Estudio de vulnerabilidad sísmica del edificio Álvaro Beltrán Pinzón - sede Uis

Hernán Agredo Acevedo

Trabajo de grado para optar el título de Magíster en Ingeniería Estructural

Director

William Valencia Mina

Ingeniero Civil, MSc.

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de ingeniería Civil

Maestría en Ingeniería Estructural

Bucaramanga

2018

Tabla de Contenido

Introducción 14

1. Objetivos 15

1.1 Objetivo general 15

1.2 Objetivos específicos 15

2. Descripción de la edificación 15

2.1 Aspectos generales 15

2.2 Sistema estructural 16

2.3 Configuración geométrica del edificio 18

2.4 Determinación del refuerzo existente en la edificación 19

2.5 Ensayos no destructivos realizados a la edificación 22

2.6 Estado actual de la edificación 24

3. Parámetros de diseño 26

3.1 Materiales 26

3.2 Zona de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño 26

3.3 Capacidad de disipación de energía 27

3.3.1 Irregularidad de la estructura 28

3.4 Espectro de diseño 28

3.5 Evaluación de cargas 29

3.5.1 Dimensionamiento de la losa 29

3.5.2 Cargas en entrepiso 30

3.6 Comportamiento elástico lineal 32

3.6.1 Fuerza horizontal equivalente 32

3.6.2 Análisis dinámico lineal 32

4. Análisis no lineal 34

4.1 Metodología de análisis 34

4.2 Normativa NSR-10, ATC 40, FEMA 440 34

4.3 Metodología de análisis no lineal ATC-40 35

4.3.1 Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura 37

4.3.2 Procedimiento para obtener la demanda 41

4.3.2.1 Representación bilineal del espectro de capacidad 43

4.3.2.2 Estimación del amortiguamiento y reducción del espectro de demanda (5%) 44

4.3.2.3 Determinación del punto de desempeño 49

4.4 Metodología de análisis FEMA 440 51

5. Comportamiento no lineal de la estructura en estudio 56

5.1 Metodología de análisis 56

5.2 Diagramas momento curvatura 57

5.3 Casos de carga no lineal 60

5.4 Curva de respuesta cortante basal Vs desplazamiento 62

5.5 Espectro de capacidad y demanda Sa-Sd 63

5.6 Periodos, frecuencias y masa participativa 66

5.7 Rótulas plásticas 67

5.8 Derivas inelásticas 70

6. Criterios de aceptabilidad y cumplimiento 72

6.1 Criterios de aceptación ATC-40 72

6.1.1 Niveles de desempeño 72

6.1.2 Criterios de aceptabilidad 74

6.1.3 Límite global de aceptabilidad 75

6.1.4 Límite de aceptabilidad de elementos y componentes 77

6.2 Criterios de aceptación FEMA 356 77

7. Desempeño y aceptabilidad de la estructura 81

7.1 Aceptabilidad de la estructura 81

7.2 Análisis sección fisurada voladizo ejes E-J 83

8. Ajuste al sistema estructural 88

8.1 Estrategias de rehabilitación 88

8.2 Rehabilitación de columnas con mecanismo de columna débil 88

8.3 Rehabilitación placa en voladizo segundo nivel ejes E-F 93

9. Conclusiones 97

Referencias Bibliográficas 99

Lista de Tablas

Tabla 1. Refuerzo en columnas y muros del edificio 21

Tabla 2. Zona de amenaza sísmica y movimiento sísmico de diseño 27

Tabla 3. Factores sísmicos del método de fuerza horizontal equivalente 29

Tabla 4. Comparación de las dimensiones de losa con la permisible en norma vigente 30

Tabla 5. Carga muerta en losa de entrepiso 31

Tabla 6. Carga muerta de servicio en voladizo de fachada principal entre ejes E-F 31

Tabla 7. Masas de la edificación y fuerza sísmica – método fuerza horizontal equivalente 32

Tabla 8. Derivas análisis elástico lineal en ejes A y N de la edificación 33

Tabla 9. Periodos modales y frecuencias de la estructura, análisis eje X 33

Tabla 10. Valores del factor de amortiguamiento, k 47

Tabla 11. Tipo de comportamiento estructural 49

Tabla 12. Valores del factor de modificación Co 53

Tabla 13. Factores de modificación C_2 54

Tabla 14. Valores para el factor de masa efectiva Cm- FEMA 440 56

Tabla 15 Datos obtenidos del programa cumbia 59

Tabla 16. Periodos y frecuencias modales- análisis pushover 66

Tabla 17. Masa participativa de la estructura 67

Tabla 18. Elementos con mecanismo columna débil 70

Tabla 19. Derivas inelásticas 71

Tabla 20. Comparación derivas elástica e inelásticas 71

Tabla 21. Niveles de desempeño según ATC-40 73

Tabla 22. Desplazamientos límites según el documento ATC-40 76

Tabla 23. Criterios de aceptación para vigas de concreto reforzado 79

Tabla 24. Criterios de aceptación para columnas de concreto reforzado 80

Tabla 25. Niveles de desempeño del edificio según el documento ATC-40 y FEMA 440 82

Tabla 26. Acero de refuerzo adicional para las columnas criticas del sistema grupos 1 y 2 90

Lista de Figuras

Figura 1. Vista General del Edificio Álvaro Beltrán Pinzón- sede UIS 16

Figura 2. Fachada principal edificio Álvaro Beltrán Pinzón 17

Figura 3. Planta estructural segundo piso 17

Figura 4. a) eje N, diseño inicial del edificio y b) estado actual de construcción 18

Figura 5. Configuración general del edificio en estudio- modelo elaborado en Sap2000 19

Figura 6. Refuerzo en vigas V20F, V20I, V30F y V30I 20

Figura 7. Refuerzo en vigas V106, V206 y V306 20

Figura 8. Detalle disposición del refuerzo en viga y vigueta del entrepiso del edificio 20

Figura 9. Refuerzo en columnas y muros del edificio 22

Figura 10. Ensayos para determinar el tamaño del refuerzo y su profundidad 23

Figura 11. Ensayo de termografía infrarroja zona entrepiso ejes F-I 24

Figura 12. Grieta en muro, sector voladizo eje F 24

Figura 13. Grietas en fachada lateral ejes E-F 25

Figura 14. Desprendimiento del concreto en unión viga-columna eje 6-L 25

Figura 15. Viga de entrepiso segundo nivel eje F entre ejes 1′-2-3-3′ 26

Figura 16. Espectro elástico de aceleración en función del periodo 29

Figura 17. Dimensiones de la losa de entrepiso existente en el proyecto 30

Figura 18. Carga muerta de servicio en viga voladizo de fachada principal entre ejes E-F 32

Figura 19. Procedimiento de análisis documento ATC-40 36

Figura 20. Múltiples curvas de capacidad para el modelo de degradación de la resistencia 40

Figura 21. Intersección desplazamiento espectro demanda Vs espectro de capacidad 41

Figura 22. Espectro de capacidad y respuesta formato (T-Sa) - formato ADRS (Sa-Sd) 43

Figura 23. Representación bilineal del espectro de Capacidad 44

Figura 24. Representación del amortiguamiento en la reducción espectral 45

Figura 25. Energía disipada por el amortiguamiento, ED 46

Figura 26. Espectro de respuesta reducido 48

Figura 27. Representación gráfica para obtener el punto de desempeño 51

Figura 28. Esquema que representa la obtención del desplazamiento objetivo - FEMA 356 52

Figura 29. Coeficiente C2 según FEMA 440 Y 356 para sitios clase B, C y D 55

Figura 30. Información requerida de la viga para ser ingresada al programa Cumbia 58

Figura 31. Diagrama momento-curvatura en sap2000, ajustado según programa CumbiaRect 60

Figura 32. Caso de cargas gravitacional no lineal (CGNL), en sap2000 61

Figura 33. Caso de carga Pushover x, en sap2000 61

Figura 34. Caso de carga Pushover y, en sap2000 61

Figura 35. Curva de capacidad- cortante en la base Vs desplazamiento nudo monitoreado 62

Figura 36. Curva de demanda pushover (x) según FEMA 356 63

Figura 37. Curva demanda- capacidad ATC-40 63

Figura 38. Curva demanda - capacidad FEMA 440 64

Figura 39. Curva demanda FEMA 440 65

Figura 40. Deformada de la estructura paso1- Pushover x 65

Figura 41. Rótula plástica en viga ascensor tercer nivel 68

Figura 42. Rótulas en columnas y vigas eje B 68

Figura 43. Rótulas columna eje F3- tercer nivel y J6 segundo nivel del edificio 69

Figura 44. Relación fuerza-deformación para elementos o componentes de concreto 78

Figura 45. Criterio de Aceptación: relación del componente fuerza-deformación 78

Figura 46. Diagrama de momento flector vigueta losa de entrepiso eje F- segundo nivel 84

Figura 47. Diagrama de momento flector vigas 20F y 20I 84

Figura 48. Análisis sección fisurada viga 20F y 20I 86

Figura 49. Análisis sección fisurada Vigueta eje F segundo nivel *87*

Figura 50. Columnas a ser rehabilitadas 89

Figura 51. Punto de desempeño estructura con columnas reforzadas 91

Figura 52. Formación de rotulas plásticas de la estructura con reforzamiento 91

Figura 53. Detalle del reforzamiento de columnas de la edificación 92

Figura 54. Deflexión en voladizo losa de entrepiso ante cargas mayoradas eje 1′ 93

Figura 55. Apoyo propuesto sobre voladizo entre ejes E-J 94

Figura 56. Diagrama de momentos con cargas mayoradas antes y después de rehabilitación 94

Figura 57. Capacidad a flexión de la losa de entrepiso entre ejes E-F y 2-1′ 95

Figura 58. Marco metálico propuesto en la solución del voladizo de fachada 96

RESUMEN

TÍTULO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL EDIFICIO ÁLVARO BELTRÁN PINZÓN - SEDE UIS

AUTOR: HERNAN AGREDO ACEVEDO

PALABRAS CLAVES: ANALISIS PUSHOVER, VULNERABILIDAD SISMICA, PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL, RÓTULA PLÁSTICA, PUNTO DE DESEMPEÑO, ATC 40, FEMA 440.

DESCRIPCIÓN:

La excesiva deflexión presentada en el entrepiso del segundo nivel del edificio Álvaro Beltrán Pinzón de la Universidad Industrial de Santander, acompañada de excesivas grietas en las oficinas localizadas en sus voladizos, ha llamado la atención de su comportamiento estructural, para lo cual se dispondrá de un análisis de vulnerabilidad sísmica soportada en la información existente y en mediciones de campo.

Una vez obtenida toda la información disponible del proyecto, se realizó la inspección a la edificación, mediciones geométricas, ensayos de medición de la resistencia del concreto mediante esclerómetro en columnas y vigas de entrepiso y detección del refuerzo en aquellos sitios de interés particular en la estructura. Con la información disponible, se procedió a construir un modelo matemático bajo la metodología de análisis estático no lineal pushover que permite establecer el comportamiento estructural de la edificación en estudio.

Los resultados del comportamiento estructural son obtenidos mediante la aplicación de la norma Colombiana de diseño sísmico NSR-10 (decreto 926 de 2010), Documento ATC 40 (California Seismic Safety Commission) y FEMA 440 (Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency). Se evidencia, que algunos elementos de la estructura no se ajustan a los requisitos del nivel de desempeño objetivo "Seguridad de Vida" y se propone la alternativa de solución para garantizar la funcionabilidad de la estructura.

[*] Trabajo de grado

[**] Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: William Valencia Mina, MSc.

ABSTRACT

TITLE: Seismic Vulnerability Study of the "Alvaro Beltran Pinzon" Building at UIS University

AUTHOR: Hernán Agredo Acevedo

KEYWORDS: Pushover analysis, Seismic Vulnerability. Procedure for Non-linear Static Analysis. Plastic hinge. Performance Point, ATC 40, FEMA 440.

DESCRIPTION:

The excessive deflection observed in the second level of the Alvaro Beltran Building at Universidad Industrial de Santander, and the excessive amount of cracks found in the offices located on the building projections, have called the attention toward its structural behavior. As a result, a seismic vulnerability analysis was designed based on available information and field measurements.

Once all the available information is collected, the building was inspected to conduct geometric measurements, concrete strength testing and floor joist analysis with a column sclerometer, and a study to detect reinforcement points in those structural areas of particular interest. Then, a math model was created based on the pushover non-linear static analysis methodology to determine the structural behavior of this building.

The structural behavior results are obtained by applying the Seismic Design Colombian Regulation NSR – 10 (Colombian Decree 926 of 2010), and the documents ATC 40 (California Seismic Safety Commission) and FEMA 440 (Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency). Some structural elements do not conform to the Life Security requirements of expected performance. An alternative solution is proposed to ensure structure functionality.

[*] Degree work

[**] Faculty of Physicomechanical Engineering. School of Civil Engineering. Supervisor: William Valencia Mina, MSc.

Introducción

El comportamiento dinámico de estructuras de concreto depende en gran medida de la rigurosidad con la que es realizada la evaluación de cargas sísmicas, el control de calidad de los materiales utilizados, de la construcción misma, el establecimiento del uso real de la estructura y la definición precisa del tipo de fundación, de acuerdo a los estudios geotécnicos establecidos previamente para el proyecto.

Es usual, que las estructuras en su vida útil presenten ciertas fallas que se reflejan particularmente en agrietamientos y deflexiones excesivas, pero que más allá de considerarse un comportamiento normal, requieren de un estudio de vulnerabilidad sísmica que permita determinar las consecuencias potenciales que estas fallas puedan tener en la respuesta de la estructura ante un escenario sísmico futuro, además de establecer las causas reales de dichas fallas, para lo cual se hace necesario utilizar métodos de análisis no lineal. La edificación a ser analizada presenta lesiones en elementos estructurales y no estructurales, además de fallas en su nivel de desempeño en términos de funcionalidad que se manifiestan como deflexiones excesivas, especialmente en las zonas de voladizos, acompañada de agrietamiento y desprendimiento de muros no estructurales. Se propone evaluar el desempeño estructural y su alcance en el nivel de seguridad de vida, de acuerdo a la norma Colombiana de diseño sísmico NSR-10 (decreto 926 de 2010). Adicionalmente, se tiene como objetivo, formular acciones que permitan restablecer la seguridad estructural y el buen desempeño del edificio de Caracterización de Materiales y Estructuras en donde funciona el laboratorio de pesados de la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad Industrial de Santander.

1. Objetivo

1.1 Objetivo general

Evaluar la vulnerabilidad sísmica del edificio Álvaro Beltrán Pinzón y determinar las acciones a ser implementadas para proporcionarle un nivel de seguridad sísmica consistente con la normativa actual NSR-10 (decreto 926 of 2010).

1.2 Objetivos específicos

- ✓ Obtener el diseño sismo resistente de la estructura con base en mediciones de campo y en la información de planos arquitectónicos y estructurales existentes del proyecto.
- ✓ Analizar el comportamiento estructural a partir del método estático no lineal- pushover, conforme a la reglamentación NSR -10 (decreto 926 de 2010), los lineamientos del ATC 40 (*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*) y FEMA 440 (*Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*).
- ✓ Presentar una alternativa de solución estructural, basados en los resultados de un análisis estático no lineal pushover.

2. Descripción de la Edificación

2.1 Descripción General

La estructura en estudio corresponde a una edificación de tres niveles, conformado por un sótano, dos sistemas de entrepiso y cubierta. Cada entrepiso posee una altura de 4,9 m, altura máxima de

la edificación desde sótano de 15,2 m y área total construida de 2275,76 m^2. La Figura 1 muestra una vista general de la edificación.

Figura 1. Vista General del Edificio Álvaro Beltrán Pinzón- sede UIS

2.2 Sistema estructural

El sistema estructural de resistencia sísmica corresponde a una edificación existente de tres niveles en concreto reforzado, diseñada bajo la norma NSR-98 (Decreto 033 de 1998), conformado por pórticos de concreto reforzado conforme lo establece la Tabla A.3-1 de la NSR-10 (Decreto 926, 2010). Los elementos verticales corresponden esencialmente a columnas de 0,4 x 0,4 m, seis muros de 0,25 m y 0,3 m de longitud variable y vigas en ambos sentidos de 0,4m x 0,4 m.

