



**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.**

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: Acuña Cardozo, Fransay Teresa
 Quiñones Sánchez, Nayree Alicia

PROFESOR GUÍA: Ing. Bonadío Pedrón, Vincenzo.

FECHA: Caracas, Octubre de 2018

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) PUNTOS.



JURADO EXAMINADOR

Nombre: Eduardo López

Firma: 

Nombre: Angelo Mariuelli

Firma: 

Nombre: Vincento Bonassio

Firma: 

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

Este esfuerzo va dedicado a Dios por otorgarme la vida y principalmente a mí, porque es mi logro más grande hasta ahora, pero también va dedicado a mis padres que tampoco desmayaron en este largo y arduo camino de ser Ingeniero, que a pesar de todo siempre estuvieron allí para empujarme o también decirme algunas palabras inspiradoras para poder seguir.

Le doy mi total agradecimiento ante todo a mis familiares, que con su apoyo y esfuerzo hicieron de este trabajo una realidad, también a su vez a todas esas personas las cuales llamo amigos, que me apoyaron y me guiaron durante todo el camino de esta difícil pero gratificante carrera, tampoco puedo dejar atrás a nuestro tutor y profesor guía el Ing. Vincenzo Bonadío, quien se convirtió también en casi un padre para mí, porque por un tiempo largo me ayudó y guio en la carrera, dándome también un espacio en su lugar de trabajo para aprender de él, muchas lecciones valiosa de la vida y de la carrera.

Fransay T. Acuña C.

En agradecimiento y dedicatoria del presente Trabajo Especial de Grado a: Vicenta Sánchez, Petra Sánchez, Vincenzo Bonadío, Eduardo López, William Marciales, Daniel Camacho, Leyla Granja, William Marciales y Diana Sánchez.

Nayree A. Quiñones S.

ÍNDICE

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS	III
ÍNDICE	IV
ÍNDICE DE IMÁGENES	VIII
ÍNDICE DE TABLAS	XI
INTRODUCCIÓN	XIII
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.....	5
II.2.1 Métodos de cálculo.....	5
II.2.2 Análisis dinámico	5
II.2.3 Método de los elementos finitos.....	5
II.2.3.1 Discretización.....	5
II.2.3.2 Funciones de interpolación.....	6
II.2.4 Espectros de respuesta.....	6
II.2.4.1 Espectro de respuesta elástico	6
II.2.5 Análisis modal.....	6
II.2.5.1 Análisis modal Espectral	7
II.2.6 Análisis de colapso.....	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.2.1.2 Software a utilizar	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 las edificaciones:.....	10
IV.1.1 Edificio de Aula Magna.....	11
IV.1.2 Edificios de Oficinas.....	12
IV.1.3 Capilla.....	14
IV.2 Propiedades de los materiales.....	15
IV.3 Combinaciones de Cargas.....	15
IV.4 Revisión General	15
IV.4.1 Análisis según Capítulo 12 de la norma FONDONORMA 1753-06: Longitudes de transferencia.....	16
IV.4.2 Análisis según Capítulo 18 de la norma FONDONORMA 1753-06: Requisitos adicionales para el diseño sismo-resistente.....	17
IV.4.3 Análisis según la norma COVENIN 1756-01.....	18
IV.4.3.1 Cargas aplicadas para el sismo.	21
IV.4.3.2 Periodo Fundamental	22
IV.4.3.3 Corte Basal.....	22
IV.2.3.4 Verificación del Coeficiente sísmico	28
IV.5 Verificación de Capacidad de Columnas.....	29
IV.5.1 Evaluación de Capacidad de columnas Aula Magna	32
IV.5.1.1 Evaluación en Aula Magna de las columnas con sección mixta.....	33
IV.5.1.2 Evaluación en Aula Magna de las columnas sin sección mixta.....	36
IV.5.2 Evaluación de capacidad de columnas de Oficina 1	39
IV.5.3 Evaluación de Capacidad de columnas Oficina 2.....	42
IV.5.4 Evaluación de Capacidad de Capilla.....	44
IV.5.4.1 Evaluación en la Capilla de las columnas de sección mixta.	44
IV.5.4.1 Evaluación en la Capilla de las columnas sin sección mixta.	48
IV.6 Verificación de Vigas	50
IV.6.1 Evaluación de Corte en Vigas.....	50
IV.6.1.1 Evaluación de corte en vigas de Aula Magna.....	51
IV.6.1.2 Evaluación de corte en vigas de Oficina 1.....	53

IV.6.1.3 Evaluación de corte en vigas de Oficina 2.....	55
IV.6.1.4 Evaluación de corte en vigas de Capilla	56
IV.6.2 Evaluación de Flexión	56
IV.6.2.1 Evaluación de Flexión de Aula Magna.....	56
IV.6.2.2 Evaluación de Flexión de Oficina 1.....	59
IV.6.2.3 Evaluación de Flexión de Oficina 2.....	62
IV.6.2.4 Evaluación de Flexión de Capilla	64
IV.7 Verificación de Viga - Columna.....	64
IV.7.1 Verificación de Viga - Columna de Aula Magna	64
IV.7.2 Verificación de Viga - Columna de Oficina 1	65
IV.7.3 Verificación de Viga - Columna de Oficina 2	66
IV.7.4 Verificación de Viga - Columna Corte de Capilla.....	67
IV.8 Control de desplazamientos	68
IV.8.1 Control de desplazamientos de Aula Magna	69
IV.8.2 Control de desplazamientos de Oficinas 1.....	70
IV.8.3 Control de desplazamientos de Oficinas 2.....	71
IV.8.4 Control de desplazamientos de Capilla.....	72
IV.9 Verificación de acero en los muros.....	73
IV.9.2 Verificación de escaleras	76
IV.10 Verificación de Acero Estructural.	79
IV.10.1 Verificación de Acero Estructural en Columnas.	79
IV.10.1.1 Verificación de Acero Estructural en Columnas de Aula Magna.	79
IV.10.1.2 Verificación de Acero Estructural en Columnas de Capilla.	81
IV.10.2 Verificación de Acero Estructural en Vigas.	83
IV.10.2.1 Verificación de Acero Estructural en Vigas de Aula Magna.....	83
IV.10.2.2 Verificación de Acero Estructural en Vigas de Capilla.	85
IV.11 Análisis del colapso progresivo.	87
IV.11.1 Análisis del colapso progresivo Aula Magna	87
IV.11.2 Análisis del colapso progresivo Oficina 1	89
IV.11.3 Análisis del colapso progresivo Oficina 2	96
IV.11.4 Análisis del colapso progresivo Capilla.....	104
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	108

V. 1. Conclusiones	108
V.2 Recomendaciones.....	112
REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA Y ELECTRÓNICAS.....	113

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1. Plano de Conjunto.....	10
Imagen 2. Aula Magna.....	11
Imagen 3. Edificio de Oficinas 1	12
Imagen 4. Edificio de Oficinas 2.	13
Imagen 5. Capilla.....	14
Imagen 6. Espectro de respuesta elástica.....	19
Imagen 7. Espectro de respuesta reducido hasta 0,6s.	20
Imagen 8. Peso del Aula Magna para Carga permanente y variable.	23
Imagen 9. Corte Basal del Aula Magna.	24
Imagen 10. Peso del Oficina 1 para Carga permanente y variable.	24
Imagen 11. Corte Basal Oficina 1.....	25
Imagen 12. Corte Basal corregido Oficina 1.	25
Imagen 13. Peso del Oficina 2 para Carga permanente y variable.	26
Imagen 14. Corte Basal Oficina 2.....	27
Imagen 15. Corte Basal corregido Oficina 2.	27
Imagen 16. Peso Capilla para Carga permanente y variable.	27
Imagen 17. Corte Basal Capilla.	28
Imagen 18. Corte Basal corregido Capilla.....	28
Imagen 19. Columna Tipo 1, 2, 3 y 4 en Aula Magna.....	30
Imagen 20. Columna 2C	30
Imagen 21 Columna Tipo 1, 2, 3 y 4 en Capilla	30
Imagen 22. Capacidad de las columnas de Aula Magna con columnas con sección mixta.	33
Imagen 23. Capacidad de las columnas de Aula Magna con columnas sin sección mixta.....	36
Imagen 24. Capacidad Columna Tipo 4 sin sección mixta en Aula Magna.	37
Imagen 25. Capacidad Columna Tipo 4 sin sección mixta en Aula Magna.	38
Imagen 26. Capacidad de Columnas Oficina 1.....	39
Imagen 27. Capacidad de Columna Tipo 1 Oficina 1.....	41
Imagen 28. Capacidad de Columna Tipo 1 Oficina 1.....	41

Imagen 29. Capacidad de Oficina 2.....	42
Imagen 30. Capacidad de columna C4 de Oficina 2.....	43
Imagen 31. Capacidad de columna C4 de Oficina 2.....	43
Imagen 32. Capacidad de Columnas de la Capilla con columnas de sección mixta.	44
Imagen 33. Capacidad de Columnas de la Capilla con columnas sin sección mixta.....	48
Imagen 34. Capacidad de las columnas de Capilla sin sección mixta.	49
Imagen 35. Deriva de Aula Magna.....	69
Imagen 36. Deriva de Oficinas 1.	70
Imagen 37. Deriva de Oficinas 2.	71
Imagen 38. Deriva de Capilla.	72
Imagen 39. Muros aula magna.....	73
Imagen 40. Escalera típica.	77
Imagen 41. Deriva máxima de Escalera típica.....	77
Imagen 42. Verificación de acero de Aula Magna.	79
Imagen 43. Verificación de acero de Capilla.....	81
Imagen 44. Verificación de acero de Aula Magna.	83
Imagen 45. Verificación de acero de Capilla.....	85
Imagen 46. Colapso de Aula Magna.....	87
Imagen 47. Esfuerzos por Colapso de Aula Magna.....	88
Imagen 48. Colapso progresivo Oficina 1. PMM Ratios 1.....	89
Imagen 49. Momento del análisis de colapso progresivo HI / P-7.	90
Imagen 50. Momento del análisis de colapso progresivo 7-8 / P-7.....	91
Imagen 51. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) de Colapso 1 para Oficina 1.....	91
Imagen 52. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1.....	92
Imagen 53. Momento de Colapso 2 para Oficina 1	93
Imagen 54. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 8-9 / P-I.	94
Imagen 55. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 7-8 / P-I.	94
Imagen 56. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico H-I / P-8.....	94
Imagen 57. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 2 para Oficina 1	95
Imagen 58. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1.....	96

Imagen 59. Análisis de colapso progresivo Oficina 2.	97
Imagen 60. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 4-5 / P-C.	98
Imagen 61. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico C-D / P-4.	98
Imagen 62. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 1 para Oficina 2	99
Imagen 63. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1	100
Imagen 64. Análisis de colapso progresivo Oficina 2.	101
Imagen 65. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 4-5 / P-C.	102
Imagen 66. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico C-D / P-5.	102
Imagen 67. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 2 para Oficina 2	103
Imagen 68. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 2	104
Imagen 69. Colapso de Capilla.	105
Imagen 70. Momento de vigas de Capilla.	105
Imagen 71. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico B-C / P-10.	106
Imagen 72. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico A-B / P-10.	106
Imagen 73. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 9-10 / P-B.	106
Imagen 74. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) para Capilla.	106
Imagen 75. Esfuerzos de Colapso progresivo Capilla.	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Períodos	21
Tabla 2. Coeficiente Sísmico del Centro Loyola.	29
Tabla 3. Capacidad Columna Tipo 4 más solicitada.....	34
Tabla 4. Capacidad Columna Tipo 1 más solicitada.....	35
Tabla 5. Tabla de PMM Ratios para Columnas sin sección mixta de Aula Magna	37
Tabla 6. Capacidad de las columnas de Oficina 1/ Planta Baja.....	40
Tabla 7. Capacidad de las columnas de Oficina 2 Planta Baja.	42
Tabla 8. Capacidad de Columna Tipo 3 en Capilla	45
Tabla 9. Capacidad de Columna Tipo 4 en Capilla	46
Tabla 10. Capacidad de Columna Tipo 1 en Capilla.	47
Tabla 11. Tabla de PMM Ratios para Columnas sin sección mixta de la Capilla.....	49
Tabla 12. Evaluación por corte en vigas. Aula Magna.	51
Tabla 13. Evaluación por corte en vigas. Oficinas 1.....	53
Tabla 14. Evaluación por corte en vigas. Oficinas 2.....	55
Tabla 14. Flexión de Aula Magna en el Inicio de sus vigas.	57
Tabla 15. Flexión de Aula Magna en el Final de su viga.	58
Tabla 16. Flexión de Oficina 1 en los Inicios de su viga.....	59
Tabla 17. Continuación de Flexión de Oficina 1 en los Inicios de su viga.....	60
Tabla 18. Flexión de Oficina 1 en el Final de su viga.	60
Tabla 19. Continuación de Flexión de Oficina 1 en el Final de su viga.	61
Tabla 20. Flexión de Oficina 2 en el Inicio de su viga.	62
Tabla 21. Flexión de Oficina 2 en el Final de su viga.	63
Tabla 22. Columna 4K' Aula Magna.....	64
Tabla 23. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Aula Magna.	65
Tabla 24. Columna I7 Oficina 1.	65
Tabla 25. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Oficina.	66
Tabla 26. Columna C4 Oficina 2.	66

Tabla 27. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Oficina 2.	67
Tabla 28. Información de muros.	74
Tabla 29. Información de muros.	75
Tabla 30. Información de escalera.	78
Tabla 31. Verificación de Capacidad de Aula Magna	80
Tabla 32. Verificación de Capacidad de Capilla.	82
Tabla 33. Verificación de Viga de Aula Magna.	84
Tabla 34. Verificación de Viga de Aula Magna.	86
Tabla 35. Evaluación de vigas I y 7 para colapso progresivo de Oficina 1.	90
Tabla 36. Evaluación de viga H y 7 para colapso progresivo de Oficina 1.	93
Tabla 37. Evaluación de vigas para colapso progresivo de Oficina 2.	97
Tabla 38. Evaluación de vigas para colapso progresivo de Oficina 2.	101

INTRODUCCIÓN

A partir de la Historia sísmica de Venezuela y del resto de los países del mundo se han establecido normas para la construcción de edificaciones, las cuales son mejoradas y actualizadas con base en el estudio de importantes eventos sísmicos. En este marco surge la incertidumbre sobre el edificio Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello, conjunto arquitectónico conformado por seis (6) edificios que funcionan de manera independiente, su estructura es mixta de acero y concreto, conformada por pórticos y muros, diseñada para cumplir con las normas vigentes del año 1988.

Por tal motivo, el propósito del presente trabajo especial de grado se centra en el estudio de la estructura de los edificios que conforman el Centro Loyola, su capacidad sismo-resistente y su respuesta ante la aplicación de criterios de colapso progresivo, mediante la eliminación de la columna más débil. A tal fin se considera como guía y referencia las normas COVENIN 1756-01, FONDONORMA 1753-06 y COVENIN 1618-98 para presentar resultados del cumplimiento o no de la normativa vigente y de ser necesario elaborar recomendaciones para reforzar la estructura del conjunto arquitectónico.

Este estudio sigue una línea de investigación de trabajos especiales de grado, que evalúan los edificios construidos antes de la normativa actual. La importancia de esta serie de estudios radica en que la Universidad Católica Andrés Bello, institución educativa de gran prestigio se encuentra ubicada en Caracas, ciudad catalogada en una zona sísmica de nivel cinco (5) y a la expectativa de un sismo de gran magnitud con período de retorno cada 50 años.

La importancia de este estudio es debido a que si llegase a ocurrir un sismo con características iguales o superior al del año 1967 se desea conocer si las estructuras son capaces de resistirlo o de lo contrario si hay tiempo suficiente para la evacuación del recinto de forma segura.

CAPÍTULO I. TEMA DE INVESTIGACIÓN

I.1 Planteamiento del problema

En Venezuela las estructuras mixtas de concreto armado y acero, deben cumplir las normas COVENIN y FONDONORMA vigentes; en cuanto a estructuras de concreto FONDONORMA 1753-06, a estructuras de acero COVENIN 1618-1998 y a estructuras sismo-resistentes COVENIN 1756-2001, la cual dependerá de la zona sísmica en la que esté cimentada la edificación, la forma y el año de construcción de la estructura.

Caracas está ubicada en una zona sísmica de nivel cinco, lo que indica un peligro telúrico de nivel intermedio, razón por la cual se debe atender de manera particular aquellas edificaciones construidas según las normas del año 1988, dado que la Universidad Católica Andrés Bello (UCAB) se encuentra ubicada en esta localidad, se hacen las evaluaciones requeridas en el rango de las normas actuales con la finalidad conocer el comportamiento del edificio, a través del espectro de respuesta elástico que las normas establecen.

El edificio Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello, fue construido en concreto armado y acero en 1988, éste se divide a su vez en seis edificios que fueron construidos de manera sistemática e independiente uno al lado del otro, cada edificio consta de cuatro pisos destinados a oficinas.

En las fechas de construcción de este conjunto arquitectónico, las normas vigentes eran la COVENIN 1756-82, COVENIN 1753-87 Y COVENIN 1618-82 cuyos criterios de diseño están desactualizados.

Por lo anteriormente expuesto surge la necesidad de evaluar el Centro Loyola y verificar el proyecto original en términos de construcción y de comportamiento sismo-resistente, con base en los criterios actuales, lo que permitirá realizar recomendaciones según de los resultados obtenidos.

I.2 Objetivo de la investigación

I.2.1 Objetivo general

Evaluar el edificio Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello según 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 Centro Loyola 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 mediante la aplicación de criterios de colapso progresivo.
- ✓ Recomendar con base en los resultados obtenidos.

I.3. Justificación

Se desarrolló la investigación basándose en los siguientes criterios:

- ✓ En la actualidad las estructuras deben ser construidas bajo las especificaciones de las normas COVENIN y FONDONORMA, las cuales contienen criterios mínimos para que la estructura sea segura.
- ✓ Las edificaciones construidas bajo las normas vigentes para el año 1988, las cuales eran COVENIN 1756-82, COVENIN 1753-87 Y COVENIN 1618-82, tal es el caso del edificio Centro Loyola, tienen algunas condiciones que en la actualidad no se cumplen, siendo éste el motivo más importante del Análisis Estructural para proponer soluciones.

I.4 Alcance y limitaciones

Se evalúa el edificio Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello, bajo los criterios de comportamiento sísmico, estructural y su comportamiento ante la aplicación de criterios de colapso progresivo. Este conjunto arquitectónico se divide en seis edificios, cada edificio posee cuatro pisos y fue construido en concreto armado y acero en 1988.

Limitaciones:

- No se cuenta con datos confiables ni registros de la realización de Estudios de suelos.
- Falta de información sobre las longitudes de solapes en los muros.
- La Memoria de cálculo no detalla ni presenta información sobre conectores de corte en las columnas mixtas de Capilla ni de Aula Magna.
- La Memoria de cálculo no contiene información sobre los edificios de Oficinas ni sobre las escaleras.
- La Memoria de cálculo no posee diagramas de iteración de columnas.
- No se dispone de la Memoria descriptiva.
- No se encuentra información sobre las columnas de los niveles superiores a 1,70m como I'1, 1'J, 3K en los planos estructurales.
- No se encuentra el pórtico I de Oficinas 1 en Nivel 1 en los planos de construcción.

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

II.1 Antecedentes

A continuación, se citan varias tesis que sirven como material de apoyo para este Trabajo Especial de Grado, a saber:

- Figueras, G., Esteves, C., “*Evaluación estructural del edificio de Aulas de la Universidad Católica Andrés Bello con base en las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06.*”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Ing. Bonadío, V.
- 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.
- Lago, A., Rey, L (2017) “*Evaluación estructural del edificio R.R. P.P. jesuitas de la Universidad Católica Andrés Bello con base en las normas COVENIN 1756-01 Y FONDONORMA 1753-06*” Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Ing. Bonadío, V.
- Munera, R., Villamizar, J., “*Guía técnica para inspección de edificaciones después de un sismo.*” Universidad Francisco de Paula Santander, Cúcuta. Tutor: Medina, S.
- Pollner, A., Herrera, F. “*Búsqueda de patrones geométricos y mecánicos en edificios que han perdido parte de su soporte*”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Paparoni, M.
- Santiago, D; Rodríguez, “*Análisis por colapso progresivo de una estructura real, ante la ocurrencia de eventos extraordinarios bajo los lineamientos del General Services Administration del año 2013*”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Vincenzo, B.
- Castillo, K., Gonzales, J., “*Metodología para el análisis estructural para el cambio de uso del edificio de Biblioteca vieja al edificio de Oficinas según las normas COVENIN Venezolanas*”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Vincenzo, B.

II.2 Fundamentos teóricos

II.2.1 Métodos de cálculo

Se estudian e interpretan los movimientos ocasionados por las fuerzas dinámicas aplicadas, mediante un análisis de la estructura con el programa ETABS y con el método de elementos finitos, el cual está apoyado en la discretización de los elementos y funciones de interpolación para lo cual se utilizan espectros de respuesta elástica, análisis modal y análisis modal espectral.

II.2.2 Análisis dinámico

El análisis dinámico en sistemas estructurales tiene como objetivo principal según Fernández 2014, evaluar el comportamiento estructural con el estudio analítico de los movimientos como respuesta a fuerzas, aceleraciones, velocidades, desplazamientos y momentos externos aplicados que gobiernan la estructura.

II.2.3 Método de los elementos finitos

Este método aproximado de cálculo permite desarrollar un modelo matemático del sistema real, sin embargo como es un modelo aproximado, sólo suministra soluciones exactas en determinados nodos, entonces se recurre a los prototipos en una etapa más avanzada.

II.2.3.1 Discretización

Es un proceso matemático según Zamarro 2006, en donde obtienen resultados aproximados de la ecuación diferencial del problema. Por su parte Zanin 2014, señala que este proceso permite agrupar variables que presentan las mismas características en clases homogéneas y distintas entre sí. Debe satisfacer las exigencias del método matemático al que se le aplique, los principios estadísticos, conservar las características que presenten los datos y perder la menor cantidad posible de información.

II.2.3.2 Funciones de interpolación

Franco 2009, establece que este método de cálculo parte de una serie de datos de interpolación, que relacionan dos o más variables y valores de una función y/o de sus derivadas, su objetivo es determinar la función interpelante que verifique la serie de datos de interpolación.

II.2.4 Espectros de respuesta

Es un concepto práctico que caracteriza los movimientos sísmicos y el efecto sobre las estructuras. El espectro de Respuesta se encuentra sumando los máximos en valor absoluto de la respuesta dinámica para todos los sistemas estructurales posibles de un grado de libertad con el mismo amortiguamiento, para una componente particular de un sismo, por ejemplo para una dirección Norte-Sur o Este-Oeste. El espectro de Respuesta es función del período de vibración T del sistema y del amortiguamiento. (García, 2010, p205).

II.2.4.1 Espectro de respuesta elástico

Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado, incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con numerosos picos y valles, que dependen de la duración e intensidad del mismo, resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terremoto. (Crisafulli y Villafañe, 2002, p3).

II.2.5 Análisis modal.

Rodríguez 2015, expresa que el Análisis Modal consiste en plantear una ecuación del movimiento a partir de una supuesta forma de respuesta, e imponer que ésta cumpla la ecuación que gobierna

el movimiento del sistema estructural para obtener dicha ecuación es necesario el cálculo de matrices de masa y rigidez y los factores de amortiguamiento.

II.2.5.1 Análisis modal Espectral

Es también llamado Método de la Respuesta Espectral, acerca del mismo Luna 2012, expresa que tiene como propósito la estimación de los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural, en donde se calculan los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo mediante el uso de un espectro de diseño en consideración de los factores contemplados en las normas de diseño, luego se combinan estos valores máximos que establecen una correlación entre los valores modales máximos para la obtención de los valores más probables de desplazamientos y fuerzas.

II.2.6 Análisis de colapso

Es un examen de la estructura con base a criterios de colapso progresivo, donde se presenta un efecto dominó en los pilares de la estructura, primero colapsa el eslabón más débil y en consecuencia hay una redistribución de las fuerzas y de las cargas, esto ocasiona un nuevo colapso y una nueva redistribución de fuerzas y cargas hasta que la estructura queda en equilibrio, Godoy 2015, establece que “una estructura colapsa porque sus resistencias internas no están ya disponibles. Otra forma de decir eso es: La estructura colapsa porque no hay un camino para direccionar las cargas aplicadas hasta los apoyos”

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

III.1 Tipo de investigación

El presente trabajo especial de grado obedece al Tipo de Investigación Exploratoria para evaluar el edificio Centro Loyola 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 Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello en la Alcaldía del Municipio Libertador de Caracas, en la Dirección de Gestión General de Planificación y Control Urbano, donde se encuentran todos los planos y registros de la ciudad.

III.2.1.2 Software a utilizar

Para la realización de este Trabajo Especial de Grado, se usa como herramienta indispensable en el modelado y análisis estructural del edificio Centro Loyola, el software de computación desarrollado por la empresa Computers and Structures, Inc., ETABS (Extended Three dimensional Analysis of Building Systems) año 2016, el mencionado Programa cumple con las normas venezolanas vigentes COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, además trabaja mediante el uso de elementos finitos lo que permite tener una aproximación más real sobre el comportamiento de la estructura.

III.2.2 Revisión documental

El edificio Centro Loyola posee una estructura mixta de acero y concreto, razón por la cual se revisan los planos originales de estructura y la memoria descriptiva para el cumplimiento de las normas COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

III.2.3 Modelaje del edificio

Aplicación de cargas dinámicas con base a las normas COVENIN 1756-01, 1618-98 y FONDONORMA 1753-06 al edificio Centro Loyola, mediante el uso del programa ETABS, con la finalidad de examinar el comportamiento del edificio después de la ocurrencia del sismo.

III.2.4 Interpretación y análisis de resultados

Al culminar el modelado del edificio Centro Loyola con el análisis respectivo de las fuerzas dinámicas y su evaluación bajo criterios de colapso progresivo, se evalúan todos los elementos de la estructura y sucesivamente se comparan con los rangos establecidos por las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06 para verificar su cumplimiento.

III.2.5 Conclusiones y recomendaciones

Una vez se realiza el análisis e interpretan los resultados sobre los elementos estructurales del Edificio Centro Loyola, se emiten las conclusiones en cuanto a su comportamiento al ser sometido a cargas dinámicas y su comportamiento ante la aplicación de criterios de colapso progresivo, además se indican 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, lo que representa eventualmente una amenaza para la estructura y para las personas que se encuentren en el Edificio al momento de un sismo.

CAPÍTULO IV. DESARROLLO DEL TRABAJO

IV.1 Descripción de las edificaciones:

El edificio Centro Loyola de la Universidad Católica Andrés Bello data de 1988, en el proyecto original se identifica como Edificio de Usos Múltiples con estructura mixta de acero y concreto. El mismo está compuesto por seis (6) edificios que fueron construidos de manera independiente unidos por una junta metálica. Estos edificios son: Aula Magna, dos edificios de oficinas, Capilla y dos edificios de escaleras.

El Centro Loyola está ubicado en la zona norte de la UCAB, al este de los edificios de Biblioteca, en la esquina conformada por la vía de acceso a esos edificios y perpendicular a la vía que accede al edificio de Laboratorios.

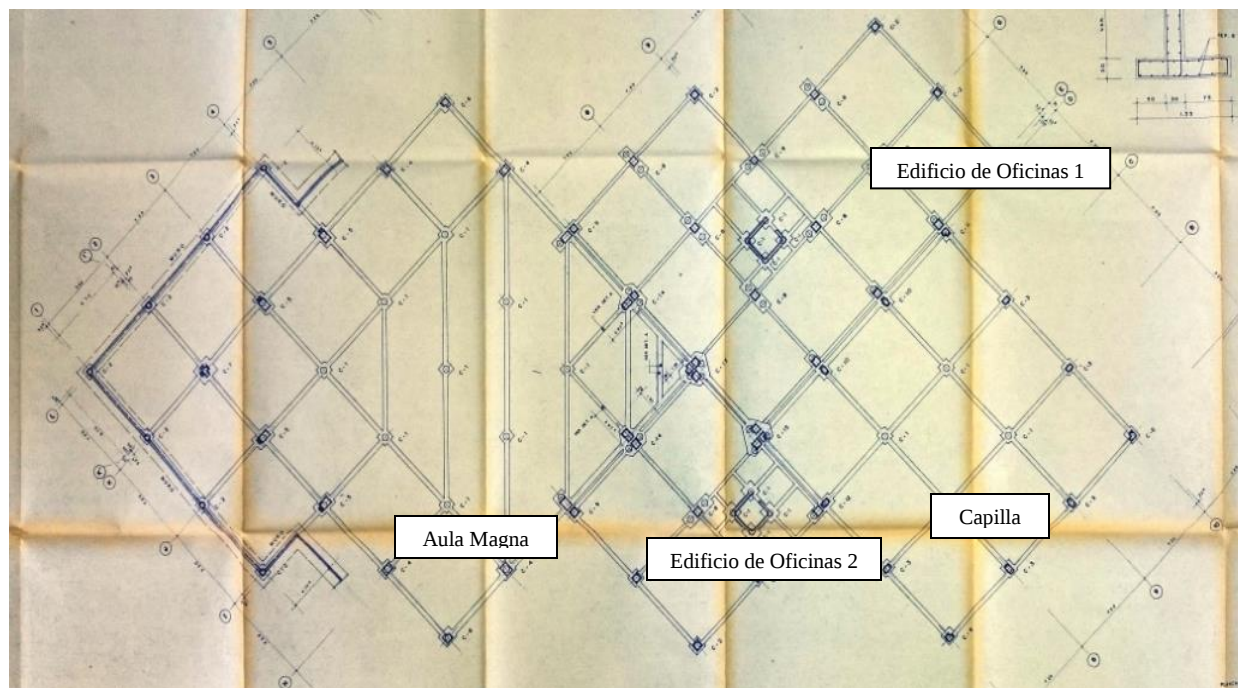


Imagen 1. Plano de Conjunto.

IV.1.1 Edificio de Aula Magna

Es una estructura compuesta de cuatro pisos, tiene capacidad para 700 personas aproximadamente y posee cuatro accesos, dos de estos principales, uno de carga y el otro para personal autorizado. Posee ocho pórticos en el sentido X y ocho pórticos en el sentido Y.

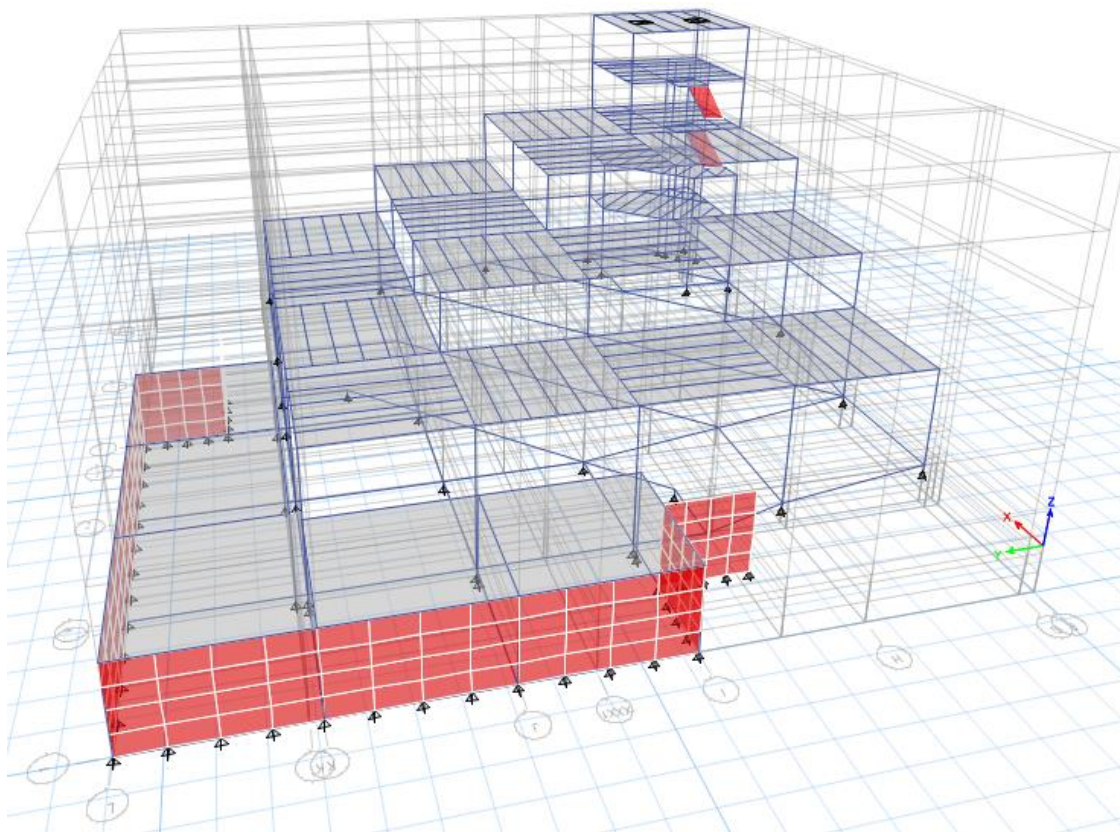


Imagen 2. Aula Magna.

