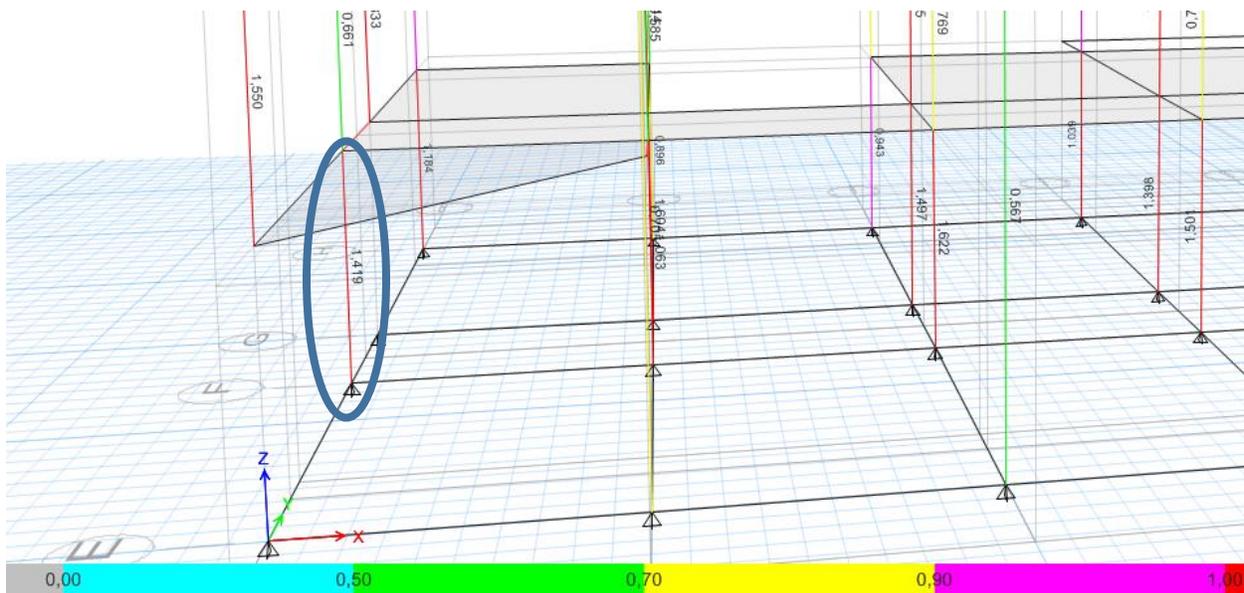


Imagen 62. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Según el estudio cuando falla la columna esquinera, se producen los momentos máximos probables de las vigas señaladas a continuación:

Momento máximo probable de la viga del pórtico (H):

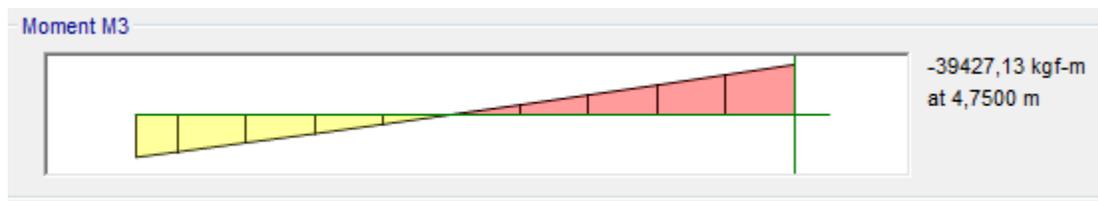


Imagen 63. Momento actuante en viga.

Con los resultados se demuestra que las vigas no soportan las cargas ocasionadas por la ausencia de la columna, se producen tensiones en las vigas aledañas al área de estudio, lo que ocasiona un evento en cadena que determina el colapso de la estructura.

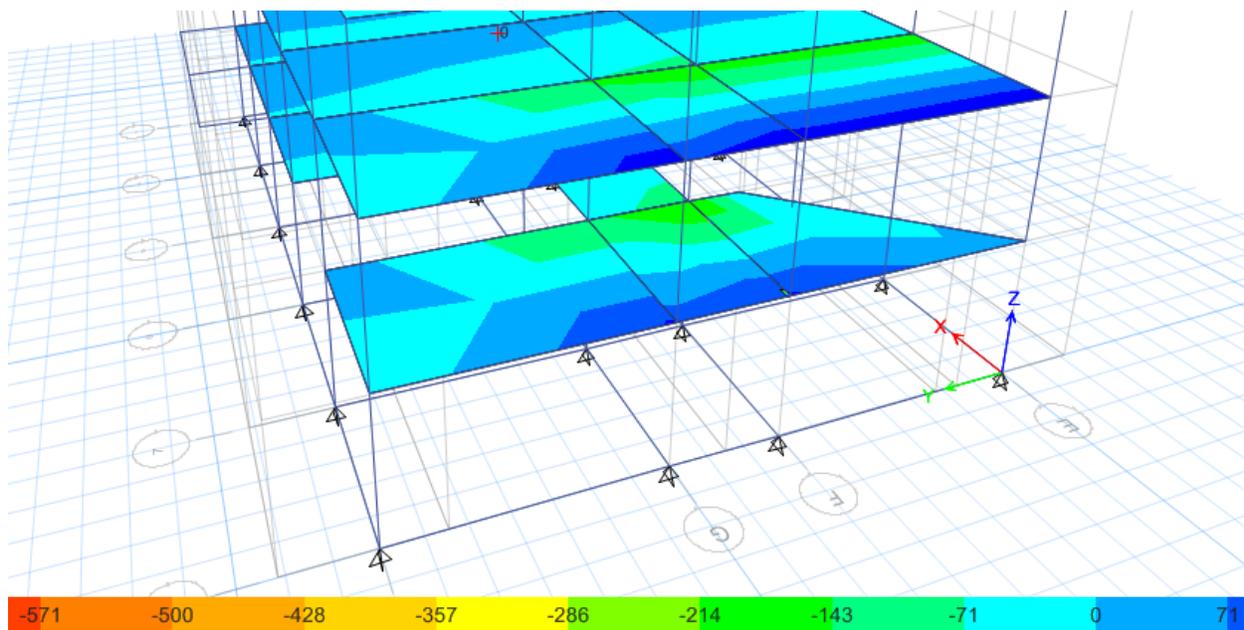


Imagen 64. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.