La placa de entrepiso corresponde a una losa aligerada, armada en una dirección, de 0,4 m de altura, nervios de ancho 10 cm separados cada 0,8 m entre ejes. El sistema de cimentación está compuesto por zapatas céntricas de dimensión variable entre 1,3 y 1,6 m, con vigas de amarre de 0,4 m x 0,4 m. La cubierta en el sector occidental posee la misma configuración estructural de la placa de entrepiso y en su sector oriental corresponde a una cubierta liviana de teja termo acústica apoyada sobre una armadura metálica y correas transversales.

La Figura 2 muestran la fachada principal de la edificación y la Figura 3 muestra la planta arquitectónica de segundo piso respectivamente.

Figura 2. Fachada principal edificio Álvaro Beltrán Pinzón

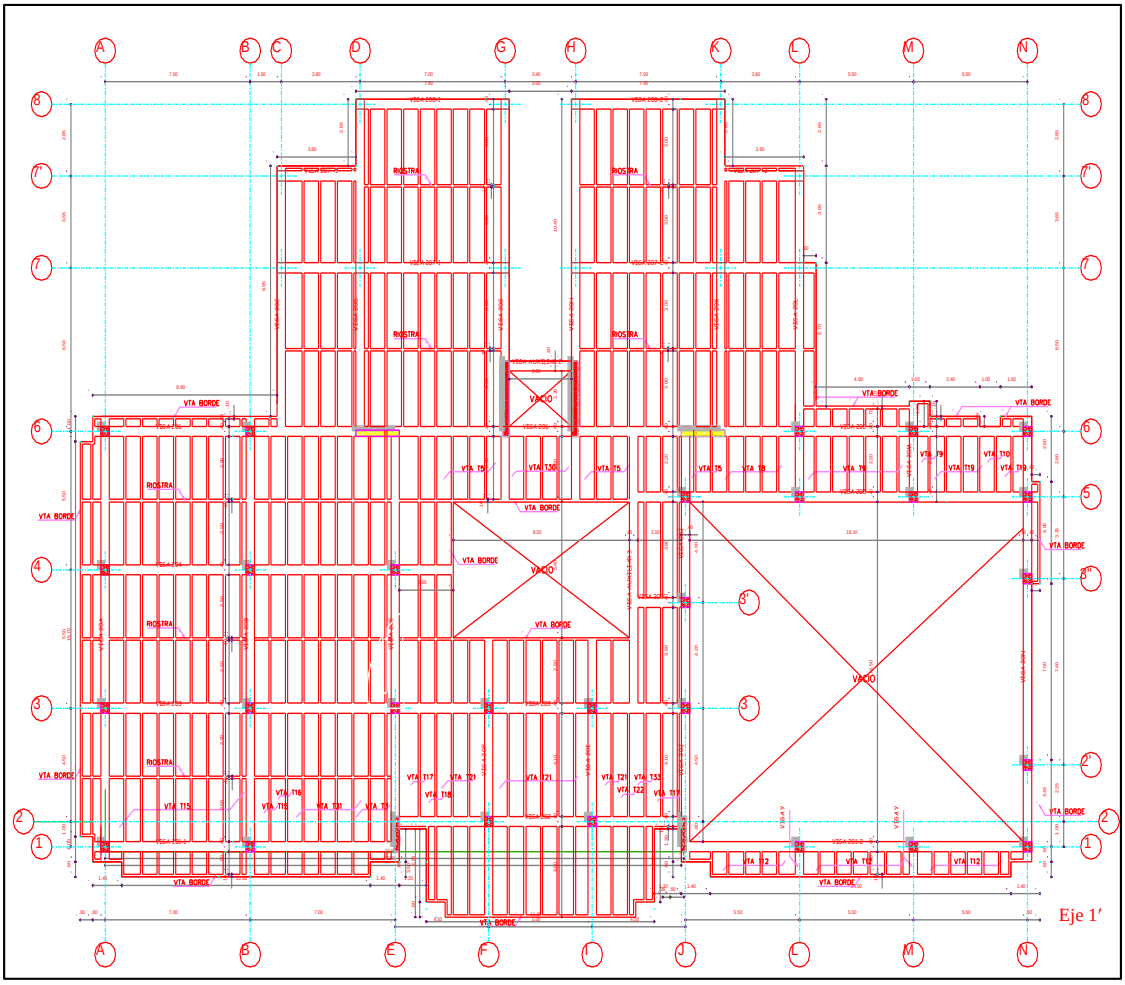
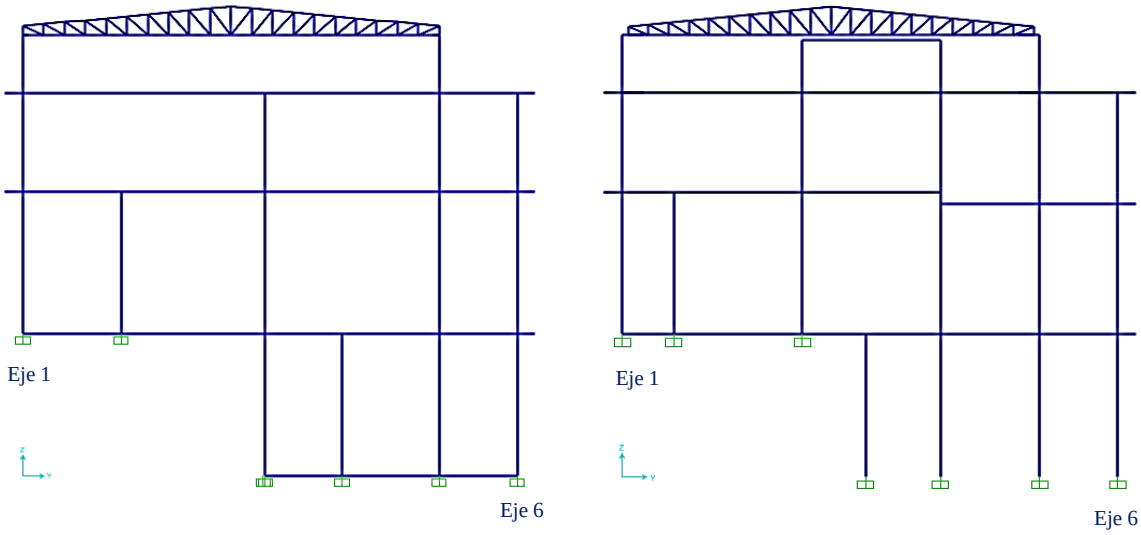


Figura 3. Planta estructural segundo piso

2.3 Configuración geométrica del edificio

La configuración constructiva existente en planta de la edificación presenta alguna modificación en longitud de voladizos de fachada principal, 3,2 m en planta estructural de viguetas T21 y T33, respecto a 3,8 m medida en campo. Según la configuración de columnas y disposición de vigas, se ha observado alguna variación, especialmente en el sector oriental, tanto en altura y distribución en ejes (x, y). La Figura 4 compara la distribución de vigas y columnas en el pórtico externo, eje N, en donde se observa modificaciones en la etapa constructiva, las cuales son tenidas en cuenta para realizar el presente estudio de análisis no lineal de la edificación.



(a) (b)

Figura 4. a) eje N entre ejes 1 y 6, diseño inicial del edificio y b) estado actual de construcción

La configuración geométrica de la edificación existente, mostrada en la Figura 5, corresponde a una medición en campo de cada uno de los elementos de la estructura. Se observa la disposición de los voladizos en fachada principal, plantas 2 y 3, el muro de contención adosado a la edificación

a nivel de sótano, la disposición de columnas, pantallas, vigas y entrepisos, así como el área de laboratorios con cubierta liviana en el sector oriental del edificio, eje *X*.

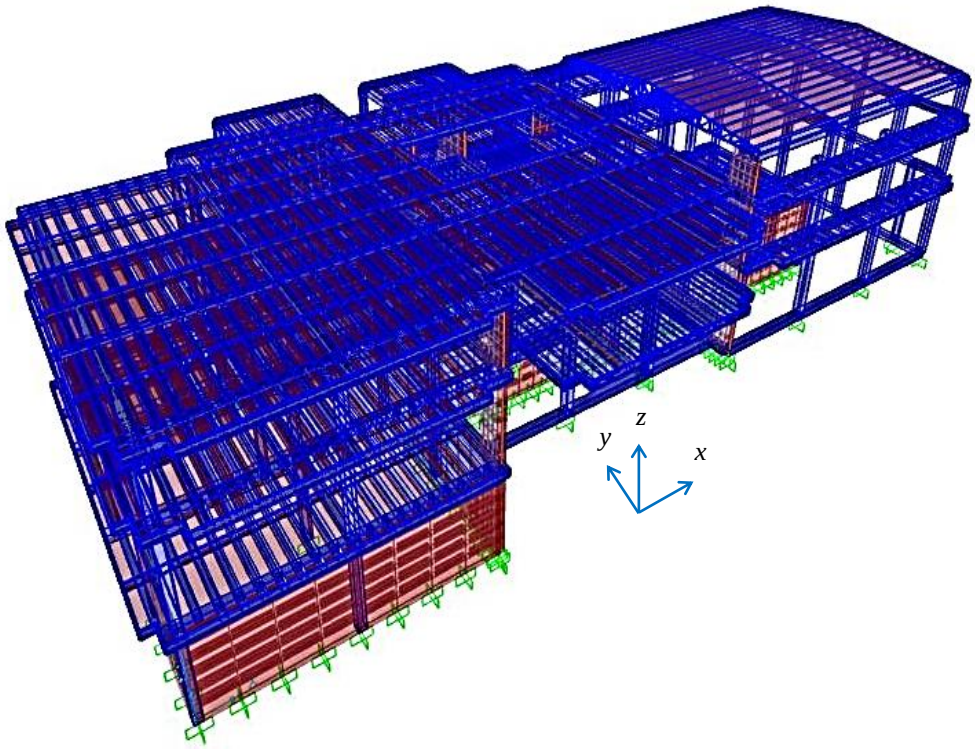


Figura 5. Configuración general del edificio en estudio- modelo elaborado en sap2000

2.4 Determinación del refuerzo existente en la edificación

La información obtenida del diseño, corresponde a planos estructurales y arquitectónicos. Con base en estos planos, se organiza en forma detallada el refuerzo para todos los componentes, como puede verse a manera de ejemplo en la Figura 6 y Figura 7.

En algunos casos fue posible comparar el refuerzo instalado en la estructura con la obtenida en puntos selectivos mediante la ejecución de ensayos con escáner, no obstante, la información utilizada para el presente estudio corresponde a la contenida en los planos de diseño, salvo en donde se determinó inconsistencias geométricas de las secciones.

Viga	Local	b (mm)	h(mm)	Recubrimi - clb (mm)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	Dist Top - cm	Nº barras	ϕbarra- mm	ϕEstribo mm	Separ estr-mm	# ramas confen x	# ramas confen y
M+	Volado Izq													
V20F V20I V30F V30I	Arriba	400	400	25	3,8	4,5	2,8	42,463	2	15,875	9,525	8	2	2
	Abajo	400	400	25	3,8	4,5	2,8	357,54	2	15,875	9,525	8	2	2
2ϕ5/8" V1 2ϕ5/8" 3ϕ5/8" a 2ϕ5/8" 2ϕ5/8" V2 2ϕ5/8"														
M-	Volado Izq													
V20F V20I V30F V30I	Abajo	400	400	25	3,8	4,5	2,8	42,463	2	15,875	9,525	8	2	2
	Arriba	400	400	25	3,8	4,5	2,8	357,54	2	15,875	9,525	8	2	2

Figura 6. Refuerzo en vigas V20F, V20I, V30F y V30I

Viga	Local	b (mm)	h(mm)	Recubrimi - clb (mm)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L5 (m)	L6 (m)	L7 (m)	L8 (m)	L9 (m)	Dist Top - cm	Nº barras	ϕbarra- mm	ϕEstribo mm	Separ estr-mm
M+					v	a	b	c	d	e	f	g	h					
V 106 V206 V306 (v)izq	Arriba	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	45,638	3	22,225	9,525	8
	Abajo	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	357,54	3	15,875	9,525	8
M-																		
V 106 V206 V306 (vizq)	Abajo	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	42,463	3	15,875	9,525	8
	Arriba	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	354,36	3	22,225	9,525	8
	3ϕ7/8" v 3ϕ5/8" A a 4ϕ5/8" 2ϕ7/8" +2ϕ1" 6ϕ5/8" B b 5ϕ5/8" 4ϕ7/8" 5ϕ5/8" D E c 4ϕ5/8" 4ϕ7/8" G d 3ϕ5/8" 6ϕ7/8" 5ϕ5/8" H e 5ϕ5/8" 3ϕ7/8" 2ϕ5/8" J K f 3ϕ5/8" 2ϕ7/8"v 3ϕ5/8" L g 2ϕ5/8" 2ϕ3/4" 2ϕ5/8" M h 2ϕ5/8" 2ϕ3/4" 3ϕ5/8" N 3ϕ7/8" 3ϕ5/8" 40 x 40 cm																	

Figura 7. Refuerzo en vigas V106, V206 y V306

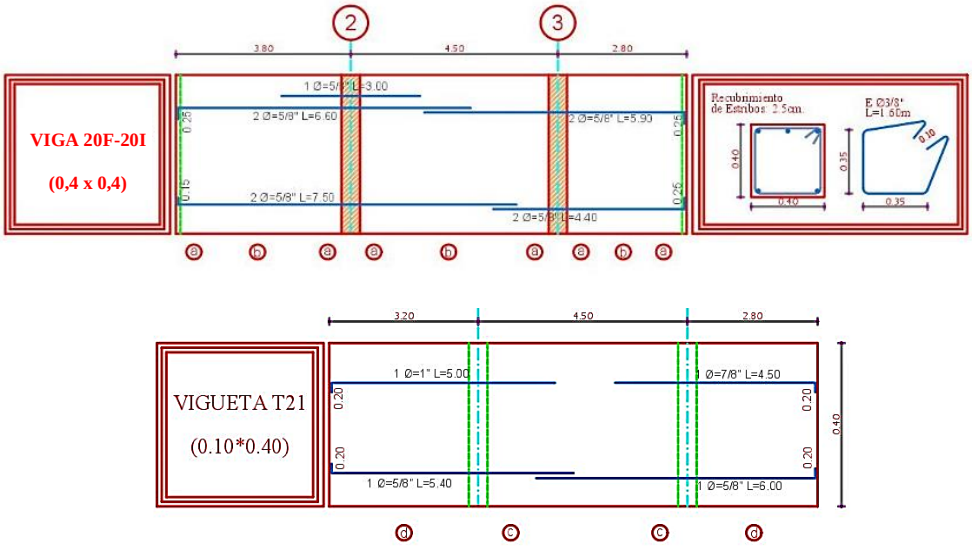


Figura 8. Disposición del refuerzo en vigas 20F-20I y vigueta T21del entrepiso del edificio

La Tabla 1 muestra las columnas del sistema, sus secciones y distribución de refuerzo.

Tabla 1.

Refuerzo en columnas y muros del edificio

Columna	x (m)	y(m)	Altura entrepiso (m)				Refuerzo			
			h1	h2	h3	Cubierta	Ref h[1]	Ref h[2]	Ref h[3]	Cubierta
A-3 y A-6	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	12ϕ 5/8"	-
A4	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	16ϕ 5/8"	-
F3-I3	0,4	0,4	-	4,9	3,4	-	-	8ϕ 5/8"	12ϕ 5/8"	-
F2-I2	0,4	0,4	-	4,9	3,4	-	-	8ϕ 5/8"	12ϕ 5/8"	-
D8-G8-H8-K8	0,4	0,4	4,9	4,9	-	-	8ϕ 5/8"	12ϕ 5/8"	-	-
G7-H7	0,4	0,4	4,9	4,9	-	-	8ϕ 5/8"	16ϕ 5/8"	-	-
B3-B4-B6-E4-L6-M6-N6-N3'	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	-
L1-M1-N1	0,4	0,4	-	4,9	3,4	2,0		8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"
C7-C7'-D7-K7-L7-L7'	0,4	0,4	4,9	4,9	-	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	-	-
J3'-L3'-M3'-N3'	0,4	0,4	4,9	-	-	-	8ϕ 5/8"	-	-	-
A1-B1-E3	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	-
J3	0,4	0,4	-	4,9	3,4	1,8	-	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"
J5-L5-M5-N5	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	2	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"
J3'	0,4	0,4	4,9	4,9	3,4	1,6	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"	8ϕ 5/8"
Muro 6G,6H	0,3	3,0	4,9	4,9	3,4	-	V[4]:ϕ 1/2" c/ 20 cm - H[5]: ϕ3/8" c/17 cm			
Muro 1E	0,25	1,4	4,9	4,9	3,4	-	V[4]:ϕ 1/2" c/ 20 cm - H[5]: ϕ3/8" c/17 cm			
Muro 1J	0,25	1,4	-	4,5	3,4	2,0	V[4]:ϕ 1/2" c/ 20 cm - H[5]: ϕ3/8" c/17 cm			
Muro 6D y 6J	2,1	0,25	4,9	4,9	3,4	-	V[4]:ϕ 1/2" c/ 20 cm - H[5]: ϕ3/8" c/17 cm			

[1] Refuerzo longitudinal columna - entrepiso 1

[2] Refuerzo longitudinal columna - entrepiso 2

[3] Refuerzo longitudinal columna - entrepiso 3

[4] Refuerzo vertical en muro

[5] Refuerzo horizontal en muro

Las Zapatas de la edificación poseen altura 50 cm y dimensión en planta variable. El acero de refuerzo para zapatas 9G, 9H, 10G,10H,9E, 9I, 10E', 10I', 7'C, 7'L, 8D, 8G, 8H, 8K, 3J, 3'J, 1E, 1J y 6J corresponde a parrilla inferior de ϕ1/2" separadas cada 14 cm, en cada sentido. Las Zapatas 6B, 7K, 7D, 3I, 5J, 6L, 3E, 7G, 7H, 2F, 2I, poseen el mismo refuerzo anterior pero separados cada 16 cm y las demás zapatas el mismo refuerzo separado cada 15 cm.