IV.1.2 Edificios de Oficinas

Son dos edificios de oficinas los cuales se unen en el último piso por medio de una junta metálica, el primer edificio consta de cuatro pisos y el segundo de un solo piso, se accede a ellos por dos edificios de escaleras. La distribución de los pórticos para el edificio de Oficinas 1 es de cuatro pórticos en X y cinco pórticos en el sentido Y; mientras que el edificio de Oficinas 2 consta de tres pórticos en el sentido X y tres pórticos en el sentido Y.

Los edificios de escaleras fueron construidos de manera separa a los edificios de oficinas; estos edificios están construidos en concreto armado, con una sección de muro tubular en el centro de donde se conectan los escalones de las escaleras.

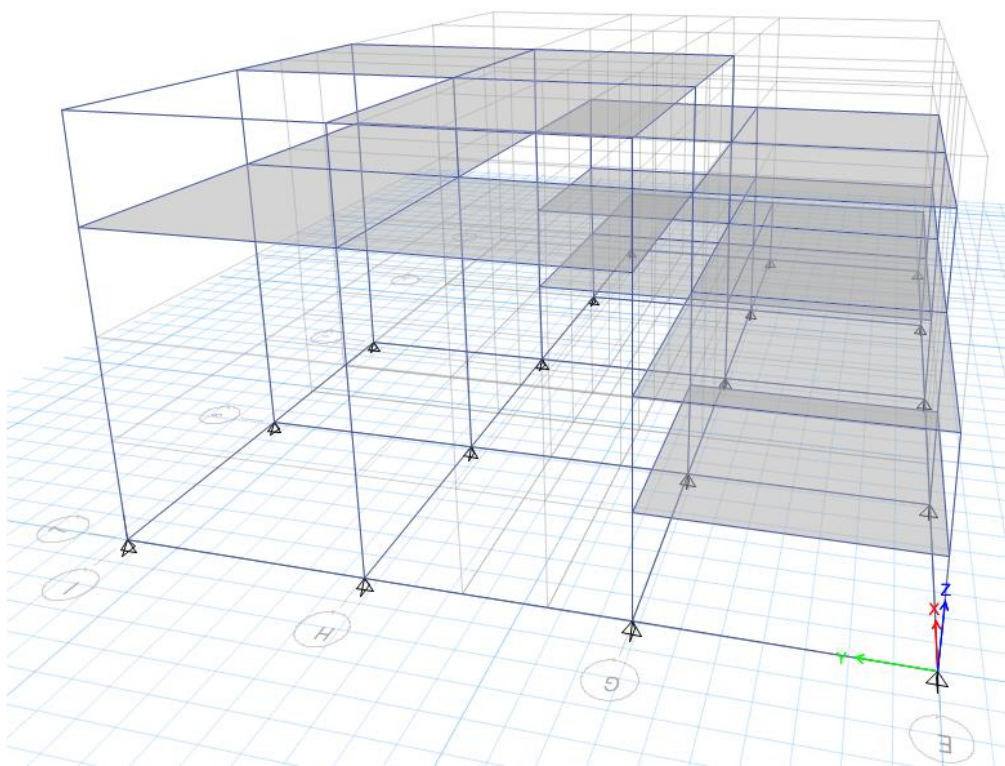


Imagen 3. Edificio de Oficinas 1

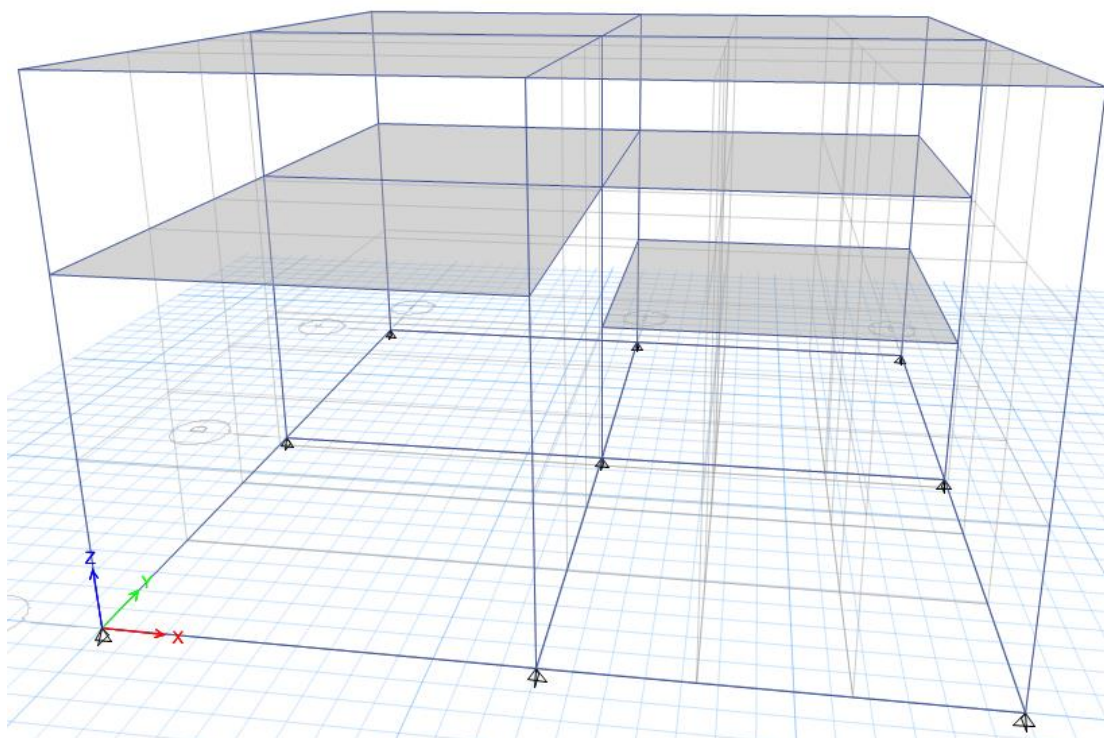


Imagen 4. Edificio de Oficinas 2.

IV.1.3 Capilla

Consta de tres pisos tiene una capacidad para 200 personas aproximadamente y se accede por medio de dos entradas principales. Posee cuatro pórticos en el sentido X y cuatro pórticos en el sentido Y.

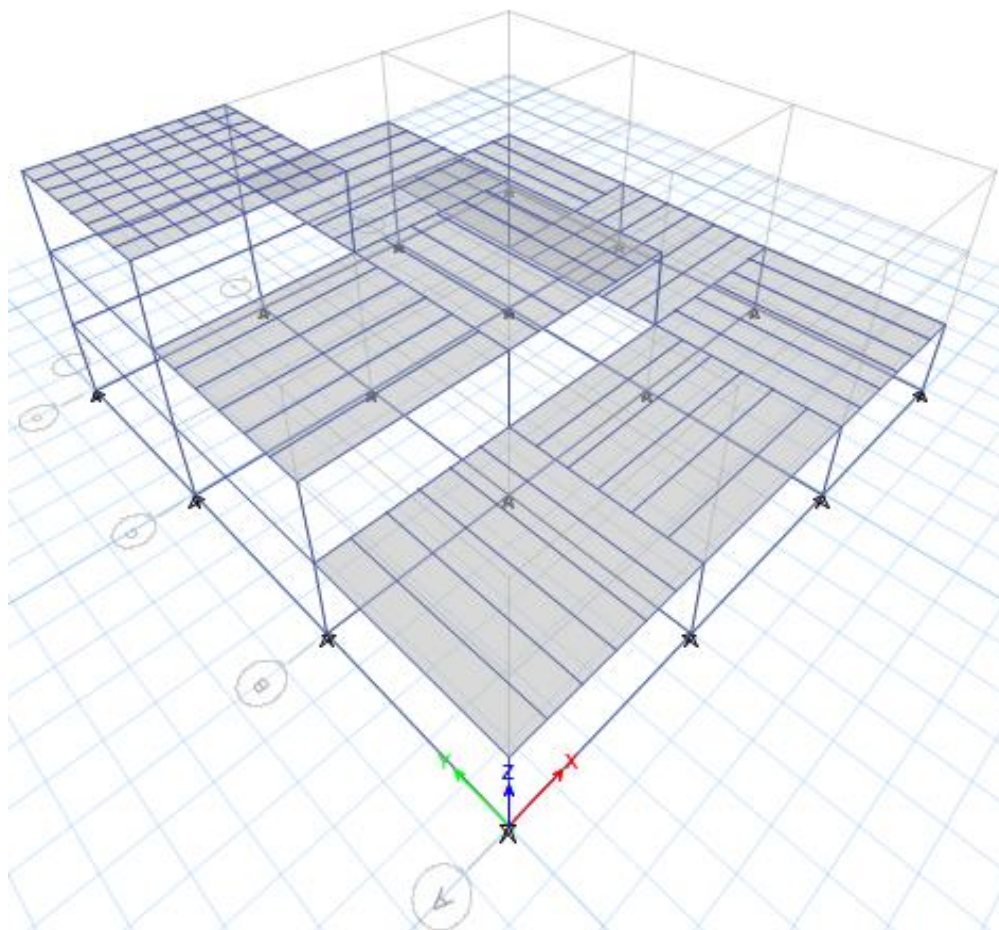


Imagen 5. Capilla.

IV.2 Propiedades de los materiales

Los materiales de construcción de los edificios que componen el Centro Loyola son los siguientes:

- Concreto F'_c 250 k/cm²
- Acero de Refuerzo F_y 4200 k/cm²
- Acero Estructural F_y 2500 k/cm²

IV.3 Combinaciones de Cargas

Para la evaluación de toda la edificación se emplean las combinaciones de cargas según la norma COVENIN 1753-06:

- 1,4 CP.
- 1,2 CP + 1,6 CV.
- 1,2 CP + CV $\pm$ S.
- 0,9 CP $\pm$ S.

IV.4 Revisión General

En función del contenido de los planos, los datos de ubicación y propiamente del edificio Centro Loyola se analiza el Capítulo 12 y 18 de la norma FONDONORMA 1753-06 Y COVENIN 1756-01.

IV.4.1 Análisis según Capítulo 12 de la norma FONDONORMA 1753-06: Longitudes de transferencia.

Comprende la evaluación de las longitudes de transferencia entre las longitudes de empalmes y longitudes de anclajes de acero de refuerzo.

La sección 12.4.1.1 especifica que las longitudes de anclaje a tracción no serán menores a 15 cm lo que debe cumplirse para las vigas; en este caso del edificio Centro Loyola, todas sus vigas superan el mínimo establecido cumpliendo con lo establecido por la norma.

La norma hace referencia a que la longitud de desarrollo del acero de refuerzo a tracción debe ser mayor o igual a 30 centímetros; en el caso de estas estructuras, los planos no hacen referencia a dicha longitud, sin embargo se mide directamente en el plano y las longitudes superan los 30 centímetros, lo que indica que cumple con lo establecido en la norma.

En los planos se observa el detalle de las columnas, que refleja la distribución de los aceros en su sección y hace referencia al detalle del nodo, en cuyo dibujo no contiene ningún dato de las longitudes de desarrollo.

En esta estructura hay dos escaleras que dan acceso a dos de sus edificios, las mismas contienen un muro central, el cual no está adosado a los edificios de oficinas, es decir, el muro y las escaleras actúan independiente a los edificios de oficinas; este muro posee un detallado en los planos, en el cual se especifica la distribución de acero, a su vez se especifica el corte en planta y el corte longitudinal y en estos no se identifican los solapes.

IV.4.2 Análisis según Capítulo 18 de la norma FONDONORMA 1753-06: Requisitos adicionales para el diseño sismo-resistente.

Este capítulo está referido al diseño y construcción de edificaciones en concreto armado de acuerdo a su nivel de diseño, ya que se trata de estructuras sismo-resistentes.

La evaluación de este capítulo consiste en determinar el nivel de diseño del edificio Centro Loyola, en cuanto a requisitos generales y propios de cada nivel de diseño.

En la sección de requisitos generales el edificio Centro Loyola, no cumple con los siguientes aspectos:

- 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, se encuentran separaciones de 15 cm en la longitud de solape.
- No se permiten recubrimientos menores a 4 cm en las vigas del edificio, el recubrimiento en planos es de 2,5 cm.

En la sección de requisitos para ND3 el edificio Centro Loyola, no cumple con los siguientes aspectos:

- En cada sección del miembro hay por lo menos una barra continua no menor de No. 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} .
- La menor dimensión transversal medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico no es menor a 30 cm.
- El acero de refuerzo longitudinal cuantía geométrica ρ no es menor que 0,01 ni mayor que 0,06.

Se observa que la estructura del edificio Centro Loyola cumple con la gran mayoría de los requisitos en los casos evaluados para el ND2, por ende, el Edificio Centro Loyola fue construido como nivel de diseño ND2.

IV.4.3 Análisis según la norma COVENIN 1756-01

Como dato de zona sísmica cinco (5):

- Según el Capítulo 4 el Coeficiente de aceleración horizontal $A_o = 0,3$ debido a que es de peligro sísmico elevado y la zona sísmica antes mencionada.
- Según expresa Figueras, G. y Esteves, C (2017), además del basamento del Capítulo 5 con respecto al suelo:
 - ✓ Forma espectral S2
 - ✓ Factor de corrección para el coeficiente de aceleración horizontal $\phi=0,95$
- Según el Capítulo 6:
 - ✓ El edificio Centro Loyola pertenece al Grupo A por constituir una estructura educacional.
 - ✓ El Factor de importancia es $\alpha = 1,30$.
 - ✓ El nivel de diseño es ND2.
 - ✓ La estructura está construida con base en pórticos y contiene muros, lo que indica que el sistema estructural es de Tipo II.
 - ✓ Todos los edificios que conforman el Centro Loyola poseen diafragma flexibles, lo que indica un factor de reducción, $R = 3,5$.
- Según el capítulo 6 sección 6.5.2 relacionado con la edificación de estructuras irregulares, el Edificio Centro Loyola posee irregularidades verticales e irregularidades en las plantas lo que incide en un riesgo torsional elevado. Las irregularidades en las plantas indican que posee diafragmas flexibles, ya que en la totalidad de sus edificios posee aberturas internas mayor al veinte por ciento (20%) del área bruta de las plantas y además contiene un número significativo de plantas con entrantes que exceden el cuarenta por ciento (40%) de la dimensión menor del rectángulo que inscribe a la planta.

- Según el Capítulo 7 y con el conocimiento de la forma espectral S2, a partir de la tabla 7.1 los valores suministrados son:
 - ✓ El factor de magnificación promedio es $\beta = 2,6$.
 - ✓ El máximo periodo en el intervalo donde los espectros normalizados tienen un valor constante de $T^* = 0,7$.
 - ✓ Exponente que define la rama descendente del espectro de $p = 1$.
 - ✓ Período característico de variación de respuestas dúctil de $T^+ = 0,1$.
 - ✓ Período a partir del cual los espectros normalizados tienen un valor constante de $T_0 = 0,25T^* = 0,1625$.
- El espectro de respuesta elástico suministrado por el programa ETABS según los datos anteriores es el reflejado en la figura siguiente:

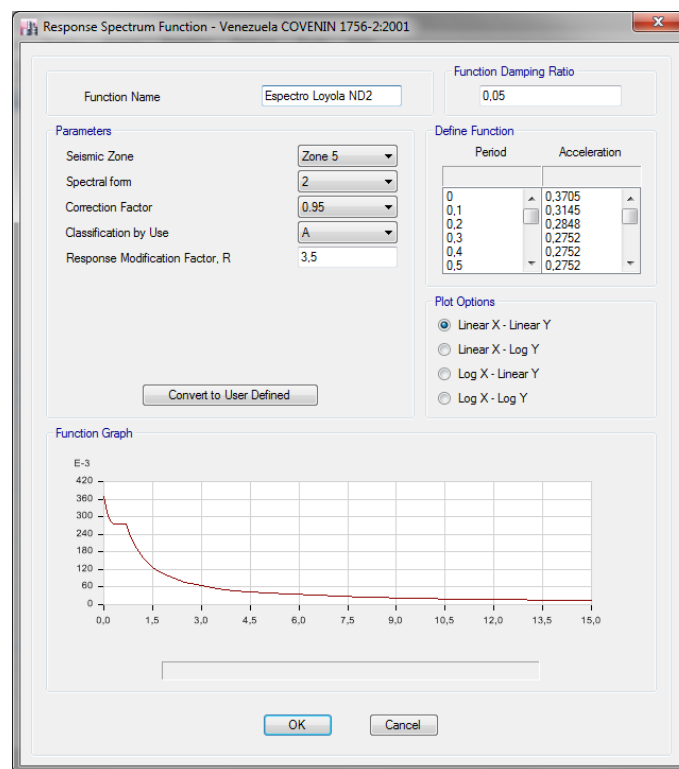


Imagen 6. Espectro de respuesta elástica.

Luego, en consideración del período fundamental se redujo los segundos para la revisión con los datos del espectro correspondientes a la edificación, como se puede observar en la imagen siguiente:

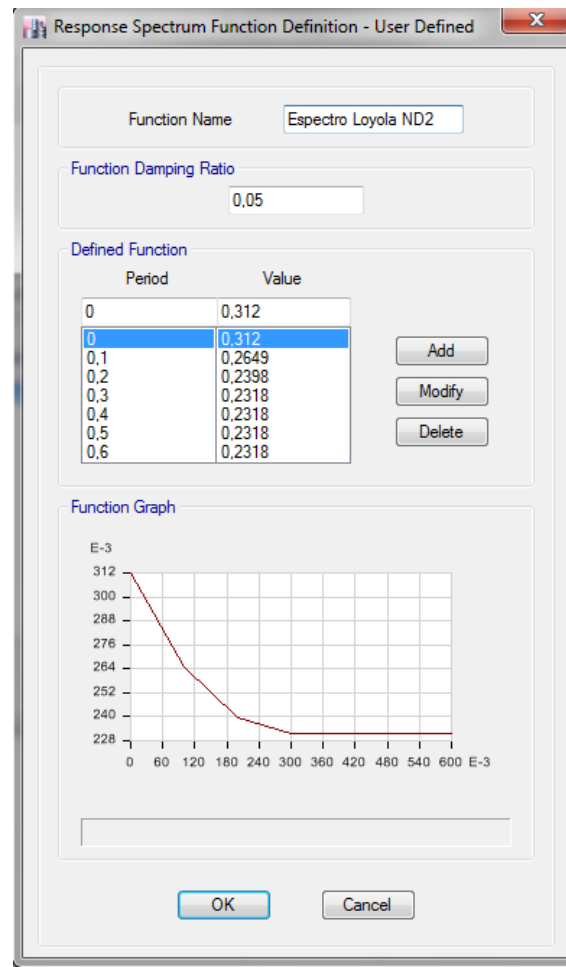


Imagen 7. Espectro de respuesta reducido hasta 0,6s.

En el momento de la ocurrencia el programa ETABS trabaja con los siguientes métodos:

- Método de Combinación Cuadrática Completa (C.Q.C) se basa en el ensamblaje estático proporcional para el cálculo de un amortiguamiento modal, donde el beneficio depende del tipo de edificación en el cual se está trabajando o lo que es lo mismo, depende de los grados de libertad y el comportamiento de los materiales con los que está construida la estructura.

Entonces, mientras se incrementa el amortiguamiento modal de la misma manera se incrementa el acoplamiento de los espacios, si este amortiguamiento es cero (0) este método ya no tiene validez y comienza actuar el método S.R.S.S.

- Método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (S.R.S.S), depende de la cantidad de estructuras independientes pero pertenecientes a una misma edificación, si las separaciones máxima horizontal entre dos edificaciones es muy elevada, se aplica el método de elevar al cuadrado estas distancias y sumar dichos términos para luego obtener la raíz cuadrada de esta sumatoria, se ejecuta este procedimiento nivel por nivel.

IV.4.3.1 Cargas aplicadas para el sismo.

Para los métodos mencionados el sismo actúa en dirección X y dirección Y en un cien por ciento (100%) de la aceleración $9,81 \text{ m/s}^2$, mientras que en la dirección Z según la norma COVENIN 1756-01 en su sección 4.2 indica que el coeficiente de la aceleración vertical se toma como 0,7 veces los valores de A_0 , para tomar el setenta por ciento (70%) de la aceleración $6,87 \text{ m/s}^2$.

IV.4.3.2.1 Período de la estructura

En la ocurrencia del sismo las fuerzas de aceleración causan el movimiento de la estructura, en relación al período de la estructura, ésta se va a mover a unas determinadas oscilaciones por segundo. Entonces si los edificios tienen diferentes períodos se mueven de manera distinta. Tal es el caso de los edificios que conforman el Centro Loyola, el modelado en el programa ETABS con diafragmas flexibles los períodos obtenidos son los reflejados en la Tabla 1 siguiente:

Edificio	Períodos (sg)
Aula Magna	0,779
Oficina 1	0,651
Oficina 2	0,547
Capilla	0,219

Tabla 1. Períodos

IV.4.3.2 Periodo Fundamental

El período fundamental para una estructura mixta según la COVENIN 1756-01 se calcula con la fórmula: $Ta = 0.07 hn^{0.75}$ (9.6), además este no puede ser mayor a $T = 1.6 * Ta$.

IV.4.3.3 Corte Basal

Para el análisis del corte basal se hace referencia a la norma en su capítulo 9 sección 9.3.1, donde se especifica que para poder calcular el corte basal se aplica la fórmula: $Vmin = \mu * Ad * W$ (9.1). Se define W como el peso de la estructura por encima de la base, según el capítulo 7 de la norma en su sección 7.1 indica que para edificaciones educacionales el peso total será el cincuenta por ciento (50%) de la carga variable.

Por su parte μ y Ad se calculan de la forma siguiente:

- $Ta = 0.07 hn^{0.75}$ (9.6) $< T = 1.6 * Ta$.
- $\mu = 1.4 \left[\frac{N+9}{2N+12} \right]$ (9.2) y $\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{T}{T^*} - 1 \right]$ (9.3)

Se especifica que:

- ✓ N: Número de pisos del edificio
- ✓ T: Período fundamental
- ✓ T*: Período obtenido de la tabla.

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

IV.4.3.3.1 Corte Basal para Aula Magna

Para obtener el peso en el programa ETABS, se suman los valores de fuerzas en dirección Z como se señala a continuación:

Base Reactions										
1 de 15 Reload Apply										
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
▶	CP	0	0	1593,7918	26845,7991	-31625,5947	-6,691E-06	0	0	-2,3
	CV	0	0	195,2093	2298,8578	-4865,2463	-1,008E-06	0	0	-2,3

Imagen 8. Peso del Aula Magna para Carga permanente y variable.

Con estos valores se procede a los cálculos correspondientes para corte basal como sigue a continuación:

- $W = 0,5 * 195,2093 + 1593,7918 = 1789,0011 \text{ tonf}$
- $Ta = 0,07 * 16,7^{0,75} = 0,57827$
- $T = 1,6 * 0,57827 = 0,9252$
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $T^* = 0,7$

Se calculan los μ

$$\begin{aligned} - \mu &= 1,4 \left[\frac{4+9}{2*4+12} \right] = 0,91 \\ - \mu &= 0,8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,9252}{0,7} - 1 \right] = 0,81608 \end{aligned}$$

Tomamos el mayor valor el cual es $\mu = 0,91$

- Según lo especificado anteriormente se tiene que $\alpha = 1,30$
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $\beta = 2,6$.
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $\phi = 0,95$.
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $A_o = 0,3$
- Según lo especificado anteriormente un factor de reducción para un diafragma rígido o un diafragma flexible el factor es $R=4$ y $R=3$ respectivamente.
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $T^* = 0,7$
- Según lo especificado anteriormente se tiene que $p = 1$
- Con los mismo valores anteriores para la formulas se tiene que:

$$Ad = \frac{1,30 * 0,95 * 2,6 * 0,3}{3} * \left(\frac{0,7}{0,9252} \right)^1 = 0,2429$$

Con todos estos valores el corte basal es el siguiente:

$$V_{min} = 0,91 * 0,2429 * 1789,0011 = 395,4390 \text{ tonf.}$$

El programa ETABS suministra los valores para corte basal como se observa a continuación:

Base Reactions										
3 de 15 Reload Apply										
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	1593,7918	26845,7991	-31625,5947	-6,691E-06	0	0	-2,3
	CV	0	0	195,2093	2298,8578	-4865,2463	-1,008E-06	0	0	-2,3
	Sismo Loyola Max	685,2127	769,5304	400,8855	9624,9454	12496,8516	22078,8571	0	0	-2,3

Imagen 9. Corte Basal del Aula Magna.

De esta manera, para el caso de sismo máximo el corte basal en ambas direcciones cumple con el mínimo.

IV.4.3.3.2 Corte Basal para Oficina 1

El peso obtenido en el programa ETABS es el siguiente:

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	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	889,3666	8153,6268	-11041,0187	0	0	0	0
	CV	0	0	305,856	2594,0736	-3863,1168	0	0	0	0

Imagen 10. Peso del Oficina 1 para Carga permanente y variable.

Con estos valores se procede a los cálculos correspondientes al corte basal como sigue a continuación:

- $W = 0,5 * 305,856 + 889,3666 = 1042,2946 \text{ tonf}$
- $Ta = 0,07 * 12^{0,75} = 0,4513$
- $T = 1,6 * 0,4513 = 0,7221$

Se calcula los μ

$$\mu = 1.4 \left[\frac{4+9}{2*4+12} \right] = 0,91$$

$$\mu = 0.8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,7221}{0,7} - 1 \right] = 0,80157$$

Tomamos el mayor valor el cual es $\mu = 0,91$

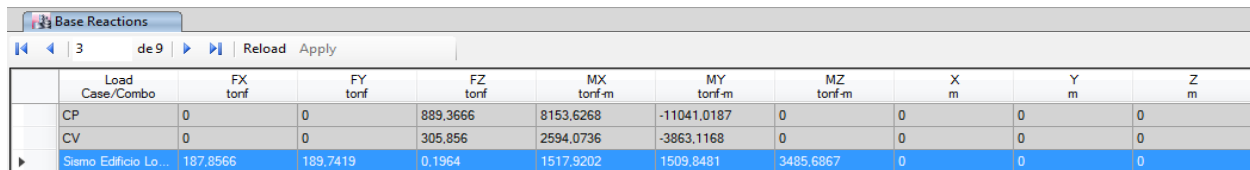
- Con los mismos valores anteriores para la formula siguiente:

$$Ad = \frac{1,30 * 0,95 * 2,6 * 0,3}{3} * \left(\frac{0,7}{0,7221} \right)^1 = 0,3112$$

Con todos estos valores el corte basal es el siguiente:

$$Vmin = 0,91 * 0,3112 * 1042,2946 = 295,1695 \text{ tonf.}$$

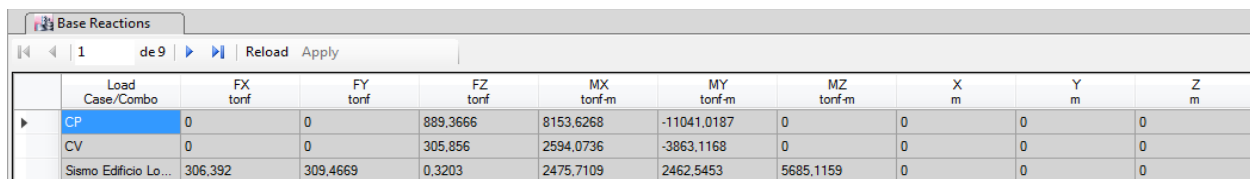
El programa ETABS suministra los valores para corte basal como se observa a continuación:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	889,3666	8153,6268	-11041,0187	0	0	0	0
	CV	0	0	305,856	2594,0736	-3863,1168	0	0	0	0
▶	Sismo Edificio Lo...	187,8566	189,7419	0,1964	1517,9202	1509,8481	3485,6867	0	0	0

Imagen 11. Corte Basal Oficina 1.

Para este caso, el sismo máximo no cumple con los cortes basales, debido a que los valores de corte son menores al mínimo, se corrige este valor mediante la multiplicación de la aceleración de ambas direcciones por un factor, este factor resulta de la división del corte mínimo entre el menor de los cortes obtenido en el programa ETABS. Luego el corte basal resultante es el siguiente:

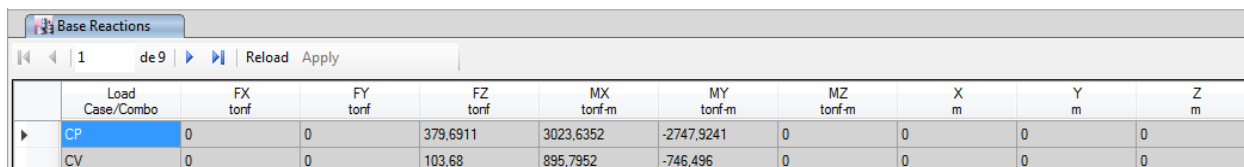


	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
▶	CP	0	0	889,3666	8153,6268	-11041,0187	0	0	0	0
	CV	0	0	305,856	2594,0736	-3863,1168	0	0	0	0
	Sismo Edificio Lo...	306,392	309,4669	0,3203	2475,7109	2462,5453	5685,1159	0	0	0

Imagen 12. Corte Basal corregido Oficina 1.

IV.2.3.3.3 Corte Basal para Oficina 2

El peso obtenido en el programa ETABS es el siguiente:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
▶	CP	0	0	379,6911	3023,6352	-2747,9241	0	0	0	0
	CV	0	0	103,68	895,7952	-746,496	0	0	0	0

Imagen 13. Peso del Oficina 2 para Carga permanente y variable.

Con estos valores se procede a los cálculos correspondientes al corte basal de la manera siguiente:

- $W = 0,5 * 103,68 + 379,6911 = 431,5311 \text{ tonf}$
- $Ta = 0,07 * 9^{0,75} = 0,3637$
- $T = 1,6 * 0,3637 = 0,5819$
- Según lo especificado anteriormente $T^* = 0,7$

Se calculan los μ

- $\mu = 1,4 \left[\frac{4+9}{2*4+12} \right] = 0,91$
- $\mu = 0,8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,5819}{0,7} - 1 \right] = 0,79156$

Tomamos el mayor valor el cual es $\mu = 0,91$

- Con los mismos valores anteriores para la formula siguiente:

$$Ad = \frac{1,30 * 0,95 * 2,6 * 0,3}{3} * \left(\frac{0,7}{0,5819} \right)^1 = 0,386$$

Con todos estos valores el corte basal es el siguiente:

$$Vmin = 0,91 * 0,386 * 431,5311 = 151,58 \text{ tonf.}$$

El programa ETABS suministra los valores para corte basal de la manera siguiente:

Base Reactions										
3 de 9 Reload Apply										
	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	379,6911	3023,6352	-2747,9241	0	0	0	0
	CV	0	0	103,68	895,7952	-746,496	0	0	0	0
	Sismo Edicio Loy...	60,5534	60,5323	70,167	826,7458	663,0767	796,0222	0	0	0

Imagen 14. Corte Basal Oficina 2.

Para este caso, el sismo máximo no cumple con los cortes basales, debido a que los valores de corte son menores al mínimo, se corrige este valor mediante la multiplicación de la aceleración de ambas direcciones por un factor, este factor resulta de la división del corte mínimo entre el menor de los cortes obtenido en el programa ETABS. Luego el corte basal resultante es el siguiente:

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	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	379,6911	3023,6352	-2747,9241	0	0	0	0
	CV	0	0	103,68	895,7952	-746,496	0	0	0	0
	Sismo Edicio Loy...	185,1785	185,1141	214,4842	2527,4572	2027,2394	2434,3187	0	0	0

Imagen 15. Corte Basal corregido Oficina 2.