Con los resultados se demuestra que las vigas no soportan las cargas ocasionadas por la formación de rotulas plásticas al fallar la columna, se producen tensiones en las vigas aledañas al área de estudio, lo que ocasiona un evento en cadena que determina el colapso de la estructura.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la tercera columna son las siguientes:

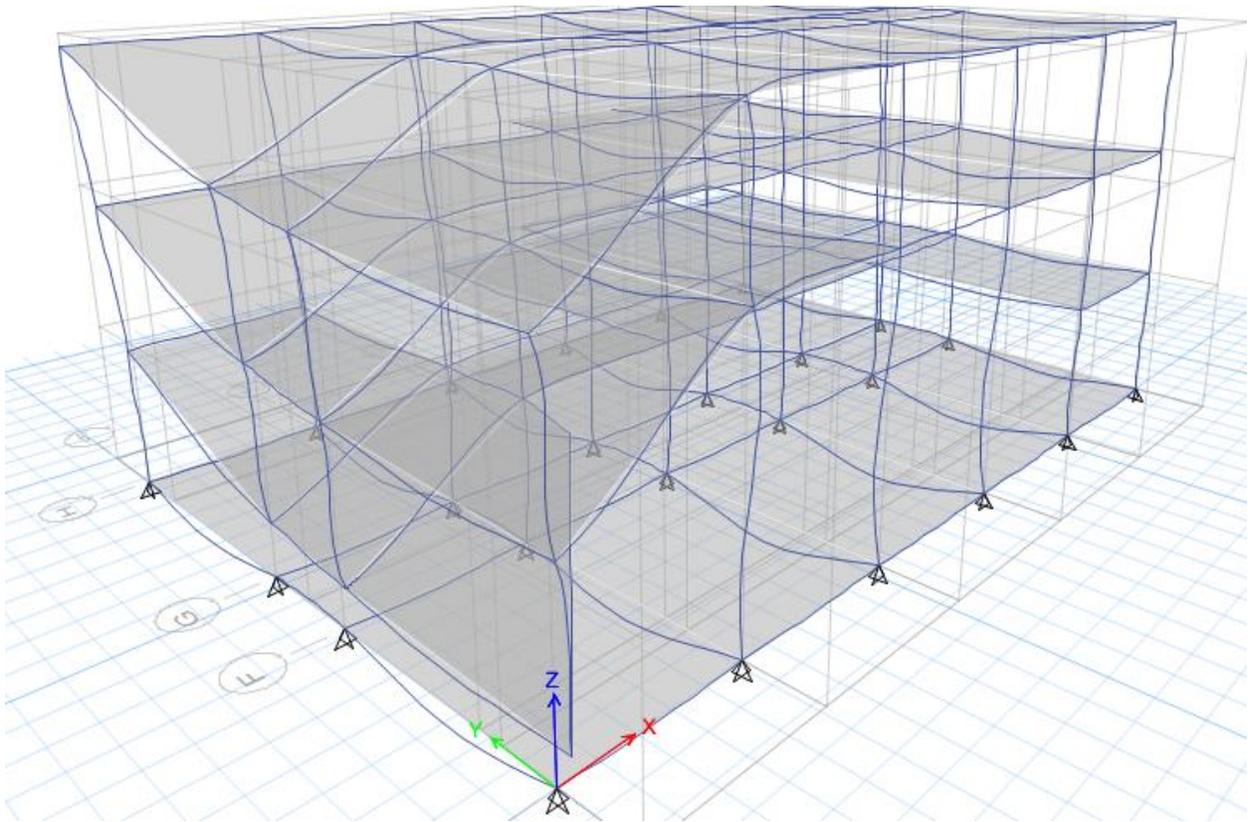


Imagen 65. Deformaciones módulo 2.

IV.9.3. Colapso progresivo Módulo 3

Es una estructura regular simétrica tanto en dirección horizontal como vertical. Este Módulo tiene la particularidad que las dimensiones de columnas H y E de los ejes 12, 14, 15 y 17 cumplen con las proporciones de muros según la norma actual. Según los criterios de colapso progresivo se evalúa la estructura, en caso que fallen las columnas con mayor sollicitación de capacidad, como se muestra a continuación:

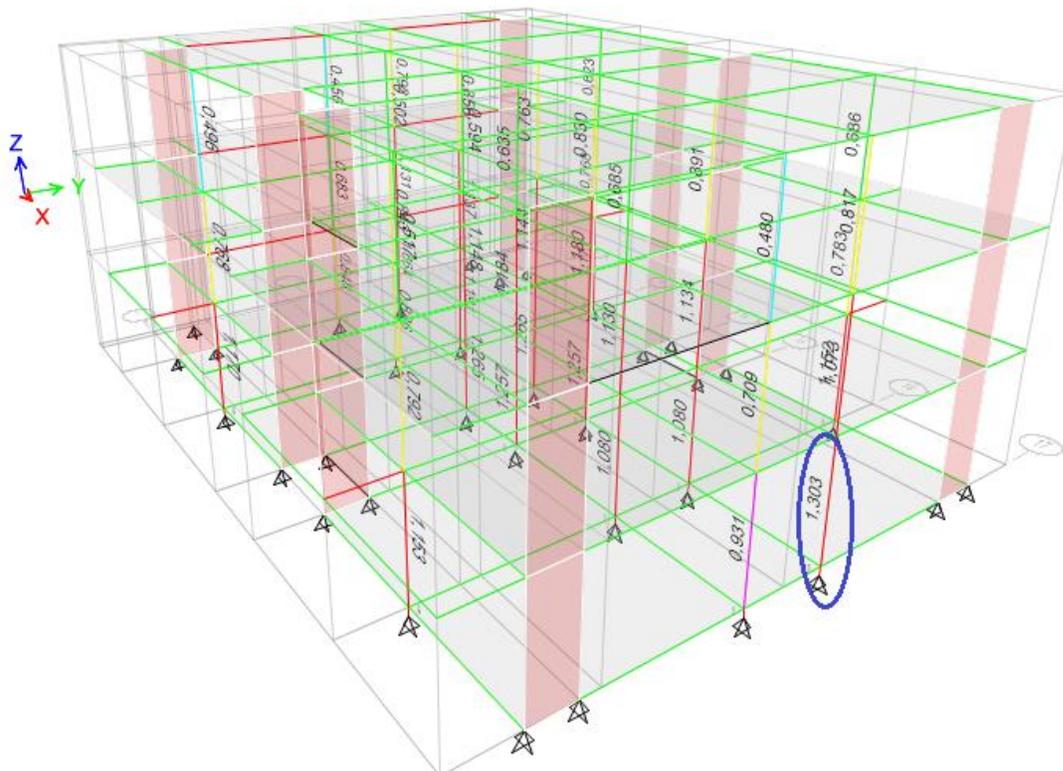


Imagen 66. Columna de falla en análisis de colapso progresivo.

Se estudian los momentos máximos probables de las vigas que convergen en la columna colapsada como se observa a continuación:

Viga del pórtico 17 en el tramo G-H:

f'c 250	a 3,071435	
fy 4200	Mn + 10958,03	Kgf-m
d 57,5		
b 30		
As 4,662		

f'c 250	a 3,071435	
fy 4200	Mn - 10958,03	Kgf-m
d 57,5		
b 30		
As 4,662		

Viga del pórtico 17 en el tramo F-G.

f'c 250	a 3,285882	
fy 4200	Mn + 7221,877	Kgf-m
d 27,5		
b 40		
As 6,65		

f'c 250	a 2,303576	
fy 4200	Mn - 5159,085	Kgf-m
d 27,5		
b 40		
As 4,662		

Viga del pórtico G en el tramo 16-17.

$f'c$ 250	a 2,047624
f_y 4200	Mn + 3456,096 Kgf-m
d 27,5	
b 30	
As 3,108	

$f'c$ 250	a 2047,624
f_y 4200	Mn - 1,3E+08 Kgf-m
d 27,5	
b 30	
As 3.108	

En cuanto a las solicitaciones de las vigas antes mencionadas se tienen los resultados siguientes:

Viga del pórtico 17 en el tramo G-H:



Imagen 67. Momento actuante en viga.

Viga del pórtico 17 en el tramo F-G:

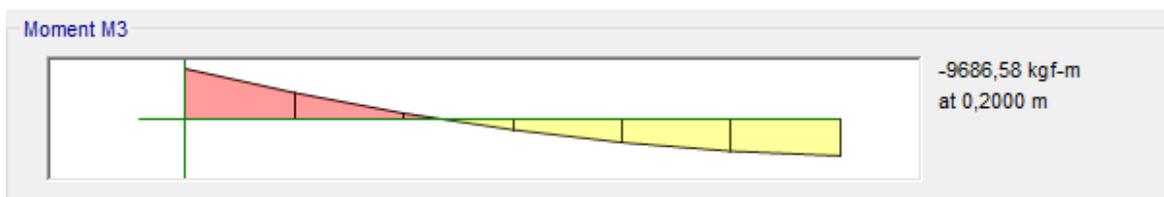


Imagen 68. Momento actuante en viga.

Viga del pórtico G en el tramo 16-17.

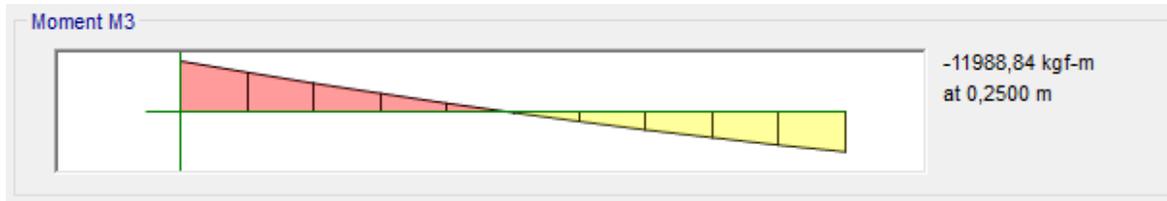


Imagen 69. Momento actuante en viga.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida sea mayor al momento máximo probable, esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos y zona media de las vigas 2 y 3. Luego, al ocasionarse la falla de estas vigas se producen tensiones en las otras vigas aledañas a estas, ocasionando una reacción en cadena y de esta manera el colapso de la estructura.

La sollicitación de esfuerzos al fallar la columna se presenta a continuación:

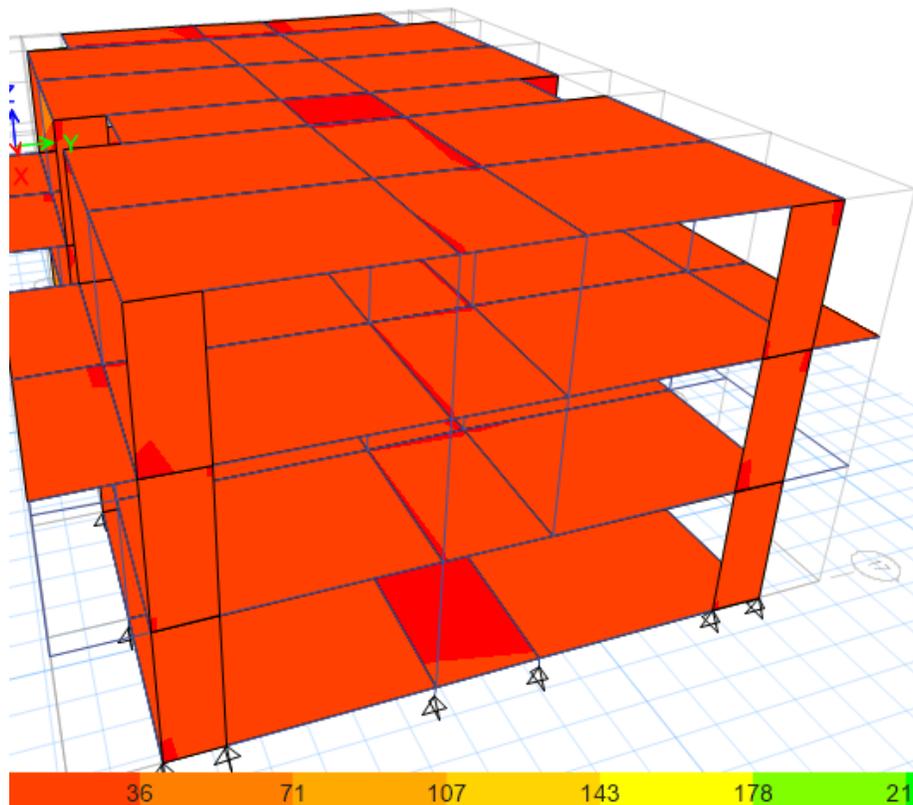


Imagen 70. Tensiones generadas en (kgf.m/m) sobre las losas de Módulo 2.

En este caso particular ya que el edificio posee muros en sentido (Y) en el pórtico donde colapsa la columna los esfuerzos aumentan lo que ocasiona que las vigas fallen, se carguen más los muros y de esta manera ocurra el colapso total de dicho pórtico.

Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la primera columna son las siguientes:

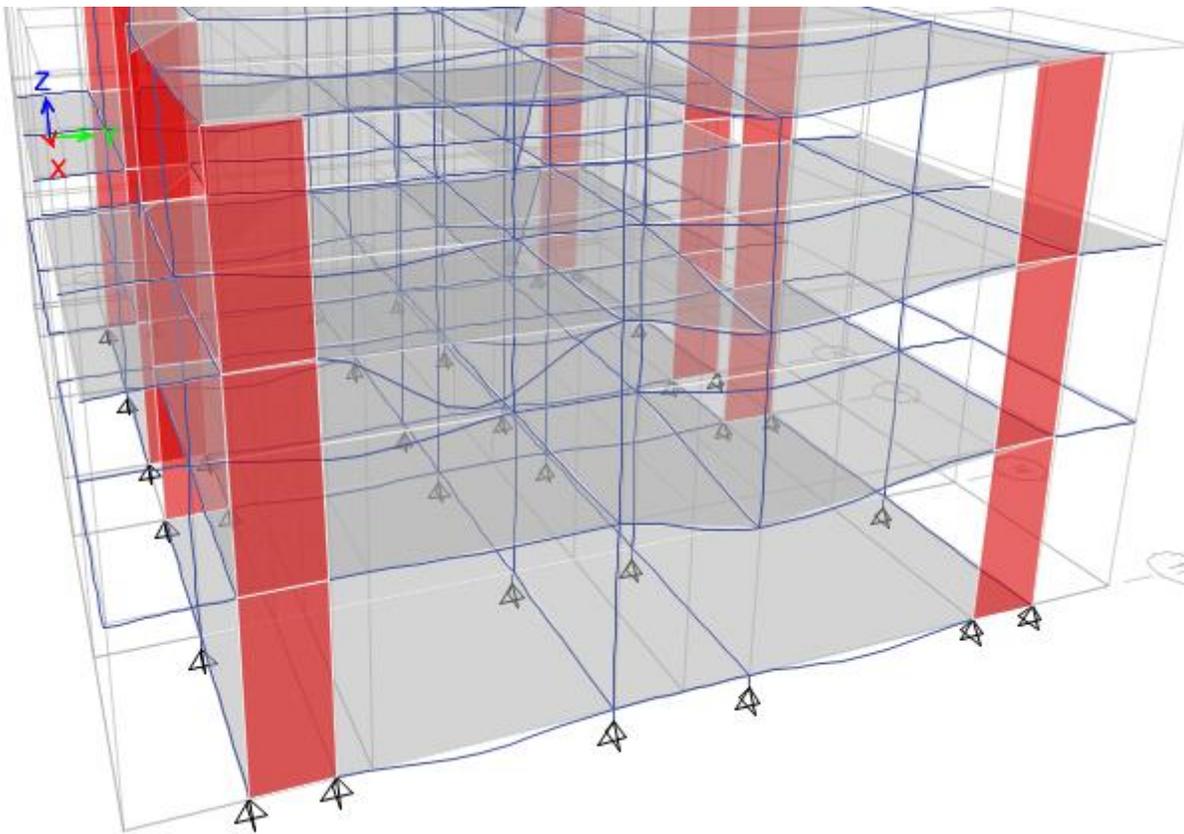
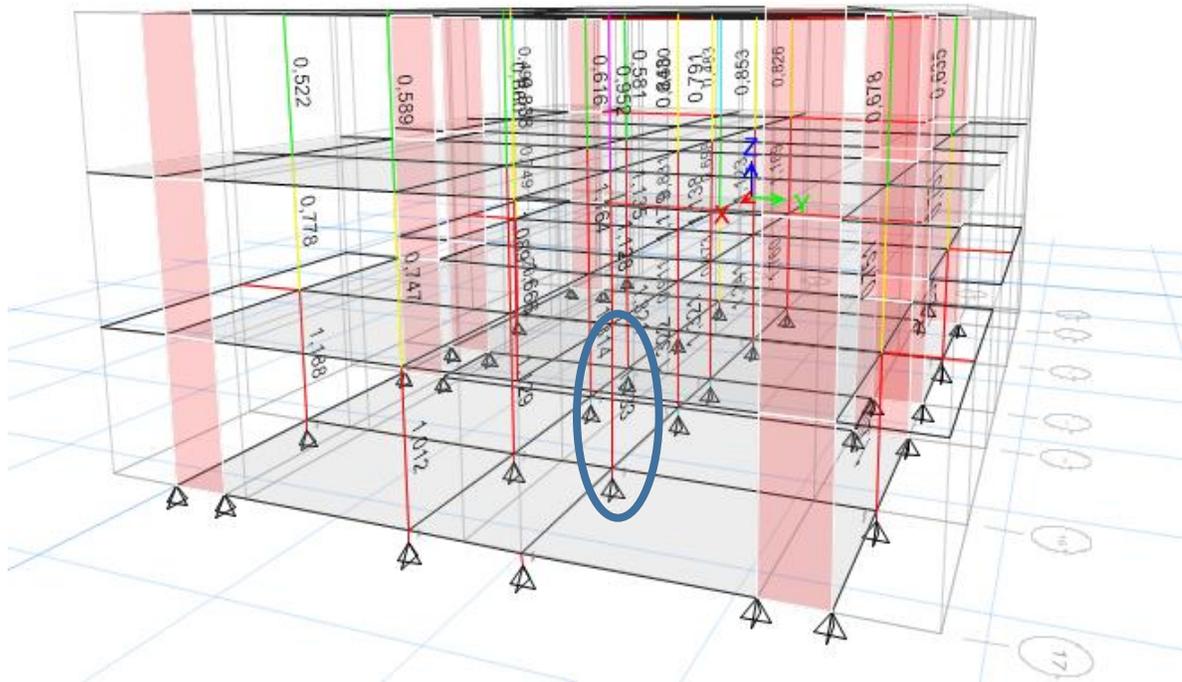