2.5 Ensayos no destructivos realizados a la edificación

Durante el proceso de recolección de información, se ha utilizado equipos mecánicos y electrónicos para medir las propiedades del concreto y detección del refuerzo. Las pruebas han sido selectivas en aquellos sitios de interés, pantallas, columnas y placa de entrepiso.

La determinación de la calidad del concreto se obtiene a partir de ensayos con esclerómetro de martillo, según se muestra en la Figura 9.

La resistencia de pantallas y columnas es de 28 MPa, la misma expresada en planos estructurales de diseño.

Figura 9. Ensayo para obtener la resistencia del concreto en pantallas y columnas

Mediante equipos electrónicos Scanner ZBL R630A y Proceq Testing Instruments-Profometer5, se realizaron varias pruebas para detectar el recubrimiento y el diámetro de la barra en sectores de columna y pantalla. El recubrimiento encontrado se localiza entre los 4 y 6 cm, valores cercanos al establecido por la norma NSR-10 (Decreto 926, 2010).

El diámetro de refuerzo detectado oscila entre 16 y 20 mm. En adelante se utiliza para el presente estudio barras de diámetro 16 mm, como se indica en planos de diseño. Para las vigas y placa de entrepiso no fue posible determinar con precisión el refuerzo y recubrimiento debido a la congestión de barras de repartición y construcción en zona de losa superior del entrepiso. De

acuerdo a lo anterior se ha utilizado recubrimiento de vigas, columnas y pantallas de 4 cm. La Figura 10 muestra resultados de ensayos para determinar el refuerzo y su recubrimiento.

Para determinar la posición y localización de elementos, viguetas y viga de entrepiso se ha utilizado la técnica de termografía infrarroja que detecta la emisión de radiación térmica y produce una imagen de esta señal térmica. La Figura 11 muestra una toma sobre el área inferior de la placa en voladizo ejes F-I en segundo piso de la edificación.

Figura 10. Ensayos para determinar el tamaño del refuerzo y su profundidad

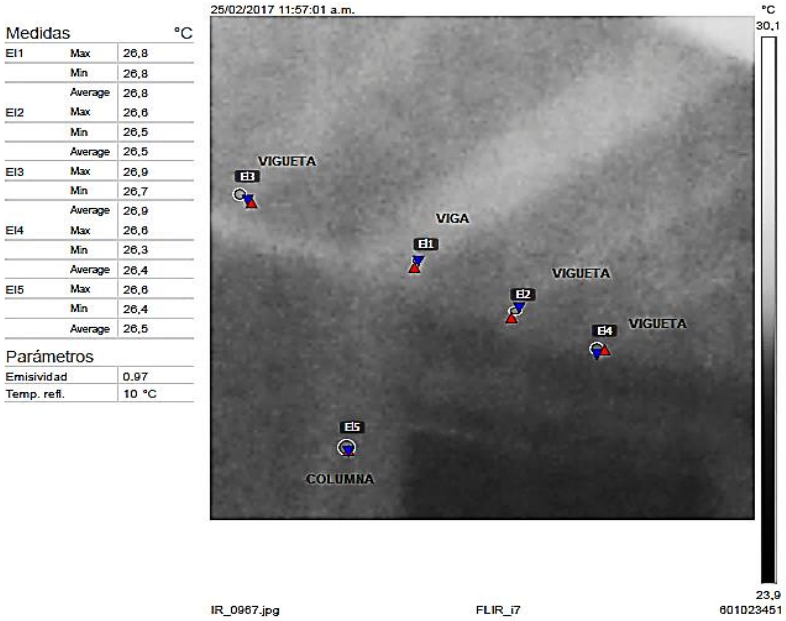


Figura 11. Ensayo de Termografía infrarroja zona entrepiso ejes F-I

2.6 Estado actual de la edificación

El reconocimiento visual del edificio indica fallas en algunos elementos estructurales y no estructurales, reflejado en grietas al interior y exterior de su estructura. En la Figura 12 se observa grietas en muros interiores, en toda la altura del entrepiso y ancho promedio de 0,7 cm, sector de voladizo de 3,8 m, ejes E a J del segundo nivel.

Figura 12. Grieta en muro, sector voladizo eje F

En la fachada lateral externa ejes E-F se observan grietas verticales de aproximadamente 1,0 cm de ancho, según se muestra en la Figura 13.

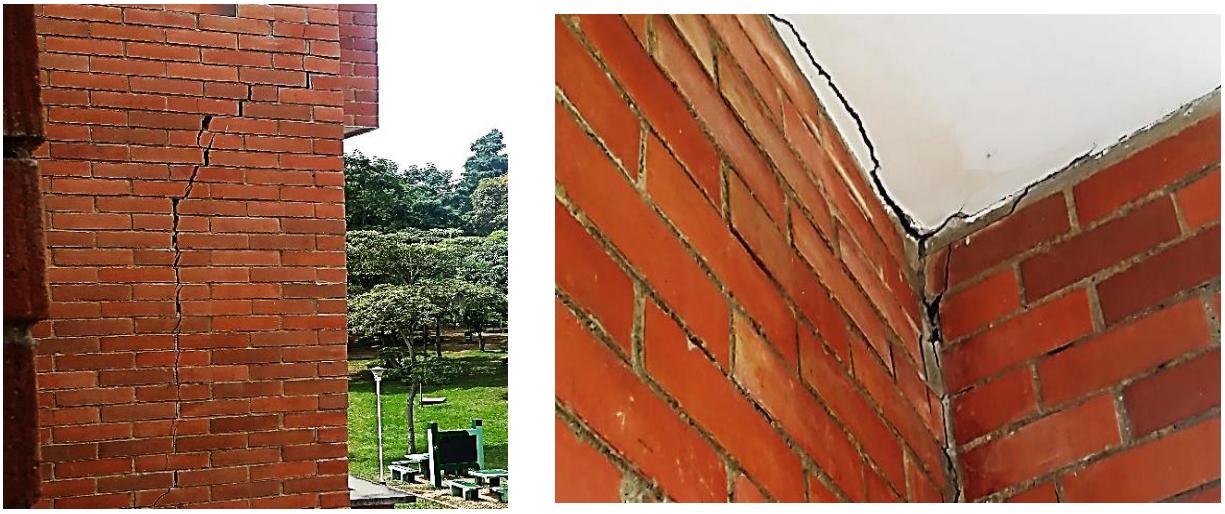


Figura 13. Grietas en fachada lateral ejes E-F

En la fachada posterior sobre el eje 6-L, se presenta grieta en unión viga-columna, como se muestra en la Figura 14. En pantallas se presentan grietas milimétricas y en columnas no se observa daño.

Figura 14. Desprendimiento del concreto en unión viga-columna eje 6-L

Debido a los agrietamientos presentados en el voladizo de fachada principal, eje F entre ejes 1′-2-3-3′ se midió de forma manual, la deflexión en el extremo del volado obteniéndose una deflexión de 3,5 cm como se muestra en la Figura 15.

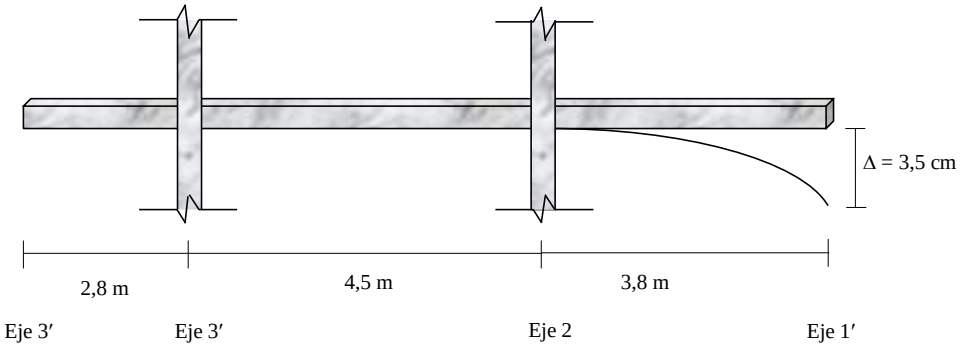


Figura 15. Viga de entrepiso segundo nivel eje F entre ejes 1′-2-3-3′

3. Parámetros de diseño

3.1 Materiales

Los planos de diseño de la edificación establecen los materiales utilizados en la construcción. Se indica una resistencia a la compresión $fc' = 28\ MPa$ para vigas, columnas y placas y $fc' = 21\ MPa$ para cimientos y muro de contención. El módulo elástico calculado bajo la actual norma sismo resistente NSR-10 (decreto 926 de 2010), corresponde a 24,87 *GPa* y 21,54 *GPa*, respectivamente. El acero de refuerzo corrugado posee un módulo elástico de 200 *GPa* y una resistencia a la fluencia de 420 *MPa*.

3.2 Zona de amenaza sísmica y movimientos sísmicos de diseño

El edificio en estudio se encuentra localizado en la ciudad de Bucaramanga-Colombia, zona clasificada según la Tabla A.2.3-2 de NSR-10 (decreto 926,210) como zona de amenaza sísmica

alta con coeficiente de aceleración pico efectiva A_a = 0,25 y velocidad pico efectiva A_v =0,25. En la Tabla 2 Se muestra los principales factores de diseño sísmico contenidos en planos de diseño.

Tabla 2.

Zona de amenaza sísmica y movimiento sísmico de diseño

Denominación factor sísmico	Factor
Zona de amenaza sísmica	Alta
Aceleración horizontal pico efectiva	0,25
Velocidad horizontal pico efectiva	0,25
Coeficiente de amplificación Fa-periodos cortos	1,15
Coeficiente de amplificación Fv	1,55
Tipo perfil del suelo	C
Grupo de uso	II
Coeficiente de importancia	1,10
Máxima aceleración horizontal de diseño (Sa)	0,791
Peso unitario del suelo (Kg/m^3)	1900
Angulo de fricción interna del suelo	30°
Coeficiente de presión activa del suelo	0,33
Coeficiente de presión pasiva del suelo	3,0
Presión admisible del suelo (Kg/cm^2)	4,0
Módulo de reacción del suelo Ks (Kg/cm^3)	7,2

Fuente: Tomado y adaptado de planos de diseño

Para efectos académicos los datos del suelo son asumidos, en razón a que no hubo disponibilidad de esta información.

3.3 Capacidad de disipación de energía

La evaluación de las fuerzas internas de diseño de la estructura tiene en cuenta el efecto de las cargas causadas de acuerdo a la capacidad de disipación de energía del sistema estructural, lo cual se logra empleando los efectos sísmicos reducidos de diseño, *E*, obtenidos dividiendo las fuerzas sísmicas Fs por el coeficiente de capacidad de disipación de energía R; es decir E= Fs/R.

El factor R, es función del sistema de resistencia sísmica, grado de irregularidad de la edificación en altura, en planta y del grado de redundancia o ausencia de ella: $R = \phi_a \ \phi_p \ \phi_r \ R_o$. El factor Ro

corresponde al factor de disipación de energía no reducido contenido en la Tabla A.3-1 de la norma NSR-10 (decreto 926,210)

3.3.1 Irregularidad de la estructura. De acuerdo a lo indicado en la Tabla A.3.6 y A3.7 de la norma NSR-2010 (decreto 926,210) se obtiene los siguientes parámetros de irregularidad:

- Irregularidad en planta: tipo 2P para retrocesos excesivos en las esquinas. $\phi p = 0,9$
- Irregularidad en altura: Tipo 3A, irregularidad geométrica. $\phi a = 0,9$
- Ausencia de redundancia en el sistema estructural $\phi p = 1,0$
- Coeficiente de sobrerresistencia $\Omega o = 3,0$

Para los coeficientes anteriores y asumiendo un coeficiente de disipación energía básico Ro=7,0 según lo establece la Tabla A.3.1 de la norma sismo resistente vigente, se obtiene el siguiente valor para el coeficiente de disipación de energía: R = 7,0 x 0,9 x 0,9 x 1,0 = 5,67.

Todos los elementos verticales que resisten fuerzas laterales son continuos desde la cimentación y se encuentran alineados en su plano vertical, por lo tanto, no existe discontinuidad en el sistema de resistencia sísmica ni irregularidad por desplazamiento dentro de su plano de acción. Igualmente, no existe irregularidad por sistemas no paralelos.

3.4 Espectro de diseño

La Figura 16 muestra el espectro elástico de aceleración, calculado con los factores sísmicos descritos en el numeral 3.2 del presente proyecto.

La Tabla 3 muestra el cálculo de los factores sísmicos por el método de la fuerza Horizontal equivalente.

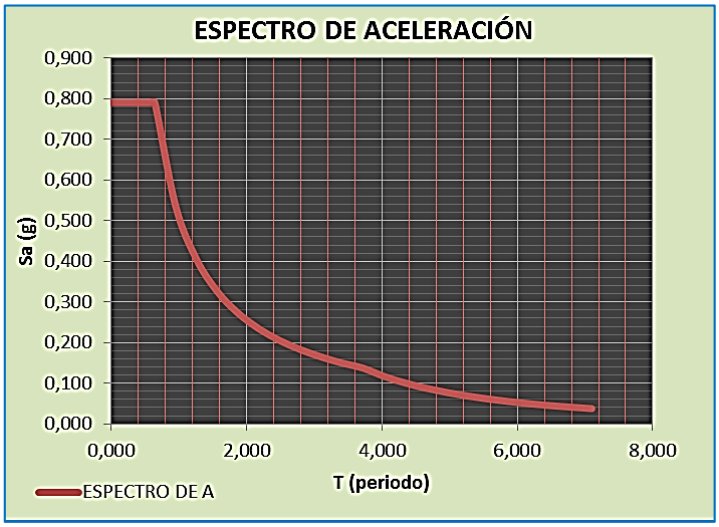


Figura 16. Espectro elástico de aceleración en función del periodo

Tabla 3.

Factores sísmicos del método de Fuerza Horizontal Equivalente

Denominación factor	Factor
Coeficiente de disipación de energía R	5,67
Parámetro Ct	0,05
Parámetro α	0,90
Altura edificación	13,20
Ta periodo edificio	0,48
To	0,13
Tc	0,65
Tl	3,72
Cu	1,29
Sa	0,79

3.5 Evaluación de cargas

3.5.1 Dimensionamiento de la losa. La losa de entrepiso corresponde, para todas las plantas, de una losa aligerada en una dirección con las dimensiones mostradas en la Figura 17.

En la Tabla 4 se realiza una comparación de las dimensiones de la losa de entrepiso con las correspondientes exigidas por la norma NSR-10 (decreto 926,210), encontrándose que la altura recomendada por la norma, para no calcular deflexiones, es superior a la existente construida en el edificio.