IV.2.3.2.4 Corte Basal para Capilla

El peso obtenido en el programa ETABS es el siguiente:

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	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	340,3867	3923,5145	-3413,2129	0	0	0	0
	CV	0	0	46,656	503,8848	-503,8848	0	0	0	0

Imagen 16. Peso Capilla para Carga permanente y variable.

Con estos valores se procede a los cálculos correspondientes al corte basal de la manera siguiente:

- $W = 0,5 * 46,656 + 340,3867 = 363,7147 \text{ tonf}$
- $Ta = 0,07 * 9^{0,75} = 0,3637$
- $T = 1,6 * 0,3637 = 0,5819$

- Según lo especificado anteriormente $T^* = 0,7$

Se calculan los μ

$$\begin{aligned} - \mu &= 1,4 \left[\frac{4+9}{2*4+12} \right] = 0,91 \\ - \mu &= 0,8 + \frac{1}{20} \left[\frac{0,5819}{0,7} - 1 \right] = 0,79156 \end{aligned}$$

Se selecciona el mayor valor el cual es $\mu = 0,91$

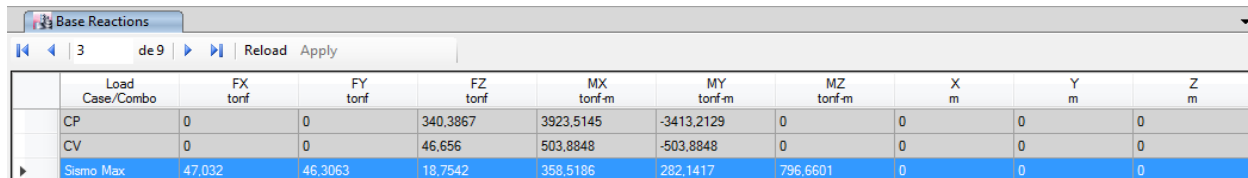
- Con los mismos valores anteriores para la formula siguiente:

$$Ad = \frac{1,30 * 0,95 * 2,6 * 0,3}{3} * \left(\frac{0,7}{0,5819} \right)^1 = 0,386$$

Con todos estos valores el corte basal es el siguiente:

$$Vmin = 0,91 * 0,386 * 363,7147 = 126,7584 \text{ tonf.}$$

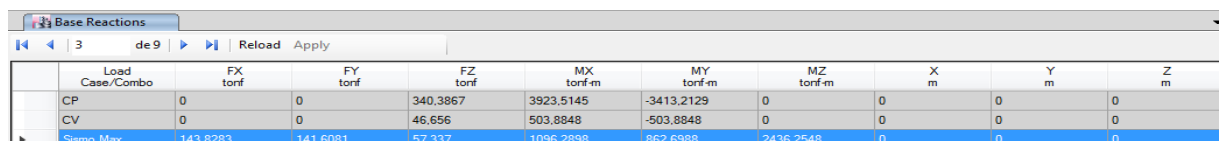
El programa ETABS suministra los valores para corte basal de la manera siguiente:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	340,3867	3923,5145	-3413,2129	0	0	0	0
	CV	0	0	46,656	503,8848	-503,8848	0	0	0	0
	Sismo Max	47,032	46,3063	18,7542	358,5186	282,1417	796,6601	0	0	0

Imagen 17. Corte Basal Capilla.

Para este caso el sismo máximo no cumple con los cortes basales, debido a que están por el mínimo, se corrige mediante la multiplicación de la aceleración de ambas direcciones por un factor, este factor resulta del corte basal mínimo dividido entre el obtenido en el programa ETABS. Debido a esta corrección el corte basal resulta el siguiente:



	Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m	X m	Y m	Z m
	CP	0	0	340,3867	3923,5145	-3413,2129	0	0	0	0
	CV	0	0	46,656	503,8848	-503,8848	0	0	0	0
	Sismo Max	143,8283	141,6081	57,337	1096,2898	862,6988	2436,2548	0	0	0

Imagen 18. Corte Basal corregido Capilla.

IV.2.3.4 Verificación del Coeficiente sísmico

Según la norma el coeficiente sísmico es el cociente de la fuerza cortante horizontal de diseño que actúa en el nivel base y el peso total por encima del mismo, este valor tiene que ser mayor al cociente del factor de importancia por el coeficiente de aceleración horizontal y del factor de reducción de respuesta para que verifique la estructura, como se observa a continuación:

- Constantes:

- ✓ $\alpha = 1,3$
- ✓ $A_0 = 0,3$
- ✓ $R = 3,5$

	Aula Magna	Oficina 1	Oficina 2	Capilla
W (Tonf)	1789,0011	1042,2946	431,5311	363,7147
Vo (Tonf)	395,4390	295,1695	151,58	126,7584
$V_0/W \geq \alpha A_0 / R$	0,221 > 0,111	0,283 > 0,111	0,351 > 0,111	0,349 > 0,111

Tabla 2. Coeficiente Sísmico del Centro Loyola.

IV.5 Verificación de Capacidad de Columnas

Uno de los elementos más importantes de una edificación son las columnas, ya que si una de estas falla puede colapsar toda la edificación o parte de ella, esto depende del material de construcción, la sección que tiene y la cantidad de acero para resistir todas las cargas a la que está sometida. En esta revisión la capacidad resistente de la columna debe ser mayor a la carga actuante según la envolvente que se genera, a partir de los casos de carga suministrados por las normas para que la misma cumpla.

Para el caso en evaluación se toman las columnas con secciones irregulares, además todas aquellas secciones regulares que al realizar una revisión general muestren tener algún estado desfavorable en su función, como lo puede ser su capacidad o su desplazabilidad.

Las secciones irregulares de columnas con las cuales se trabaja son las siguientes:

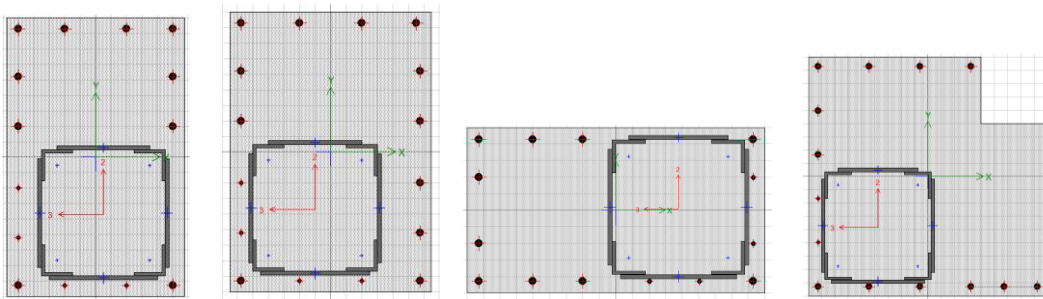


Imagen 19. Columna Tipo 1, 2, 3 y 4 en Aula Magna

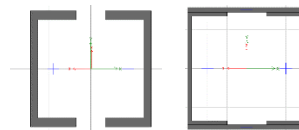


Imagen 20. Columna 2C

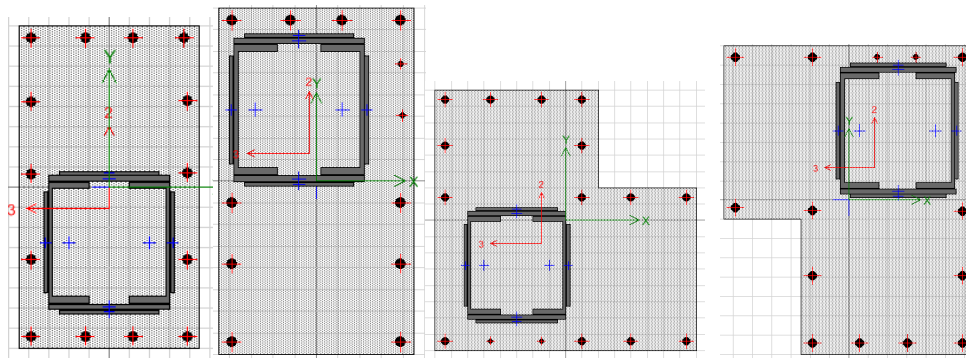


Imagen 21 Columna Tipo 1, 2, 3 y 4 en Capilla

Para el análisis de columnas mixtas se realiza una revisión de las secciones, si el área del perfil estructural de acero con respecto al área total de evaluación supera el 4% se trabaja con los

parámetros establecidos en la norma COVENIN 1618-06, de lo contrario se trabaja con los parámetros establecidos en la norma FONDONORMA 1753-01.

Según lo antes expuesto se revisan las secciones mixtas como sigue a continuación:

- Columna Tipo 1 de Aula Magna:
 - ✓ Área de la sección total = 5860 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 3,97%. Se evalúa con FONDONORMA 1753-06.
- Columna Tipo 2 de Aula Magna:
 - ✓ Área de la sección total = 5175 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 4,49%. Se evalúa con COVENIN 1618-06.
- Columna Tipo 3 de Aula Magna:
 - ✓ Área de la sección total = 4500 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 5,16%. Se evalúa con COVENIN 1618-06.
- Columna Tipo 4 de Aula Magna:
 - ✓ Área de la sección total = 8050 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 2,89%. Se evalúa con FONDONORMA 1753-06.
- Columna Tipo 1 de Capilla:
 - ✓ Área de la sección total = 3600 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $246,5 \text{ cm}^2$.

- ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 6,85%. Se evalúa con COVENIN 1618-06.
- Columna Tipo 2 de Capilla:
 - ✓ Área de la sección total = 3600 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 6,85%. Se evalúa con COVENIN 1618-06.
- Columna Tipo 3 de Capilla:
 - ✓ Área de la sección total = 6340 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 3,88%. Se evalúa con FONDONORMA 1753-06.
- Columna Tipo 4 de Capilla:
 - ✓ Área de la sección total = 4500 cm^2 .
 - ✓ Área de la sección del perfil de acero estructural = $232,4 \text{ cm}^2$.
 - ✓ Porcentaje que representa el perfil de acero estructural dentro de la sección = 5,48%. Se evalúa con COVENIN 1618-06.

El programa ETABS está concebido con normas americanas en las que el tipo de sección mixta se evalúa de la misma manera en la que se avalúa en las normas venezolanas.

IV.5.1 Evaluación de Capacidad de columnas Aula Magna

La estructura del edificio de Aula Magna posee columnas de acero y sección mixta. En cuanto a las columnas de sección mixta se tiene como teoría que fueron diseñadas para asegurar las conexiones a las vigas metálicas que conforman las plantas y no para resistir las cargas generadas por la estructura, por tal motivo se hace la evaluación con las secciones de las columnas mixtas y las secciones de dichas columnas sin el perfil metálico embebido.

IV.5.1.1 Evaluación en Aula Magna de las columnas con sección mixta.

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, solamente las columnas en color rojo pueden fallar por capacidad, las columnas que fallan oscilan entre valores cercanos a 2 PPM ratio. Para la evaluación se toman solo las columnas de la planta baja, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

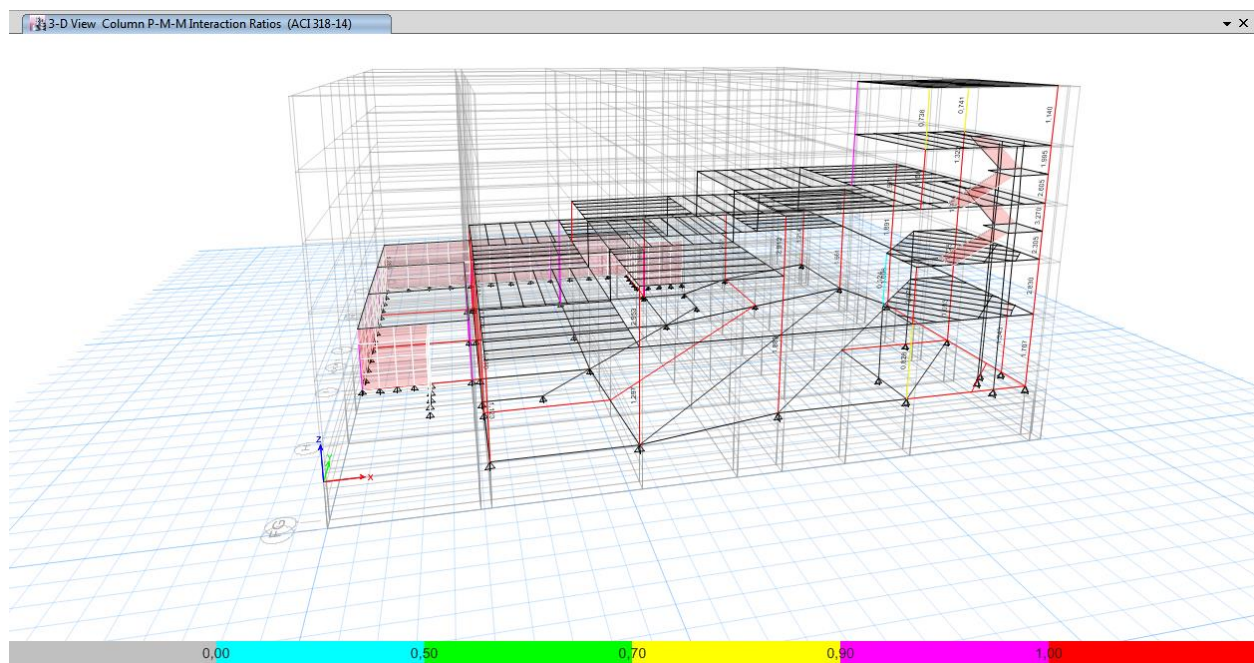
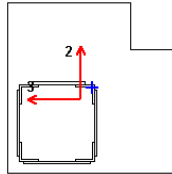


Imagen 22. Capacidad de las columnas de Aula Magna con columnas con sección mixta.

Los resultados en tablas del programa ETABS de las columnas más desfavorables son los que se observan a continuación:

**ETABS 2016 Concrete Frame Design
ACI 318-14 Column Section Design**



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N1	C14	364	Columna Tipo 4	0.9CP+S	5,8	7	1	Sway Intermediate

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
-60,286	95,9098	-72,1784	2,5465	2,5465	2,73(O/S #35)	1,073(O/S #35)

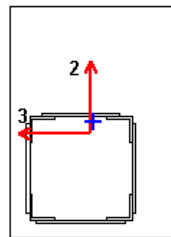
O/S #35 Capacity ratio exceeds limit

Tabla 3. Capacidad Columna Tipo 4 más solicitada.

Se observa que el programa reporta un error *O/S #35 Capacity ratio exceeds limit*, lo que indica es que la relación de capacidad excede el límite, es decir, la columna supera el 100% de su capacidad, debido a esto el porcentaje de acero de refuerzo también se ve afectado.

Luego, en el nivel inferior la columna de sección mixta Tipo 1 más cargada es la C73 como se observa a continuación:

**ETABS 2016 Concrete Frame Design
ACI 318-14 Column Section Design**



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N1	C73	295	Columna Tipo 1	0.9CP+S	6,55	7,75	0,5	Sway Intermediate

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
127,3193	53,1495	199,9497	4,4231	5,378	3,33(O/S #35)	1,105(O/S #35)

O/S #35 Capacity ratio exceeds limit

Tabla 4. Capacidad Columna Tipo 1 más solicitada.

Se observa que el programa reporta un error *O/S #35 Capacity ratio exceeds limit*, lo que indica que la relación de capacidad excede el límite, es decir, la columna supera el 100% de su capacidad, debido a esto el porcentaje de acero de refuerzo también se ve afectado.

IV.5.1.2 Evaluación en Aula Magna de las columnas sin sección mixta.

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, solamente las columnas en color rojo pueden fallar por capacidad; entre las columnas que fallan en el nivel inferior su exigencias es de 7 PPM ratio. Para la evaluación se tomaron solo las columnas de la planta baja, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

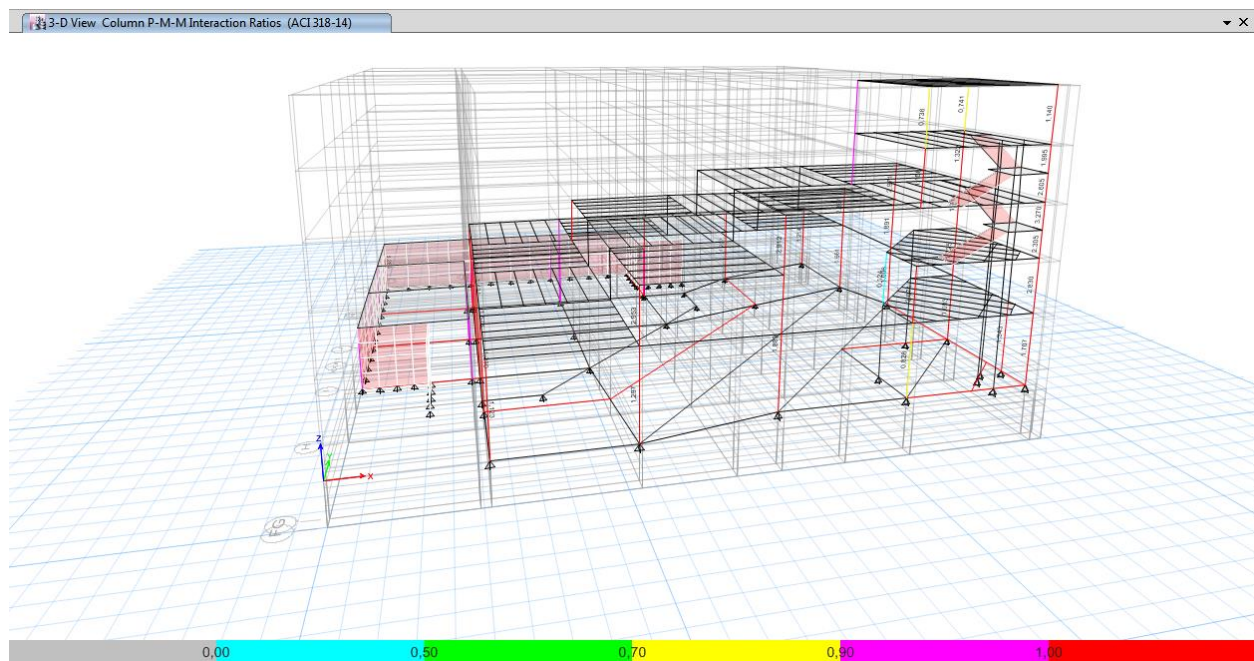


Imagen 23. Capacidad de las columnas de Aula Magna con columnas sin sección mixta.

Mientras que el programa suministra una tabla de resultados de PMM ratios por columna como se muestra a continuación:

Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
		tonf	tonf-m	tonf-m		
Columna Tipo 1	Top	90,3307	310,5649	49,545	1.2CP+CV+S	1,574
Columna Tipo 1	Top	158,7723	272,9184	54,1969	1.2CP+CV+S	1,431
Columna Tipo 4	Top	-32,7683	-94,6717	109,2318	0.9CP+S	1,214
Columna Tipo 1	Top	72,0292	-254,5598	74,6972	1.2CP+CV+S	1,661
Columna Tipo 1	Top	26,9245	212,2578	64,6256	1.2CP+CV+S	1,21
Columna Tipo 1	Top	23,698	-103,1791	-137,0937	1.2CP+CV+S	1,207
Columna Tipo 4	Top	-49,1124	-152,1836	172,0229	0.9CP+S	1,923
Columna Tipo 4	Top	51,1006	-82,3853	-343,1132	1.2CP+CV+S	1,665
columna 65X25	Top	4,4459	-12,8781	-5,6217	0.9CP+S	0,397
Columna Tipo 4	Top	-30,2761	-91,0736	98,2553	0.9CP+S	1,123
Columna Tipo 1	Top	165,1371	-98,081	165,1232	1.2CP+CV+S	1,297
Columna Tipo 1	Top	-56,6845	-108,4567	35,3448	0.9CP+S	0,828
Columna Tipo 4	Top	-499,7569	-91,1924	-92,4631	1.2CP+CV+S	1,662
Columna Tipo 1	Top	48,3742	-124,6495	-90,8814	1.2CP+CV+S	1,006
Columna Tipo 1	Top	-85,61	-40,2366	84,0693	0.9CP+S	0,788
Columna Tipo 1	Top	-115,6587	-4,8854	168,0109	0.9CP+S	1,343

Tabla 5. Tabla de PMM Ratios para Columnas sin sección mixta de Aula Magna

Siendo los diagramas de iteración con respecto a la combinación de carga en donde la columna se encuentra más excedida los presentados en las imágenes siguientes:

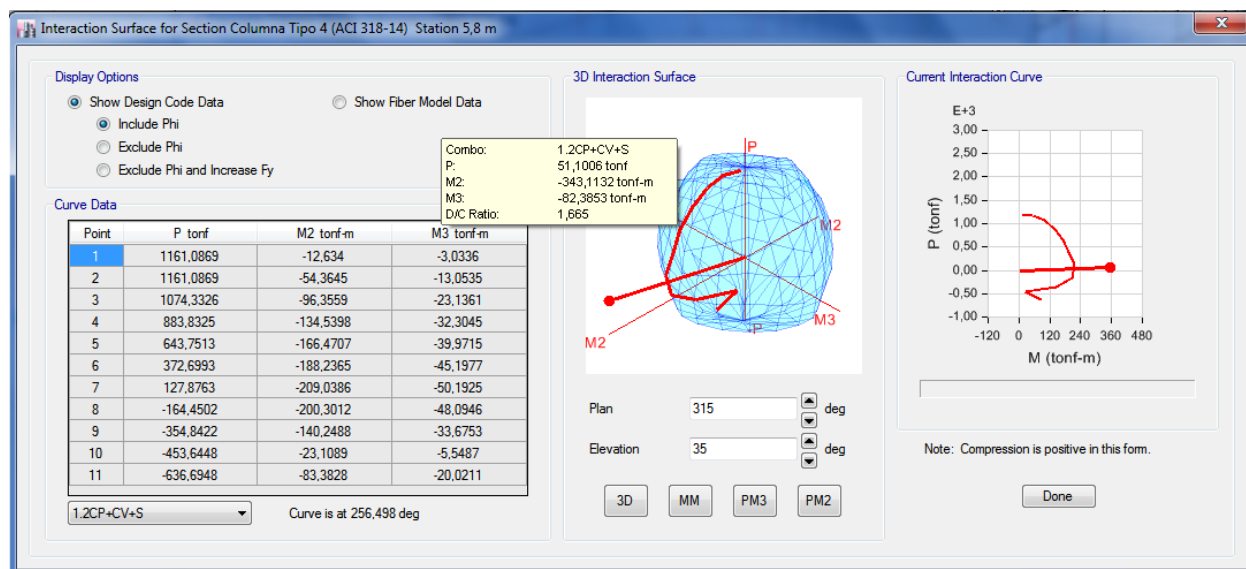


Imagen 24. Capacidad Columna Tipo 4 sin sección mixta en Aula Magna.

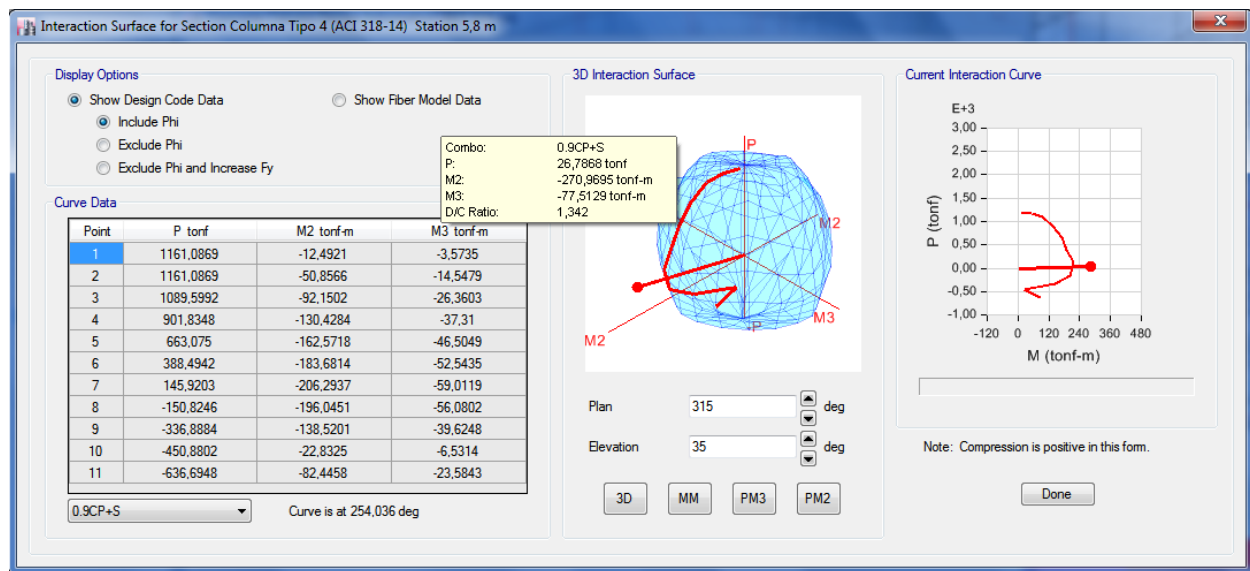


Imagen 25. Capacidad Columna Tipo 4 sin sección mixta en Aula Magna.

Con la evaluación de ambos casos en el edificio de Aula Magna se verifica que los perfiles de acero embebidos en concreto tienen una participación importante en la estructura, no sólo están presentes para conectar las vigas de acero sino también para resistir las solicitaciones de la estructura.

IV.5.2 Evaluación de capacidad de columnas de Oficina 1

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, de la aplicación del programa ETABS solamente las columnas de color rojo pueden fallar por capacidad. Para la evaluación se tomaron solo las columnas de la planta, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

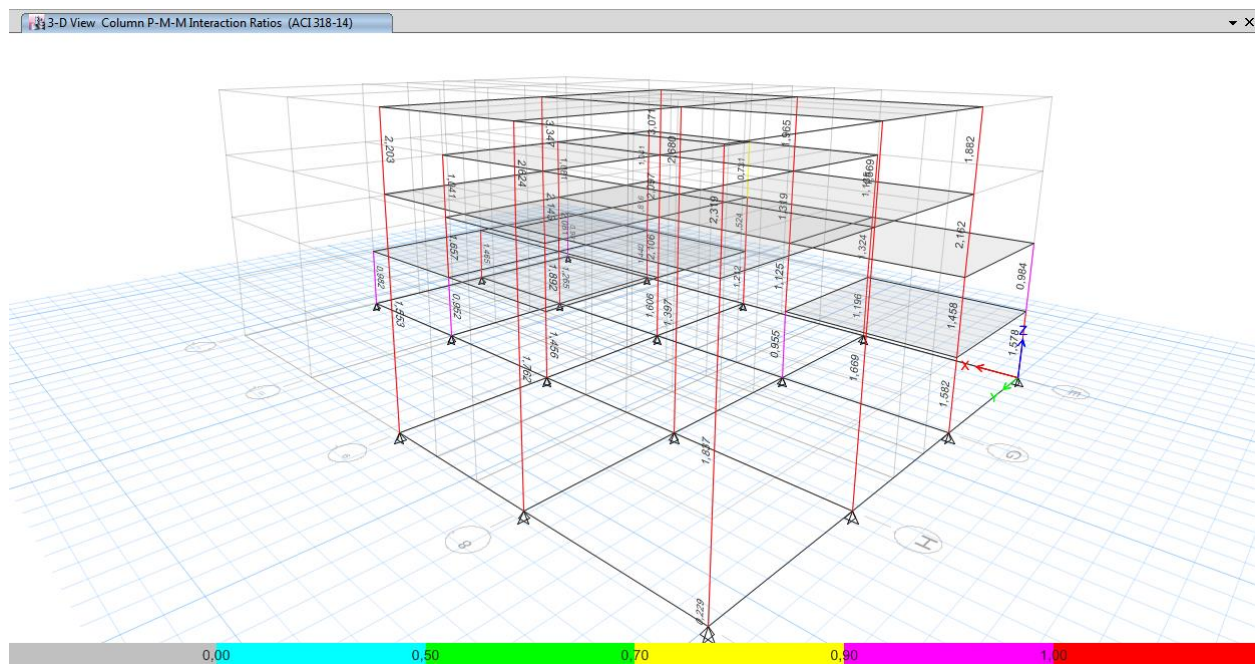


Imagen 26. Capacidad de Columnas Oficina 1.

Mientras que el programa suministra una tabla de resultados de PMM ratios por columna como se muestra a continuación:

Section	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-0,9155	-32,9932	-31,7275	1.2CP+CV±S	0,919
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-17,9964	29,6402	-31,9918	0.9CP±S	0,948
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-3,2612	55,8073	-31,6092	1.2CP+CV±S	1,31
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	7,3035	-29,2157	-55,7118	1.2CP+CV±S	1.243
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-15,949	-22,4019	28,1555	1.2CP+CV±S	0,788
C65X65 16Φ1" TIPO1 C10	-0,9873	21,643	33,0593	1.2CP+CV±S	0,494
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-6,7407	-58,7772	-48,0855	0.9CP±S	1.553
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-4,1618	-67,2494	-55,0422	0.9CP±S	1.762
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-17,099	60,8186	-63,9683	1.2CP+CV±S	1.837
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	5,5596	46,7571	-69,8218	0.9CP±S	1.669
C65X65 16Φ1" TIPO1 C10	-10,0918	-8,1287	7,986	0.9CP±S	0,166
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	0,0486	37,0981	-61,8974	0.9CP±S	1.456
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	31,9163	48,9174	71,1434	0.9CP±S	1.606
C65X65 16Φ7/8" TIPO1 C25	-9,3672	80,582	39,8713	0.9CP±S	1,44
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	47,7746	56,8284	-45,3625	0.9CP±S	1.265
C65X65 16Φ7/8" TIPO1 C10	8,266	48,4183	-39,8866	0.9CP±S	0,952
C65X65 16Φ7/8" TIPO1 C10	-7,8223	-41,9047	37,6272	1.2CP+CV±S	0,901
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	15,4894	-46,1992	60,4954	1.2CP+CV±S	1.465
C65X65 16Φ7/8" TIPO1 C10	4,0118	-49,3093	-40,4498	1.2CP+CV±S	0,982
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-20,914	40,3222	62,0952	0.9CP±S	1.578
C65X65 16Φ3/4" TIPO1 C10	-9,3483	46,447	-61,2629	0.9CP±S	1.582
C65X65 16Φ1" TIPO1 C10	61,7274	-47,7555	-63,6213	1.2CP+CV±S	0,955
C65X65 16Φ7/8" TIPO1 C10	-7,7155	-39,2201	64,051	0.9CP±S	1.196
C65X65 16Φ1" TIPO1 C10	58,8376	75,639	65,1607	1.2CP+CV±S	1.212

Tabla 6. Capacidad de las columnas de Oficina 1/ Planta Baja.

Se observa que la columna Tipo 1, ubicada en el eje estructural I7 del edificio, es la más afectada de las columnas que no cumplen por capacidad, según el programa ETABS los diagramas de iteración con respecto a la combinación de carga en donde la columna se encuentra más excedida los presentados en las imágenes siguientes:

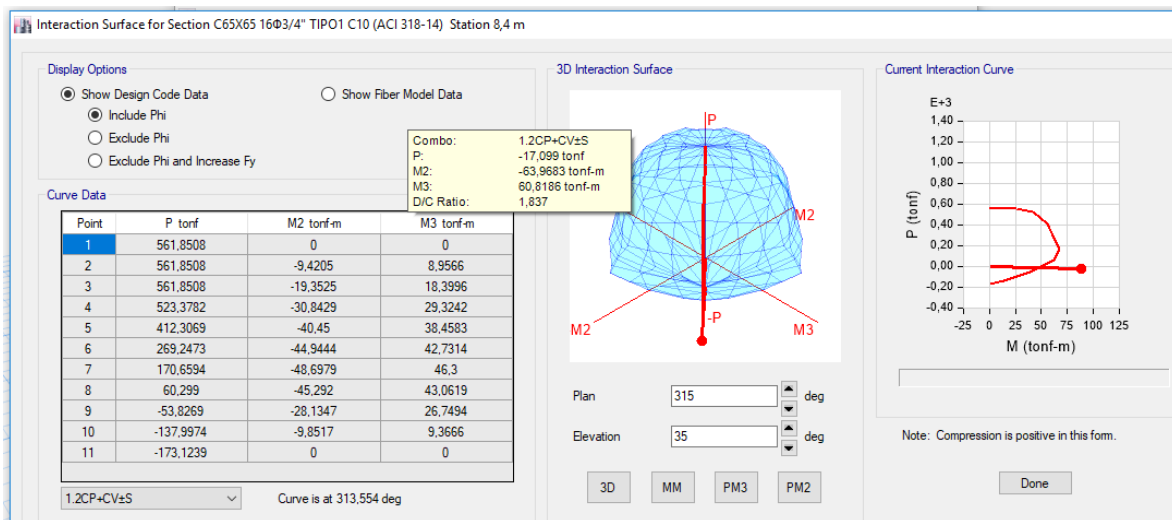


Imagen 27. Capacidad de Columna Tipo 1 Oficina 1.