Imagen 71. Deformación de módulo 3.



Las deformaciones en el edificio de módulo 1 luego de fallar la segunda columna son las siguientes:

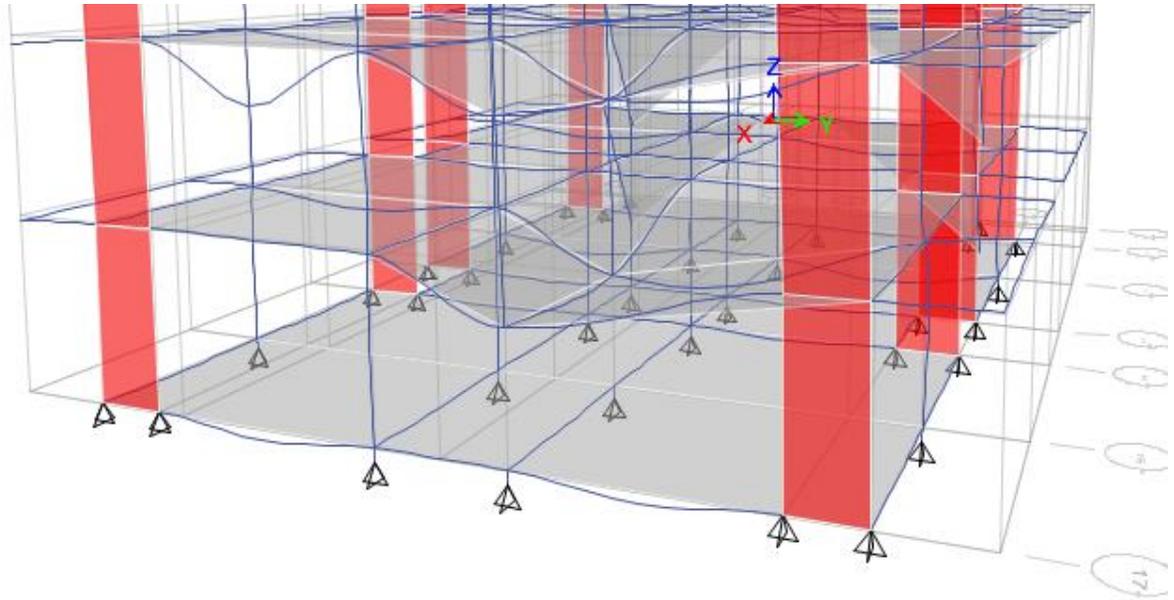


Imagen 73. Deformación de módulo 3

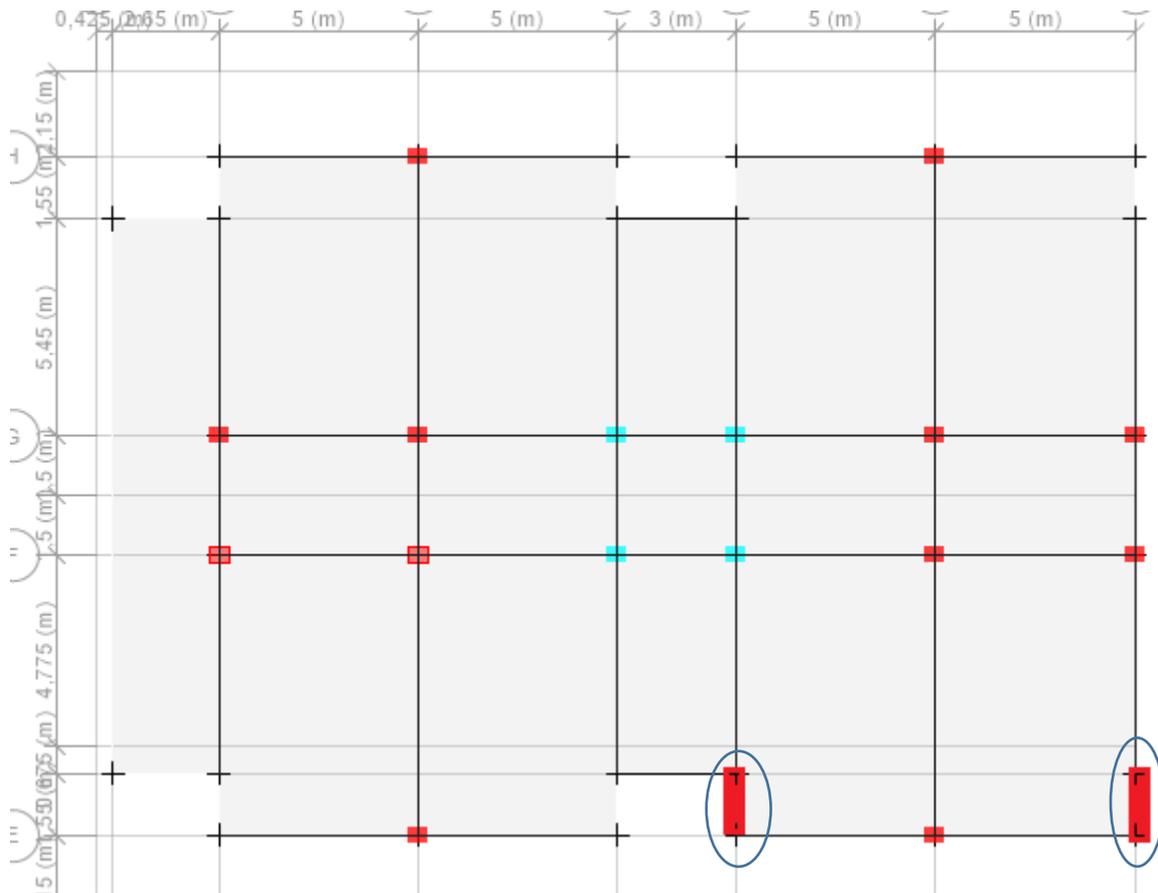


Imagen 74. Vista en planta de las columnas tipo muro. Módulo 3.

Sobre la columna esquinera se apoyan tres (3) vigas, 15-16 del pórtico E, 14-15 ubicadas en un eje de referencia entre E y F, E-F del pórtico 15. Se muestran los Momentos máximos probables de cada viga a continuación:

Viga 1. 15-16 del pórtico E

Superior

As	6 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	30 cm
a	5 cm
Mpr	32.907 k.m

Inferior

As	6 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	30 cm
a	5 cm
Mpr	32.907 k.m

Viga 2. 14-15 ubicada en un eje de referencia entre E y F

Superior

As	6 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	28 cm
b	40 cm
a	4 cm
Mpr	5.503 k.m

Inferior

As	8 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	28 cm
b	40 cm
a	5 cm
Mpr	7.162 k.m

Viga 3. E-F del pórtico 15

Superior

As	9 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	30 cm
a	7 cm
Mpr	47.657 k/m

Inferior