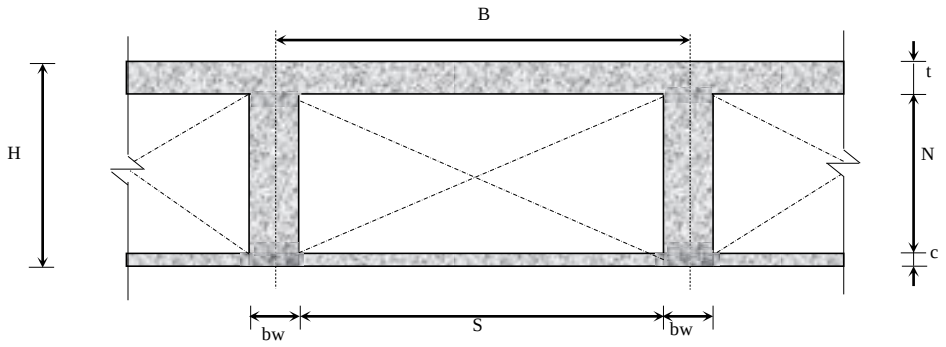


Figura 17. Dimensiones de la losa de entrepiso existente en el proyecto

Tabla 4.

Comparación de las dimensiones de losa con la permisible en norma vigente

GEOMETRÍA LOSA ALIGERADA

L v =	3,8	m
L =	4,5	m
H =	0,4	m
bw =	0,1	m
B =	0,8	m
N =	0,33	m
t =	0,07	m
S =	0,7	m
C =	0,02	m

Lv = Mayor Luz libre voladizo
L = Mayor luz Viga-Vigueta

Cumplimiento de la norma NSR 10

Parámetro	Norma	Cumplimiento
bw > 10 cm	C8.13.2	Cumple
B <2,5H	C8.13.3	Cumple
B< 1,2 m	C8.13.3	Cumple
t>S/20	C8.13.5.2	Cumple
t>5 cm	C8.13.6.1	Cumple
t>S/12	C8.13.6.1	Cumple
$H_{recomendado}$> Lv/5	CR.9.5	No cumple
$H_{recomendado}$> L/14	CR.9.5	cumple
N < 5bw	C.8.13	Cumple

3.5.2 Cargas en entrepiso. Teniendo en cuenta el uso principal de la edificación, se hace un análisis de cargas de entrepiso para uso normal y un análisis especial, para el caso del voladizo entre ejes E-J de fachada principal. En la Tabla 5. el valor estimado de particiones es de 2 kN/m^2. Para el caso del voladizo, en donde existe congestión de muros, se realiza un análisis detallado de muros y particiones con las cargas reales aplicadas. En la Tabla 6. Se muestra la evaluación detallada y en la Figura 18. se modela el sistema de cargas en vigas y viguetas entre ejes E-J.

Tabla 5.

Carga muerta en losa de entrepiso

EVALUACIÓN DE CARGAS MUERTAS EN LOSA ENTREPISO		
Peso Propio		
Losa superior	1,648	kN/m^2
Nervio	0,971	kN/m^2
Torta inferior	0,451	kN/m^2
Peso propio losa (D)	3,1	kN/m^2
Carga Sobre Impuesta		
Particiones	2,0	kN/m^2
Acabados	1,5	kN/m^2
Aligeramiento	0,3	kN/m^2
Amoblamiento	1,0	kN/m^2
Carga muerta(Acab+aliger+amob)	2,8	kN/m^2
Peso propio losa (D)	**3,1**	kN/m^2
Carga Sobreimpuesta (SD)	**4,8**	kN/m^2
Carga Viva	**2,0**	kN/m^2

Tabla 6.

Carga muerta de servicio en voladizo de fachada principal entre ejes E-F

ANÁLISIS DE CARGAS SUPERPUESTAS EN EL VOLADO DE 3,8 m EJES E-F		
Área muros en volado		
A1 : (0,3+1,3+3+1,5+0,65)x2x3,0 +(1,1x2x1,5)+(2,85x3x3) =	69,45	m^2
W_1 =(69,45 m^2 x 18,5 KN/m^2)*0,12 m : 18,5 peso del muro por/m2	154,2	kN
W1/m^2 en voladizo (sin incluir jardinera , persiana y muro ext. oficinas)	4,0	kN/m^2
W_2 : exterior oficinas		
Ventanal- NSR10 Tabla B.3.4.2-5 : (0,45 KN/m^2) X 1,42 m (Lmuro=8,0 m)	0,64	kN/m
Muro exterior oficinas (0,12x18,5x1,58), (Lmuro = 8,0 m)	3,51	kN/m
W_2 : exterior oficinas / ml	4,15	kN/m
W_3: Muro antejardín (0,12x18,5x1,15) (Lmuro = 10,4 m)	2,55	kN/m
W Alfajía (L=10,4m)	0,09	kN/m
	2,64	kN/m
W_4: Persiana (0,15x18,5x1,0), [L=11+3x2)= 17 m	2,78	kN/m
Carga aplicada a cada elemento viga-vigueta B =0,8 m:		
W_1 = 5,44 kN/m		
W_2 = 3,32 kN, aplicada a 2,6 m sobre el volado	$W_{particiones}$ = 6,21 kN/m^2	
W_3 = 2,11 kN, aplicada a 3,8 m sobre el volado	Muros + Persianas	
W_4 = 2,22 kN, aplicada a 3,12 m sobre el volado	+ jardineras + ventanal	

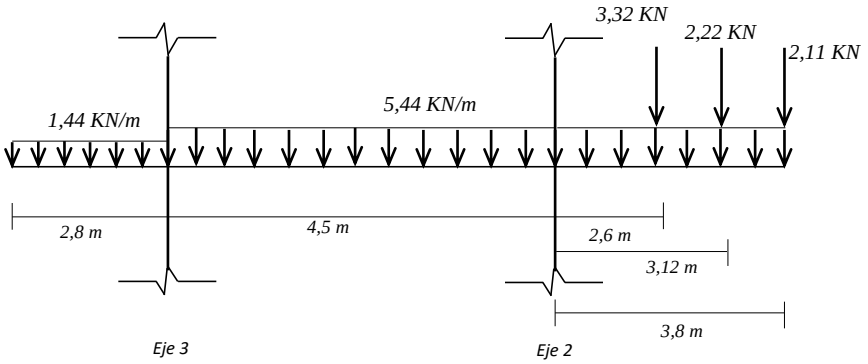


Figura 18. Carga muerta de servicio en viga voladizo de fachada principal entre ejes E-F

3.6 Comportamiento Elástico lineal

3.6.1 Fuerza horizontal equivalente. La Tabla 7 Muestra la evaluación de masas y el cortante basal obtenido a partir del método de la fuerza horizontal equivalente.

Tabla 7.

Masas de la edificación y fuerza sísmica – método fuerza horizontal equivalente

NUMERO DE PISO	MASA POR PISO, (Mg)	ALTURA DE LOS PISOS, H (m)	∑ ALTURA ACUMULADA PISOS= H	M*H^k	Cvx % SISMO	FUERZA (Fi) - kN	Vj (kN)
3	983,89	3,4	13,2	12987,38	0,53	9858,09	9858,09
2	922,43	4,9	9,8	9039,81	0,37	6861,68	16719,76
1	479,17	4,9	4,9	2347,96	0,10	1782,22	18501,98
∑ TOTAl	2.385,50	13,20	27,90	24.375,14	1,00	18.501,98	

(FHE) = 0,791 (g)

Vs = 18.502,0 KN

3.6.2 Análisis dinámico lineal. Previo al análisis no lineal se obtiene el comportamiento lineal de la edificación, en donde la acción sísmica es modelada usando el espectro elástico de respuesta. Las derivas obtenidas de la edificación superan en algunos casos el 1%, para las condiciones más críticas ejes A y N. La Tabla 8 muestra las derivas críticas de la edificación y los periodos modales respectivos.

Tabla 8.

Derivas análisis elástico lineal en ejes A y N de la edificación

CALCULO DE DERIVAS- ANÁLISIS ELÁSTICO LINEAL							
Eje	Nodo	h(m)	U1 (x)	U2 (y)	U3 (z)	Deriva	% Deriva
Eje A	173	3,4	0,062456	0,071706	0,000441	0,0329	0,97%
0,0 m	172	4,9	0,04	0,05	0,00	0,0622	1,27%
	171	4,9	0	0	0,00007	0,0001	0,00%
	170	4,9	0	0	0		
	370	3,4	0,052213	0,071706	0,000311	0,0314	0,92%
	369	4,9	0,033277	0,046634	0,000269	0,0573	1,17%
	368	4,9	0	0	0,000087	0,0001	0,00%
	367		0	0	0		
	406	3,4	0,045374	0,071706	0,000343	0,0308	0,91%
	405	4,9	0,027508	0,046634	0,000305	0,0541	1,10%
	404	4,9	0	0	0,00017	0,0002	0,00%
	403		0	0	0		
	442	3,4	0,043573	0,071706	0,000871	0,0310	0,91%
	441	4,9	0,025274	0,046634	0,000788	0,0530	1,08%
	440	4,9	0	0	0,000449	0,0004	0,01%
	439		0	0	0		
Eje N	323	2,0	0,065948	0,076333	0,000527	0,0081	0,40%
44,5 m	350	3,4	0,062456	0,069072	0,000524	0,0314	0,92%
	349	4,9	0,041119	0,046028	0,000474	0,0617	1,26%
	348		0	0	0		
	324	2,0	0,047388	0,075379	0,000642	0,0376	1,38%
	1035	3,4	0,043781	0,038016	0,002163	0,0208	0,61%
	436	4,9	0,023836	0,043643	0,00064	0,0497	1,01%
	711	4,9	0	0	0,000327	0,0003	
	43		0	0	0		

Tabla 9.

Periodos modales y frecuencias de la estructura, análisis eje X.

TABLE: Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	**StepType**	**StepNum**	**Period**	**Frequency**	**CircFreq**	**Eigenvalue**
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,60	1,66	10,46	109,40
MODAL	Mode	2	0,45	2,21	13,89	192,80
MODAL	Mode	3	0,37	2,73	17,14	293,70
MODAL	Mode	4	0,31	3,20	20,11	404,28
MODAL	Mode	5	0,27	3,65	22,92	525,20
MODAL	Mode	6	0,21	4,74	29,76	885,73
MODAL	Mode	7	0,20	4,97	31,22	974,76
MODAL	Mode	8	0,20	5,07	31,88	1016,17
MODAL	Mode	9	0,20	5,08	31,91	1017,97
MODAL	Mode	10	0,20	5,08	31,94	1020,02
MODAL	Mode	11	0,20	5,09	31,96	1021,27
MODAL	Mode	12	0,18	5,52	34,71	1204,68

4. Análisis no lineal.

4.1 Metodología de análisis

La evaluación sísmica de la edificación en estudio es realizado a través de la metodología alterna planteada en el capítulo A.10.4.4 por la reglamentación NSR -10 (decreto 926 de 2010), la Comisión de Seguridad Sísmica del Estado de California, USA, en el documento: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings-1996, que en adelante se denomina ATC-40, y en el documento de la Agencia Federal de Manejo de Emergencias: Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures-2006, que en adelante se denomina FEMA 440.

El análisis del comportamiento estructural es realizado mediante el análisis estático no lineal (AENL) de deformación progresiva, conocido como Método Push-over, utilizando la herramienta sap2000.

4.2 Normativa NSR-10, ATC 40, FEMA 440

La norma NSR-10 (decreto 926 de 2010) establece en el capítulo A.10.4 y A.10.5, los criterios para la evaluación de estructuras existentes y su respectivo análisis de vulnerabilidad, basado en la obtención de la relación demanda-capacidad con base en los índices de sobreesfuerzo individual de los elementos y general de la edificación y el índice de flexibilidad general de la edificación. Este análisis requiere de la formulación de una hipótesis de secuencia de falla de la edificación con base en la línea de menor resistencia.

Alternamente, la norma NSR-10, permite en el artículo A.10.4.4, realizar la evaluación de estructuras existentes mediante la aplicación de los documentos Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC-40, USA, 1996, NEHRP Handbook for Seismic Evaluation of

Existing Buildings, FEMA 178, Federal Emergencia Management Agency / Building Seismic Safety Council, Washington, D.C., USA, 1992, y Seismic Evaluation of Existing Buildings", ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2003.

En el año 2005, la Agencia Federal de Manejo de Emergencias de los Estados Unidos, publicó el documento FEMA 440, que unifica los procedimientos de análisis sísmico no lineal contenido en los anteriores documentos FEMA 356 y en el ATC-40, sin modificar el contenido de este último documento.

4.3 Metodología de análisis no lineal ATC-40

Los métodos de análisis no lineales simplificados, denominados procedimientos de análisis estáticos no lineales, tiene en cuenta el método del espectro de capacidad (CSM) que utiliza la intersección de la curva de capacidad (pushover) y el espectro de respuesta reducido para estimar el máximo desplazamiento.

El desempeño de una estructura depende de su capacidad de resistir una demanda sísmica, y de su compatibilidad con los objetivos de diseño. Por ello, los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método del espectro de capacidad, requieren la determinación de 3 elementos primarios capacidad, demanda y desempeño. La Figura 19. Muestra el procedimiento de diseño bajo estos tres conceptos.

Capacidad. Depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales. Para determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal tal como el procedimiento estático no lineal pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos de manera secuencial y superpuestos, traducidos en una carga incremental, para aproximar un diagrama de fuerza-desplazamiento de toda la estructura.

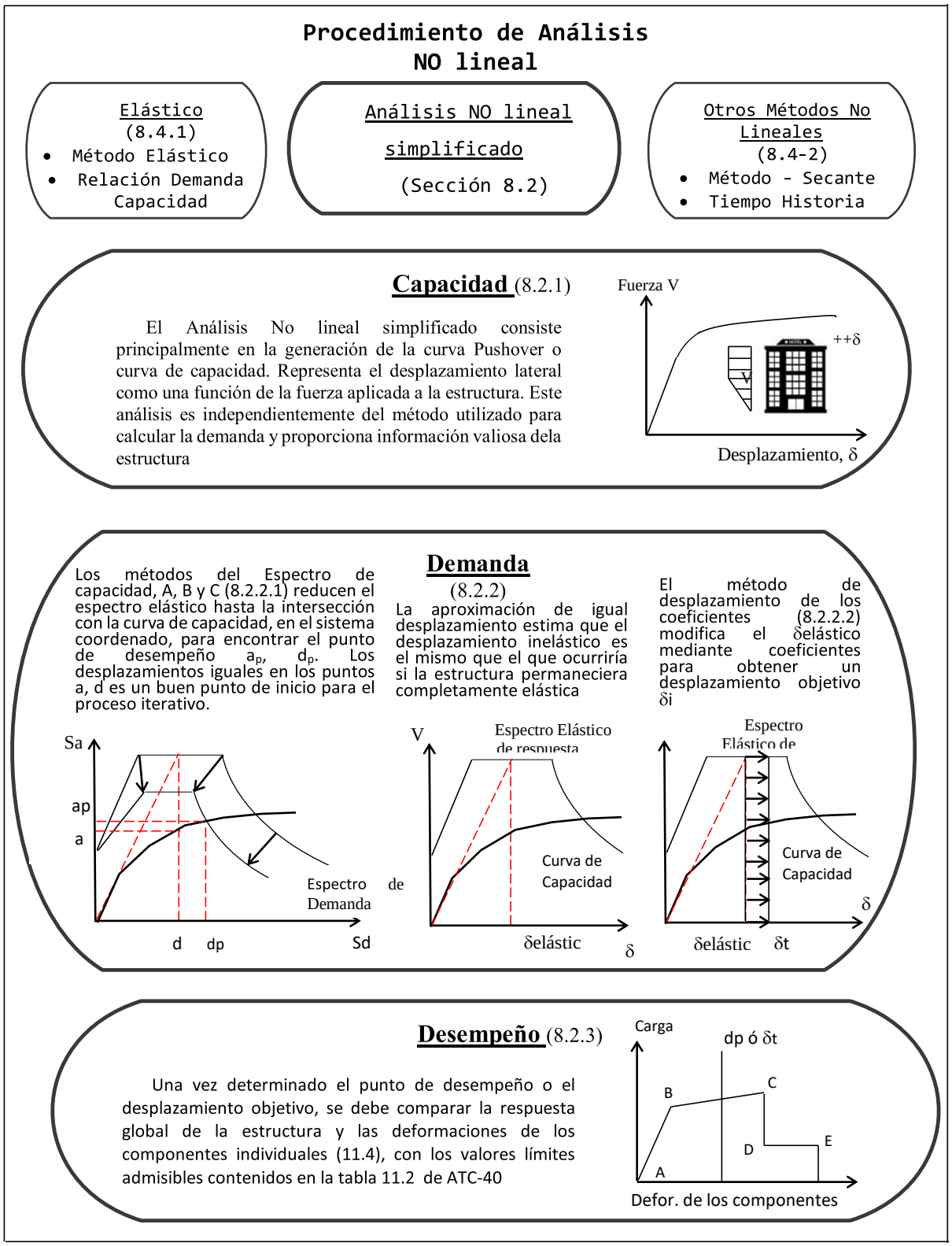


Figura 19. Procedimiento de análisis documento ATC-40.