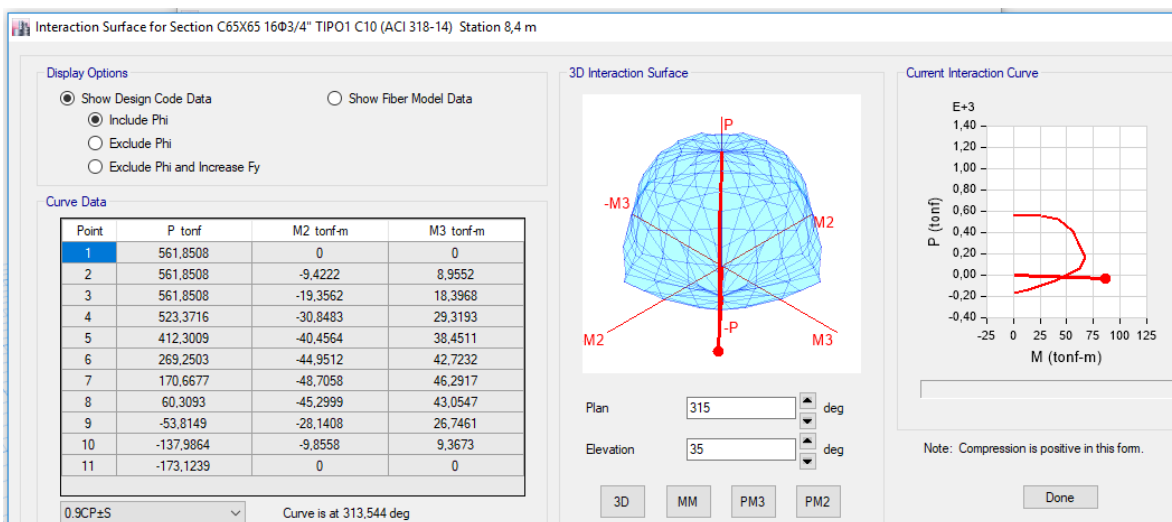


Imagen 28. Capacidad de Columna Tipo 1 Oficina 1.

IV.5.3 Evaluación de Capacidad de columnas Oficina 2

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, de la aplicación del programa ETABS solamente las columnas de color rojo pueden fallar por capacidad. Para la evaluación se tomaron solamente las columnas de la planta baja, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

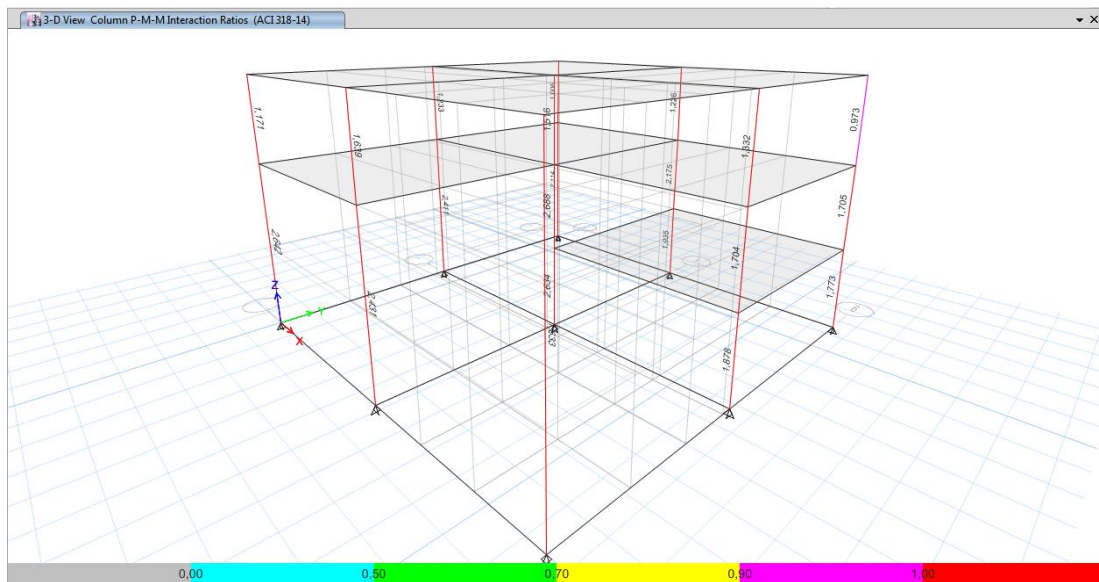


Imagen 29. Capacidad de Oficina 2.

Mientras que el programa suministra una tabla de resultados de PMM ratios por columna como se muestra a continuación:

Section	P tonf	M Major tonf-m	M Minor tonf-m	PMM Combo	PMM Ratio
C65X65 8Φ3/4" C10	-1,9872	-51,4384	39,1008	1,2CP+CV±S	1.633
C65X65 8Φ3/4" C10	-13,9673	47,203	-65,8202	0,9CP±S	2.114
C65X65 8Φ3/4" C10	-6,2271	80,4483	65,8792	0,9CP±S	2.642
C65X65 8Φ3/4" C10	8,4588	54,2664	-80,7277	0,9CP±S	2.411
C65X65 8Φ3/4" C10	-98,3054	47,497	35,4657	0,9CP±S	2.139
C65X65 8Φ3/4" C10	-22,527	-51,1617	48,0372	0,9CP±S	1.878
C65X65 8Φ3/4" C10	-20,484	-46,4041	-47,6627	0,9CP±S	1.773

Tabla 7. Capacidad de las columnas de Oficina 2 Planta Baja.

Se observa que la columna C4 del edificio es la más exigida de las que fallan por capacidad, según el programa ETABS los diagramas de iteración con respecto a la combinación de carga en donde la columna se encuentra más excedida los presentados en las imágenes siguientes:

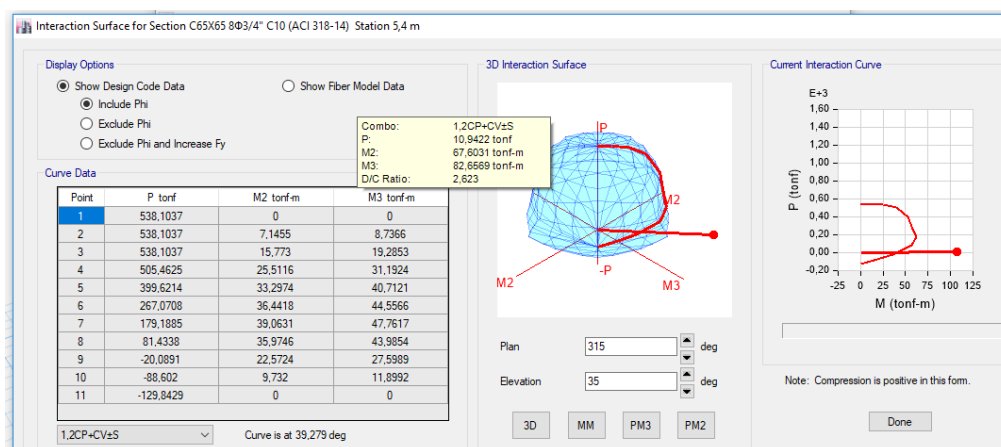


Imagen 30. Capacidad de columna C4 de Oficina 2.

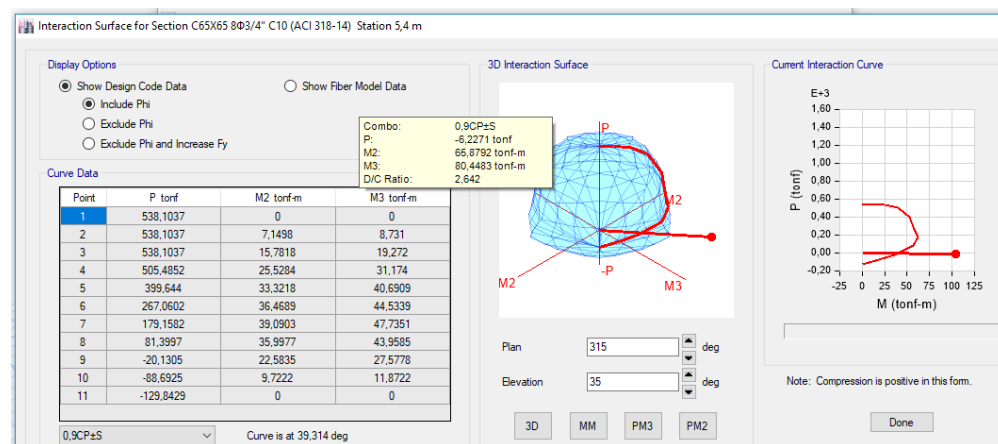


Imagen 31. Capacidad de columna C4 de Oficina 2.

IV.5.4 Evaluación de Capacidad de Capilla

La Capilla posee una estructura conformada por columnas mixtas de acero y concreto, se presume la realización de este diseño para asegurar las conexiones a las vigas metálicas que conforman las plantas y no para resistir las cargas generadas por la estructura, por tal motivo se hace la evaluación con las secciones de las columnas mixtas y las secciones de dichas columnas sin el perfil metálico embebido.

IV.5.4.1 Evaluación en la Capilla de las columnas de sección mixta.

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, solamente las columnas en color rojo pueden fallar por capacidad; entre las columnas que fallan en el nivel inferior su exigencias es de 2 PPM ratio. Para la evaluación se tomaron solo las columnas de la planta baja, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

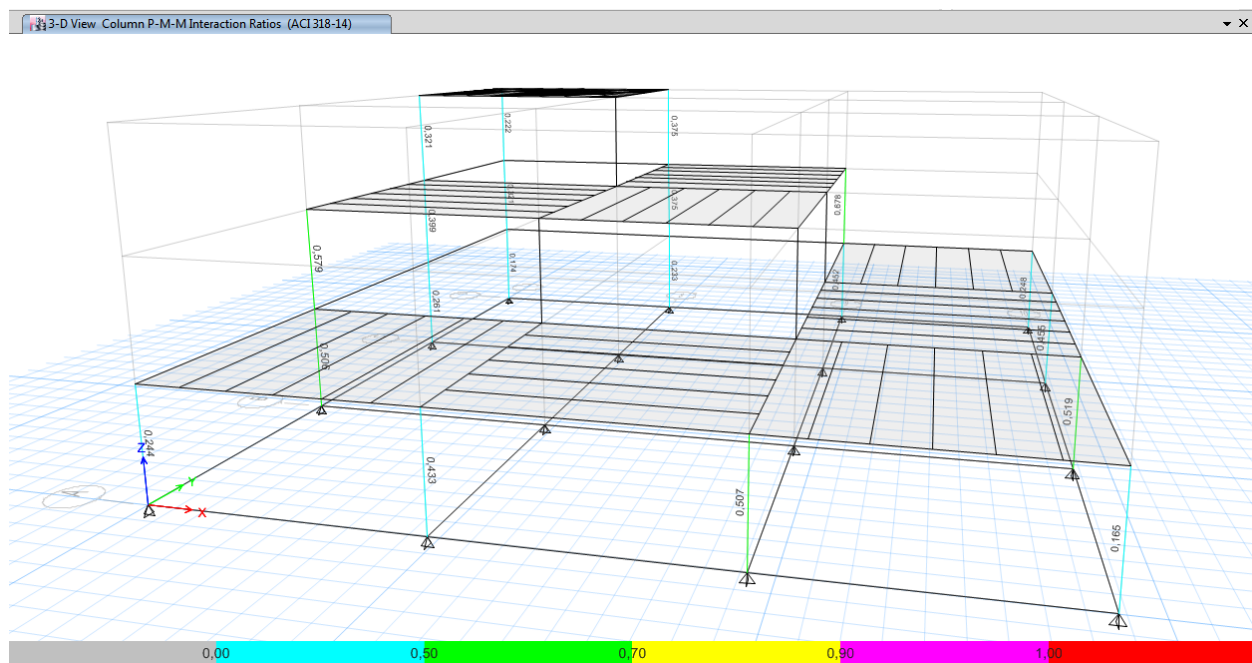
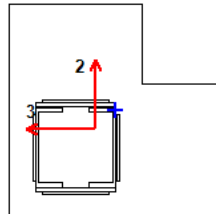


Imagen 32. Capacidad de Columnas de la Capilla con columnas de sección mixta.

Los resultados en tablas del programa ETABS de las columnas más desfavorables son los que se observan a continuación:

**ETABS 2016 Concrete Frame Design
ACI 318-14 Column Section Design**



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N1	C14	14	Columna Tipo 3	1.2CP+CV±S	2,2	3	1	Sway Intermediate

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

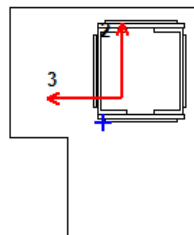
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
45,3373	-23,2393	21,9603	1,779	1,779	4,43	0,188

Tabla 8. Capacidad de Columna Tipo 3 en Capilla

Se observa que la columna cumple por capacidad ya que el Capacity Ratio es menor a uno.

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N1	C10	17	Columna Tipo 4	1.2CP+CV±S	2,2	3	0,858	Sway Intermediate

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

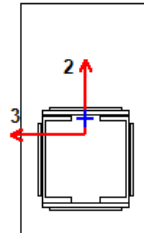
Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
-2,4612	-19,8872	-31,3689	0,0855	0,0966	4,97	0,259

Tabla 9. Capacidad de Columna Tipo 4 en Capilla

Se observa que la columna cumple por capacidad ya que el Capacity Ratio es menor a uno, la columna C10 presenta un ratio de 0,259.

ETABS 2016 Concrete Frame Design

ACI 318-14 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N1	C1	1	Columna Tipo 1	1.2CP+CV±S	2,2	3	0,52	Sway Intermediate

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m	Minimum M_2 tonf-m	Minimum M_3 tonf-m	Rebar %	Capacity Ratio Unitless
56,6201	-18,1822	65,238	1,6273	2,2218	5,81	0,494

Tabla 10. Capacidad de Columna Tipo 1 en Capilla.

Se observa que la columna cumple por capacidad ya que el Capacity Ratio es menor a uno.

IV.5.4.1 Evaluación en la Capilla de las columnas sin sección mixta.

Luego de analizar el modelo se revisa la estructura y su resultado por capacidad. Según la tabla de colores resultante, de la aplicación del programa ETABS solamente las columnas de color rojo pueden fallar por capacidad. Para la evaluación se tomaron solamente las columnas de la planta baja, debido a que es la zona más cargada, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo, por lo tanto, se puede ver más afectada en la ocurrencia del sismo como se observa en la imagen siguiente:

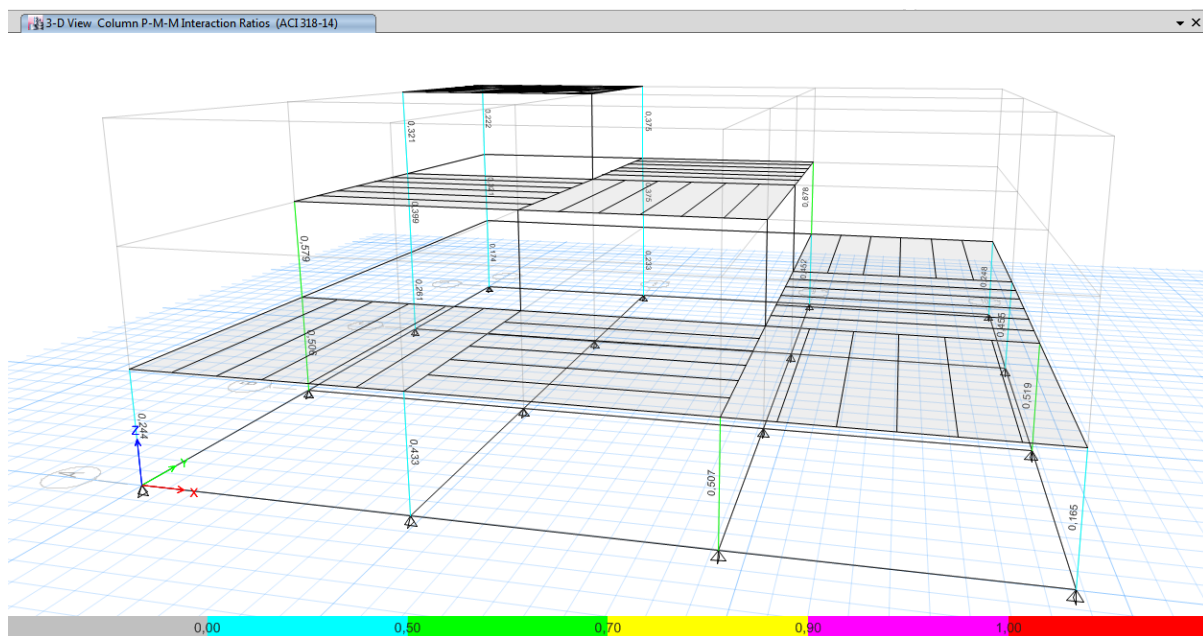


Imagen 33. Capacidad de Columnas de la Capilla con columnas sin sección mixta.

Los resultados de la aplicación del programa ETABS son los siguientes:

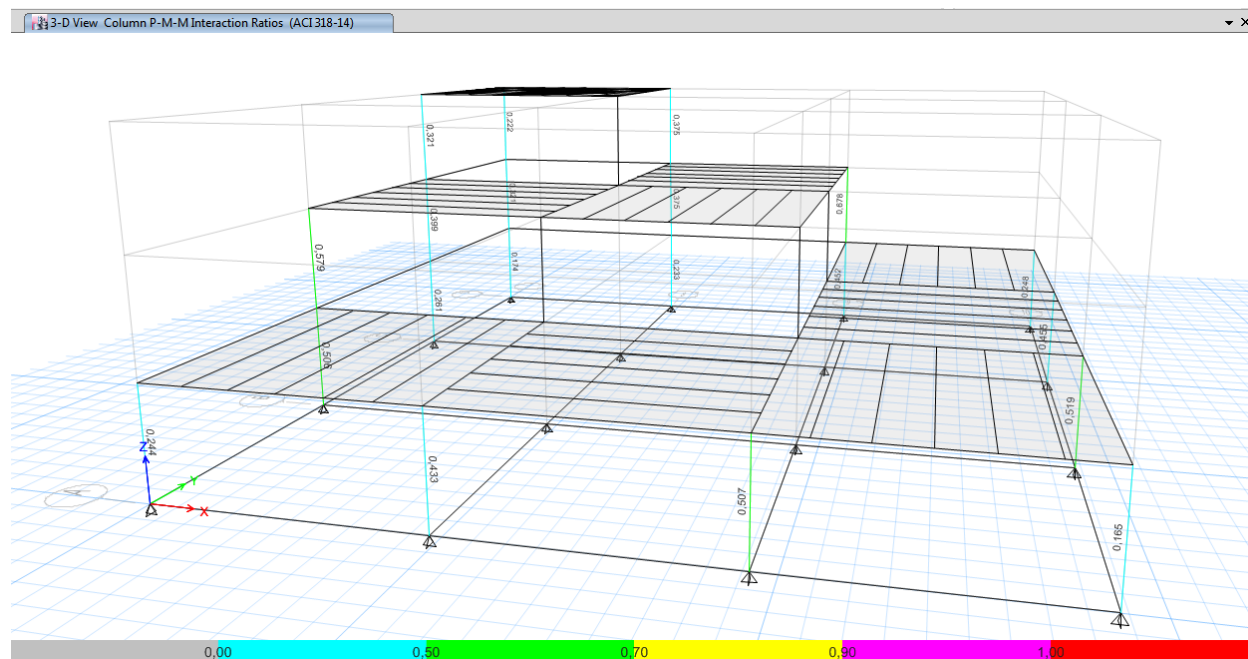


Imagen 34. Capacidad de las columnas de Capilla sin sección mixta.

Mientras que el programa suministra una tabla de resultados de PMM ratios por columna como se muestra a continuación:

Section	Location	P	M Major	M Minor	PMM Combo	PMM Ratio or Rebar %
		tonf	tonf-m	tonf-m		
Columna Tipo1	Top	55,7283	67,5859	-18,1003	1.2CP+CV±S	0,506
Columna Tipo3	Top	-4,9472	-10,9443	29,7036	0.9CP±S	0,244
Columna Tipo1	Top	17,5906	-19,3362	39,9951	1.2CP+CV±S	0,433
Columna Tipo1	Top	35,2041	30,7757	46,5862	1.2CP+CV±S	0,507
Columna Tipo3	Top	-7,5095	-15,0722	15,9821	0.9CP±S	0,165
Columna Tipo1	Top	45,2936	-76,361	-18,2535	1.2CP+CV±S	0,519
Columna Tipo1	Top	33,007	-62,1546	-19,1125	1.2CP+CV±S	0,455
Columna Tipo1	Top	51,8264	29,7524	-39,032	1.2CP+CV±S	0,452
Columna Tipo1	Top	48,7917	26,8692	-6,1254	1.2CP+CV±S	0,207
Columna Tipo3	Top	44,3464	19,933	-21,4267	1.2CP+CV±S	0,174
Columna Tipo1	Top	54,0049	11,7044	18,0306	1.2CP+CV±S	0,215
Columna Tipo4	Top	-2,0028	-30,4497	-18,6609	1.2CP+CV±S	0,248

Tabla 11. Tabla de PMM Ratios para Columnas sin sección mixta de la Capilla.

Con la evaluación de ambos casos en el edificio de Capilla se verifica que los perfiles de acero embebidos en concreto tienen una participación importante en la estructura, no sólo están presentes para conectar las vigas de acero sino también para resistir las solicitaciones de la estructura.

IV.6 Verificación de Vigas

La revisión de vigas en el edificio Centro Loyola consiste en la evaluación de corte en vigas y la evaluación de flexión en vigas.

IV.6.1 Evaluación de Corte en Vigas

Las vigas son elementos estructurales que trabajan principalmente a flexión, éstas también sirven como elementos de arriostramiento para las columnas; las vigas son elementos que reciben, disipan las cargas de las losas y las transmiten a las columnas.

Se revisa el acero mínimo según las solicitaciones.

El acero transversal de las vigas tiene como una de sus funciones principales la capacidad de resistir el corte aplicado, por esta razón para conocer la resistencia de las estructuras ante las solicitaciones se evalúa si las separaciones colocadas según el plano cumplen las separaciones de la norma. La norma FONDONORMA 1753-06 en su capítulo 18 sección 18.3.4 indica que las separaciones de los estribos deben cumplir con los criterios siguientes:

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

Las vigas de riostra están actuando de la misma manera que actúan el resto de las vigas de la estructura, debido a que no se conocen las propiedades del suelo.

IV.6.1.1 Evaluación de corte en vigas de Aula Magna

En cuanto a la evaluación del área de acero por metro de los estribos según la envolvente de casos de carga.

Label	Story	Section	Location	V tonf	V Combo	At m ² /m	At colocado m ² /m	
B1	N -2.3	V40X60	End-I	1,3355	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B1	N -2.3	V40X60	Middle	0,8138	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B1	N -2.3	V40X60	End-J	0,9178	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B4	N -2.3	V40X60	End-I	0,5376	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B4	N -2.3	V40X60	Middle	1,4957	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B4	N -2.3	V40X60	End-J	1,2742	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B5	N -2.3	V40X60	End-I	0,7431	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B5	N -2.3	V40X60	Middle	0,8527	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B5	N -2.3	V40X60	End-J	0,7556	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B7	N -2.3	V40X60	End-I	4,2327	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B7	N -2.3	V40X60	Middle	3,5551	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B7	N -2.3	V40X60	End-J	4,5919	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B8	N -2.3	V40X60	End-I	0,6092	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B8	N -2.3	V40X60	Middle	0,8228	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B8	N -2.3	V40X60	End-J	0,9166	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B9	N -2.3	V40X60	End-I	0,6884	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B9	N -2.3	V40X60	Middle	0,8619	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B9	N -2.3	V40X60	End-J	0,8793	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B11	N -2.3	V40X60	End-I	5,7825	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B11	N -2.3	V40X60	Middle	6,5209	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B11	N -2.3	V40X60	End-J	7,5577	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B13	N -2.3	V40X60	End-I	1,3844	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B13	N -2.3	V40X60	Middle	1,2139	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B13	N -2.3	V40X60	End-J	2,2507	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B14	N -2.3	V40X60	End-I	1,5756	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B14	N -2.3	V40X60	Middle	1,3435	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B14	N -2.3	V40X60	End-J	2,4235	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B15	N -2.3	V40X60	End-I	5,0156	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B15	N -2.3	V40X60	Middle	3,1256	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B15	N -2.3	V40X60	End-J	4,0989	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B16	N -2.3	V40X60	End-I	2,5355	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B16	N -2.3	V40X60	Middle	2,1675	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B16	N -2.3	V40X60	End-J	3,2475	0.9CP+S	0	0,000852	cumple
B17	N -2.3	V40X60	End-I	3,4805	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B17	N -2.3	V40X60	Middle	5,5053	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple
B17	N -2.3	V40X60	End-J	6,5421	0.9CP+S	0,00033	0,000852	cumple

Tabla 12. Evaluación por corte en vigas. Aula Magna.

Todas las vigas cumplen según el área de acero transversal requerido por la envolvente de carga.

En la evaluación de las separaciones del plano para esta sección se observa que las separaciones entre estribos son de 10 cm. En el edificio que se está evaluando las separaciones de sección son las siguientes:

- $d/4 = \frac{57,5}{4} = 14,375 cm$
- $8\phi_{long} = 8 * 2,22 = 17,77 cm$
- $24\phi_{est} = 24 * 1,588 = 38,11 cm$
- $s \leq 30 cm$

De acuerdo con los parámetros y la separación reflejada en el plano, la viga cumple por resistencia al corte.

IV.6.1.2 Evaluación de corte en vigas de Oficina 1

En cuanto a la evaluación del área de acero por metro de los estribos según la envolvente de casos de carga.

Label	Story	Section	Location	V	V Combo	At	At colocado	
				tonf		m ² /m	m ² /m	
B1	PB	V30X40	End-I	7531,47	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B1	PB	V30X40	Middle	7415,47	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B1	PB	V30X40	End-J	7913,71	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	End-I	5794,9	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	Middle	5678,97	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	End-J	6177,21	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	End-I	5880,79	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	Middle	5763,63	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	End-J	6261,87	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	End-I	7650,23	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	Middle	7525,76	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	End-J	8024	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	End-I	7563,68	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	Middle	7408,74	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	End-J	7906,98	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	End-I	5433,25	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	Middle	5330,7	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	End-J	5828,94	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	End-I	5333,15	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	Middle	5185,94	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	End-J	5684,18	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	End-I	6112,65	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	Middle	5996,11	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	End-J	6494,35	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	End-I	6375,93	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	Middle	6261,83	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	End-J	6760,06	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	End-I	7683,78	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	Middle	7591,13	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	End-J	8089,37	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	End-I	6252,07	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	Middle	6151,65	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	End-J	6649,89	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	End-I	5356,29	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	Middle	5131,11	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	End-J	5629,35	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple

Tabla 13. Evaluación por corte en vigas. Oficinas 1.

Todas las vigas no cumplen según el área de acero transversal requerido por la envolvente de carga.

En la evaluación de las separaciones del plano para esta sección se observa que las separaciones entre estribos son de 10 cm. Para el edificio en revisión las separaciones de sección son las siguientes:

- $d/4 = \frac{57,5}{4} = 14,375 \text{ cm}$
- $8\phi_{long} = 8 * 1,905 = 15,24 \text{ cm}$
- $24\phi_{est} = 24 * 1,588 = 38,11 \text{ cm}$
- $s \leq 30 \text{ cm}$

De acuerdo con los parámetros y la separación reflejada en el plano, la viga cumple por resistencia al corte.

IV.6.1.3 Evaluación de corte en vigas de Oficina 2

En cuanto a la evaluación del área de acero por metro de los estribos según la envolvente de casos de carga.

Label	Story	Section	Location	V	V Combo	At	At colocado	
				tonf		m ² /m	m ² /m	
B1	PB	V30X40	End-I	7531,47	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B1	PB	V30X40	Middle	7415,47	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B1	PB	V30X40	End-J	7913,71	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	End-I	5794,9	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	Middle	5678,97	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B2	PB	V30X40	End-J	6177,21	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	End-I	5880,79	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	Middle	5763,63	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B3	PB	V30X40	End-J	6261,87	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	End-I	7650,23	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	Middle	7525,76	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B4	PB	V30X40	End-J	8024	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	End-I	7563,68	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	Middle	7408,74	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B6	PB	V30X40	End-J	7906,98	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	End-I	5433,25	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	Middle	5330,7	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B7	PB	V30X40	End-J	5828,94	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	End-I	5333,15	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	Middle	5185,94	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B8	PB	V30X40	End-J	5684,18	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	End-I	6112,65	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	Middle	5996,11	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B9	PB	V30X40	End-J	6494,35	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	End-I	6375,93	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	Middle	6261,83	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B10	PB	V30X40	End-J	6760,06	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	End-I	7683,78	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	Middle	7591,13	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B11	PB	V30X40	End-J	8089,37	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	End-I	6252,07	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	Middle	6151,65	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B12	PB	V30X40	End-J	6649,89	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	End-I	5356,29	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	Middle	5131,11	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple
B13	PB	V30X40	End-J	5629,35	0.9CP±S	0,025	0,000852	no cumple

Tabla 14. Evaluación por corte en vigas. Oficinas 2.

Todas las vigas no cumplen según el área de acero transversal requerido por la envolvente de carga.

En la evaluación de las separaciones del plano para esta sección se observa que las separaciones entre estribos son de 10 cm. Para el edificio que se está evaluando las separaciones de su sección son las siguientes:

- $d/4 = \frac{57,5}{4} = 14,375 \text{ cm}$
- $8\phi_{long} = 8 * 1,905 = 15,24 \text{ cm}$
- $24\phi_{est} = 24 * 1,588 = 38,11 \text{ cm}$
- $s \leq 30 \text{ cm}$

En la comparación con la separación que suministra el plano, se observa que esta viga está cumpliendo su resistencia al corte.

IV.6.1.4 Evaluación de corte en vigas de Capilla

La estructura de la Capilla solamente posee vigas de acero. No es necesario el cálculo como las secciones anteriores de concreto debido a esta condición.

IV.6.2 Evaluación de Flexión

IV.6.2.1 Evaluación de Flexión de Aula Magna

Para la evaluación de la flexión del edificio se exportan las tablas de flexión que suministra el programa ETABS, las cuales muestran la cuantía de acero necesario para que esta sección pueda cumplir por flexión.