As	6 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	30 cm
a	5 cm
Mpr	32.907 k/m

Luego del colapso de la columna en cuanto a la sollicitación de momento se obtienen los resultados siguientes:

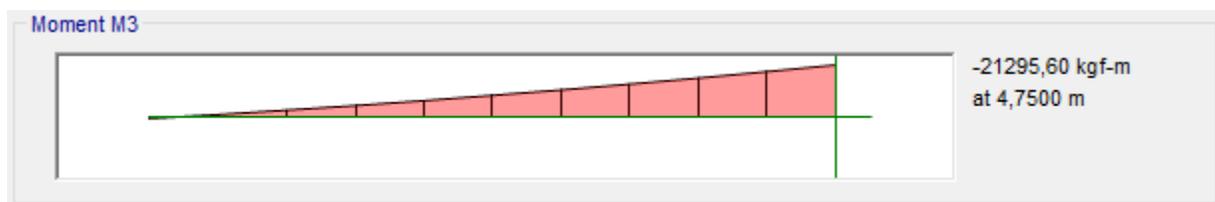


Imagen 75. Momento actuante en viga 1.



Imagen 76. Momento actuante en viga 2.

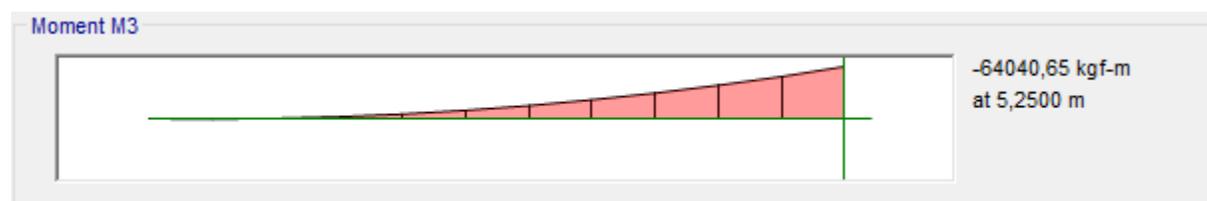


Imagen 77. Momento actuante en viga 3.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida sea mayor al momento máximo probable, exceptuando la viga 1 que si cumple, sin embargo esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos y zona media de las vigas 2 y 3. Luego, al ocasionarse la falla de estas vigas se producen tensiones en las otras vigas aledañas a estas, lo que ocasiona una reacción en cadena y de esta manera el colapso de la estructura.

Se examina el la estructura si la columna esquinera colapsa en esta columna se apoyan dos vigas, 16-17 del pórtico E y E-F del pórtico 17.

Viga 1. 16-17 del pórtico E

Superior

As	8 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	40 cm
a	5 cm
Mpr	32.907 k.m

Inferior

As	5 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	40 cm
a	3 cm
Mpr	21.771 k.m

Viga 2. E-F del pórtico 17.