El modelo matemático de la estructura es modificado en cada paso, para tomar en cuenta la reducción de rigidez de los componentes que alcanzaron su fluencia, posteriormente se aplica un incremento en la fuerza externa de manera que otros componentes también alcancen su fluencia. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelve inestable o hasta que se alcance un límite pre establecido.

Demanda. Es una representación del sismo sobre la base de la edificación. A diferencia de los métodos de análisis lineal que emplean fuerzas laterales para representar una condición de diseño, los métodos de análisis no lineal emplean desplazamientos laterales como una condición de diseño, ya que son más directos y fáciles de usar. Para una estructura y una solicitación sísmica, el desplazamiento de demanda es una estimación de la respuesta máxima esperada durante el movimiento sísmico.

Desempeño. El desempeño de la estructura puede ser evaluado una vez se ha determinado la curva de capacidad y la demanda del desplazamiento. La verificación del desempeño identifica que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables del desempeño objetivo.

4.3.1 Procedimiento para determinar la capacidad de una estructura. La capacidad se representa por medio de una curva pushover. La manera más conveniente de graficarla es rastreando el cortante de la base y el desplazamiento del techo. Es importante notar que esta curva se construye asumiendo que el primer modo de la estructura es predominante, esto es generalmente válido para edificios con periodos fundamentales de vibración menores a 1s, para estructuras más flexibles se debe considerar el efecto de los modos más altos.

Según el documento ATC-40 (1996), el siguiente procedimiento puede ser usado para construir una curva pushover:

a) Crear un modelo matemático de la estructura siguiendo el procedimiento contenido en el capítulo 9 de la ATC 40 (1996). Para fundaciones según el capítulo 10 de esta misma norma.

b) Clasificar cada elemento del modelo como primario o secundario.

c) Aplicar fuerzas laterales a la estructura en proporción al producto de la masa de la estructura y la forma del modo fundamental. Este análisis debe incluir las cargas de gravedad.

- Aplicar una fuerza horizontal concentrada en la parte superior de la estructura (aplicable a estructuras de una sola planta)
- Aplicar fuerzas laterales en cada piso, obtenidas bajo el procedimiento estándar del código (forma básica-análisis estático), sin considerar la fuerza concentrada en el techo (T > 0.7 s).

$$F_x = \left[\frac{W_x h_x}{\sum W_x h_x}\right] \times V$$

- Para Edificios con irregularidad vertical. Aplicar fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de piso y la forma del primer modo del modelo elástico de la estructura.

$$F_x = \left[\frac{M_x \emptyset_x}{\sum M_x \emptyset_x}\right] \times V$$

Este procedimiento generalmente es válido para edificaciones con periodo fundamental de vibración hasta de un (1) segundo

- Igual que en el numeral anterior hasta la primera fluencia, después se ajustan las fuerzas para que sean consistentes con el cambio de la forma deflectada

- Aplicar las fuerzas laterales *Fx* igual a los numerales anteriores, pero incluyendo los efectos de los modos altos de vibración para determinar la fluencia en los elementos individuales de la estructura, mientras se dibuja la curva de capacidad de la edificación en términos de las fuerzas laterales y desplazamientos para el primer modo.

d) Calcular las fuerzas internas en los miembros debido a las fuerzas gravitacionales y fuerzas laterales externas.

e) Ajustar la fuerza lateral en el nivel para algunos elementos o grupos de elementos procurando que el esfuerzo se encuentre dentro del 10% de su capacidad.

f) Recopilar los cortantes en la base y los desplazamientos del techo, también podría ser útil recopilar las fuerzas y rotaciones de los miembros para revisar el desempeño local.

g) Revisar el modelo empleando una rigidez muy pequeña o nula para los elementos que han cedido. Luego aplicar un nuevo incremento de carga para que otros elementos también fluyan.

Las fuerzas y rotaciones para los elementos al inicio de un incremento de la carga lateral es un análisis separado, el cual comienza de la condición inicial (Sin cargas). Por lo tanto, para determinar si un elemento cede, es necesario añadir las fuerzas del análisis actual con las fuerzas del paso previo. De manera similar con las rotaciones.

h) Aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura de manera que otro elemento o grupo de elementos fluyan.

i) Sumar los incrementos de carga lateral y sus correspondientes desplazamientos de techo para obtener los valores acumulados de cortante basal y desplazamiento de techo.

j) Repetir los pasos g), h), i), hasta que la estructura sea inestable o las distorsiones sobrepasan considerablemente el nivel de desempeño deseado o cuando algún elemento pierde la capacidad de soportar las cargas de gravedad.

k) Si el incremento de carga se detiene conforme al procedimiento contenido en el paso anterior, debido a la pérdida de capacidad de todos o de un número significativo de elementos y aún hay otros elementos que podrían seguir asumiendo carga lateral sin haber ocurrido la inestabilidad o no se han excedido los límites de la respuesta global, se recomienda realizar nuevas curvas de capacidad (paso c), considerando que la rigidez de dichos elementos se ha reducido o eliminado como se indica en la sección 9.5 de ATC-40. Para definir adecuadamente la disminución de capacidad de la estructura, se debe crear tantas curvas pushover adicionales como sea necesario La Figura 20 ilustra el proceso, donde el análisis requiere de tres curvas de capacidad diferentes.

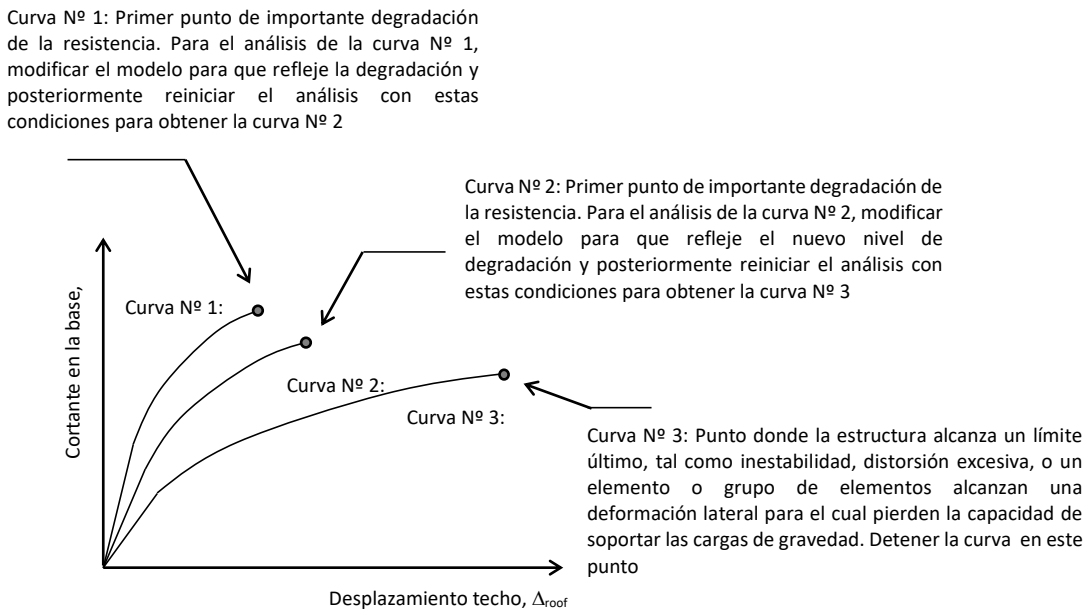


Figura 20. Múltiples curvas de capacidad para el modelo de degradación de la resistencia

4.3.2. Procedimiento para obtener la demanda. El método del espectro de capacidad, sección 8.2.2.1 de ATC 40 (1996) se fundamenta en encontrar un punto sobre el espectro de capacidad que también corresponda a una demanda apropiada en el espectro de respuesta reducido por efectos de no linealidad. Si se encuentra que el espectro de demanda reducido intersecta el espectro de Capacidad en el punto estimado, entonces aquel punto es el punto de desempeño.

Este punto de desempeño representa la condición para la cual la capacidad sísmica de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta a la estructura por el movimiento sísmico.

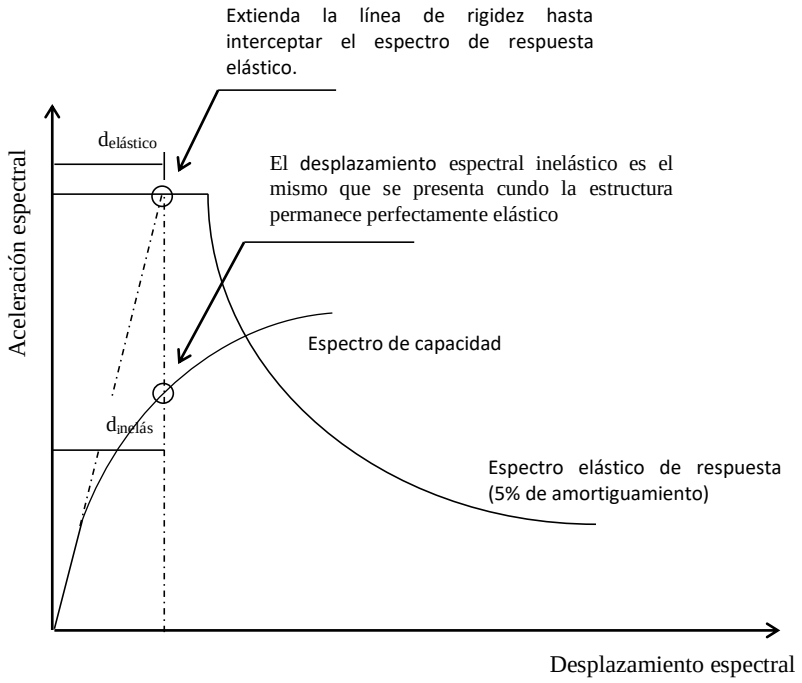


Figura 21. Intersección desplazamiento espectro demanda Vs espectro de capacidad

En términos generales, el método del espectro de capacidad, consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de demanda sísmica con el fin de identificar el máximo desplazamiento representado por el punto de desempeño, donde la demanda y la

capacidad se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la estructura, el cual sirve como parámetro de referencia para compararlo con el punto de desempeño esperado.

Calculo de la demanda usando el método del espectro de capacidad. La ubicación del punto de desempeño debe satisfacer dos relaciones: 1) el punto debe estar en la curva del espectro de capacidad, y 2) debe estar en una curva de demanda espectral, reducida respecto al espectro elástico calculado al 5% de amortiguamiento.

Conversión de la Curva de Capacidad a Espectro de capacidad. Para obtener el espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, que está en términos de cortante en la base y desplazamiento de techo (V - d) a un formato aceleración espectral-desplazamiento espectral. Las ecuaciones necesarias para realizar la transformación correspondiente, son las siguientes:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N}(w_i\ \emptyset_{i1}/g)}{\sum_{i=1}^{N}(w_i\ \emptyset^2{}_{i1}/g)}\right]$$

$$\propto_1 = \frac{[\sum_{i=1}^{N}(w_i\ \emptyset_{i1}/g)]^2}{[\sum_{i=1}^{N}(w_i\ /g)][\sum_{i=1}^{N}(w_i\ \emptyset^2{}_{i1}/g)]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\propto_1} \quad S_d = \frac{\Delta_{techo,1}}{PF_1 \emptyset_{techo,1}} \quad V = \propto S_a W$$

PF_1 = Coeficiente de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente de masa modal para el primer modo natural

Wi/g = Masa asignada al nivel i

$\emptyset_{i1}$ = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel más alto de la estructura

V = Cortante en la base

W = Peso muerto más porcentaje de cargas vivas, ver la Sección 9.2 ATC-40.

Δ_{techo} = Desplazamiento de techo

Sa = Aceleración espectral

Sd = Desplazamiento espectral (ver curva de capacidad)

Conversión de la curva de Capacidad a formato ADRS. El proceso en general, requiere convertir la curva de espectro de aceleraciones (Sa-T), a una curva de Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento Sa-Sd (ADRS). En el formato ADRS las líneas que irradian desde el origen de coordenadas tienen período constante para cualquier punto del espectro ADRS, el período, T, se puede calcular utilizando la relación $T = 2\pi(Sd/Sa)^{1/2}$. Del mismo modo, para cualquier punto en el espectro tradicional, el desplazamiento espectral puede ser obtenido usando la siguiente relación: $Sd = SaT^2/4\pi^2$. En la Figura 22 se muestra la curva del espectro de capacidad superpuesta con el espectro de demanda en el mismo formato ADRS.

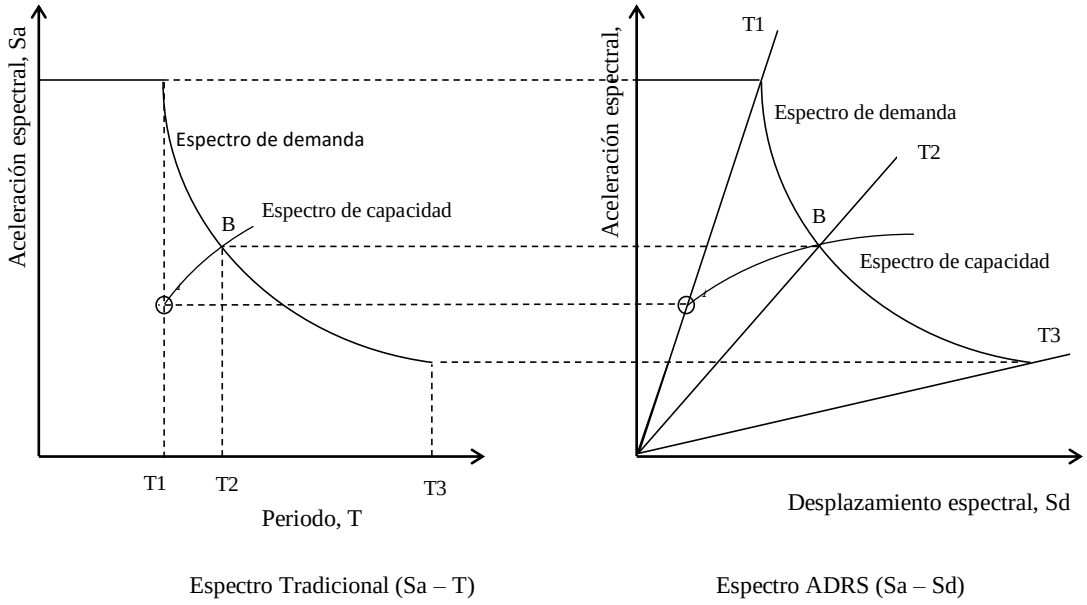


Figura 22. Espectro de capacidad y respuesta formato (T-Sa) - formato ADRS (Sa-Sd)

4.3.2.1 Representación Bilineal del Espectro de Capacidad. La representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y reducir apropiadamente el espectro de demanda. Para construir la representación bilineal se define el punto

a_{pi}, d_{pi}, el cual es un punto inicial de prueba, a partir del cual se reducirá el espectro de demanda, si las coordenadas del punto en la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad coinciden en este punto, este será el punto de desempeño.

El punto debe localizarse en la curva de espectro capacidad para para un desplazamiento dado. El punto también debe descansar en el espectro de demanda reducido, ya que este, representa la degradación de la estructura para el mismo desplazamiento. Para este método, la reducción del espectro se efectúa a través del empleo de factores que están en función al amortiguamiento efectivo.

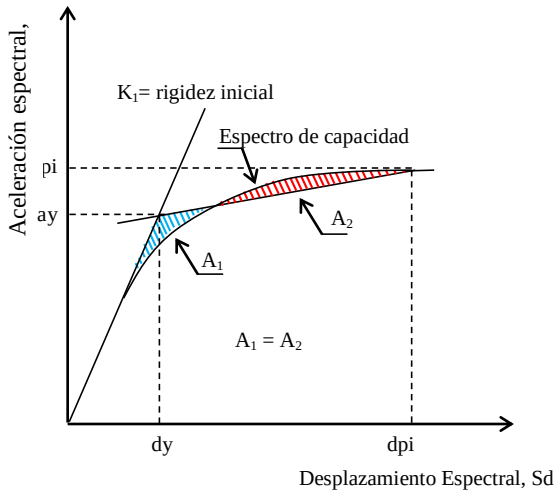


Figura 23. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

En caso de un espectro de capacidad tipo sierra (sawtooth) la representación bilineal deberá basarse en la curva que describe el comportamiento de desplazamiento dpi.