La tabla para este edificio es la siguiente:

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B1	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-121602,73	0.9CP+S	2,62	11,64	40534,24	0.9CP+S	2,83	15,2	Cumple
B4	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-104060,24	1.2CP+CV+S	1,69	11,63	37387,62	0.9CP+S	1,47	15,2	Cumple
B5	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-78461,58	1.2CP+CV+S	1,78	21,77	12413,09	0.9CP+S	1,63	23,75	Cumple
B8	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-54401,07	0.9CP+S	1,85	21,77	5362,44	0.9CP+S	1,85	23,75	Cumple
B9	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-60310,35	1.2CP+CV+S	0,77	21,77	6399,23	1.2CP+CV+S	0,56	23,75	Cumple
B18	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-132728,34	1.2CP+CV+S	1,47	21,77	7586,11	1.2CP+CV+S	1,35	23,75	Cumple
B56	N Techo Auditorio	V25X35	End-I	-17316,26	1.2CP+CV+S	0,3	11,64	7831,05	0.9CP+S	0,24	30,27	Cumple
B57	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-219185,68	1.2CP+CV+S	2,89	8,55	574726,52	1.2CP+CV+S	4,42	15,2	Cumple
B58	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-1159954,74	1.2CP+CV+S	8,43	37,24	146640,56	0.9CP+S	6,46	30,4	Cumple
B59	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-314041,11	1.2CP+CV+S	5,05	11,64	62808,22	1.2CP+CV+S	4,61	30,27	Cumple
B60	N Techo Auditorio	V25X35	End-I	-112962,03	1.2CP+CV+S	1,36	11,64	37654,01	1.2CP+CV+S	0,53	30,27	Cumple
B102	N Techo Auditorio	V25X35	End-I	-898780,31	1.2CP+CV+S	9,36	11,64	478291,66	1.2CP+1.6CV	4,25	30,27	Cumple
B129	N Techo Auditorio	V25X35	End-I	-796760,15	1.2CP+1.6CV	7,02	11,64	647663,7	1.2CP+1.6CV	5,59	30,27	Cumple
B131	N Techo Auditorio	V25X35	End-I	-15929,89	1.2CP+CV+S	0,56	11,64	134377,62	1.2CP+CV+S	1,78	30,27	Cumple
B141	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-389832,77	0.9CP+S	6,46	8,55	77966,55	0.9CP+S	6,23	15,2	Cumple
B142	N Techo Auditorio	V25X80	End-I	-306992,07	1.2CP+CV+S	2,85	37,5	102330,69	1.2CP+CV+S	1,89	30,4	Cumple

Tabla 15. Flexión de Aula Magna en el Inicio de sus vigas.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B1	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-24320,55	0.9CP+S	1,57	21,77	24320,55	0.9CP+S	1,43	23,75	Cumple
B4	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	0	0.9CP+S	2,83	21,77	186938,12	0.9CP+S	3,03	23,75	Cumple
B5	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-34367,61	1.2CP+CV+S	1,63	21,77	36210,56	0.9CP+S	1,46	23,75	Cumple
B8	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-13565,85	1.2CP+CV+S	1,88	21,77	64239,92	1.2CP+CV+S	1,91	23,75	Cumple
B9	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-6399,23	1.2CP+CV+S	1,23	11,64	40273,6	1.2CP+CV+S	1,14	15,2	Cumple
B18	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-19253,72	1.2CP+CV+S	0,87	11,64	7586,11	1.2CP+CV+S	0,52	15,2	Cumple
B56	N Techo Auditorio	V25X35	End-J	0	1.2CP+CV+S	0,89	11,64	39155,27	0.9CP+S	0,79	30,27	Cumple
B57	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-1213482,94	1.2CP+CV+S	6,46	37,24	365309,47	1.2CP+CV+S	3,64	30,4	Cumple
B58	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-146640,56	0.9CP+S	6,46	8,55	633719,72	1.2CP+CV+S	6,58	15,2	Cumple
B59	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	0	1.2CP+CV+S	4,37	11,64	198350,81	1.2CP+CV+S	4,51	30,27	Cumple
B60	N Techo Auditorio	V25X35	End-J	-101802,75	1.2CP+CV+S	1,23	11,64	33934,25	1.2CP+CV+S	0,49	30,27	Cumple
B102	N Techo Auditorio	V25X35	End-J	-1016172,49	1.2CP+CV+S	10,51	11,64	338724,16	1.2CP+CV+S	4,34	30,27	Cumple
B129	N Techo Auditorio	V25X35	End-J	-1319113,87	1.2CP+1.6CV	12,61	11,64	449474,76	1.2CP+1.6CV	3,77	30,27	No Cumple
B131	N Techo Auditorio	V25X35	End-J	-29105,57	1.2CP+CV+S	0,43	11,64	22631,18	1.2CP+CV+S	0,36	30,27	Cumple
B141	N Techo Auditorio	V25X80	End-J	-128055,2	1.2CP+CV+S	6,46	37,24	23313,28	0.9CP+S	5,44	30,4	Cumple

Tabla 16. Flexión de Aula Magna en el Final de su viga.

Como puede observarse las vigas cumplen con el acero mínimo a flexión según la envolvente de cargas, excepto la viga B12.

IV.6.2.2 Evaluación de Flexión de Oficina 1

Para la evaluación de la flexión del edificio se exportan las tablas de flexión que suministra el programa ETABS, las cuales muestran la cuantía de acero necesario para que esta sección pueda cumplir por flexión.

La tabla para este edificio es la siguiente:

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B10	N1	V40X60	End-I	-5890578,55	1.2CP+CV±S	31,39	14,49	4464389,33	0.9CP±S	22,91	13,62	No Cumple
B12	N1	V40X60	End-I	-5875125,41	1.2CP+CV±S	31,5	10,53	4358139,21	0.9CP±S	22,5	8,55	No Cumple
B13	N1	V40X60	End-I	-6376485,92	1.2CP+CV±S	34,73	17,34	4162642,53	0.9CP±S	21,54	15,52	No Cumple
B14	N1	V40X60	End-I	-5801688,26	1.2CP+CV±S	31,06	5,7	3352073,39	0.9CP±S	17,15	5,7	No Cumple
B15	N1	V40X60	End-I	-4679922,41	1.2CP+CV±S	24,02	13,46	3096745,48	0.9CP±S	15,41	5,7	No Cumple
B16	N1	V40X60	End-I	-6209421,27	1.2CP+CV±S	34,54	8,55	4637858,78	0.9CP±S	25,33	8,55	No Cumple
B17	N1	V40X60	End-I	-6375214,16	1.2CP+CV±S	34,43	16,31	3704542,2	0.9CP±S	18,6	17,1	No Cumple
B18	N1	V40X60	End-I	-6741021,16	1.2CP+CV±S	37,57	20,74	5496012,4	0.9CP±S	29,79	16,86	No Cumple
B19	N1	V40X60	End-I	-9155150,69	1.2CP+CV±S	49,3	30,4	7704024,88	0.9CP±S	42,27	11,64	No Cumple
B20	N1	V40X60	End-I	-5633374,83	1.2CP+CV±S	30,01	11,4	4175038,54	0.9CP±S	21,46	8,55	No Cumple
B21	N1	V40X60	End-I	-7428896,68	1.2CP+CV±S	40,57	16,31	5978772,38	0.9CP±S	32,01	8,55	No Cumple
B23	N1	V40X60	End-I	-6000928,24	1.2CP+CV±S	32,96	26,84	4606703,31	0.9CP±S	24,66	11,64	No Cumple
B25	N1	V40X60	End-I	-5464089,76	1.2CP+CV±S	30,45	11,4	4211319,45	0.9CP±S	23,37	8,55	No Cumple

Tabla 17. Flexión de Oficina 1 en los Inicios de su viga.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B26	N1	V40X60	End-I	-6127748,48	1.2CP+CV±S	32,94	16,31	4063612,5	0.9CP±S	20,71	8,55	No Cumple
B27	N1	V40X60	End-I	-4559752,2	1.2CP+CV±S	23,25	16,31	3675886,28	0.9CP±S	18,35	5,7	No Cumple
B28	N1	V40X60	End-I	-4905444,75	1.2CP+CV±S	27,06	5,7	3624791,89	0.9CP±S	20,08	5,7	No Cumple

Tabla 18. Continuación de Flexión de Oficina 1 en los Inicios de su viga.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B10	N1	V40X60	End-I	-5890578,55	1.2CP+CV±S	31,39	14,49	4464389,33	0.9CP±S	22,91	13,62	No Cumple
B12	N1	V40X60	End-I	-5875125,41	1.2CP+CV±S	31,5	10,53	4358139,21	0.9CP±S	22,5	8,55	No Cumple
B13	N1	V40X60	End-I	-6376485,92	1.2CP+CV±S	34,73	17,34	4162642,53	0.9CP±S	21,54	15,52	No Cumple
B14	N1	V40X60	End-I	-5801688,26	1.2CP+CV±S	31,06	5,7	3352073,39	0.9CP±S	17,15	5,7	No Cumple
B15	N1	V40X60	End-I	-4679922,41	1.2CP+CV±S	24,02	13,46	3096745,48	0.9CP±S	15,41	5,7	No Cumple
B16	N1	V40X60	End-I	-6209421,27	1.2CP+CV±S	34,54	8,55	4637858,78	0.9CP±S	25,33	8,55	No Cumple
B17	N1	V40X60	End-I	-6375214,16	1.2CP+CV±S	34,43	16,31	3704542,2	0.9CP±S	18,6	17,1	No Cumple
B18	N1	V40X60	End-I	-6741021,16	1.2CP+CV±S	37,57	20,74	5496012,4	0.9CP±S	29,79	16,86	No Cumple
B19	N1	V40X60	End-I	-9155150,69	1.2CP+CV±S	49,3	30,4	7704024,88	0.9CP±S	42,27	11,64	No Cumple
B20	N1	V40X60	End-I	-5633374,83	1.2CP+CV±S	30,01	11,4	4175038,54	0.9CP±S	21,46	8,55	No Cumple
B21	N1	V40X60	End-I	-7428896,68	1.2CP+CV±S	40,57	16,31	5978772,38	0.9CP±S	32,01	8,55	No Cumple

Tabla 19. Flexión de Oficina 1 en el Final de su viga.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	
				kgf-cm		cm ²	cm ²	kgf-cm		cm ²	cm ²	
B23	N1	V40X60	End-I	-6000928,24	1.2CP+CV±S	32,96	26,84	4606703,31	0.9CP±S	24,66	11,64	No Cumple
B25	N1	V40X60	End-I	-5464089,76	1.2CP+CV±S	30,45	11,4	4211319,45	0.9CP±S	23,37	8,55	No Cumple
B26	N1	V40X60	End-I	-6127748,48	1.2CP+CV±S	32,94	16,31	4063612,5	0.9CP±S	20,71	8,55	No Cumple
B27	N1	V40X60	End-I	-4559752,2	1.2CP+CV±S	23,25	16,31	3675886,28	0.9CP±S	18,35	5,7	No Cumple
B28	N1	V40X60	End-I	-4905444,75	1.2CP+CV±S	27,06	5,7	3624791,89	0.9CP±S	20,08	5,7	No Cumple

Tabla 20. Continuación de Flexión de Oficina 1 en el Final de su viga.

Como puede observarse la mayoría de las vigas no cumplen con el acero mínimo a flexión según la envolvente de cargas.

IV.6.2.3 Evaluación de Flexión de Oficina 2

Para la evaluación se exportan las tablas de flexión que suministra el programa ETABS, las cuales muestran la cuantía de acero necesario para que esta sección pueda cumplir por flexión y se revisa como sigue:

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As bot Colocado	Verificación
				Kgf-cm		cm ²	cm ²	Kgf-cm		cm ²	cm ²	
B1	N2	V 40X60	End-I	-7603218,95	1,2CP+CV±S	41,39	8,55	6171244,09	0,9CP±S	33,26	8,55	No Cumple
B2	N2	V 40X60	End-I	-5104632,81	1,2CP+CV±S	27,04	14,25	3689526,49	0,9CP±S	18,94	8,55	No Cumple
B3	N2	V 40X60	End-I	-6002598,26	1,2CP+CV±S	32,23	14,25	4634953,66	0,9CP±S	24	8,55	No Cumple
B4	N2	V 40X60	End-I	-6135673,13	1,2CP+CV±S	33,27	8,55	3716847,86	0,9CP±S	19,09	8,55	No Cumple
B5	N2	V 40X60	End-I	-5813929,72	1,2CP+CV±S	31,07	18,68	3186248,64	0,9CP±S	16,1	17,1	No Cumple
B6	N2	V 40X60	End-I	-5921968,8	1,2CP+CV±S	31,82	9,66	4337104,31	0,9CP±S	22,39	7,68	No Cumple
B7	N2	V 40X60	End-I	-4922598,33	1,2CP+CV±S	25,77	8,55	3537163,27	0,9CP±S	17,97	8,55	No Cumple
B8	N2	V 40X60	End-I	-4915090,1	1,2CP+CV±S	25,84	8,55	3306407,84	0,9CP±S	16,98	17,1	No Cumple
B9	N2	V 40X60	End-I	-6153952,87	1,2CP+CV±S	33	9,66	4728640,46	0,9CP±S	24,44	15,36	No Cumple
B10	N2	V 40X60	End-I	-5493979,3	1,2CP+CV±S	29,8	8,55	3785068,43	0,9CP±S	20,01	17,1	No Cumple
B5	N1	V 40X60	End-I	-7764659,73	1,2CP+CV±S	42,02	8,55	6387406,71	0,9CP±S	34,51	8,55	No Cumple
B8	N1	V 40X60	End-I	-7590186,1	1,2CP+CV±S	40,97	9,66	6193742,96	0,9CP±S	33,17	7,68	No Cumple
B9	N1	V 40X60	End-I	-8505548,74	1,2CP+CV±S	45,72	8,55	7097447,59	0,9CP±S	38,9	8,55	No Cumple

Tabla 21. Flexión de Oficina 2 en el Inicio de su viga.

Label	Story	Section	Location	(-) Moment	(-) Combo	As Top	As Top Colocado	(+) Moment	(+) Combo	As Bot	As Bot Colocado	Verificación
				Kgf-cm		cm ²	cm ²	Kgf-cm		cm ²	cm ²	
B2	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	26,81	14,25	3464527,01	0,9CP±S	17,73	8,55	No Cumple
B3	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	31,65	14,25	4334311	0,9CP±S	22,29	8,55	No Cumple
B4	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	32,89	8,55	3521511,36	0,9CP±S	18,03	8,55	No Cumple
B5	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	31,74	18,68	3442650,6	0,9CP±S	17,46	17,1	No Cumple
B6	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	32,37	9,66	4655235,66	0,9CP±S	24,19	7,68	Cumple
B7	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	25,35	8,55	3338139,68	0,9CP±S	16,91	8,55	No Cumple
B8	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	26,12	8,55	3557099,29	0,9CP±S	18,32	17,1	No Cumple
B9	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	32,72	9,66	4643294,15	0,9CP±S	23,95	15,36	Cumple
B10	N2	V 40X60	End-J	0	1,2CP+CV±S	29,82	8,55	4095695,62	0,9CP±S	21,7	17,1	No Cumple
B5	N1	V 40X60	End-J	-7714688,36	1,2CP+CV±S	41,78	8,55	6212565,77	0,9CP±S	33,39	8,55	No Cumple
B8	N1	V 40X60	End-J	-7520080,44	1,2CP+CV±S	40,63	8,55	6076663,5	0,9CP±S	32,42	17,1	No Cumple
B9	N1	V 40X60	End-J	-8494758,05	1,2CP+CV±S	45,67	9,66	7035573,2	0,9CP±S	38,6	15,36	No Cumple
B10	N1	V 40X60	End-J	-8392975,93	1,2CP+CV±S	44,73	8,55	6928574,99	0,9CP±S	37,73	17,1	No Cumple

Tabla 22. Flexión de Oficina 2 en el Final de su viga.

Como puede observarse las vigas cumplen con el acero mínimo a flexión según la envolvente de cargas.

IV.6.2.4 Evaluación de Flexión de Capilla

Esta es una revisión aplicable a vigas de concreto, en este edificio las vigas son de acero.

IV.7 Verificación de Viga - Columna

Para la evaluación del conjunto de edificios que conforman el Centro Loyola se revisó por columna fuerte-viga débil, según la norma FONDONORMA 1753-06, sección 18.4.3.1 se debe satisfacer la ecuación $\Sigma Mc \geq 1,20 \Sigma Mv$.

IV.7.1 Verificación de Viga - Columna de Aula Magna

Este análisis se realizó a su columna más débil, la cual se encuentra excedida por capacidad, esta es una columna tipo 4 como se refleja en la Imagen 19 y la misma se encuentra en la posición F7 como se especifica a continuación:

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m
15,2268	3,9533	-0,4148

Tabla 23. Columna 4K' Aula Magna.

Las vigas que convergen en esta columna son de la misma sección y con la misma distribución de acero superior e inferior, por ende los momentos superior e inferior de ambas vigas son iguales.

Evaluación de viga			
Viga 4		Viga K	
f c 250	a 5,75153	f c 250	a 14,1762
f y 4200	Mn - 26704,7 Kgf-m	f y 4200	Mn - 60745,3 Kgf-m
d 57,5		d 57,5	
b 40		b 40	
As 8,55		As 28,69	
f c 250	a 4,22471	f c 250	a 15,0311
f y 4200	Mn + 19889,7 Kgf-m	f y 4200	Mn + 63862,2 Kgf-m
d 57,5		d 57,5	
b 40		b 40	
As 8,55		As 30,42	
P 15226,8 Kgf	M ⁺ 3953,3 Kgf-m	M ⁻ -414,8 Kgf-m	
Comprobación superior	0,05 No Cumple		
Comprobación inferior	-0 No Cumple		

Tabla 24. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Aula Magna.

Los valores indican que la columna no cumple con este criterio, lo que significa que la columna es menos resistente que la viga, esto permite la formación de rótulas plásticas, lo que indica el fallo de la columna primero que la viga.

IV.7.2 Verificación de Viga - Columna de Oficina 1

En las evaluaciones se puede observar que la columna Tipo 1, I7 es la más desfavorable, se encuentra en la estructura de Oficinas 1 y es la que se selecciona para esta revisión.

Design P _u tonf	Design M _{u2} tonf-m	Design M _{u3} tonf-m
-17,099	-63,9683	60,8168

Tabla 25. Columna I7 Oficina 1.

Las vigas que convergen en esta columna son de la misma sección y con la misma distribución acero superior e inferior, por ende los momentos superior e inferior de ambas vigas son iguales.

Evaluación de viga

Viga 7

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 21,78

a 5,75153
 $M_n -$ 26704,7 Kgf-m

Viga I

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 20,75

a 10,2529
 $M_n -$ 45643,5 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 11,64

a 5,75153
 $M_n +$ 26704,7 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 16,87

a 8,33576
 $M_n +$ 37787,9 Kgf-m

P -17099 Kgf M^+ -63968 Kgf-m M^- 60817 Kgf-m
Comprobación superior -0,9 No Cumple
Comprobación inferior 0,94 No Cumple

Tabla 26. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Oficina.

Los valores indican que la columna no cumple con este criterio, lo que significa que la columna es menos resistente que la viga, esto permite la formación de rótulas plásticas, lo que indica el fallo de la columna primero que la viga.

IV.7.3 Verificación de Viga - Columna de Oficina 2

En las evaluaciones realizadas se puede observar que la columna C4 es la más desfavorable, se encuentra en la estructura de Oficinas 2, que solo falla por capacidad en su planta baja y es la que se selecciona para esta revisión de la manera siguiente:

Design P_u tonf	Design M_{u2} tonf-m	Design M_{u3} tonf-m
10,9422	67,6031	82,6669

Tabla 27. Columna C4 Oficina 2.

Las vigas que convergen en esta columna son de la misma sección y con la misma distribución de acero superior e inferior, por ende los momentos superior e inferior de ambas vigas son iguales.

Evaluación de viga

Viga 4

f_c 250
f_y 4200
d 57,5
b 40
As 8,55

a 5,75153
M_n - 26704,7 Kgf-m

Viga C

f_c 250
f_y 4200
d 57,5
b 40
As 14,25

a 7,04118
M_n - 32306,7 Kgf-m

f_c 250
f_y 4200
d 57,5
b 40
As 8,55

a 4,22471
M_n + 19889,7 Kgf-m

f_c 250
f_y 4200
d 57,5
b 40
As 8,55

a 4,22471
M_n + 19889,7 Kgf-m

P 10942 Kgf M⁺ 67603,1 Kgf-m M⁻ 82667 Kgf-m
Comprobación superior 1,15 No Cumple
Comprobación inferior 2,08 Cumple

Tabla 28. Comprobación de Columna fuerte viga débil de Oficina 2.

Los valores indican que la columna no cumple con este criterio, lo que significa que la columna es menos resistente que la viga, esto permite la formación de rótulas plásticas, lo que indica el fallo de la columna primero que la viga.

IV.7.4 Verificación de Viga - Columna Corte de Capilla

Para esta edificación no es necesario el análisis, debido a que todas las vigas que convergen en las columnas son de acero, así queda exenta de los parámetros de la norma.

Para esta estructura se hacen otras comprobaciones con la normativa de acero COVENIN 1618-98.

IV.8 Control de desplazamientos

Los desplazamientos laterales del conjunto de edificios que conforman el Centro Loyola, se verifican con los valores límites establecidos en el apartado 10.2 de la norma COVENIN 1756-01, en esta se especifica que para las edificaciones que pertenecen al Grupo A se tienen valores límites. Este grupo es susceptible de sufrir daños por deformaciones de la estructura y el límite normalizado es 0,012.

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

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

Este valor se comprueba entre dos niveles consecutivos, es decir la deriva relativa del nivel y no la absoluta en caso de sismo y su R la antes calculada.

El programa ETABS genera las gráficas de cada edificio con una terminología técnica que se define a continuación:

- En el eje de las abscisas: Deriva normalizada.
- En el eje de las ordenadas: Niveles del edificio.
- Las curva color azul: Desplazamientos en X.
- Las curva color roja: Desplazamientos en Y.

IV.8.1 Control de desplazamientos de Aula Magna

Como puede observarse el máximo valor de deriva está en el Nivel 5, dirección X, de 0,007944, con un $\Delta_i = 0,02098432$, no cumple con lo establecido por la norma ya que es mayor de 0,012. Siendo la gráfica de desplazamiento suministrada por el programa ETABS para este edificio la siguiente:

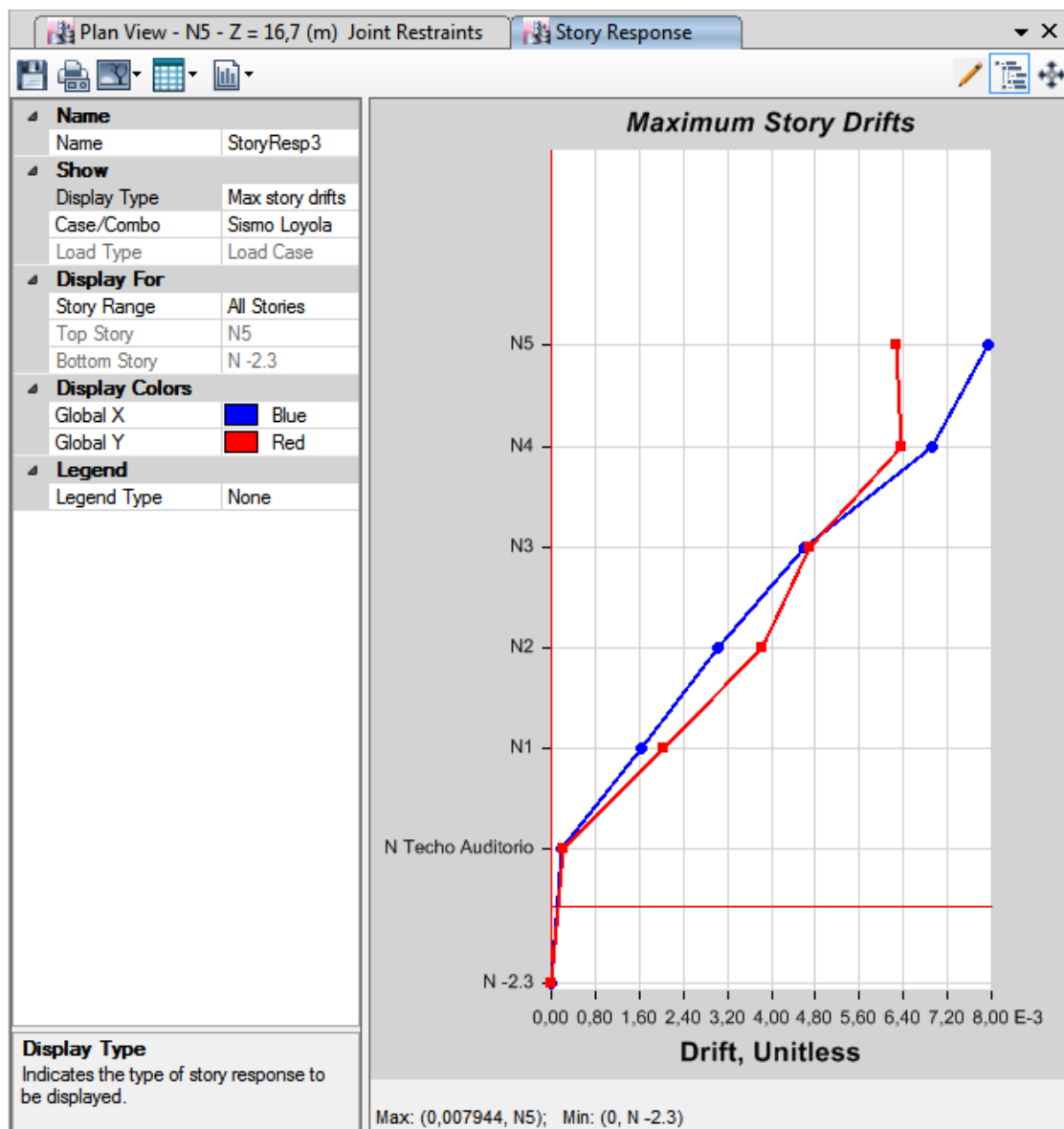


Imagen 35. Deriva de Aula Magna

IV.8.2 Control de desplazamientos de Oficinas 1

Como puede observarse el máximo valor de deriva está en el Nivel 3, dirección Y, de 0,00497, con un $\Delta_i = 0,013916$, no cumple, ya que es mayor de 0,012. Siendo la gráfica de desplazamiento suministrada por el programa ETABS para este edificio la siguiente:

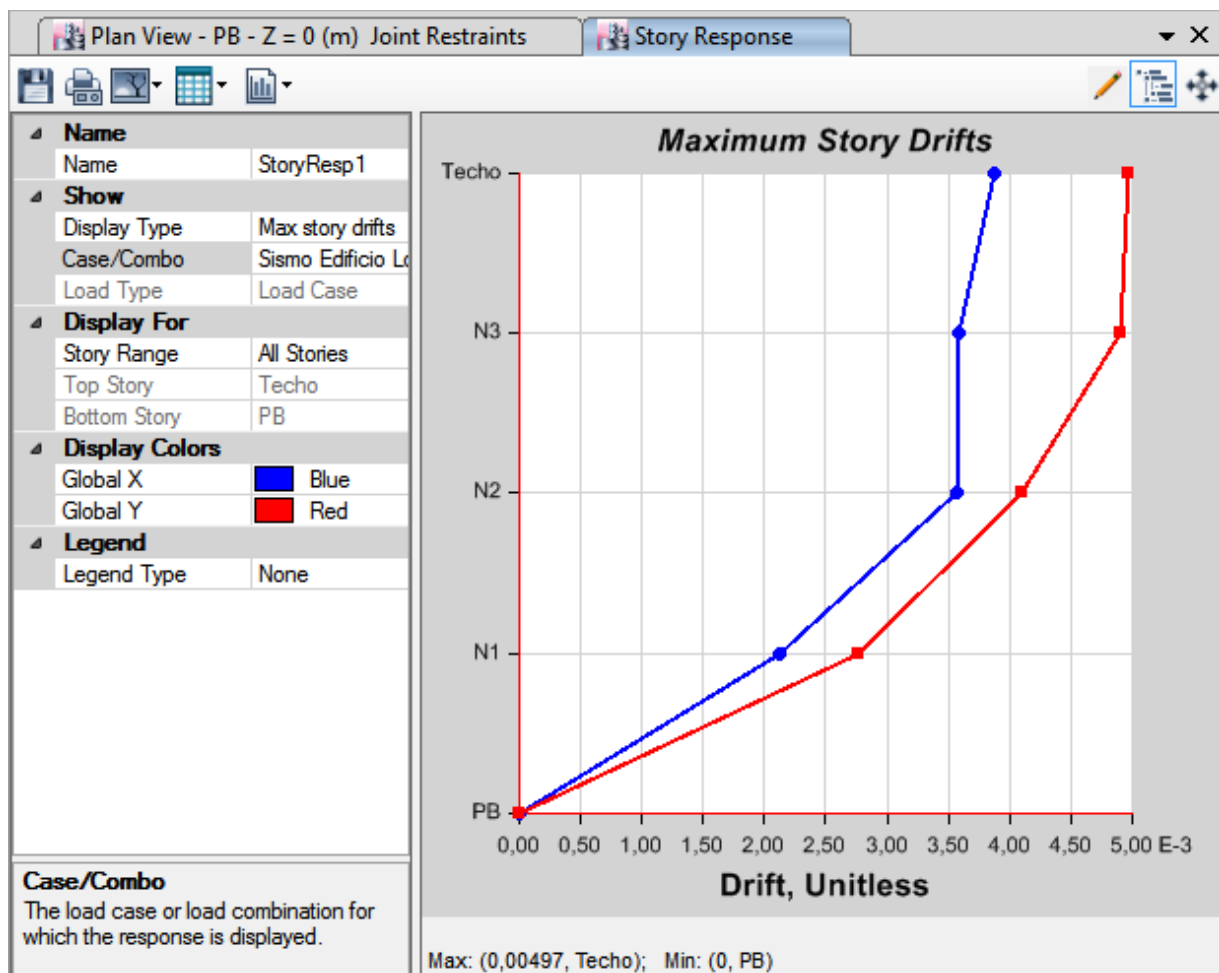


Imagen 36. Deriva de Oficinas 1.

IV.8.3 Control de desplazamientos de Oficinas 2

Como puede observarse el máximo valor de deriva está en el Nivel 2, dirección X, de 0,003663, con un $\Delta_i = 0,01025$, cumpliendo con lo establecido por la norma ya que es mayor de 0,012. Siendo la gráfica de desplazamiento suministrada por el programa ETABS para este edificio la siguiente:

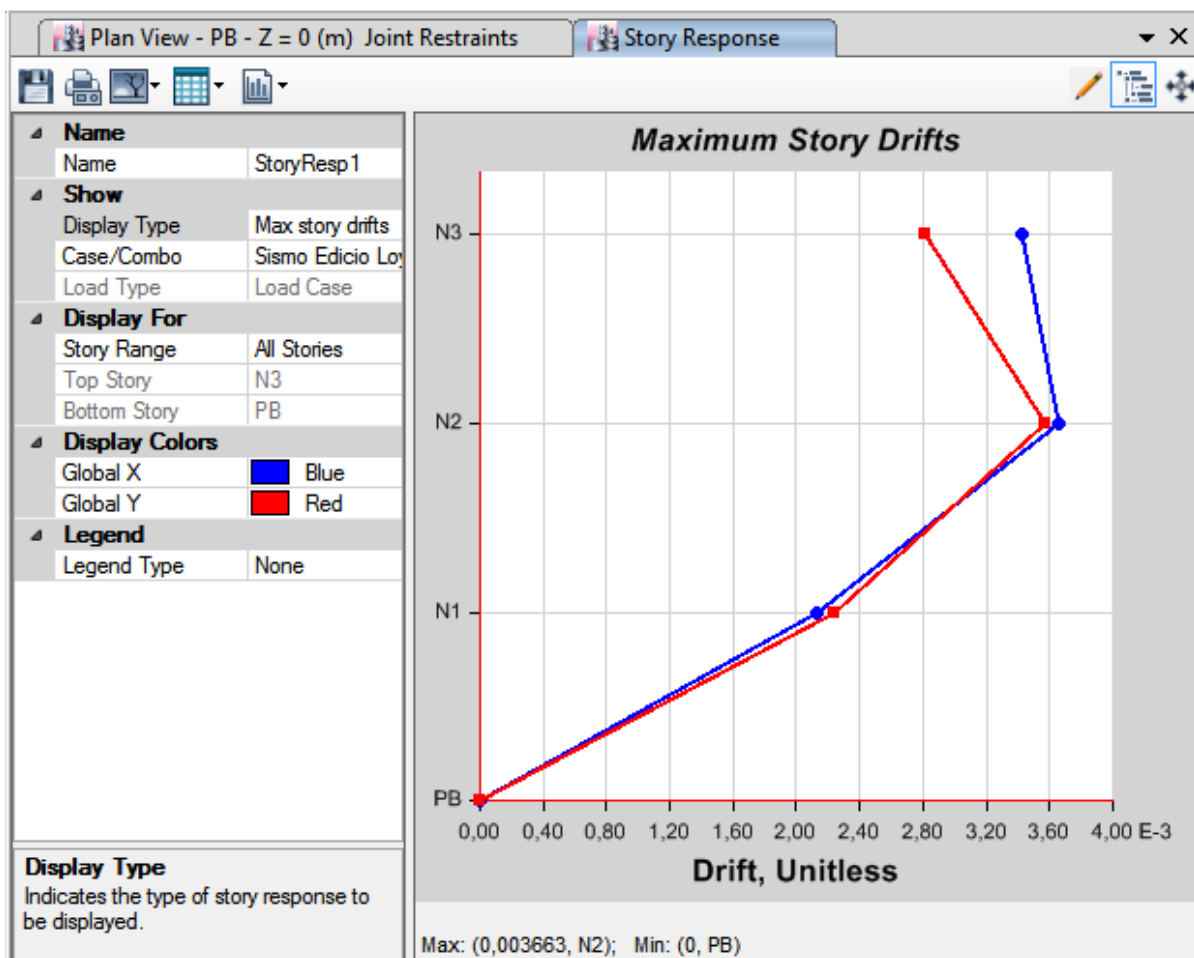


Imagen 37. Deriva de Oficinas 2.