Superior

As	8 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	40 cm
a	5 cm
Mpr	32.907 k.m

Inferior

As	6 cm ²
fy	4.200 kg/cm ²
fc	250 kg/cm ²
d	58 cm
b	40 cm
a	4 cm
Mpr	24.954 k.m

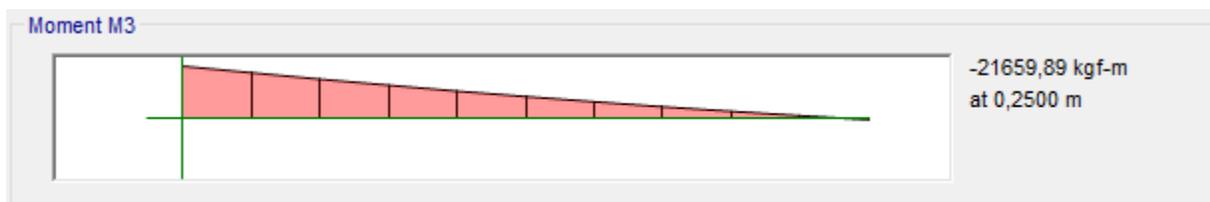


Imagen 78. Momento actuante en viga 1.

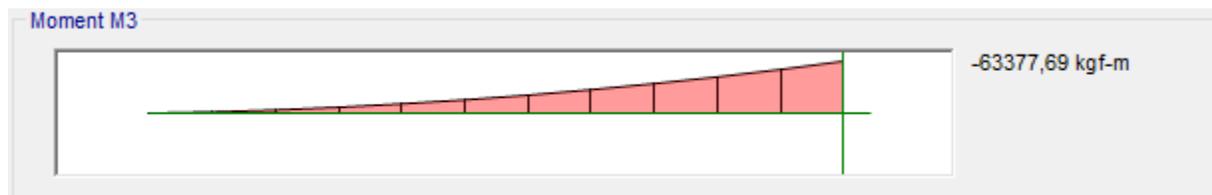


Imagen 79. Momento actuante en viga 2.

Como resultado se obtiene que la sollicitación ejercida es mayor al momento máximo probable, esto ocasiona la formación de rótulas plásticas en los nodos y zona media de las vigas 1 y 2. Luego, al ocasionarse la falla de estas vigas se producen tensiones en las otras vigas aledañas a estas, lo que ocasiona una reacción en cadena y de esta manera el colapso de la estructura.

Se muestran las deformaciones producidas en el edificio de módulo 3 al fallar una de las bases de los muros, como puede observarse en la imagen siguiente:

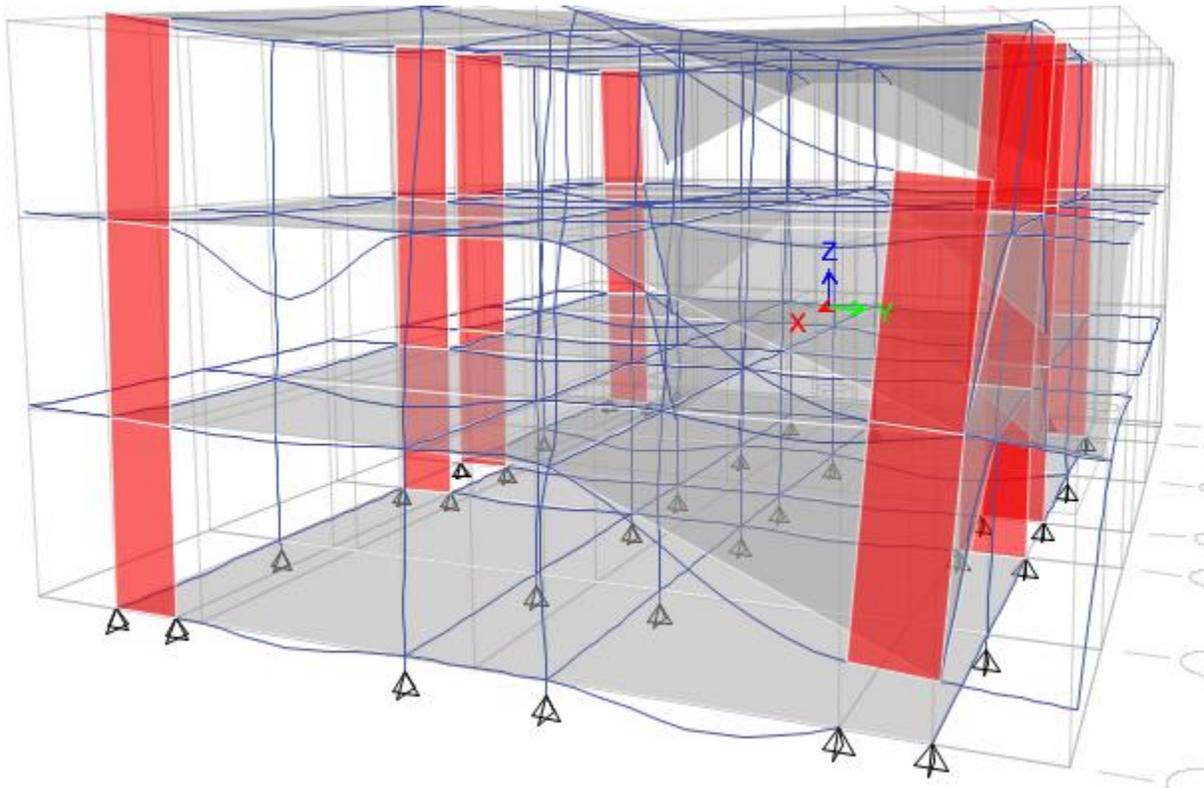


Imagen 80. Deformaciones módulo 3

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V.1 Conclusiones

Se modelan los tres módulos que componen el Edificio De Postgrado en el programa ETABS, según los planos obtenidos en la Alcaldía de Caracas y se evalúan según lo establecido en las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, el análisis se realiza tomando cada módulo como una estructura independiente con nivel de diseño 2, periodos cortos y el sismo reducido de acuerdo al tipo de diafragma.

Módulo 1

El desplazamiento máximo se excede en 166%.