4.3.2.2 Estimación del Amortiguamiento y Reducción del Espectro de Demanda (5%). El amortiguamiento se presenta cuando el sismo hace incursionar a la estructura en su intervalo inelástico, este amortiguamiento puede ser analizado como una combinación de amortiguamiento viscoso, que es inherente de la estructura, y amortiguamiento histerético.

El amortiguamiento histerético puede ser representado por un amortiguamiento viscoso equivalente, de modo que el amortiguamiento βeq asociado al desplazamiento dpi puede ser calculado según la siguiente ecuación: βeq = βo + 0,05, donde, 0,05 = 5% del amortiguamiento viscoso inherente a la estructura, el valor constante βo es el amortiguamiento histerético representado como amortiguamiento viscoso, expresado:

$\beta o = \frac{1}{4\,\pi}\,\frac{E_D}{E_{So}}$, donde,

E_D = Energía disipada por el amortiguamiento

Eso = Máxima energía por deformación

El significado físico de los términos E_D y E_{so} se ilustran en la Figura 24.

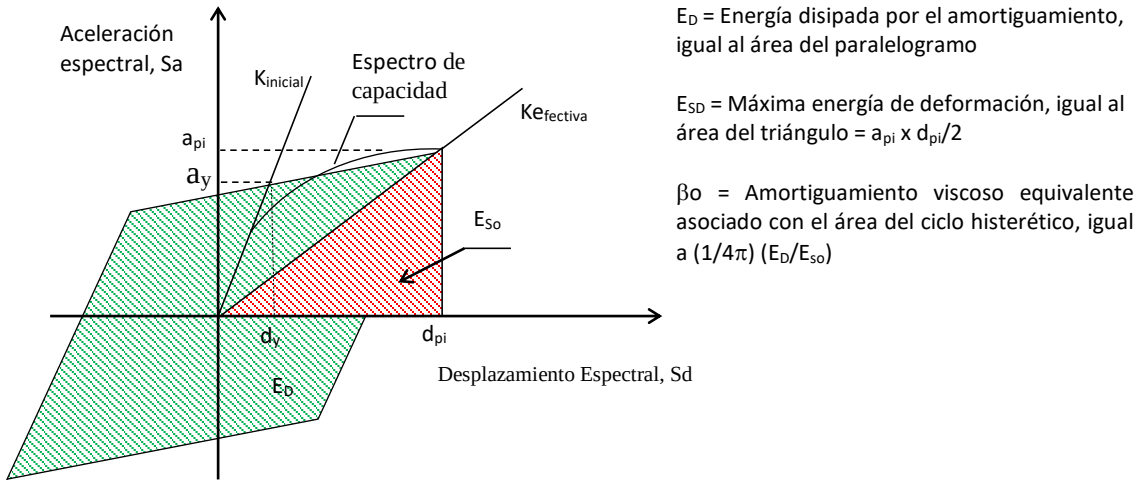


Figura 24. Representación del amortiguamiento en la reducción espectral

Para la evaluación del área del paralelogramo se permite la simplificación mostrada en la Figura 25.

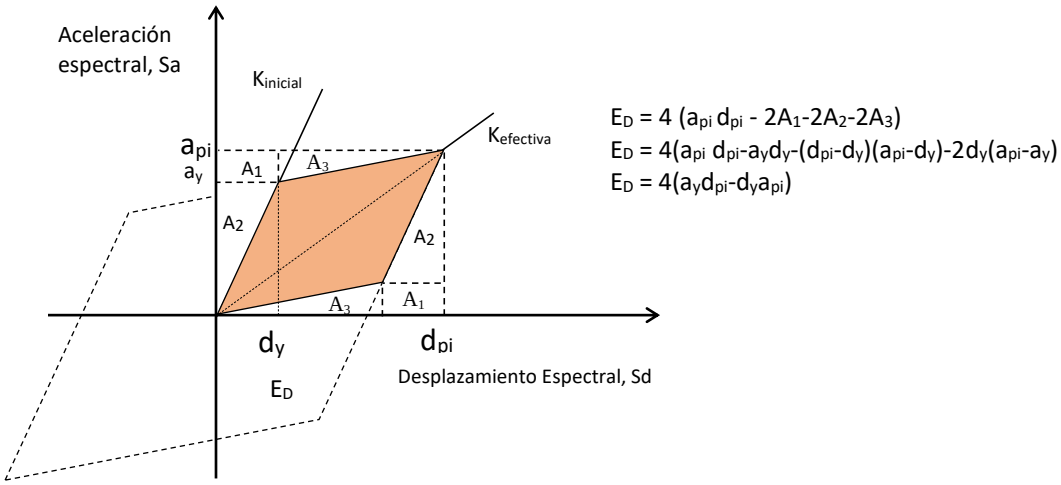


Figura 25. Energía disipada por el amortiguamiento, E_D

De las graficas anteriores se puede decir que:

$$\beta o = \frac{200}{\pi} \frac{(a_y\, d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad ; \quad \beta eq = \beta o + 5$$

Este valor equivalente de amortiguamiento viscoso puede ser empleado para estimar los factores de reducción del espectro de demanda con un amortiguamiento mayor a 5% del amortiguamiento crítico.

Los factores $SR_A = 1/\beta s$ y $SR_V = 1/\beta_L$ utilizados para reducir el espectro de demanda están dados por las siguientes relaciones, conforme al valor de k mostrado en la Tabla 10. En caso de evaluar el reforzamiento de edificaciones de concreto que no son típicamente dúctiles, el cálculo de βeq tiende a sobre estimar los valores de amortiguamiento. Por esta razón, para simular el ciclo histeréticos, el concepto de amortiguamiento viscoso equivalente emplea un factor de modificación κ, para definir el amortiguamiento viscoso efectivo.

$$SR_A = \frac{1}{\beta_s} = \frac{3{,}21 - 0{,}68\, ln(\beta_{eff})}{2{,}12} \geq valor\ en\ tabla\ 10.$$

$$SR_v = \frac{1}{\beta_L} = \frac{2{,}31 - 0{,}41\, ln(\beta_{eff})}{1{,}65} \geq valor\ en\ tabla\ 10.$$

$$\beta_{eff} = k\beta o + 5 = \frac{63{,}7k\left(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}} + 5$$

Para valores menores al 25% de amortiguamiento, los factores de reducción calculados con βeq son consistentes con los factores contenidos en códigos de aisladores de base y en las especificaciones del FEMA (2005). El comité que desarrolló estos factores concluyó que el espectro no debía ser reducido, para valores de amortiguamiento altos, pero recomienda que para valores de amortiguamiento mayores al 25% se disminuyan los factores SR de manera que el espectro se reduzca menos. Igualmente se definió un límite en las reducciones para βeq a un valor de 50%.

El factor k, depende del comportamiento estructural de la edificación, el cual a su vez depende de la calidad del sistema de resistente sísmica y la duración del terremoto. Por simplicidad la norma ATC-40 (1996) plantea 3 categorías de comportamiento estructural. Tipo A: representa un comportamiento que desarrolla ciclos de histéresis estables, luego k =1 (Excepto para valores de amortiguamiento alto). Tipo B: se asigna K =2/3, representa una moderada reducción del área en el ciclo histerético. Tipo C: representa un comportamiento histerético pobre con una gran reducción del área encerrada por este ciclo, se asigna k = 1/3.

Tabla 10.

Valores del factor de amortiguamiento, k

Tipo de comportamiento Estructural	βo %	k
Tipo A	≤ 16,25	1,0
	>16,25	$1{,}13 - \frac{0{,}51\left(a_y d_{pi} - d_y\, a_{pi}\right)}{0{,}67}$
Tipo B	≤ 25	0,67
	>25	$0{,}845 - \frac{0{,}446\left(a_y d_{pi} - d_y\, a_{pi}\right)}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0,33

La siguiente grafica representa la reducción del espectro de elástico de respuesta.

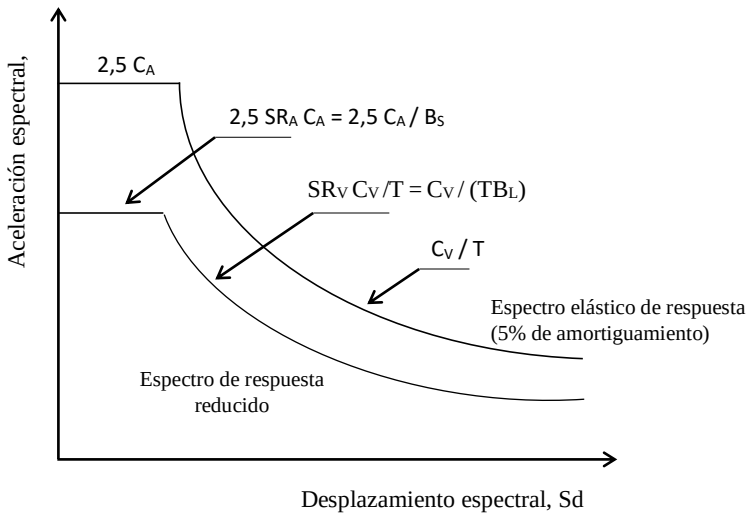


Figura 26. Espectro de Respuesta reducido

Los espectros de respuesta elástico para un sitio, se basan en estimaciones de C_A y Cv, según la siguiente relación: C_A = 0,4 SMS y C_V = SM1, en donde SMS corresponde a la aceleración espectral a corto plazo para sitio tipo B, en la condición de máximo sismo considerado - MCE y SM1 corresponde a la aceleración espectral en un periodo de 1 segundo para el tipo de suelo clase B, en la condición de máximo sismo considerado.

La selección del tipo de comportamiento de la estructura depende de la capacidad de resistencia de los elementos primarios y de la duración de la solicitación sísmica, como se muestra en la Tabla 11.

De acuerdo a la sección 4.5.2 de ATC 40 (1996), en la evaluación de los efectos de la duración del sismo sobre la posible degradación estructural y la reducción de la capacidad de amortiguación, deberían tenerse en cuenta dos escenarios distintos de terremotos. El primero se relaciona con sismos cercanos a la falla, en este caso se espera tener una gran demanda espectral durante una

duración relativamente corta. En el segundo, está relacionado con sismos lejanos a la falla (lejos de la fuente causante), en este caso se espera tener una duración mayor y aunque las demandas son moderadas, una mayor duración incrementa el potencial de degradación del sistema estructural.

Tabla 11.

Tipo de comportamiento Estructural

Duración del terremoto	Estructura esencialmente nueva	Edificio existente Promedio	Edificio en mal estado existente
Ver sección 4.5.2- Duración del terremoto	Elementos primarios constituyen un sistema nuevo y la poca rigidez es aportada por elementos que no cumplen.	Elementos primarios nuevos y existes	Primarios componen sistemas de fuerza lateral que no cumplen – poco confiable.
Periodo corto	TIPO A	TIPO B	TIPO C
Periodo largo	TIPO B	TIPO C	TIPO C

4.3.2.3 Determinación del Punto de Desempeño. El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado para una determinada demanda sísmica durante el terremoto. Su localización es aproximada y puede estar dentro de un intervalo de aceptabilidad del $0{,}95d_{pi} \leq d_i \leq 1{,}05\ d_{pi}$; es decir 5% del dpi (punto de prueba) a cada lado.

Para simplificar el procedimiento el documento ATC-40 (1996) propone 3 procedimientos simplificados para encontrar este punto de intersección, A, B y C, de los cuales solo se describirá el primero de ellos, al ser la metodología más directa.

Procedimiento A. En este procedimiento, se permite la iteración manual o por medio de hoja electrónica con el fin de converger en el punto de desempeño.

a) Elaborar el espectro de demanda elástico con un porcentaje de amortiguamiento del 5%.

b) Transformar la curva de capacidad en un espectro capacidad. Dibujar la curva del espectro de capacidad en el mismo grafico donde se ha dibujado el espectro de respuesta de demanda con el 5% de amortiguamiento; es decir formato ADRS.

c) seleccionar un punto de prueba api, dpi, localizado sobre la curva del espectro de capacidad. Una primera opción podría ser el desplazamiento obtenido usando la aproximación de desplazamientos iguales en ambas curvas, o podría ser el punto final del espectro de capacidad, o podría ser cualquier otro punto elegido sobre la base del juicio del diseñador.

d) Desarrollar la representación bilineal en la curva del espectro de capacidad, para encontrar los puntos dy, ay. Esto implica que las áreas A_1 y A_2 deben ser iguales, para que dy y ay pueda ser válido y consecuentemente el punto de prueba api, dpi pueda ser comparado con la intersección del espectro de demanda reducido. En el caso que la curva sea del tipo diente de sierra se debe emplear la curva correspondiente al desplazamiento elegido.

e) Calcular el espectro de demanda reducido, de acuerdo a los factores de reducción y graficar el espectro reducido que ha sido obtenido

f) Determinar si la intersección del espectro de demanda reducido con el espectro de capacidad es cercana al punto api, dpi inicialmente supuesto y si dicho punto se encuentra dentro de los márgenes permitidos, ese punto será el punto de desempeño.

g) De no cumplirse el paso anterior, se debe volver al punto d) con un nuevo api, dpi que podría ser el último punto de intersección.

La Figura 28 muestra la representación gráfica para obtener el punto de desempeño, referencia documento ATC-40 (1996)

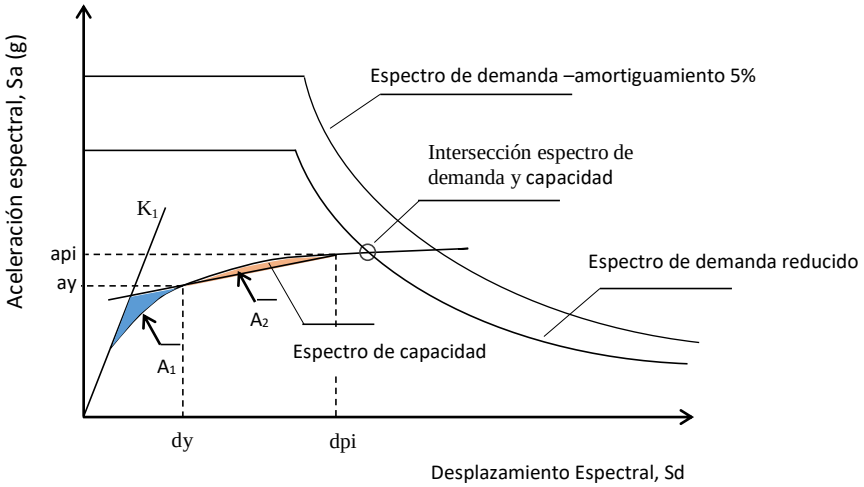


Figura 27. Representación gráfica para obtener el punto de desempeño

4.4 Metodología de análisis FEMA 440.

El Método de Coeficiente es el procedimiento estático no lineal primario presentado en FEMA 356. Este enfoque modifica la respuesta elástica lineal del sistema equivalente SDOF (máximo desplazamiento de un sistema no lineal) multiplicándolo por una serie de coeficientes C_o hasta C_3 para estimar el máximo desplazamiento global (elástico e inelástico), que se denomina desplazamiento objetivo. El proceso comienza con la idealización de la curva fuerza-deformación (es decir; curva Pushover) que relaciona el cortante en la base con el desplazamiento en el techo (véase la Figura 28).

El período efectivo, Te, se genera a partir del período inicial, Ti, mediante un procedimiento gráfico que muestra una disminución de rigidez en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El periodo efectivo representa la rigidez lineal del sistema SDOF equivalente. Cuando se dibuja sobre la representación gráfica Sa, T, el periodo efectivo identifica la máxima aceleración del oscilador. El amortiguamiento estimado del cinco por ciento (5%), representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica que responde en el rango elástico.