IV.8.4 Control de desplazamientos de Capilla

Como puede observarse el máximo valor de deriva está en el Nivel 2, dirección Y, de 0,001627, con un $\Delta_i = 0,0045556$, cumpliendo con lo establecido por la norma ya que es menor de 0,012. Siendo la gráfica de desplazamiento suministrada por el programa ETABS para este edificio la siguiente:

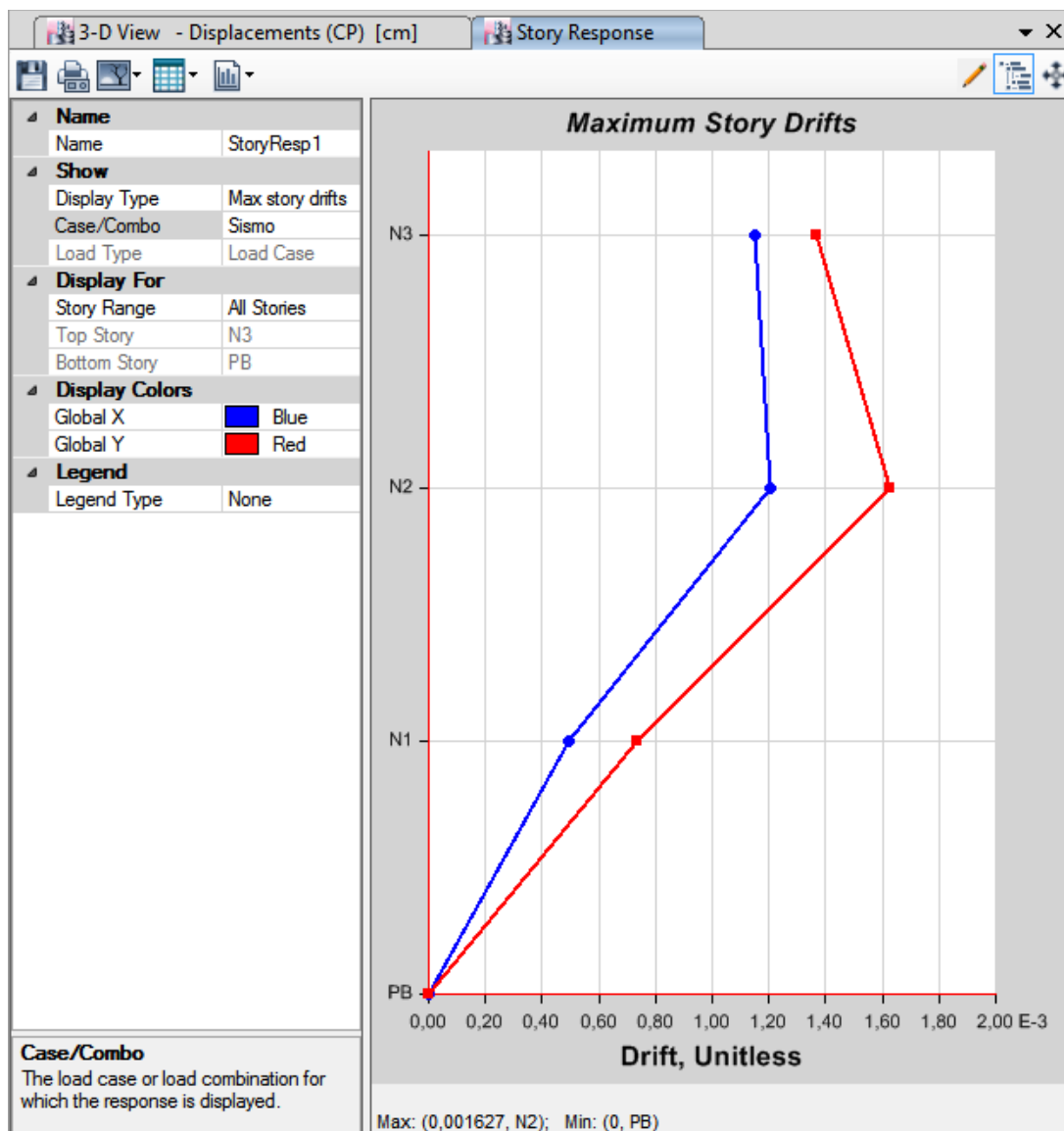


Imagen 38. Deriva de Capilla.

IV.9 Verificación de acero en los muros

Los muros de la estructura del Aula Magna, se modelan con un espectro de respuesta reducido y sin factores de seguridad, estos muros se ubican en el área perimetral del edificio, son de dos tipos diferentes según su magnitud, cuya función es de soporte de cargas de taludes. Como se observa en la imagen se tienen 4 tipos de configuraciones de muros, los mismos varían en cuanto a su dirección y su magnitud, los detalles se presentan a continuación:

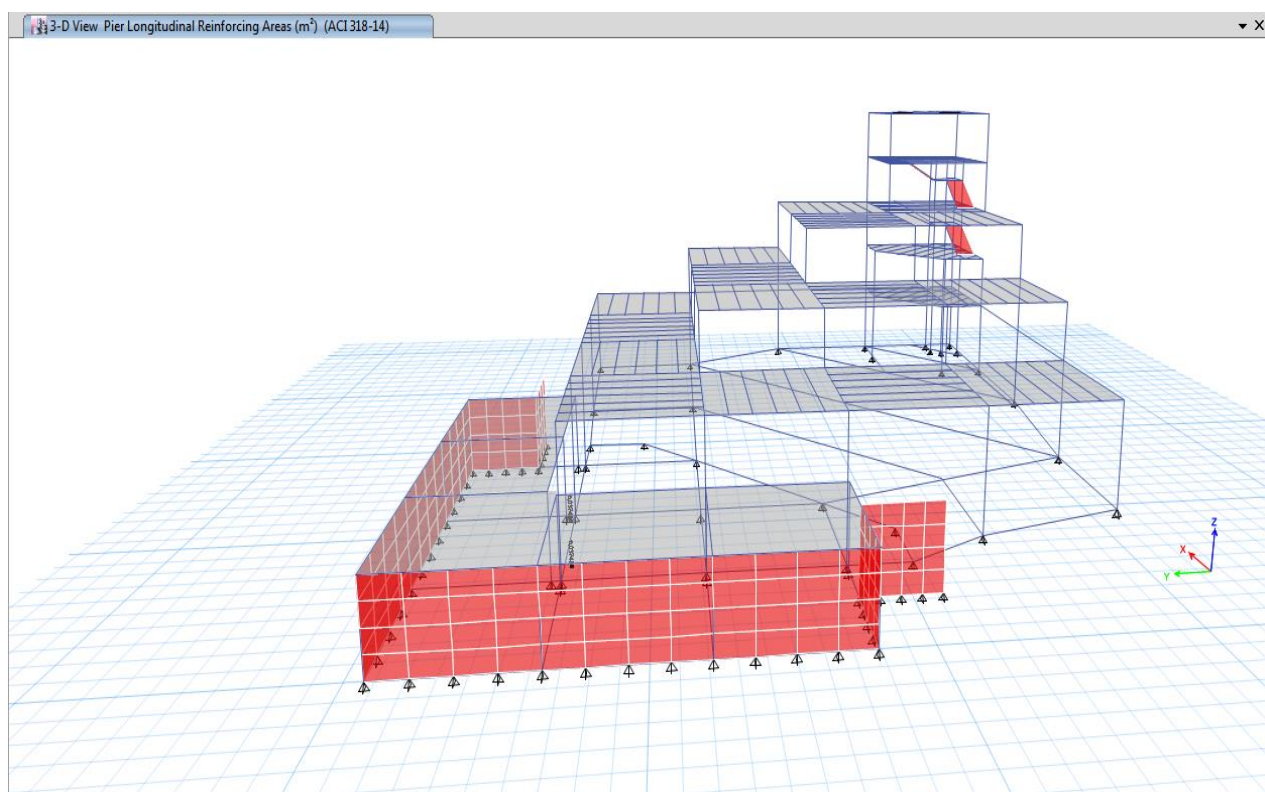


Imagen 39. Muros aula magna.

Los muros de magnitud (4,175x0,30 m) en dirección y obteniendo los resultados siguientes:

ETABS 2016 Shear Wall Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
N Techo Auditorio	P2	0	25,9	21,6	0,3	1

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2387519,63	2500	1	42184,18	42184,18

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P_u tonf	M_{u2} tonf-m	M_{u3} tonf-m
Top	0,996	DWal3	-27,1114	-4,1656	-145,9807
Bottom	4,377	DWal3	57,1286	-2,6856	-660,1415

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 tonf	M_u tonf-m	V_u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0,00075	DWal3	-27,1114	127,469	154,5208	533,843	943,8732
Bottom	Leg 1	0,00075	DWal3	57,1286	361,3979	154,5208	546,479	956,5092

Tabla 29. Información de muros.

En el análisis de los resultados del programa ETABS se presenta un mensaje de “*pier fails in flexure*” el cual indica que los muros en estudio no son capaces de soportar la flexo-compresión generada por el sismo reducido. Sin embargo, en la revisión por corte el acero colocado es superior al acero mínimo reflejado por la tabla anterior.

Es evidente que para el muro de menor tamaño que está en dirección X se obtienen en los mismos resultados, debido a que ambos poseen la misma configuración de acero y magnitudes.

En el análisis de los muros de magnitud 21,6x0,30 m en dirección X se obtienen los resultados siguientes:

ETABS 2016 Shear Wall Design

Pier Details

Story ID	Pier ID	Centroid X (m)	Centroid Y (m)	Length (m)	Thickness (m)	LLRF
N Techo Auditorio	P1	12,8875	23,8125	16,7	0,3	0,965

Material Properties

E_c (tonf/m ²)	f'_c (tonf/m ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (tonf/m ²)	f_{ys} (tonf/m ²)
2387519,63	2500	1	42184,18	42184,18

Pier Leg Location, Length and Thickness

Station Location	ID	Left X ₁ m	Left Y ₁ m	Right X ₂ m	Right Y ₂ m	Length m	Thickness m
Top	Leg 1	21,6	32,525	25,775	32,525	4,175	0,3
Bottom	Leg 1	21,6	32,525	25,775	32,525	4,175	0,3

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P _u tonf	M _{u2} tonf-m	M _{u3} tonf-m
Top	14,388	DWal3	-11,1151	-465,7942	452,4111
Bottom	9,38	DWal4	23,0749	-306,3922	305,9996

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 tonf	M _u tonf-m	V _u tonf	ΦV_c tonf	ΦV_n tonf
Top	Leg 1	0,00075	DWal3	-8,6474	19,055	17,2648	102,6739	181,9274
Bottom	Leg 1	0,00075	DWal3	7,6351	56,3916	17,2648	105,1162	184,3698

Tabla 30. Información de muros.

En el análisis de los resultados del programa ETABS se presenta un mensaje de “*pier fails in flexure*” el cual indica que los muros en estudio no son capaces de soportar la flexo-compresión generada por el sismo reducido. Sin embargo en la revisión por corte, el acero colocado es superior al acero mínimo reflejado por la tabla anterior.

Es evidente que para el muro de menor tamaño que está en dirección X se obtienen en los mismos resultados, debido a que ambos poseen la misma configuración de acero y magnitudes.

IV.9.2 Verificación de escaleras

Las escaleras constituyen un elemento importante en las estructuras, encargadas del acceso a los niveles superiores de las edificaciones y rutas de escape, ante una emergencia en el edificio como puede ser un sismo.

En el caso que se está evaluando, el conjunto de edificios que conforman el Centro Loyola, posee dos escaleras, las cuales a pesar de pertenecer a otros dos edificios, están totalmente aisladas y tienen su condición propia; ambas escaleras tienen la misma forma por lo que se realizó el modelado de una sola, el resultado el mismo para los dos casos.

La escalera que se estudia consta de un muro de sección tubular cuadrada, la cual empotra las escaleras y los descansos que posee, permite el acceso a los 4 niveles del edificio, además tiene un acceso interno al techo de la edificación como se muestra a continuación:

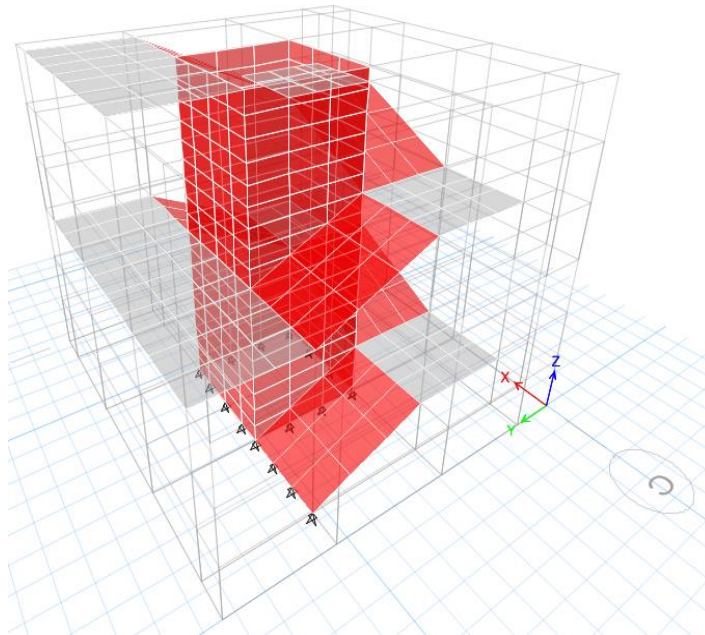


Imagen 40. Escalera típica.

Como puede observarse según la gráfica se tiene que la deriva máxima es de 0,000047, $\Delta_i = 0,0001316$, ésta es menor al indicado por la norma COVENIN 1756-01 de 0,012 en ambas direcciones Siendo la gráfica de desplazamiento suministrada por el programa ETABS para este edificio la siguiente:

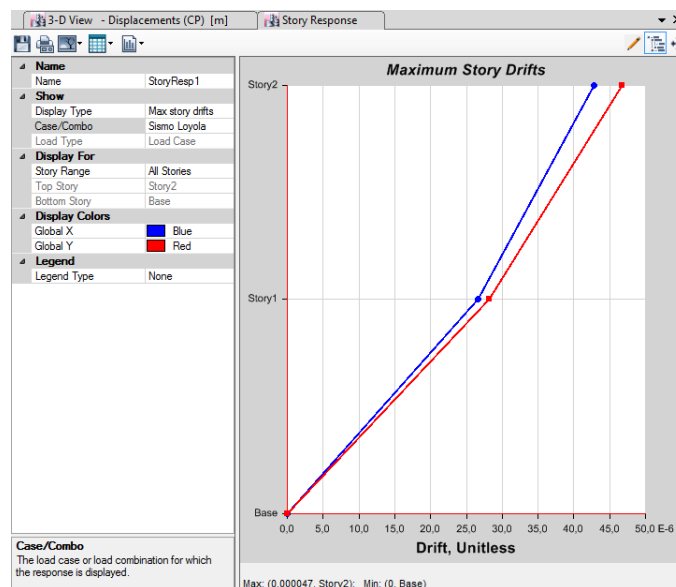


Imagen 41. Deriva máxima de Escalera típica.

Se presenta el diseño de los muros en cuanto a su estudio por corte y flexo-compresión a continuación:

ETABS 2016 Shear Wall Design

Story ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	LLRF
Story2	P2	360	405	920	30	1

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

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	245	290	245	520	230	30
Top	Leg 2	245	520	475	520	230	30
Top	Leg 3	245	290	475	290	230	30
Top	Leg 4	475	290	475	520	230	30
Bottom	Leg 1	245	290	245	520	230	30
Bottom	Leg 2	245	520	475	520	230	30
Bottom	Leg 3	245	290	475	290	230	30
Bottom	Leg 4	475	290	475	520	230	30

Flexural Design for P, M₃ and M₂

Station	D/C	Flexural	P _u kgf	M _{u2} kgf-cm	M _{u3} kgf-cm
Top	0,022	DWal3	10678,64	-1274828,01	2264175,56
Bottom	0,028	DWal3	59614,89	-3356389,2	-3321511,85

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	0,075	DWal3	-832,92	47454,59	2382,29	57152,48	100622,48
Top	Leg 2	0,075	DWal3	6430,64	528750,1	8168,46	58242,02	101712,02
Top	Leg 3	0,075	DWal3	-572,47	-24653,67	2277,57	57191,55	100661,55
Top	Leg 4	0,075	DWal3	4200,79	625766,65	7278,57	57907,54	101377,54
Bottom	Leg 1	0,075	DWal3	2264,5	68018,55	9691,4	57617,1	101087,1
Bottom	Leg 2	0,075	DWal3	6187,21	527234,15	6534,91	58205,5	101675,5
Bottom	Leg 3	0,075	DWal3	7671,99	238107,51	4908,12	58428,22	101898,22
Bottom	Leg 4	0,075	DWal3	10588,7	290096,94	6363,29	58865,73	102335,73

Tabla 31. Información de escalera.

Finalmente, los resultados obtenidos por el programa ETABS indican que la forma tubular del muro, aporta rigidez a toda la estructura y por esta razón mayor resistencia al corte y a la flexo-compresión, producida por el espectro de respuesta reducido.

IV.10 Verificación de Acero Estructural.

El edificio Centro Loyola tiene una estructura mixta, en el caso de la Capilla y del Aula Magna la estructura presenta perfiles estructurales. Por ser la norma COVENIN 1618-98 semejante a la norma estadounidense AISC 360-10 (norma con la que trabaja el programa) y por tener el programa ETABS el mismo origen, se considera esta norma en su diseño y cálculo.

IV.10.1 Verificación de Acero Estructural en Columnas.

IV.10.1.1 Verificación de Acero Estructural en Columnas de Aula Magna.

Según la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

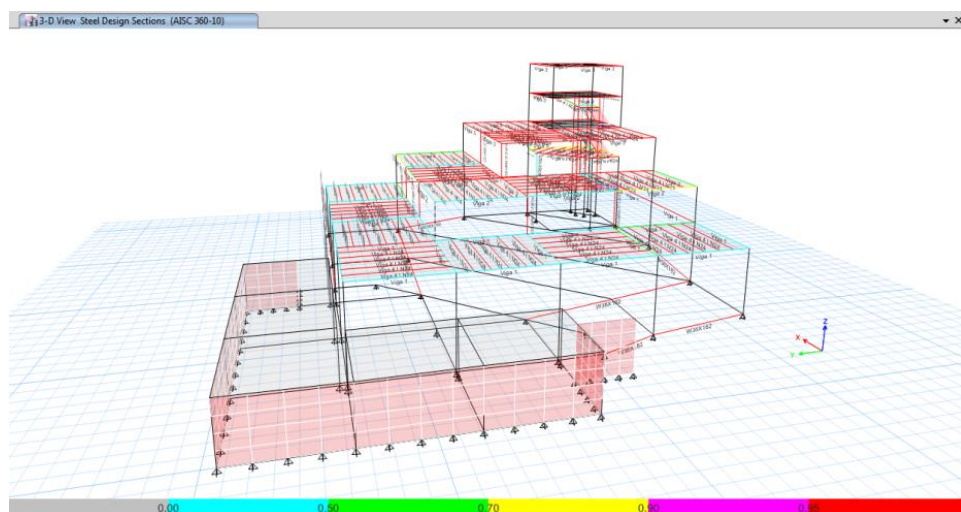


Imagen 42. Verificación de acero de Aula Magna.

Lo que expresa esta tabla de resultados siguientes es que la sección es no compacta, pero su elemento si resiste por capacidad, de la misma forma la comprobación de esfuerzos está superando su capacidad admisible, debido a que el miembro evaluado en uno de sus ejes no resiste el momento aplicado.

ETABS 2016 Steel Frame Design

AISC 360-10 Steel Section Check (Strength Summary)

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N2	C18	304	2,1	DStlS4	Special Moment Frame	COLUMNA 2C S N314	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3,00000	0,668	0,95

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 (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
2,1	-41,332	2,5128	-1,7093	0	0	-0,0002

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

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
1,413 =	0,47 + 0,591 + 0,352

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
41,332	88,0328	94,9016

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	2,5128	3,7765	3,7765	3,7765
Minor Bending	1,7093	4,3183		

Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	29,9767	0,111
Minor Shear	0	56,941	0,049

Tabla 32. Verificación de Capacidad de Aula Magna

IV.10.1.2 Verificación de Acero Estructural en Columnas de Capilla.

Según la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

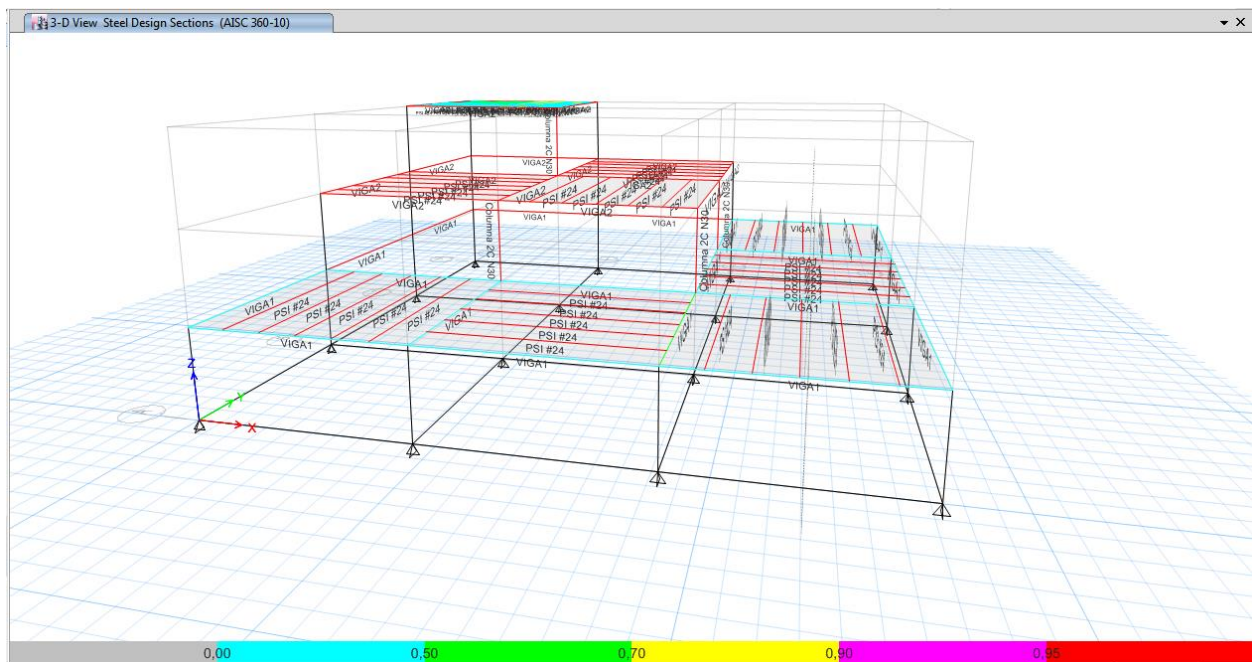


Imagen 43. Verificación de acero de Capilla.

Lo que expresa esta tabla de resultados siguientes es que la sección es no compacta, pero su elemento si resiste por capacidad, de la misma forma la comprobación de esfuerzos está superando su capacidad admisible, debido a que el miembro evaluado en uno de sus ejes no resiste el momento aplicado.

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

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N2	C5	5	2,4	DStlS4	Special Moment Frame	Columna 2C N30	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3,00000	0,771	0,95

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 (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
2,4	-10,6853	-9,2489	8,2349	0	0	-0,0338

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

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,529 =	0,015 + 0,243 + 0,271

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
10,6853	353,7079	361,4629

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	9,2489	38,1203	38,1203	38,1203
Minor Bending	8,2349	30,3719		

Shear Design

	V _u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	80,8691	0,162
Minor Shear	0	120,6754	0,097

Tabla 33. Verificación de Capacidad de Capilla.

IV.10.2 Verificación de Acero Estructural en Vigas.

IV.10.2.1 Verificación de Acero Estructural en Vigas de Aula Magna.

Según la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

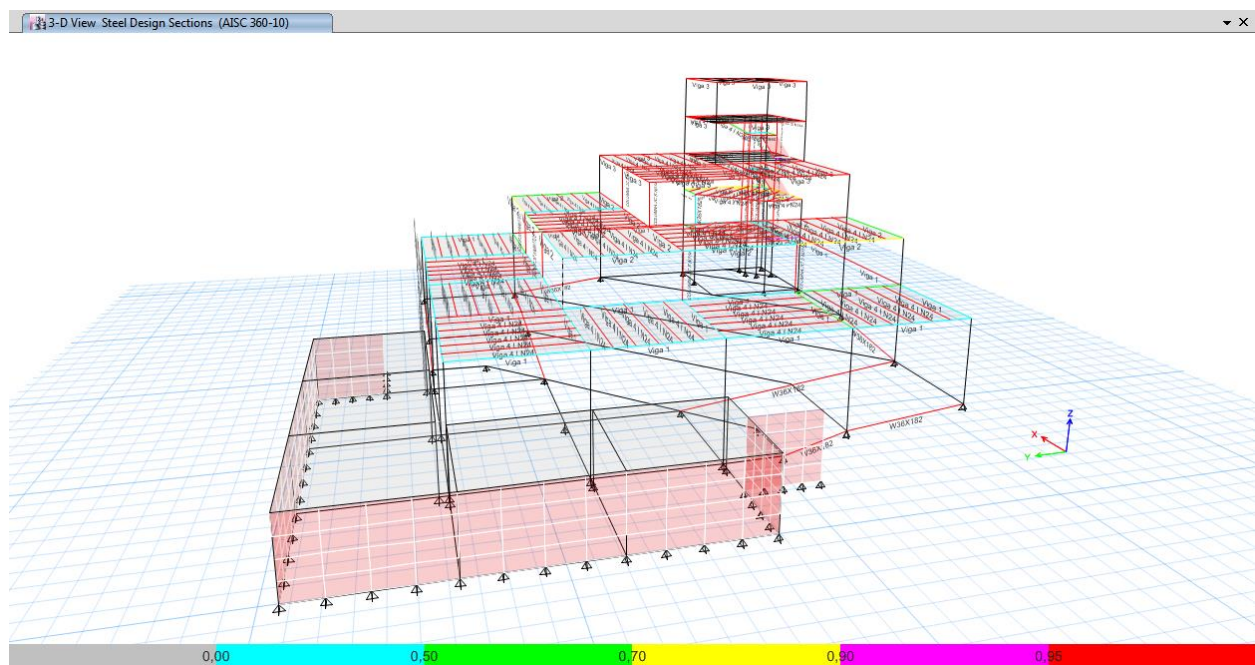


Imagen 44. Verificación de acero de Aula Magna.

La tabla de resultados que genera el programa ETABS es el siguiente:

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

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N1	B47	113	7,2	DStlS4	Special Moment Frame	Viga 4 I N24	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
7,20000	1	0,95

Stress Check Message - $L_b/r_y > 0.086 * E / F_y$ (ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
7,2	-0,3603	-0,8661	0,0017	2,1041	-0,0005	-0,0012

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

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,207 =	0,021 + 0,184 + 0,001

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0,3603	8,4056	100,0118

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	$\phi M_n C_b=1$ (tonf-m)
Major Bending	0,8661	4,697	8,9394	3,9975
Minor Bending	0,0017	1,6745		

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
7,1425	DStlS4	7,133	DStlS4

Tabla 34. Verificación de Viga de Aula Magna.

Lo que expresa esta tabla es la comprobación de esfuerzos está superando la de la norma, esto es debido a que el miembro evaluado en uno de sus ejes no resiste el momento aplicado.

IV.10.2.2 Verificación de Acero Estructural en Vigas de Capilla.

Según la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

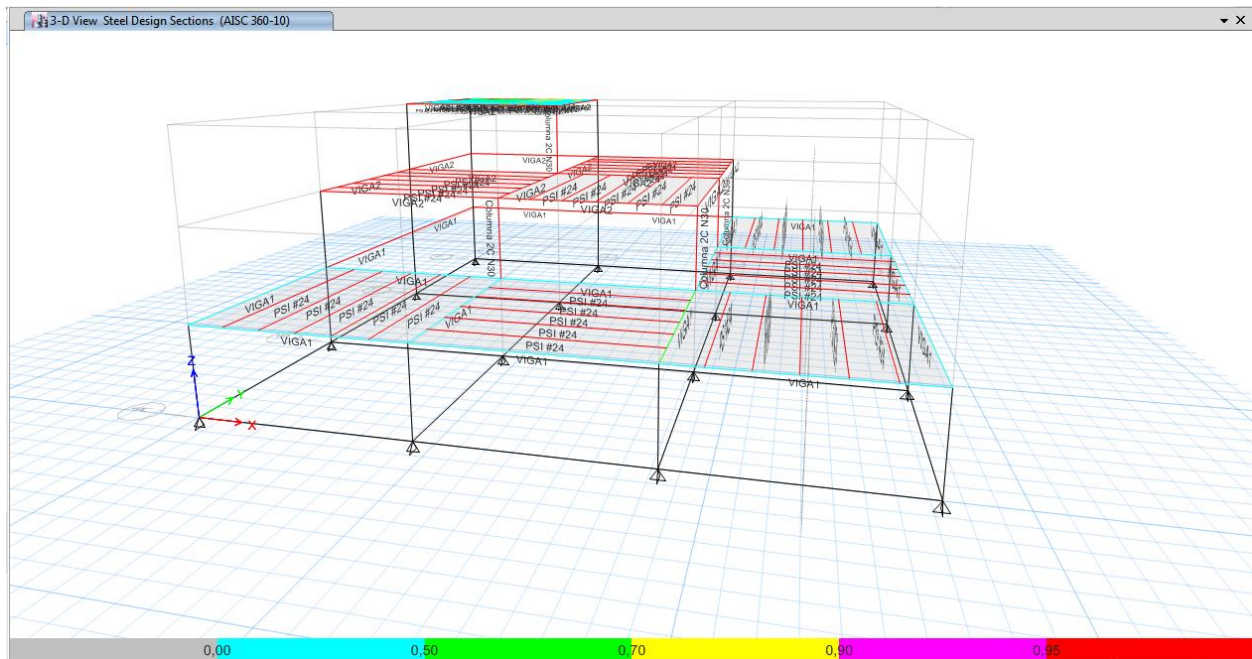


Imagen 45. Verificación de acero de Capilla.

La tabla de resultados que genera el programa ETABS es el siguiente:

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

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
N1	B58	121	7,2	DStlS4	Special Moment Frame	PSI #24	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
7,20000	1	0,95

Stress Check Message - $L_b/r_y > 0.086 \cdot E/F_y$ (ANSI/AISC 341-10 E3.4b, D1.2b)

Stress Check forces and Moments

Location (m)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
7,2	0,1453	0	0	0,8562	0	0

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

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0,001 =	0,001 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0,1453	5,5966	81,5452

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0	2,6033	6,9247	2,2652
Minor Bending	0	1,1323		

Shear Design

	V_u Force (tonf)	ϕV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0,8562	27,0191	0,032
Minor Shear	0	23,8669	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
1,9179	DStlS4	1,9179	DStlS4

Tabla 35. Verificación de Viga de Aula Magna.

Lo que expresa esta tabla es la comprobación de esfuerzos está superando la de la norma, debido a que el miembro evaluado en uno de sus ejes no resiste el momento aplicado.

IV.11 Análisis del colapso progresivo.

Se realiza un análisis con la combinación de carga 1.2CP+1.6CV, aplicado este post-sismo sobre las estructuras del edificio Centro Loyola, se hace según esta combinación de carga debido a que hay secciones de la estructura que el programa analiza por diseño, de esta manera se retira la columna más solicitada según PMM ratios, esta puede ser esquinera, central, con doble altura o sin arrostramiento en planta baja, se examinan los momentos probables de las vigas que convergen en dicha columna, se visualiza los momentos actuantes en las losas luego de retirar la columna y se repite el proceso hasta conseguir la estabilidad de la estructura.