En la evaluación de las columnas en el caso más desfavorable de carga, las columnas del nivel inferior sobrepasan su capacidad, de acuerdo a la relación Demanda/Capacidad. El criterio de columna fuerte-viga débil no cumple.

Respecto al análisis de vigas, el corte cumple con la evaluación del acero mínimo y también en la separación máxima de estribos. Las vigas que geométricamente se ubican en el borde inferior del edificio, en donde las luces son mayores cumplen las solicitaciones por flexión, por lo cual poseen mayor cuantía de acero y las vigas de riostra se comportan de la misma forma.

En cuanto al anexo que se encuentra ubicado en el techo de módulo 1, el análisis muestra que las columnas cumplen, sin embargo al estudiar el comportamiento de las vigas resulta que la sección no es compacta.

El análisis de la estructura bajo criterios de colapso progresivo evidencia que las solicitaciones en las vigas superan sus capacidades.

Módulo 2

El desplazamiento máximo cumple.

En la evaluación de las columnas el caso más desfavorable de carga, las columnas del nivel inferior sobrepasan su capacidad de acuerdo a la relación Demanda/Capacidad. El criterio de columna fuerte-viga débil no cumple.

Respecto al análisis de vigas, el corte las vigas cumplen con la evaluación del acero mínimo y también en la separación máxima de estribos. En cuanto a la flexión en el nivel 2 las vigas del pórtico F y el pórtico G son las que cumplen y el resto fallan por flexión y el nivel 1 tienen una configuración geométrica irregular, lo que ocasiona que las luces entre algunas vigas sean mayores, sumado a esto existe un vacío en donde está anexa la estructura de las escaleras, es por esto que las vigas del nivel 1 fallan por flexión. Las vigas de riostra tienen el mismo comportamiento que el nivel 2 del edificio.

Módulo 3

El desplazamiento máximo se excede en 445%.

En la evaluación de las columnas en el caso más desfavorable de carga, las columnas del nivel inferior sobrepasan su capacidad de acuerdo a la relación Demanda/Capacidad. El criterio de columna fuerte-viga débil no cumple.

Respecto al análisis de vigas, el corte las vigas cumple con los valores mínimos de acero y la separación de estribos es adecuada. En cuanto a la flexión solo cumplen aquellas secciones que se ubican en el perímetro ya que tienen mayor acero por ser parte de los volados. Debido a las dimensiones de los muros, estos no resisten por flexo compresión en el sentido X. Ninguna de las vigas de riostra cumple.

Escaleras

Estas estructuras no cumplen. El desplazamiento máximo se excede en 272%, 16% Y 13% respectivamente.

Los muros donde se anclan las escaleras no resisten en uno de sus lados por flexocompresion.

Al evaluar los módulos que componen el Edificio De Postgrado bajo los criterios de colapso progresivo se observa como las columnas más cargadas, en el módulo 1, son aquellas ubicadas en la parte posterior del edificio justo donde se ubica el laboratorio de computación, lo que implica un alto riesgo para los usuarios que se encuentran en ella. En el nivel 2, la salida de emergencia se encuentra del lado contrario a las columnas más cargadas, lo que representa la vía de escape más segura.

En el módulo 2, el pórtico 6 es el tramo de columnas más cargadas y esto se debe a la irregularidad geométrica que ésta presenta. El colapso ocurrirá en el sector próximo a Módulo 1, donde se ubica la salida, lo que implica que no es una ubicación adecuada y en caso de emergencia lo conveniente será evacuar por la salida lateral.

Con respecto al Módulo 3, la zona más crítica se ubica en la parte posterior, próxima a la feria de comida, sin embargo, gracias a los muros la estructura puede resistir las fallas en las columnas para una evacuación del edificio. Como se mencionó antes el muro es el miembro estructural más importante, de fallar implicaría un colapso inmediato de la estructura.

Se determina que los módulos que componen el Edificio De Postgrado no cumplen con las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 Y FONDONORMA 1753-06. De acuerdo a la configuración de los componentes estructurales y las solicitudes que exige la norma para nivel de diseño dos, en el caso más desfavorable de carga, las fallas que se pueden presentar serán dúctiles, por lo tanto perceptibles antes del colapso de la estructura.

V.2 Recomendaciones

Adosar muros estructurales a los edificios de módulo 1 y módulo 2 en las zonas perimetrales, donde las solicitaciones son mayores y realizar el estudio nuevamente.

Anclar las escaleras compuestas por muros al módulo para aportar rigidez a la estructura y de esta manera controlar los desplazamientos.

Realizar un estudio de impacto entre los módulos que componen el Edificio De Postgrado, ya que cada estructura posee un periodo distinto.

Reforzar estructuralmente las columnas y vigas que no cumplen con los valores de acero mínimo según la envolvente de cargas.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA Y ELECTRÓNICAS

Agustín B. (2002). *El análisis dinámico de construcciones sismo resistentes. Conceptos básicos y limitaciones.* Obtenido de http://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci_31_el_analisis_dinamico_de_construcciones_sismo_resistentes.pdf

Dolores, C y Minervini, M. (2016). *Análisis de colapso progresivo en estructuras de concreto por ocurrencia de eventos extraordinario.* Trabajo especial de grado. UCAB

Norma Venezolana. (2001). COVENIN 1756:2001. *Edificaciones sismo resistentes.* (1era revisión). Caracas.

Norma Venezolana. (2006). FONDONORMA 1753-2006. *Proyecto y construcción de obra en concreto estructural.* Versión definitiva. Caracas.

ASCE 7. (2010). *Cargas mínimas de diseño y criterios asociados para edificios y otras estructura.* Instituto de Ingeniería Estructural (SEI-INGLES).Virginia.

Crisafulli, F y Villafañe, E (2002). *Espectros de respuesta y diseño.* Facultad de ingeniería. Universidad Nacional de Cuyo.

Alarcón, E y Doblaré, M (1979). *Catedra de estructuras, Conceptos generales.* Universidad Politécnica de Madrid.