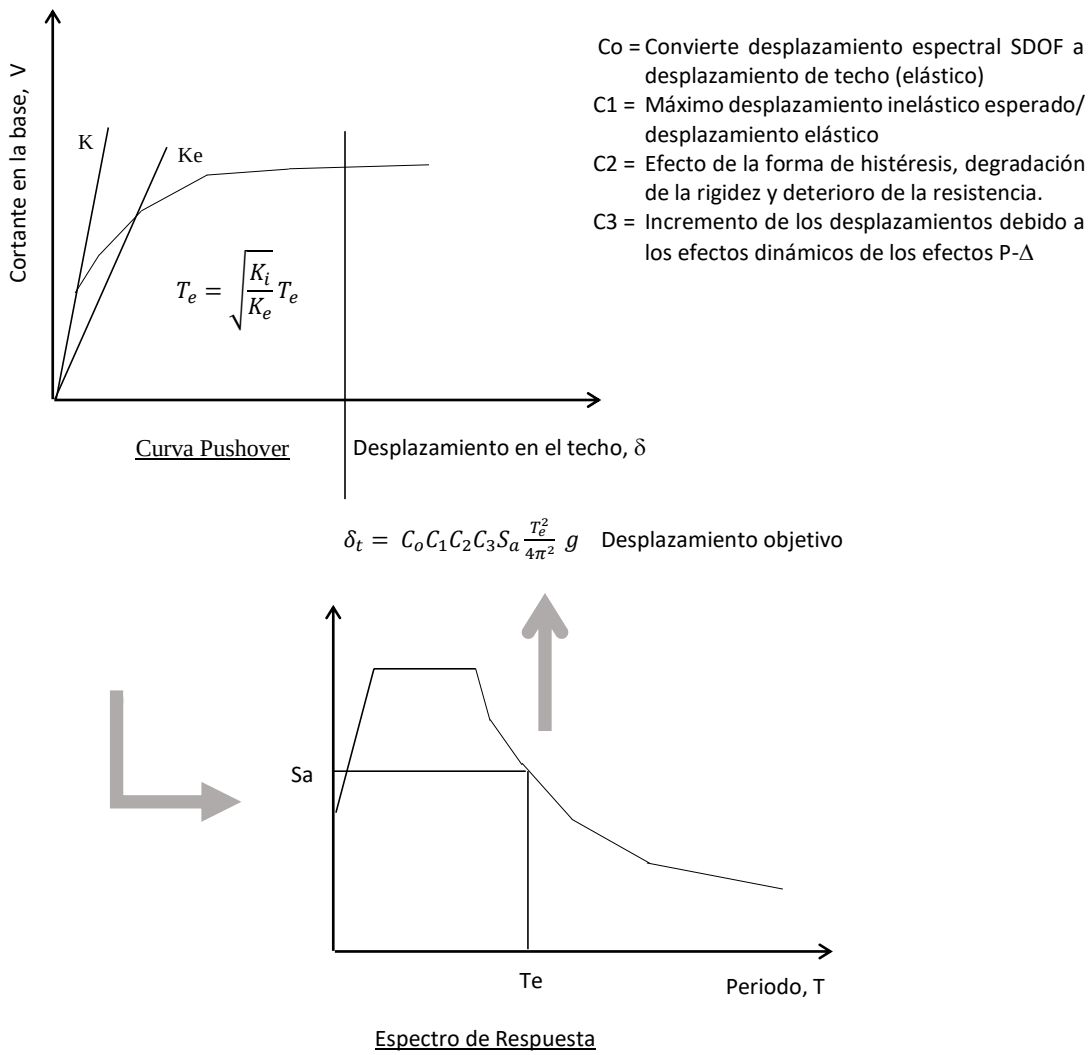


Figura 28. Esquema que representa la obtención del desplazamiento Objetivo - FEMA 356

El período fundamental efectivo en la dirección considerada puede ser obtenido de la curva bilineal fuerza-desplazamiento. El período fundamental efectivo, se calculará de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Ti: Periodo fundamental calculado de un análisis dinámico elástico.

Ki: Rigidez lateral elástica de la estructura.

Ke: Rigidez lateral efectiva de la estructura.

Coeficiente Co. Relaciona el desplazamiento de una estructura de VGDL y el desplazamiento de un 1GDL equivalente. Si se utiliza el primer modo, es igual al factor de participación del modo en el techo. Si el valor absoluto del techo (nodo de control) de cada modo es normalizado a 1, el valor de este coeficiente es igual al factor de participación de masa del primer modo.

$$C_0 = \Gamma_i \ = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \, \emptyset_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \emptyset_i^2}$$

FEMA 356 propone los siguientes valores, mostrados en la Tabla 12 para calcular Co.

Tabla 12.

Valores del factor de modificación Co

Nº de pisos	Edificios donde la deriva disminuye en la altura		Otros edificios
	Distribución triangular	Distribución Uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1,0	1	1,0
2	1,2	1,15	1,2
3	1,2	1,2	1,3
5	1,3	1,2	1,4
Más de 10	1,3	1,2	1,5

Coeficiente C_1. Relaciona el máximo desplazamiento elástico y el máximo desplazamiento inelástico en estructuras con lazos histeréticos completa o relativamente estables. Para su cálculo se emplea la cantidad R, que es la relación de la resistencia elástica requerida a la resistencia de fluencia de la estructura.

Fema 440, presenta las siguientes relaciones para la evaluación del coeficiente C_1

$$C_1 \ = 1 + \frac{R-1}{aT_e^2} \qquad\qquad R = \frac{S_a}{V_y/W} \, C_m$$

Vy: Se obtiene de la curva idealizada fuerza-desplazamiento.

W: Peso sísmico efectivo del edificio que incluye toda la carga muerta y una porción de otras cargas de gravedad aplicables, como el peso de operación de equipos permanentes y el % de aplicación de la carga viva empleada en el diseño.

Te: Periodo fundamental de la estructura, en segundos, para el modelo de un grado de libertad SODF.

a: Valor constante, 130 para sitio clase B, 90 para clase C y 60 clase D.

Coeficiente C_2. Este factor de modificación representa el efecto de la forma de histéresis en la respuesta de desplazamiento máxima. Si los lazos de histéresis exhiben estrangulamiento o deterioro de la rigidez, la capacidad de disipación de energía disminuye y se podría esperar mayores desplazamientos. Efecto importante en estructuras de baja resistencia y periodo corto.

FEMA 356 distingue dos tipos de estructuras: Tipo I: donde más del 30% del cortante basal en cualquier nivel es resistido por uno o una combinación de estos sistemas y tipo II las que son diferentes al tipo I. El valor del coeficiente C_2, puede ser obtenido de la Tabla 13.

Tabla 13

Factores de modificación C_2

Valores del factor de modificación C_2 -FEMA 356				
Nivel de desempeño Estructural	$T \leq 0,1$ Seg		$T \geq T_S$ Seg	
	Tipo I	Tipo II	Tipo I	Tipo II
Ocupación inmediata	1,0	1,0	1,0	1,0
Seguridad de Vida	1,3	1,0	1,1	1,0
Prevención del colapso	1,5	1,0	1,2	1,0

Alternativamente se puede emplear $C_2 = 1,0$ para procedimientos no lineales. Según FEMA 440 puede ser asumido $C_2 = 1$ para periodos mayores a 0,7 seg.

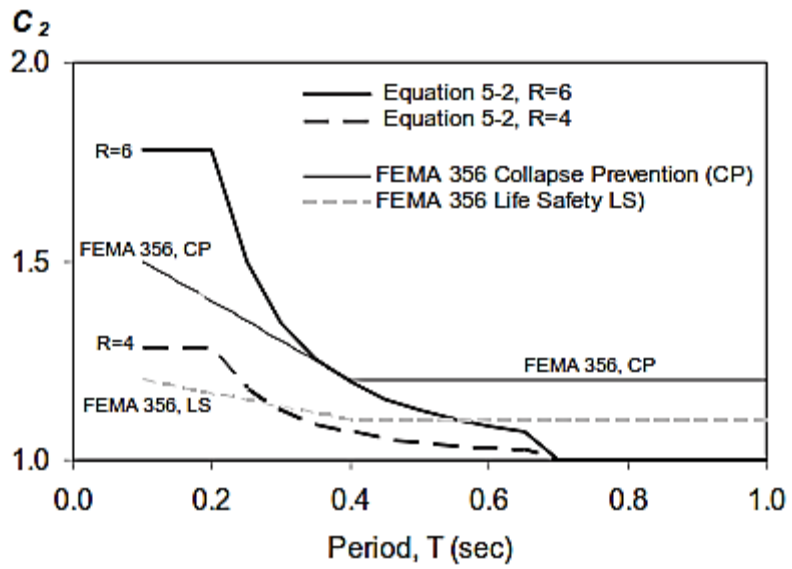


Figura 29. Coeficiente C_2 según FEMA 440 Y 356 para sitios clase B, C y D

Fuente: FEMA 440 (2005). Figura 5-3. Página 5-3

Coeficiente C_3. Representa el incremento del desplazamiento debido al efecto P-Δ. Para edificios con rigidez post fluencia positiva C_3 = 1,0. Para edificios con rigidez post fluencia negativa se calculará según la siguiente ecuación:

$$C_3 = 1{,}0 + \frac{|\alpha|\,(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

FEMA 440 sugiere que este coeficiente sea eliminado y se reemplace por la mínima fuerza requerida para evitar la inestabilidad dinámica. α Es la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica efectiva.

El efecto P-Δ es causado por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, que produce un incremento en los desplazamientos laterales. Si este efecto resulta en una rigidez post fluencia negativa en cualquier entrepiso, podría incrementar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento objetivo.

La carga lateral horizontal (V) impuesta para el análisis no lineal se determinará usando la siguiente ecuación. Esta carga se utilizará para diseñar los elementos verticales del sistema de resistencia a la fuerza lateral.

$V = C_1 C_2 C_3 C_m S_a W$

W = Peso sísmico efectivo del edificio incluyendo la carga muerta total más un porcentaje aplicable de otras cargas por. En algunos casos el 25% dela carga viva.

Sa = Aceleración espectral para el periodo fundamental efectivo y porcentaje de amortiguamiento del edificio en la dirección considerada.

Cm = Factor de masa efectiva que toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos altos, será igual a 1 s para periodos mayores a 1.0s , FEMA 440, recomienda los valores de la Tabla 14.

Tabla 14.

Valores para el factor de masa efectiva Cm- FEMA 440

Nº pisos	Sistema aporticado de concreto	Sistema de muro estructural de concreto	Muros acoplados con vigas de gran peralte
1-2	1,0	1,0	1,0
Más de 3	0,9	0,8	0,8

5. Comportamiento no lineal de la estructura en estudio

5.1 Metodología de análisis

El análisis no lineal del edificio de laboratorio de pesados de la Universidad Industrial de Santander, denominado Laboratorio de Materiales, es realizado mediante la herramienta Sap2000, aplicando la teoría contenida en los documentos ATC-40 (1996) y FEMA 440 (2005). El software

de diseño antes citado, realiza el análisis estático no lineal de carga incremental, llamado en inglés pushover analysis (PA).

La curva esfuerzo-deformación unitaria del concreto confinado se origina a partir del método propuesto por Mander (1988) bajo un enfoque unificado esfuerzo-tensión para hormigón confinado. En razón a que este enfoque es conservador, se utiliza en este proyecto el programa en lenguaje Matlab conocido bajo la denominación Cumbia Rect, propuesto por Montejo (2007), Department of Civil, Construction and Environmental Engineering North Carolina State University Raleigh, NC.

El diagrama Momento curvatura obtenido con el programa cumbia es ingresado al Sap2000, modificando el previamente definido por el programa, para cada uno de los elementos del sistema, con el fin de obtener valores del comportamiento de la estructura más cercanos a la realidad.

La respuesta de la capacidad de la estructura, se obtiene a partir de la reglamentación del documento ATC-40 (1995) y FEMA 440 (2005), expresada mediante la curva de capacidad, el espectro de capacidad y la representación bilineal del espectro de capacidad. A partir de estas curvas se obtiene el punto de desempeño de la estructura y el cumplimiento con los criterios de aceptación de las normas antes citadas.

De acuerdo a los resultados obtenidos, se propone un ajuste estructural con el fin de acercar la edificación al nivel de seguridad de vida correspondiente al sismo de diseño.

5.2 Diagrama momento-curvatura

El programa utiliza la relación momento-curvatura de las secciones del elemento, para calcular las propiedades no lineales. El diagrama es determinado por los puntos de fluencia (My, ϕy) y cedencia o último (Mu, ϕu) respectivamente, considerando las propiedades elásticas iniciales de la sección y del material concreto-acero.

La respuesta del elemento, según el programa Cumbia, es obtenida a partir de los resultados de momento-curvatura de la sección con una longitud de rótula plástica equivalente, según lo presentado por Priestley, Seible y Calvi (1996). Las deformaciones por agrietamiento se calculan siguiendo el procedimiento descrito en Priestley, Calvi y Kowalsky (2006) y la resistencia al corte para el miembro se calcula utilizando el modelo UCSD (Kowalsky y Priestley, 2000). El pandeo es determinado según dos modelos diferentes, uno propuesto por Moyer y Kowalsky (2003) y el otro propuesto por Berry y Eberhard (2005).

La introducción de variables en el programa, corresponde a la sección transversal, propiedades de los materiales, cantidad de refuerzo longitudinal, trasversal y separación del mismo, recubrimiento y los vectores wi, correspondiente a las distancias libres entre barras que estén clasificadas como correctamente estabilizadas.

La Tabla 15 muestra los datos de secciones de viga tipo para momento positivo y negativo, como parte de la información suministrada al programa Cumbia para obtener los valores correspondientes del diagrama momento-curvatura. En el anexo respectivo se incluye los valores para todas las vigas del sistema.

Viga	Posición	b (mm)	h (mm)	Recubrimi - clb (mm)	L1 (m)	L2 (m)	L3 (m)	L4 (m)	L5 (m)	L6 (m)	L7 (m)	L8 (m)	L9 (m)	Dist Top - cm	Nº barras	ϕ barra- mm	ϕ Estribo mm	Separ estr- mm	#ramas confen x	#ramas confen y	Wi (mm)			
M^+					v	a	b	c	d	e	f	g	h											
V 106 V206 V306 (v)izq	Arriba	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	45,638	3	22,23	9,525	8	2	2	299,2	292,9	286,5	292,9
	Abajo	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	357,54	3	15,88	9,525	8	2	2				
M^-																								
V 106 V206 V306 (vizq)	Abajo	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	42,463	3	15,88	9,525	8	2	2	299,2	292,9	286,5	292,9
	Arriba	400	400	25	0,6	7,0	5,3	5,3	3,4	5,3	3,8	5,5	5,5	354,36	3	22,23	9,525	8	2	2				

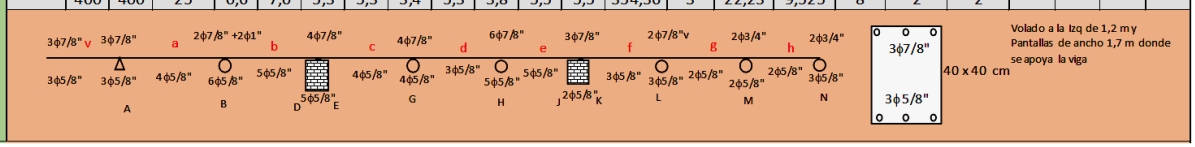


Figura 30. Información requerida de la viga para ser ingresada al programa Cumbia.

Tabla 15

Datos obtenidos del programa Cumbia

Nº	Elemento	long (mm)	Diagrama Momento curvatura para **M+**				Diagrama Momento curvatura para **M-**				L_{P*} (M+)	L_P (M-)	I_{eff**} (M+) (m^4)	$I_{eff(M-)}$ (m^4)	ϕ_{K***} (M+)	ϕ_K (M-)
			Curvature	Moment	Displ.	Force	Curvature	Moment	Displ.	Force						
			[1/m]	[kN-m]	[m]	[kN]	[1/m]	[kN-m]	[m]	[kN]						
1	V10A V20A V30A V10B V20B V30B V20E Izq y Der	5.500	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,384	0,384	0,0003	0,0003	0,1411	0,1411
			0.00953	75.88	0.05165	27.59	0.00953	75.88	0.05165	27.59						
			0.30223	84.37	0.67194	30.68	0.30223	84.37	0.67194	30.68						
2	V10J V20J 30J Izq y der	4.500	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,344	0,344	0,0003	0,0003	0,1411	0,1411
			0.00953	75.88	0.03557	33.73	0.00953	75.88	0.03557	33.73						
			0.30223	84.37	0.49328	37.50	0.30223	84.37	0.49328	37.50						
3	V10J V20J 30J Izq y der	4.200	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,332	0,332	0,0003	0,0003	0,1411	0,141
			0.00953	75.88	0.03133	36.13	0.00953	75.88	0.03133	36.13						
			0.30223	84.37	0.44474	40.18	0.30223	84.37	0.44474	40.18						
4	V10J V20J 30J Izq y der	2.600	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,329	0,329	0,0003	0,0003	0,1411	0,141
			0.00953	75.88	0.01341	58.37	0.00953	75.88	0.01341	58.37						
			0.30223	84.37	0.26637	64.90	0.30223	84.37	0.26637	64.90						
5	V20F V20I V30F V30I (a) (voladizo	3.800	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,468	0,468	0,0003	0,0003	0,1411	0,141
			0.00953	75.88	0.04780	19.97	0.00953	75.88	0.04780	19.97						
			0.30223	84.37	0.56668	22.20	0.30223	84.37	0.56668	22.20						
50	V 106 V206 V306 (a) Izq	7.000	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0.00000	0.00	0,510	0,510	0,0007	0,0004	0,336	0,200
			0.01091	206.90	0.09841	59.11	0.00984	110.97	0.08730	31.71						
			0.36548	239.30	137.023	68.37	0.32691	124.84	122.410	35.67						

Nota: * Longitud de rótula plástica para la viga, ** Inercia efectiva de la sección, *** Factor de modificación de rigidez.