IV.11.1 Análisis del colapso progresivo Aula Magna

La columna que se procedió a retirar fue la F7. Siendo entonces la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

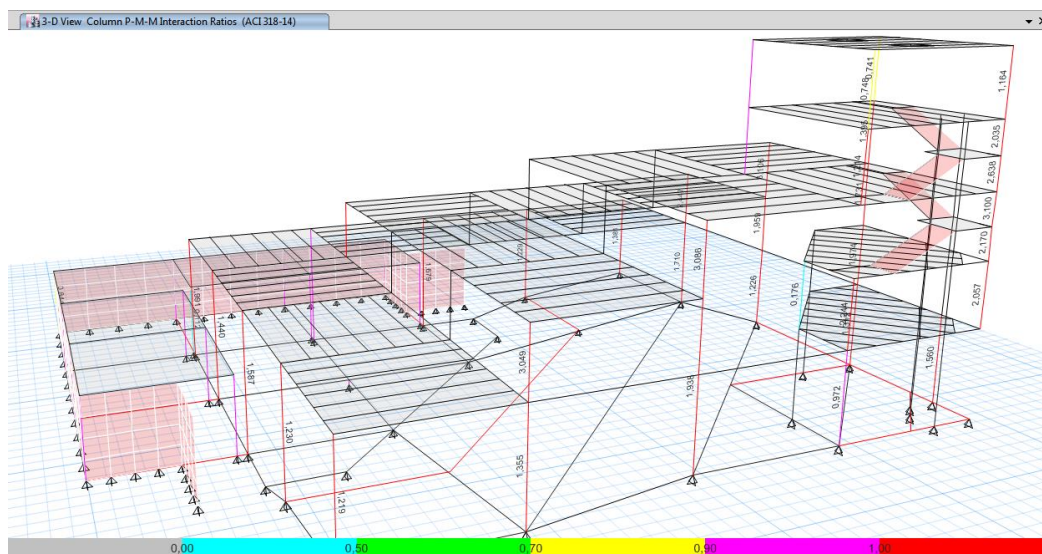


Imagen 46. Colapso de Aula Magna.

El edificio se compone por secciones de columnas mixtas y de vigas de acero cuya carga recae en las columnas que permanecen de pie, de tal manera que no permiten el colapso brusco de la edificación, de suceder de esta manera, las vigas de gran tamaño hacen la estructura rígida y absorben la carga por tiempo suficiente para el desalojo del recinto. Por esta razón este análisis no requiere la extracción de otra columna.

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

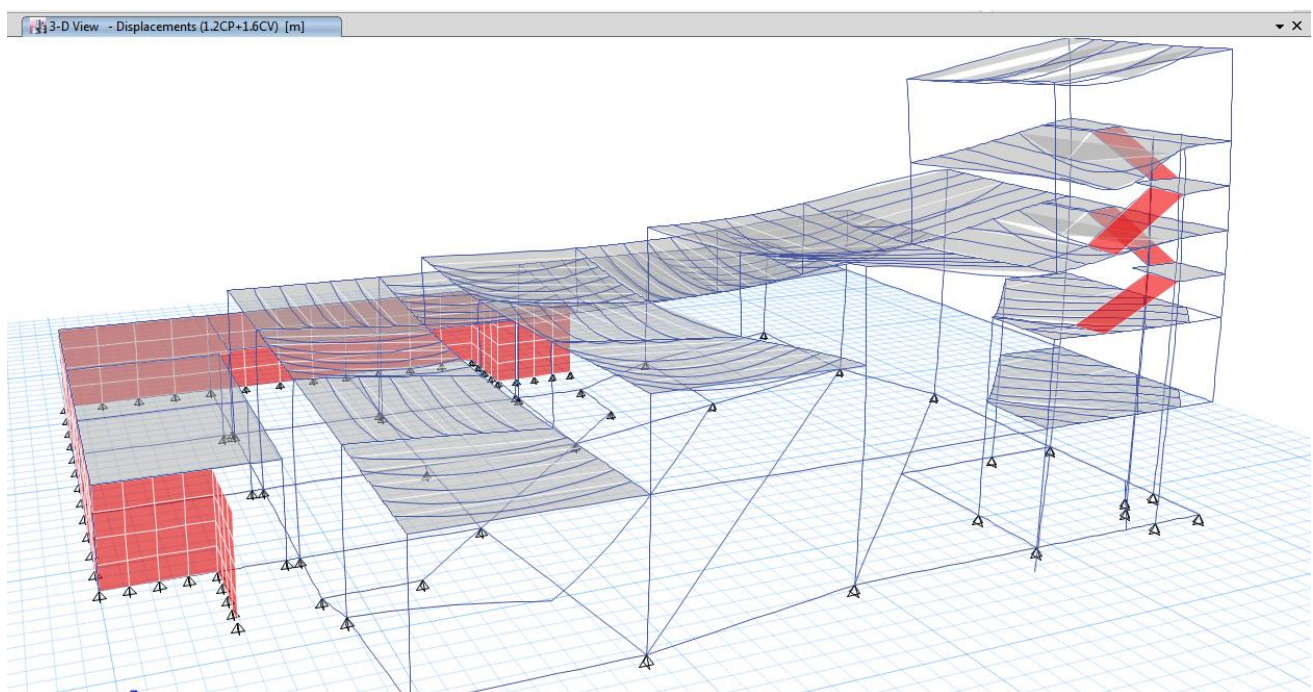


Imagen 47. Esfuerzos por Colapso de Aula Magna.

IV.11.2 Análisis del colapso progresivo Oficina 1

La columna que se procedió a retirar fue la I7. Siendo entonces la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

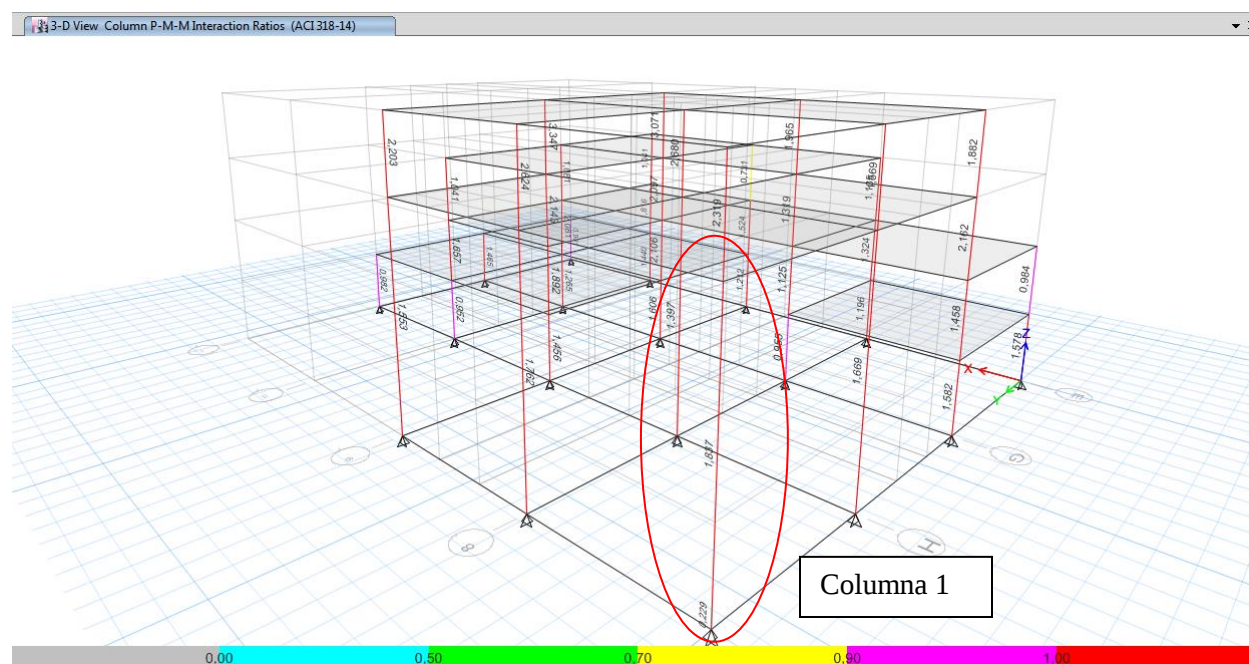


Imagen 48. Colapso progresivo Oficina 1. PMM Ratios 1.

Para el análisis la columna 1, tiene una convergencia de la viga del pórtico 7 en el nivel 3 es de 40X60 y su momento máximo probable se presenta en la tabla siguiente:

Evaluación de viga							
Viga 7				Viga I			
f _c	250	a	5,75153	f _c	250	a	10,752
f _y	4200	M _n -	26704,7 Kgf-m	f _y	4200	M _n -	47637,2 Kgf-m
d	57,5			d	57,5		
b	40			b	40		
As	17,33			As	21,76		
f _c	250	a	7,66376	f _c	250	a	5,75153
f _y	4200	M _n +	34960,5 Kgf-m	f _y	4200	M _n +	26704,7 Kgf-m
d	57,5			d	57,5		
b	40			b	40		
As	15,51			As	11,64		

Tabla 36. Evaluación de vigas I y 7 para colapso progresivo de Oficina 1.

Al retirarle la columna 1, se tiene como resultado el momento actuante siguiente:



Imagen 49. Momento del análisis de colapso progresivo HI / P-7.

Como se puede observar en la Imagen 49, el momento actuante supera una de las capacidades reales de la viga, esto quiere decir que se genera el inicio de un colapso en la losa que está soportada en la columna para desencadenar las fallas en las vigas aledañas, como consecuencia de las tensiones producidas por la ausencia de la columna retirada.

El diagrama de momento de la viga del pórtico 7-8 que converge en el nodo de estudio, demostración del incumplimiento con lo establecido con uno de sus momentos, se observa a continuación:

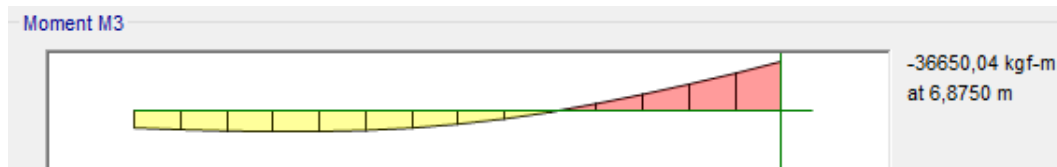


Imagen 50. Momento del análisis de colapso progresivo 7-8 / P-7.

En consecuencia a su distribución de esfuerzos se procede a examinar cual será la siguiente columna a remover, tomándose entonces la columna más desfavorable en cuanto a capacidad, siendo esta la columna H7 según la tabla de colores que se muestra a continuación:

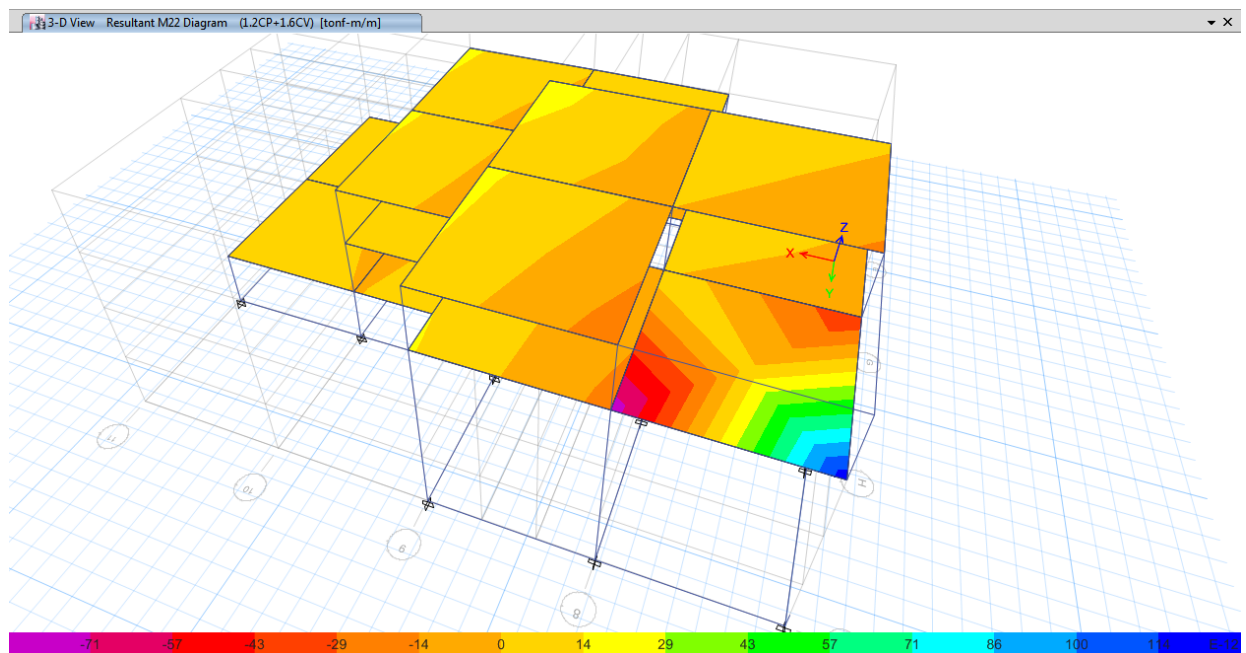


Imagen 51. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) de Colapso 1 para Oficina 1

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

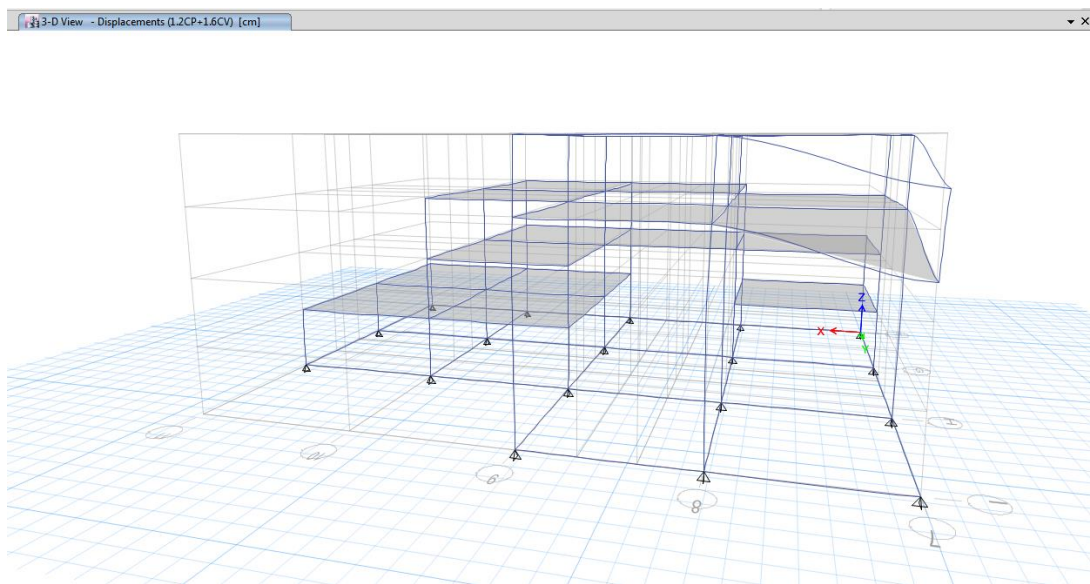


Imagen 52. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1

En la evaluación de la remoción de la próxima columna, se observa lo siguiente:

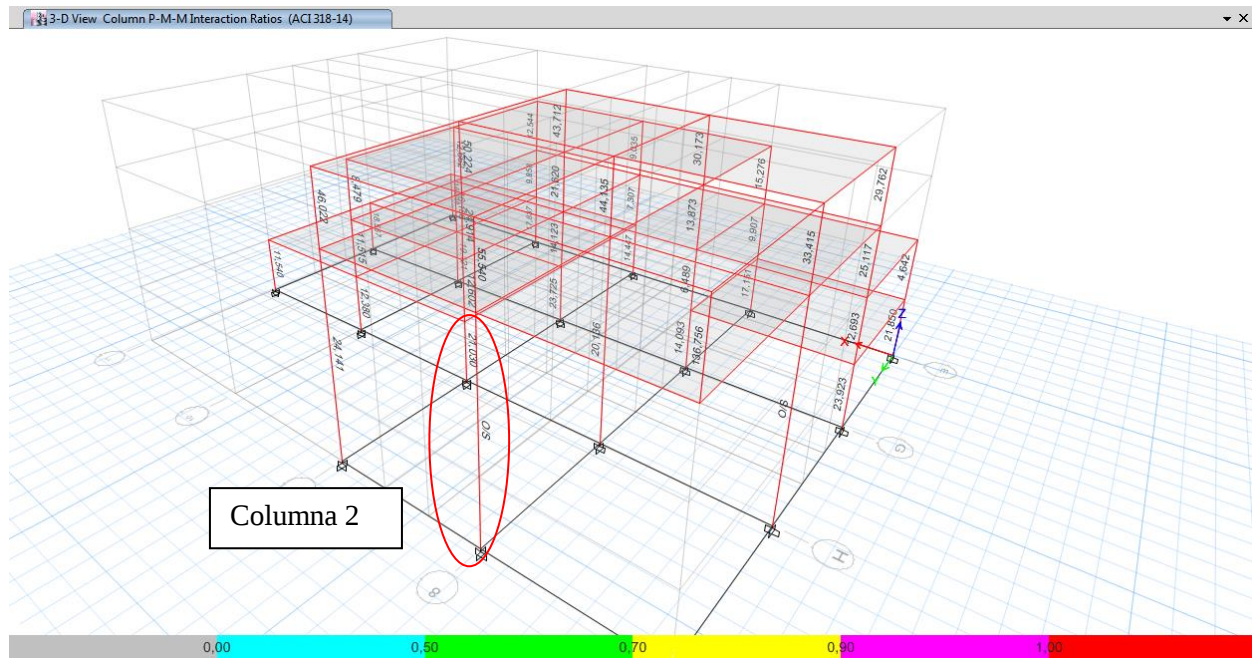


Imagen 53. Momento de Colapso 2 para Oficina 1

Las secciones son simétricas, si se retira progresivamente una de las columnas I8 y H7 que tiene las mismas secciones de vigas cuya carga recae en las columnas que permanecen de pie, siendo entonces el mismo resultado para ambos lados. En este caso se retira la columna que en su pórtico va hacia la columna más desfavorable según el análisis de capacidad anterior, la cual es la H7; convergiendo en la columna 2 las vigas del pórtico que se muestran a continuación:

Evaluación de viga

Viga 7

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 17,33

a 5,75153
 $M_n -$ 26704,7 Kgf-m

Viga H

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 24,62

a 12,1652
 $M_n -$ 53167,7 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 15,51

a 7,66376
 $M_n +$ 34960,5 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 20,74

a 10,248
 $M_n +$ 45623,7 Kgf-m

Tabla 37. Evaluación de viga H y 7 para colapso progresivo de Oficina 1.

Al retirar la columna las solicitaciones creadas en cuanto a momento son las siguientes:

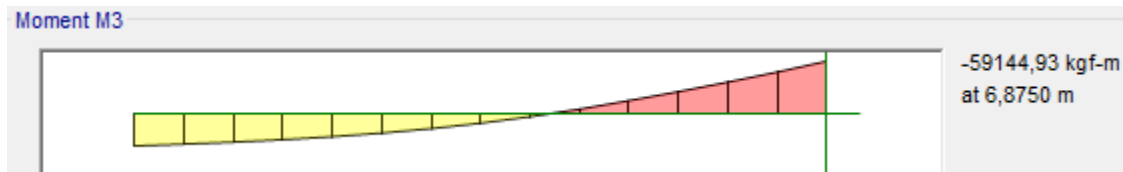


Imagen 54. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 8-9 / P-I.

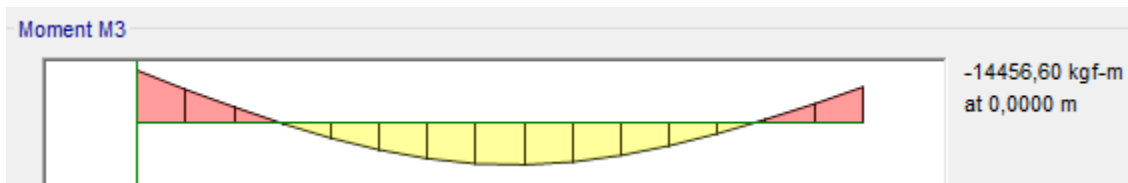


Imagen 55. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 7-8 / P-I.



Imagen 56. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico H-I / P-8.

Como se puede observar en la Imagen 54, 55 y 56 el momento actuante supera uno de las capacidades reales de la viga, esto quiere decir que se genera el inicio de un colapso en la losa que esta soportada en la columna para desencadenar las fallas en las vigas aledañas, como consecuencia de las tensiones producidas por la ausencia de la columna retirada.

Se aprecia en la siguiente imagen que según la escala de colores la estructura logra unos momentos máximos críticos, donde se asume que el edificio ya ha colapsado. Siendo entonces una distribución de esfuerzos de la siguiente manera:

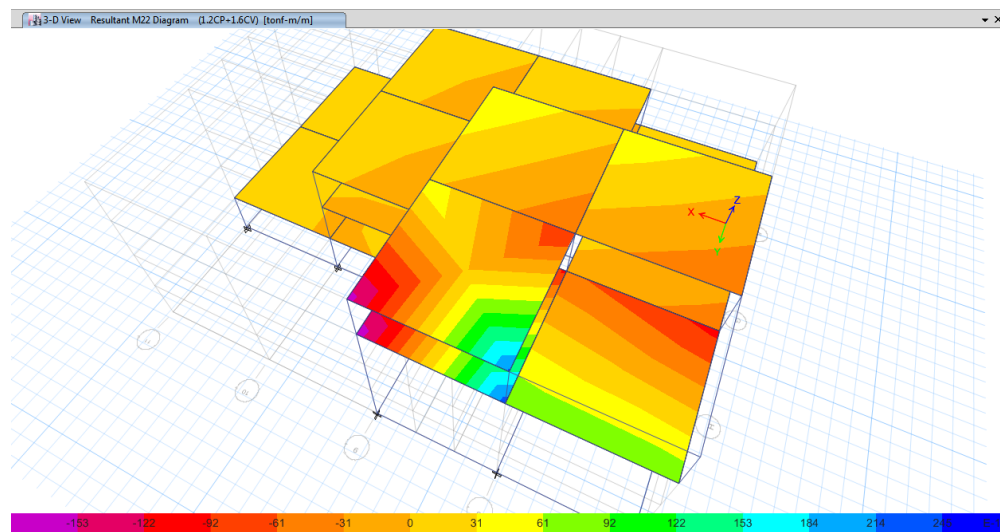


Imagen 57. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 2 para Oficina 1

Se determina que la remoción de las columnas provoca un colapso en las vigas que convergen en ella, lo que crea una reacción en cadena que provoca la falla de la edificación.

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

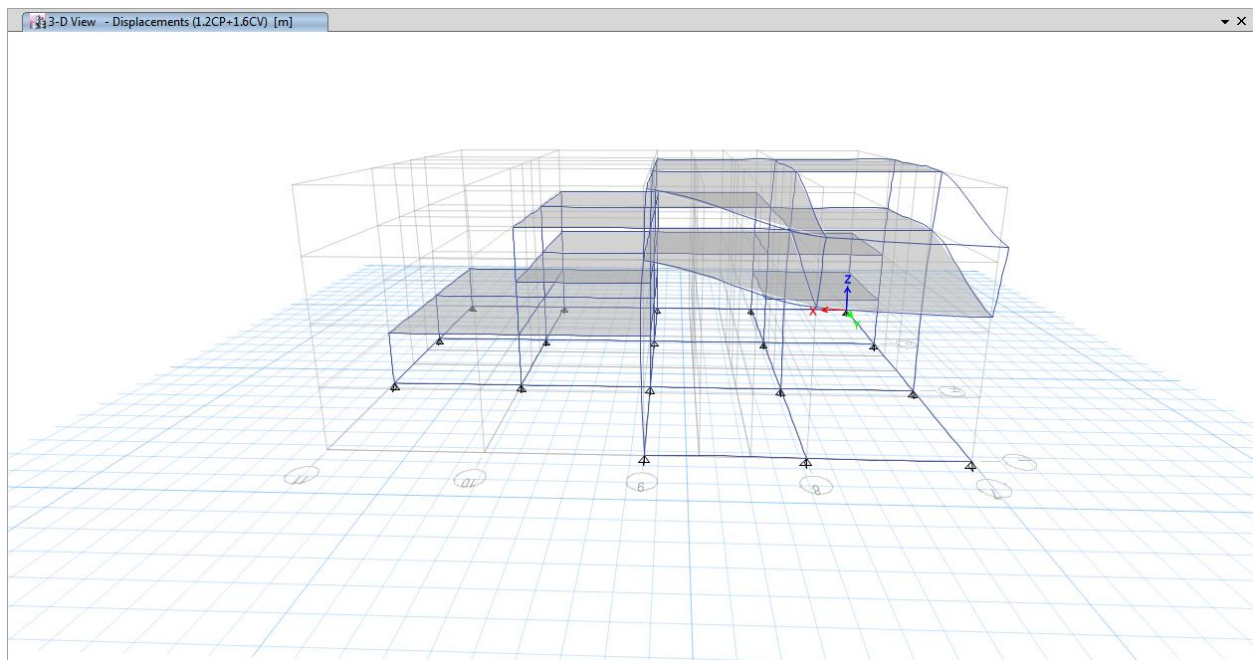


Imagen 58. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1

IV.11.3 Análisis del colapso progresivo Oficina 2

La columna que se procedió a retirar fue la C4. Siendo entonces la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

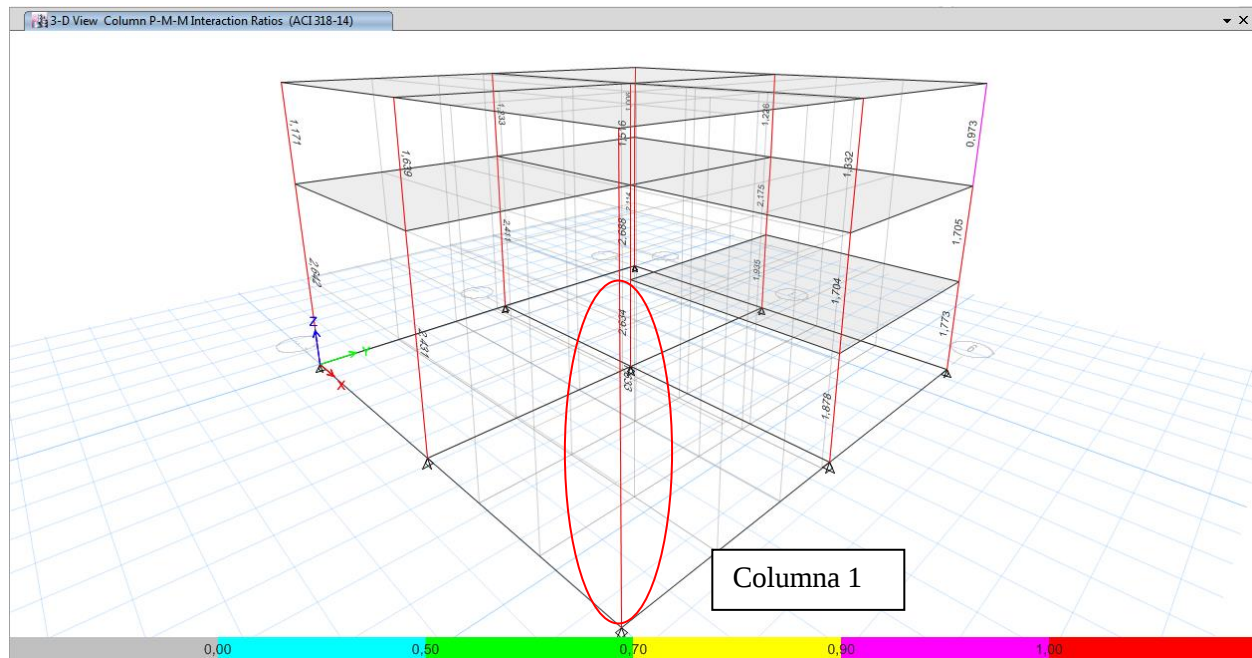


Imagen 59. Análisis de colapso progresivo Oficina 2.

En el análisis de la columna 1 que está en la posición C4, en el nivel 2 con una configuración de vigas en sus dos pórticos de 40X60; su momento máximo probable se presenta en la tabla siguiente:

Evaluación de viga

Viga 4

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 8,55

a 5,75153
 $M_n -$ 26704,7 Kgf-m

Viga C

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 14,25

a 7,04118
 $M_n -$ 32306,7 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 8,55

a 4,22471
 $M_n +$ 19889,7 Kgf-m

f_c 250
 f_y 4200
 d 57,5
 b 40
 A_s 8,55

a 4,22471
 $M_n +$ 19889,7 Kgf-m

Tabla 38. Evaluación de vigas para colapso progresivo de Oficina 2.

Finalmente, al retirar la columna 1, se puede observar que el momento actuante supera el momento calculado de la viga, esto quiere decir que se genera el inicio de un colapso en la losa que está soportada en la columna para desencadenar las fallas en las vigas aledañas, como consecuencia de

las tensiones producidas por la ausencia de la columna retirada. Siendo el momento actuante el mostrado a continuación:



Imagen 60. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 4-5 / P-C.

El diagrama de momento de la viga del pórtico 4 que converge en el nodo de estudio, se demuestra el incumplimiento con lo establecido, como se observa a continuación:

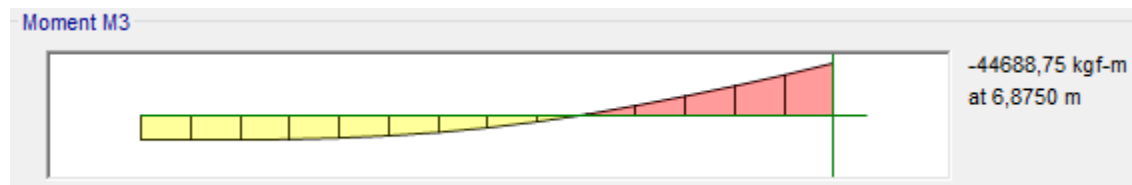


Imagen 61. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico C-D / P-4.

Se tiene una distribución de esfuerzos de la siguiente manera:

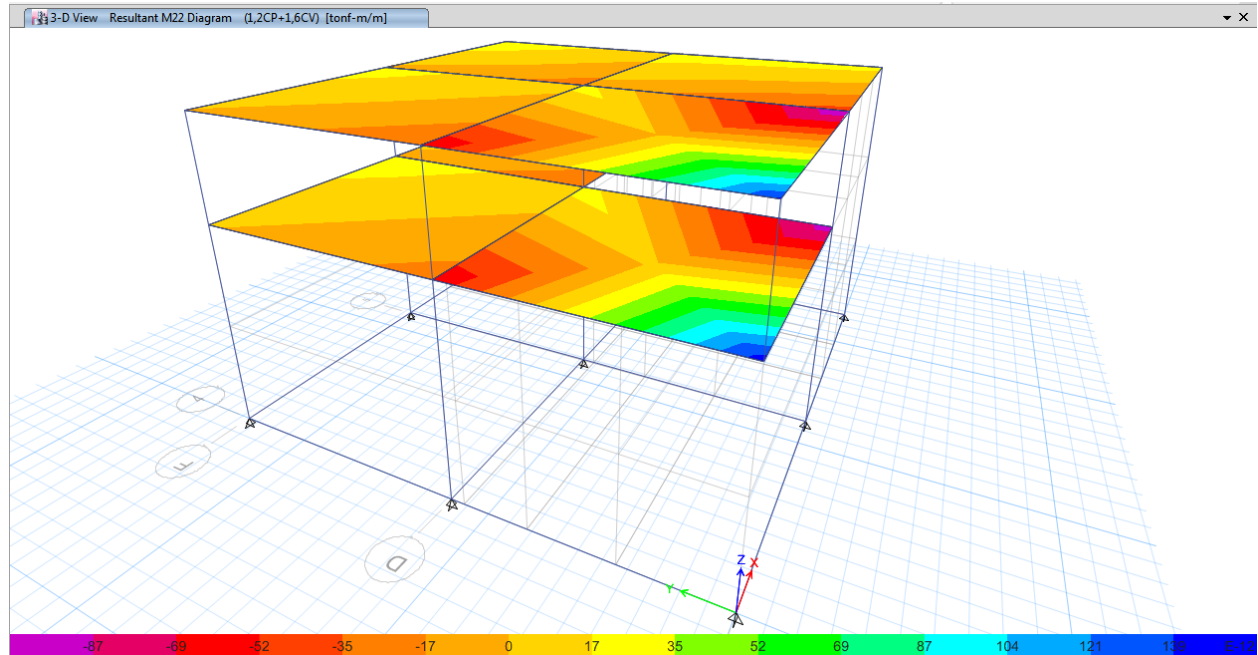


Imagen 62. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 1 para Oficina 2

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

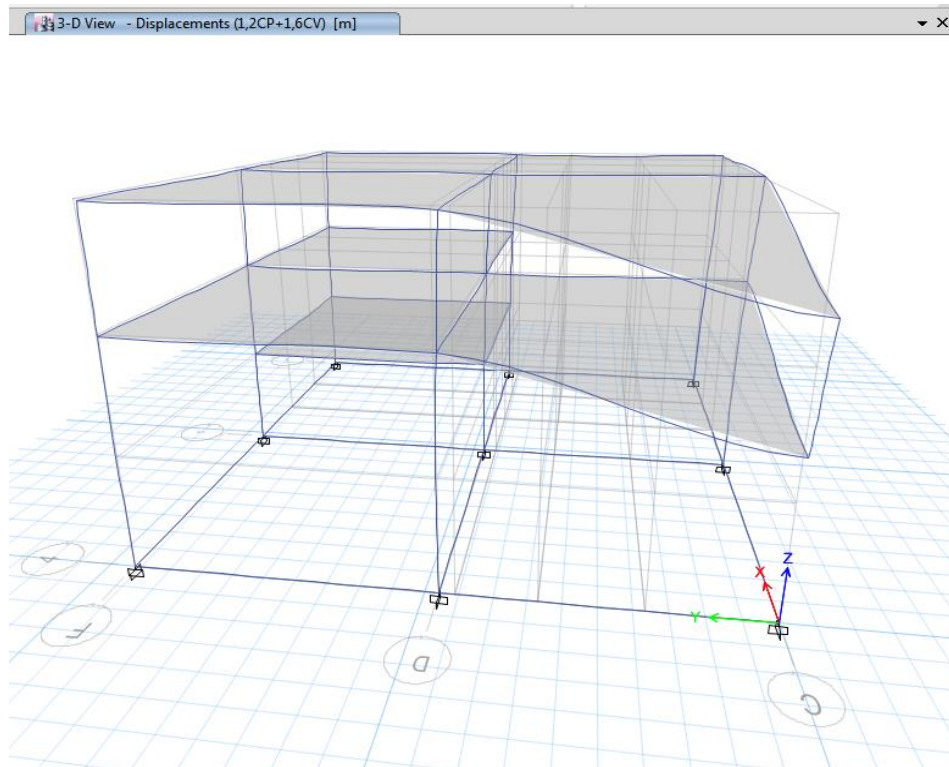


Imagen 63. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 1

En la evaluación de la remoción de la próxima columna, se observa lo siguiente:

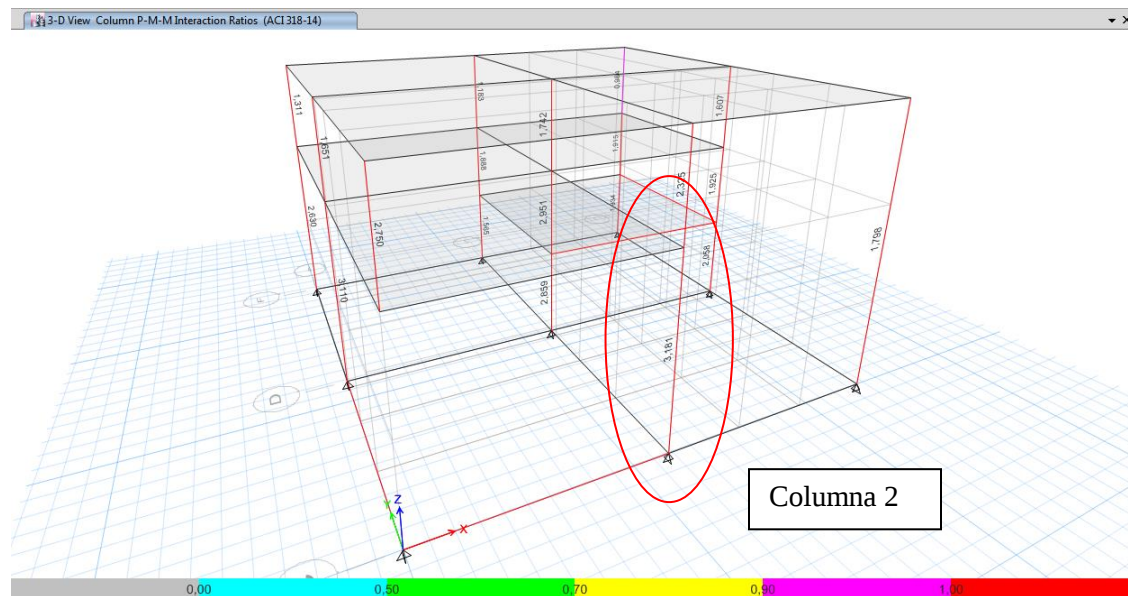


Imagen 64. Análisis de colapso progresivo Oficina 2.

En la evaluación de la columna 2 que es la más desfavorable en cuanto a capacidad en el estudio de las columnas; la ubicación de columna está en la posición D4, en el nivel 2 con una configuración de vigas en sus dos pórticos de 40X60; su momento máximo probable se presenta en la tabla siguiente:

Evaluación de viga

Viga 4

f_c 250	a 5,75153
f_y 4200	Mn - 26704,7 Kgf-m
d 57,5	
b 40	
As 8,55	

Viga D

f_c 250	a 7,04118
f_y 4200	Mn - 32306,7 Kgf-m
d 57,5	
b 40	
As 14,25	

f_c 250	a 4,22471
f_y 4200	Mn + 19889,7 Kgf-m
d 57,5	
b 40	
As 8,55	

f_c 250	a 4,22471
f_y 4200	Mn + 19889,7 Kgf-m
d 57,5	
b 40	
As 8,55	

Tabla 39. Evaluación de vigas para colapso progresivo de Oficina 2.

Como se puede observar en la siguiente imagen, el momento actuante supera el calculado de la viga, por lo tanto se genera el inicio de un colapso en la losa que está soportada en la columna para desencadenar las fallas en las vigas aledañas, como consecuencia de las tensiones producidas por la ausencia de la columna retirada. Siendo el momento actuante el mostrado a continuación:

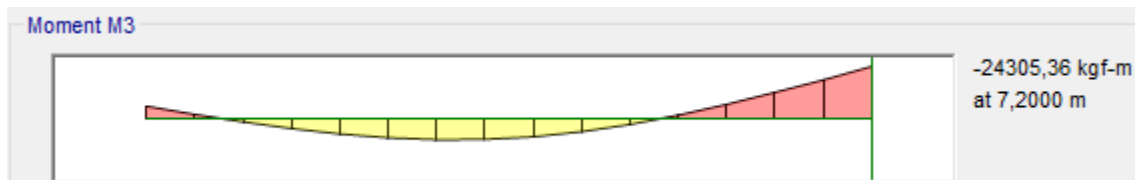


Imagen 65. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 4-5 / P-C.

El diagrama de momento de la viga del pórtico C-D que converge en el nodo de estudio, demostración del incumplimiento con lo establecido con uno de sus momentos, se muestra a continuación.

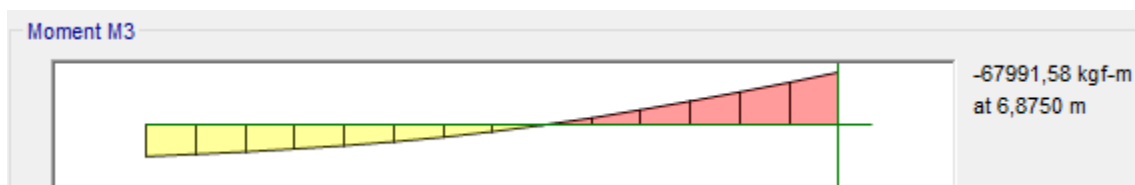


Imagen 66. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico C-D / P-5.

Según la imagen siguiente el edificio alcanza una distribución de momentos críticos para su posible colapso, de igual forma se evalúa la extracción de otra columna. Siendo la distribución de esfuerzos de la manera siguiente:

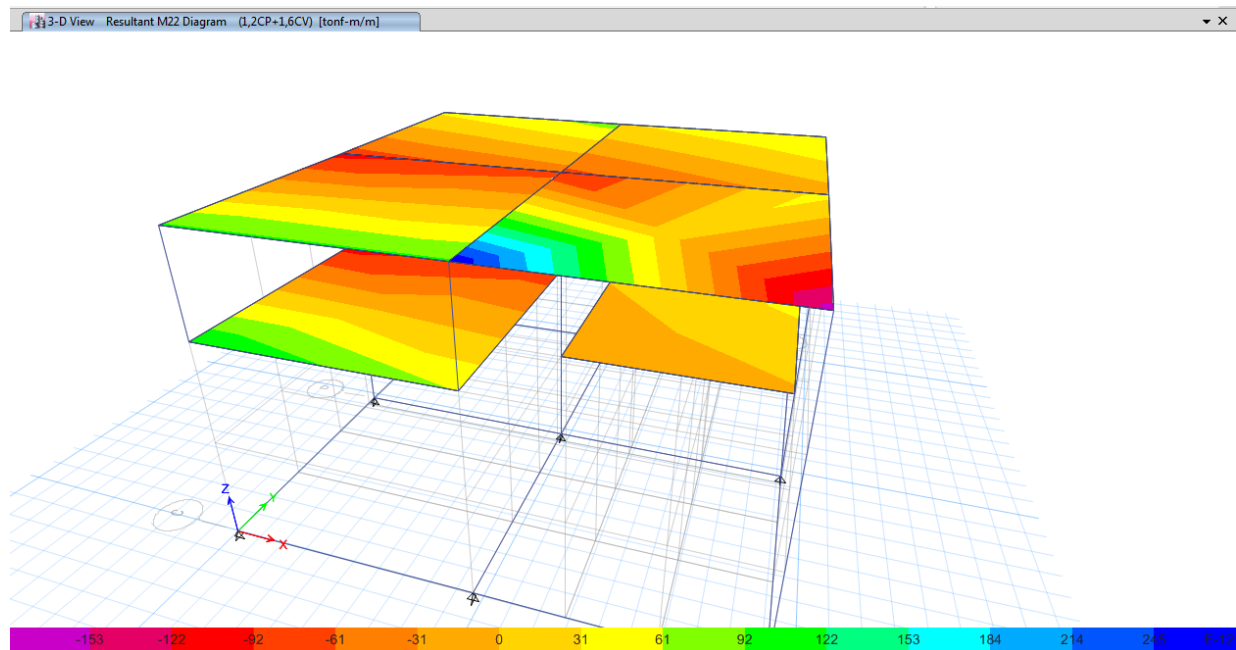


Imagen 67. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) Colapso 2 para Oficina 2

Se determina que la remoción de la columna provoca un colapso en las vigas que convergen en ella, lo que crea una reacción en cadena que provoca la falla de la edificación, ya que al formar las rótulas plásticas se generan más tensiones en las vigas.

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

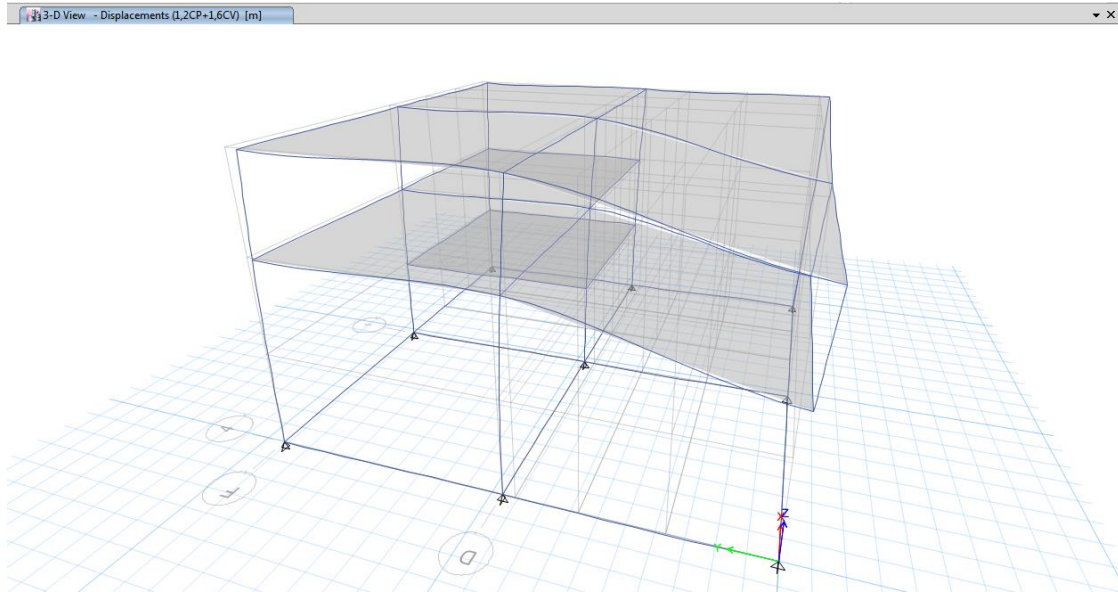


Imagen 68. Esfuerzos de Colapso progresivo Oficina 2

IV.11.4 Análisis del colapso progresivo Capilla

La columna que se procedió a retirar fue la B10. Siendo entonces la tabla de colores que se muestran a continuación, donde solamente los miembros en color rojo pueden fallar por capacidad. El rango de valores de capacidad según colores que genera el programa ETABS es el siguiente:

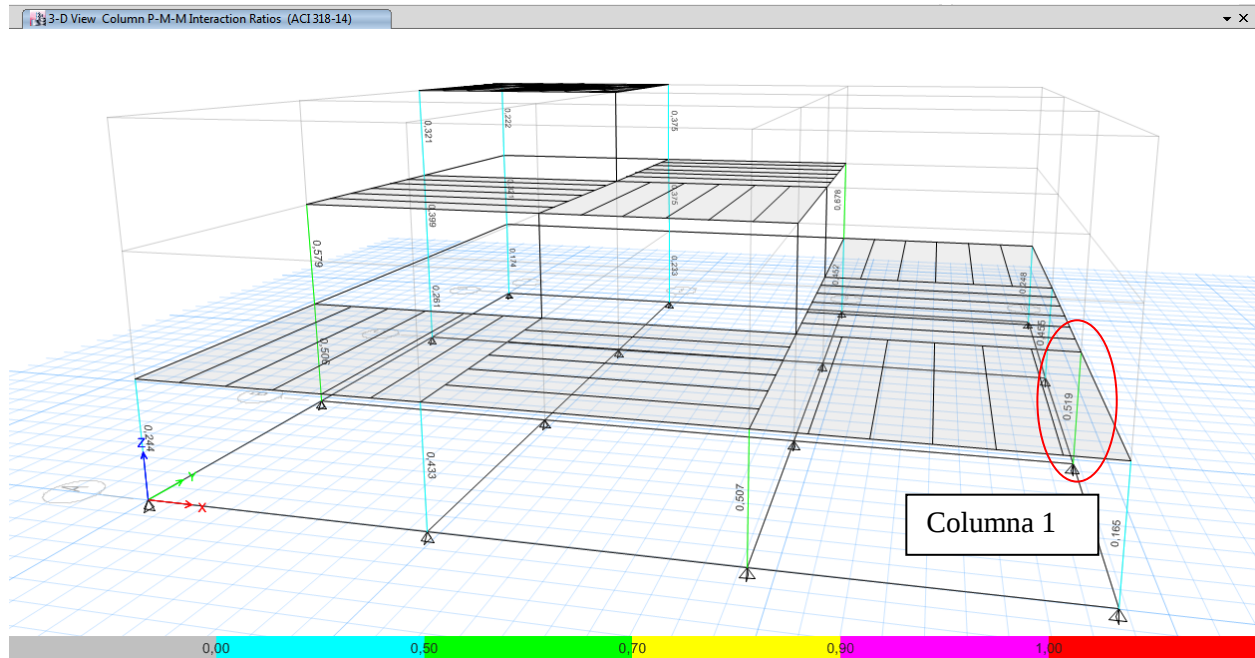


Imagen 69. Colapso de Capilla.

En la evaluación de la columna 1 que es la más desfavorable en cuanto a capacidad; la ubicación de columna está en la posición B10, en el nivel 1 el estudio de momentos es el siguiente:

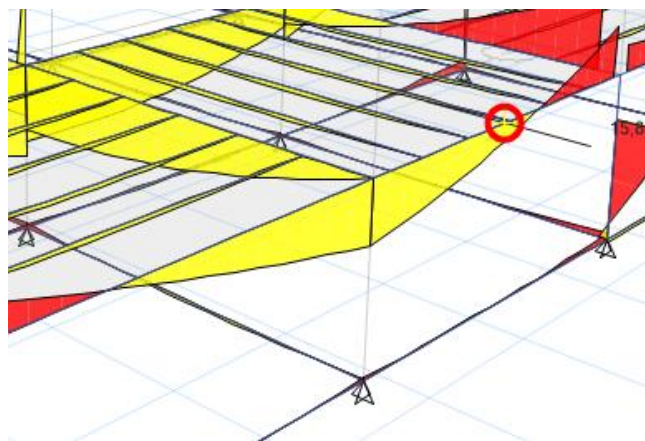


Imagen 70. Momento de vigas de Capilla.

Al retirar la columna las solicitaciones creadas en cuanto a momentos son las siguientes:

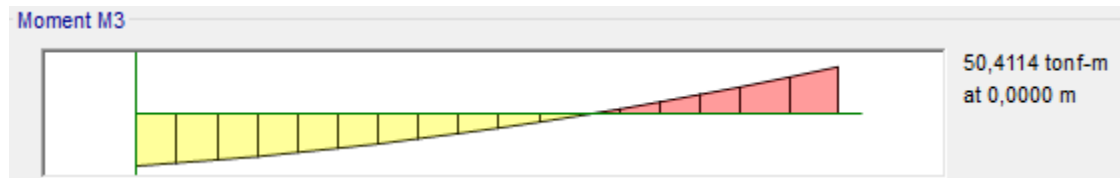


Imagen 71. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico B-C / P-10.



Imagen 72. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico A-B / P-10.

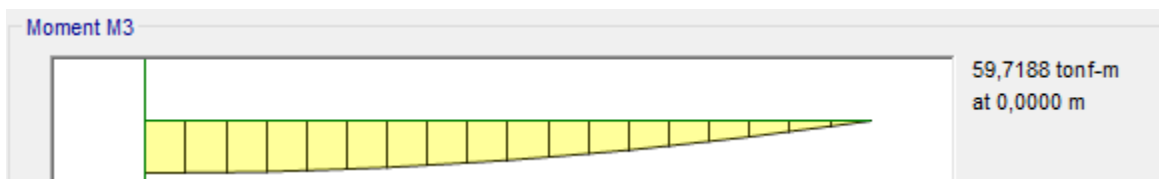


Imagen 73. Momento del análisis de colapso progresivo para pórtico 9-10 / P-B.

Según la **siguiente imagen** el edificio ya alcanza una distribución de momentos críticos para su posible colapso, de igual forma se evalúa la extracción de otra columna. Siendo entonces su distribución de esfuerzos de la manera siguiente:

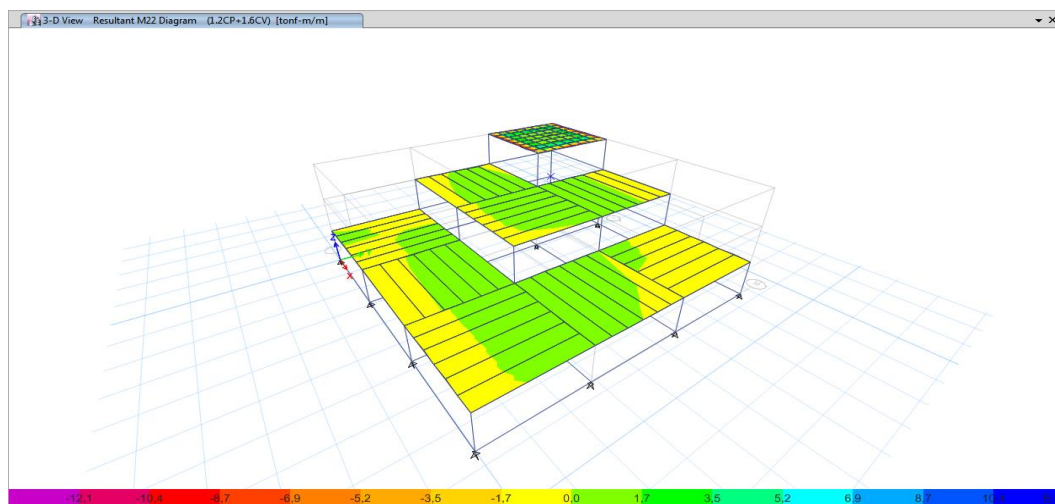


Imagen 74. Tensiones generadas en la losa en (kg.m/m) para Capilla.

Se determina que la remoción de la columna provoca un colapso en las vigas que convergen en ella, lo que crea una reacción en cadena que provoca la falla de la edificación.

Se tiene una deformación como se observa en la imagen siguiente:

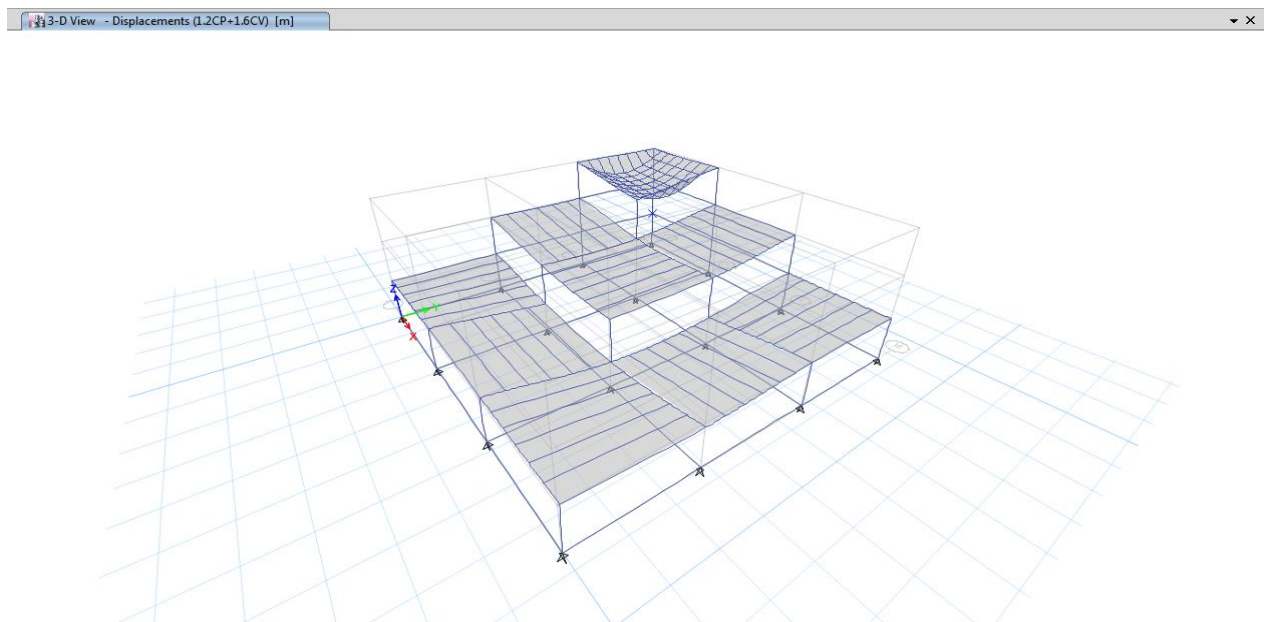


Imagen 75. Esfuerzos de Colapso progresivo Capilla.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

V. 1. Conclusiones

Las seis estructuras que conforman el edificio Centro Loyola se modelan en el programa ETABS, a partir de los planos obtenidos en la Alcaldía del Municipio Libertador de Caracas, este conjunto arquitectónico está conformado por cuatro edificios y dos escaleras con la misma configuración que funcionan estructuralmente de manera independiente.

Se evalúan las seis estructuras de manera independiente uno con respecto de la otra, se analizan con base en lo establecido en las normas vigentes, COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, en consideración que el edificio Centro Loyola es de nivel de diseño dos (2), posee diafragma flexible y todos los edificios que componen esta estructura tienen períodos cortos y geométricamente presentan irregularidades tanto horizontales como verticales.

Aula Magna

El edificio no cumple con los parámetros establecidos por las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

Las columnas más exigidas en cuanto a capacidad se encuentran en los niveles inferiores, las de acero cumplen, las de sección mixta no cumplen, no se sabe si los perfiles de acero de las columnas mixtas poseen conectores de corte, las columnas de concreto armado cumplen ya que se encuentran en el muro, las columnas centrales no se apoyan en la losa de fundación. La revisión viga-columna no cumple.

En relación a la evaluación de las vigas, estas cumplen en cuanto a acero transversal requerido según la envolvente de casos de carga y separación máxima de estribos, es decir las vigas cumplen por resistencia al corte, en cuando a flexión todas las vigas de 25x80 que están sobre el muro

cumplen, en cuanto a las vigas perpendiculares al mismo de 25x65 cumplen, menos la viga B102 y B129, debido a que los paños de losa están cerrados por vigas, excepto en el pórtico K' no existe la viga 11' según los planos. Las vigas de acero estructural cumplen todas excepto los nervios de acero estructural.

El muro del Aula Magna falla por flexo-compresión, este muro no está diseñado para resistir cargas.

Con respecto a la deriva máxima se excede en 74%. En la evaluación bajo los criterios de colapso progresivo si se retira la columna G6 de planta baja, todas las columnas fallan y el edificio colapsa.

Oficinas 1

El edificio no cumple con los parámetros normativos de las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06.

Las columnas son de concreto armado, en el análisis demanda capacidad las columnas no cumplen, exceptuando 4 columnas que tienen una dimensión de 65x65cm, pero su refuerzo es superior, $16\phi 1''$ o $16\phi 7/8''$, mientras que las que fallan son de $16\phi 3/4''$. La revisión viga-columna no cumple.

En relación a la evaluación de las vigas, estas no cumplen en cuanto a acero transversal requerido según la envolvente de casos de carga y separación máxima de estribos, es decir las vigas cumplen por resistencia al corte, en cuanto a la flexión en vigas ninguna cumple con el área de acero requerido.

Con respecto a la deriva máxima se excede en 16%. En la evaluación bajo los criterios de colapso progresivo, se retira la columna I7, luego la I8, luego de retirar estas dos columnas la estructura colapsa.

Oficinas 2

El edificio no cumple con los parámetros establecidos por las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06.

Las columnas son de concreto armado, todas exceden su capacidad exceptuando una en el nivel 3, las columnas más exigidas son de doble altura y la columna de los niveles inferiores con valores de demanda capacidad superior a 2. La revisión viga-columna no cumple.

En relación a la evaluación de las vigas, estas no cumplen en cuanto a acero transversal requerido según la envolvente de casos de carga y separación máxima de estribos, es decir las vigas cumplen por resistencia al corte, en cuanto a la flexión en vigas no cumplen con el área de acero requerido.

Con respecto a la deriva máxima no se excede. En la evaluación bajo los criterios de colapso progresivo, se retira la columna C4, luego la D5, luego de retirar estas dos columnas la estructura colapsa.

Capilla

El edificio no cumple con los parámetros establecidos por las normas COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06.

Las columnas son mixtas acero-concreto, en el análisis demanda capacidad los valores no superan ni alcanzan el valor de 1 en el caso más desfavorable de carga. Las columnas de acero cumplen en cuanto a capacidad y resultan no compactas. La revisión viga-columna no cumple.

En relación a la evaluación de las vigas, estas cumplen en cuanto a acero mínimo y separación máxima de estribos, es decir las vigas cumplen por resistencia al corte. Las vigas de acero estructural no cumplen, exceptuando las vigas de carga de nivel uno que si cumplen.

Con respecto a la deriva máxima cumple. En la evaluación bajo los criterios de colapso progresivo, se retira la columna B10 y la estructura consigue el equilibrio, no colapsa.

Escaleras

El edificio cumple con los parámetros establecidos por las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06, debido a que la deriva máxima cumple y el muro cumple.

En general las estructuras que componen el edificio Centro Loyola, a excepción de las escaleras, fallan según las combinaciones de carga y el análisis con lo establecido en las normas vigentes, COVENIN 1756-01, COVENIN 1618-98 y FONDONORMA 1753-06, sin embargo como las estructuras fueron diseñadas para fallar de manera dúctil, es decir, se diseñan para que avisen antes de fallar, se puede decir que en la ocurrencia de un sismo, las componentes estructurales van a generar respuestas perceptibles de fallas para el desalojo del edificio antes de su colapso.

V.2 Recomendaciones

Realizar un estudio del edificio Centro Loyola para evaluar la interacción entre los edificios que lo componen y un estudio de daños.

Evaluar la estructura con la tabiquería exterior e interior, con los análisis aplicados en este trabajo especial de grado para comprobar la resistencia de los mismos.

Reforzar el edificio de Oficinas 1 en consideración del déficit de acero que presenta en vigas y columnas.

Anclar los núcleos de escaleras a los edificios de Oficinas 1 y 2 para así poder rigidizar las estructuras y luego realizar otro estudio para verificar el cumplimiento de las derivas.

Colocar vigas en las columnas esbeltas en Oficinas 1 y 2 para rigidizar la estructura.

Evaluar el edificio Centro Loyola con los nuevos criterios de la norma de concreto FONDONORMA 1753, en proceso de actualización al momento de la ejecución del presente trabajo especial de grado.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA Y ELECTRÓNICAS

- Crisafulli, F y Villafañe, E. (2002). *Espectros de respuesta y de diseño*. Consultado en la Universidad Nacional de Cuyo Facultad de Ingeniería el 30 de Noviembre de 2017 en: <http://blog.uca.edu.ni/estructuras/files/2011/02/espectros-de-respuesta-y-de-dise%C3%B1o.pdf>
- Fernández, J. (2013). *Análisis dinámico*. Consultado en la Universidad de Sevilla el 30 de Noviembre de 2017 en: <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/70467/fichero/4.+ANALISIS+DINAMICO.pdf>
- Figueras, G., Esteves, C., “Evaluación estructural del edificio de Aulas de la Universidad Católica Andrés Bello con base en las normas COVENIN 1756-01 y FONDONORMA 1753-06.”. Universidad Católica Andrés Bello, Caracas. Tutor: Ing. Bonadío, V.
- Franco, D (2009). *Introducción a la interpolación y a la integración numérica*. Consultado en la Universidad de Sevilla el 30 de Noviembre de 2017 en: <http://departamento.us.es/edan/php/asig/LICMAT/LMCN1/Tema3CN10809.pdf>
- García, O. (2010). *Espectros de respuesta*. Consultado el 30 de Noviembre de 2017 en: http://www.academia.edu/20845872/3.ESPECTROS_DE_RESPUESTA
- Godoy, L. (2015). ¿Qué es una falla estructural?. Consultado el 30 de noviembre de 2017 en: <https://civilgeeks.com/2014/08/03/que-es-una-falla-estructural/>
- Luna, S (2012). *Análisis modal espectral de estructuras resistentes a los sismos*. Consultada el 30 de Noviembre de 2017: <http://www.arqhys.com/arquitectura/analisis-modal-espectral.html>
- Rodríguez, M (2015). *Análisis modal*. Consultado en la Universidad de Sevilla el 30 de noviembre de 2017 en: <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/3828/fichero/Cap%C3%ADtulos%252F5+An%C3%A1lisis+modal.pdf>
- Zamarro, J (2006). *Método de discretización*. Consultado en la Universidad de Murcia el 30 de Noviembre de 2017 en:

http://webs.um.es/jmz/IntroFisiCompu/Alumnos/06_Pozo_de_Potencial/archivos/discretizacion.pdf

- Zanin, C (2014). *Discretización*. Consultado el 15 de Diciembre de 2017 en: <http://www.hypergeo.eu/spip.php?article647>