La Figura 31 muestra el Diagrama momento curvatura ajustado según el programa Cumbia, para la viga 106 del nivel Nº 1. Igual se ha realizado el ajuste para todas las vigas del sistema estructural de la edificación.

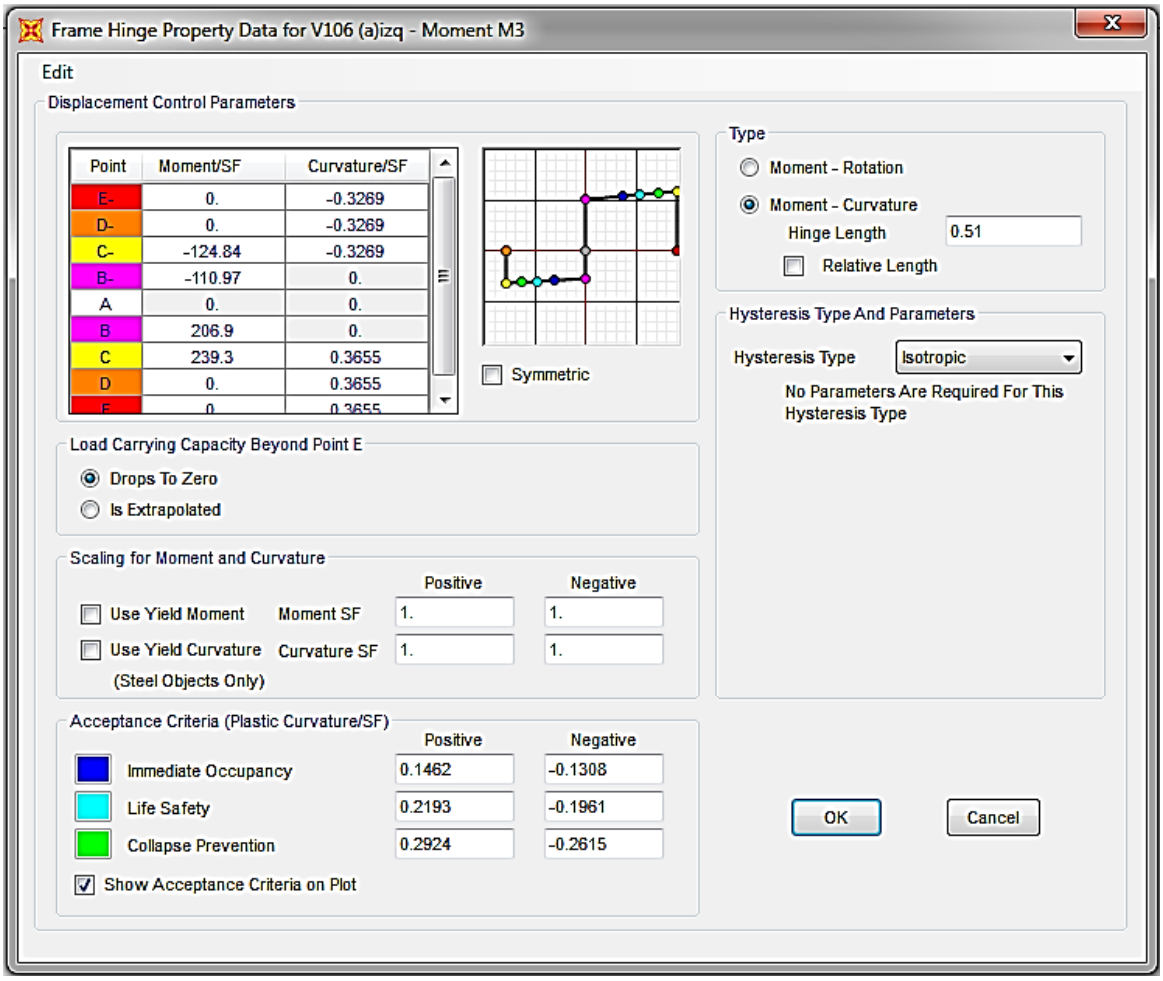


Figura 31. Diagrama momento-curvatura en sap2000, ajustado según programa Cumbia Rect

5.3 Casos de carga no lineal

El análisis Pushover requiere de la definición de las cargas gravitacionales no lineales (CGNL). Se incluye un aporte del 25% de la carga viva (live), el 100% de la sobrecarga permanente y se ha tenido en cuenta adicionalmente el efecto P-delta. En la Figura 32 Se observa las cargas tenidas en cuenta en el análisis.

El caso de carga Pushover x, representa la carga de empuje lateral incremental en dirección x, partiendo de la carga gravitacional no lineal (CGNL) y considerando que la estructura vibra predominantemente en el primer modo, consideración válida para edificaciones que no sean de gran altura. Igual consideración para el análisis Pushover y, en dirección y.

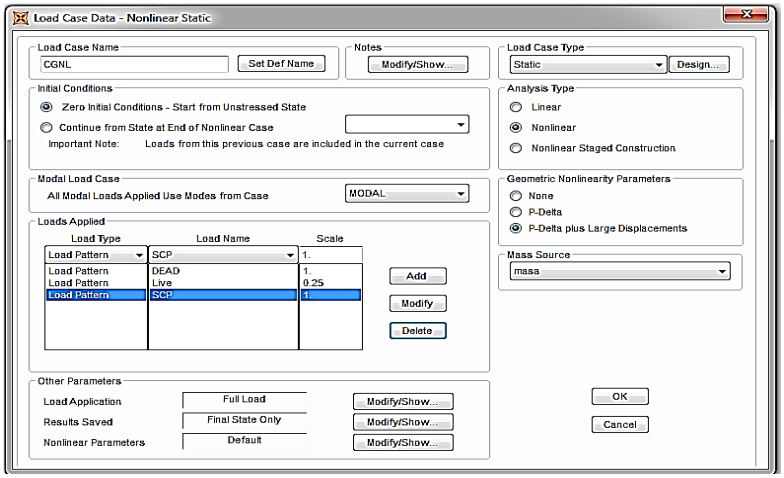


Figura 32. Caso de cargas gravitacional no lineal (CGNL), en sap2000

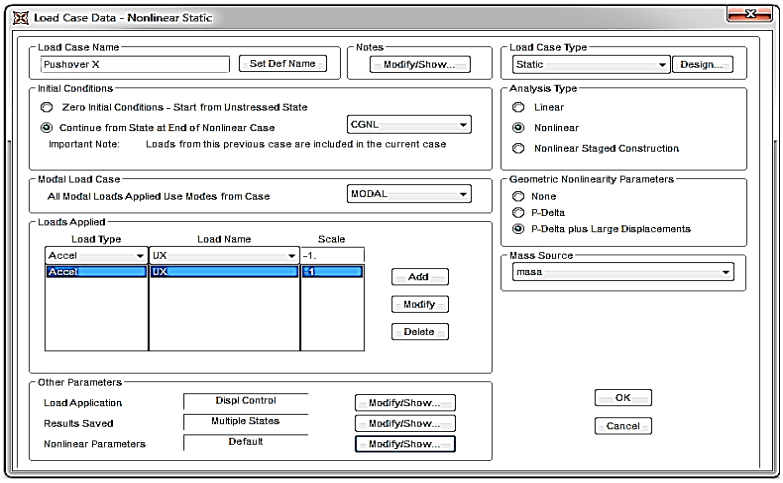


Figura 33. Caso de carga pushover X, en sap2000

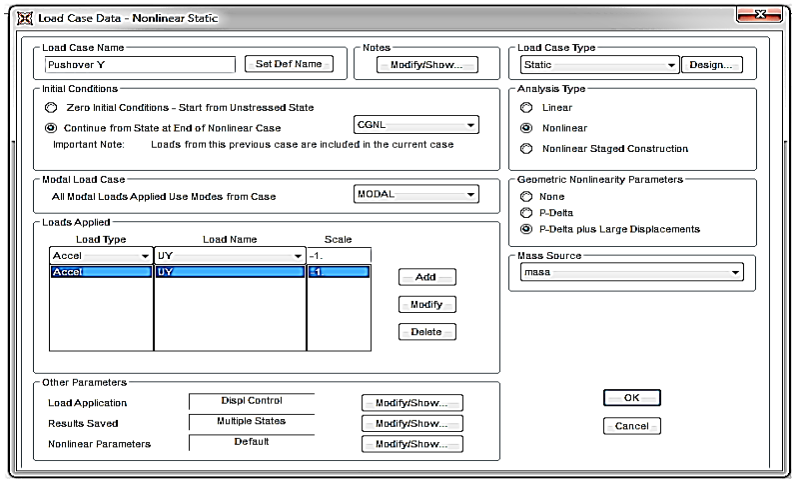


Figura 34. Caso de carga pushover Y, en sap2000

5.4 Curva de Respuesta Cortante Basal Vs Desplazamiento

El método de análisis inelástico pushover permite conocer la respuesta de la estructura ante la aplicación de un patrón de cargas laterales, distribuidas en la altura del edificio, cargas que se va incrementando hasta alcanzar el colapso.

La curva de capacidad es representada por el cortante en la base, obtenido por la aplicación de las cargas laterales y el desplazamiento lateral del último nivel de la edificación. La pendiente trazada desde el origen de coordenadas hasta un desplazamiento cualquiera Δd, representa la rigidez efectiva o secante de la edificación, asociado a este punto de referencia.

La Figura 35 muestra las curvas de capacidad de la edificación en estudio, para el punto monitoreado, generalmente localizado en el techo del edificio. La Figura 36 muestra la curva de demanda bajo la metodología FEMA 356 y los valores de los coeficientes utilizados para la construcción de dicha curva. El análisis permite deducir que la estructura presenta mayores desplazamientos en sentido del eje x, comparados con el eje y; por lo tanto, se muestran las gráficas correspondientes a este eje. Los demás datos se presentan en el anexo del presente documento.

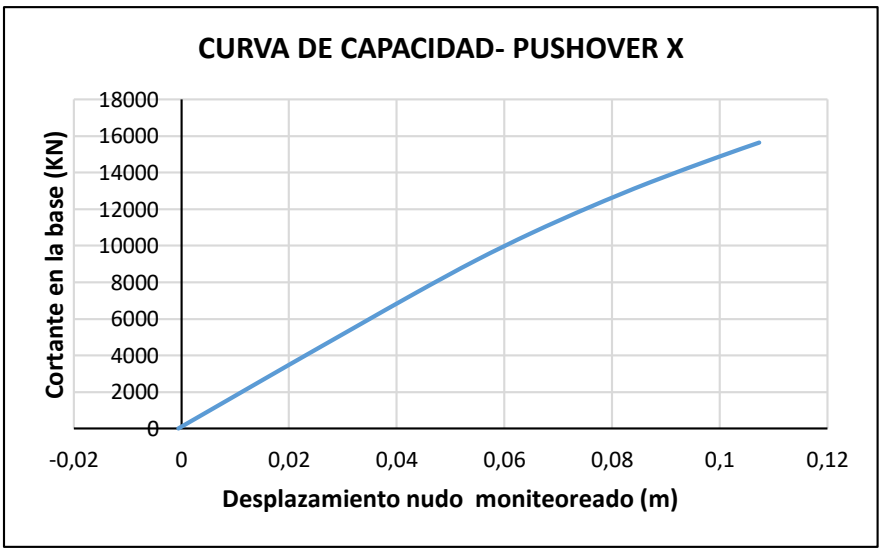
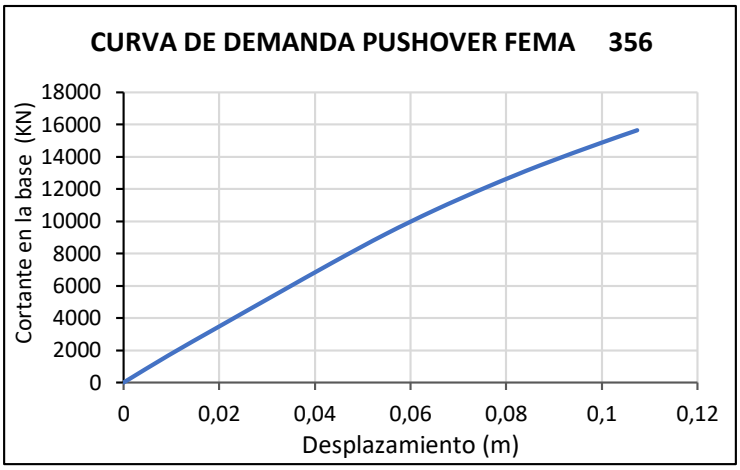


Figura 35. Curva de capacidad- cortante en la base Vs desplazamiento nudo monitoreado



Item	Value
C0	1.2358
C1	1.3014
C2	1.
C3	1.
Sa	0.719
Te	0.4576
Ti	0.4545
Ki	179022.78
Ke	176613.
Alpha	0.8953
R	4.5213
Vy	4462.8596
Weight	28061.949
Cm	1.

Figura 36. Curva de demanda Pushover (x) según FEMA 356

5.5 Espectro de Capacidad y Demanda Sa-Sd

El desplazamiento último de la edificación corresponde al momento en que se prevé el colapso de la estructura, el cual es monitoreado en la medida de incremento de la carga mediante la curva de capacidad. Usualmente, la carga se deja de aplicar cuando la estructura alcanza el máximo desplazamiento o máxima deriva de piso. La Figura 37 representa la curva de capacidad y demanda bajo la metodología ATC-40.

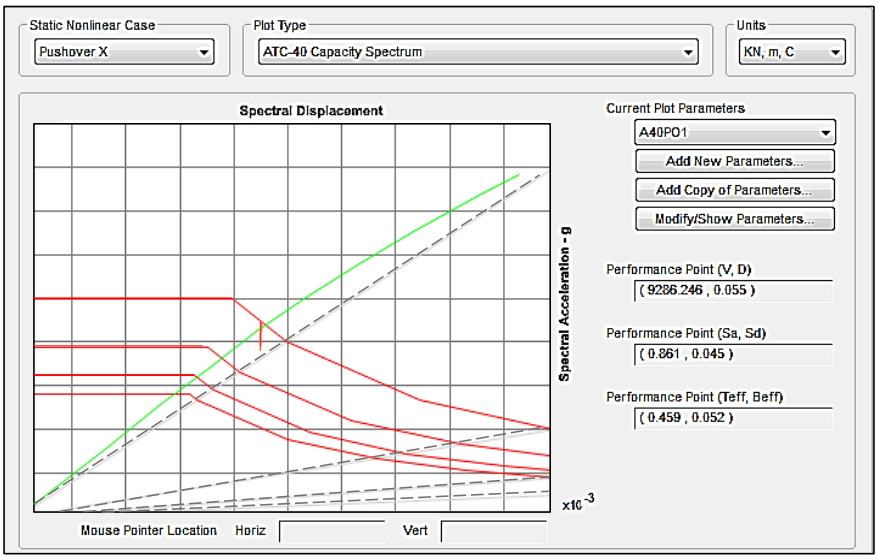


Figura 37. Curva demanda- Capacidad ATC-40

El punto de control de la edificación se encuentra en el techo identificación Nº 2461, para el cual la metodología ATC- 40 señala un desplazamiento de 0,055 m, definido para un sistema de varios grados de libertad equivalente. De igual manera, la metodología FEMA indica un valor menos conservador para estos desplazamientos, 0,072 m en nudo antes señalado. La Figura 38 Representa la curva de capacidad y demanda para la metodología FEMA 440.

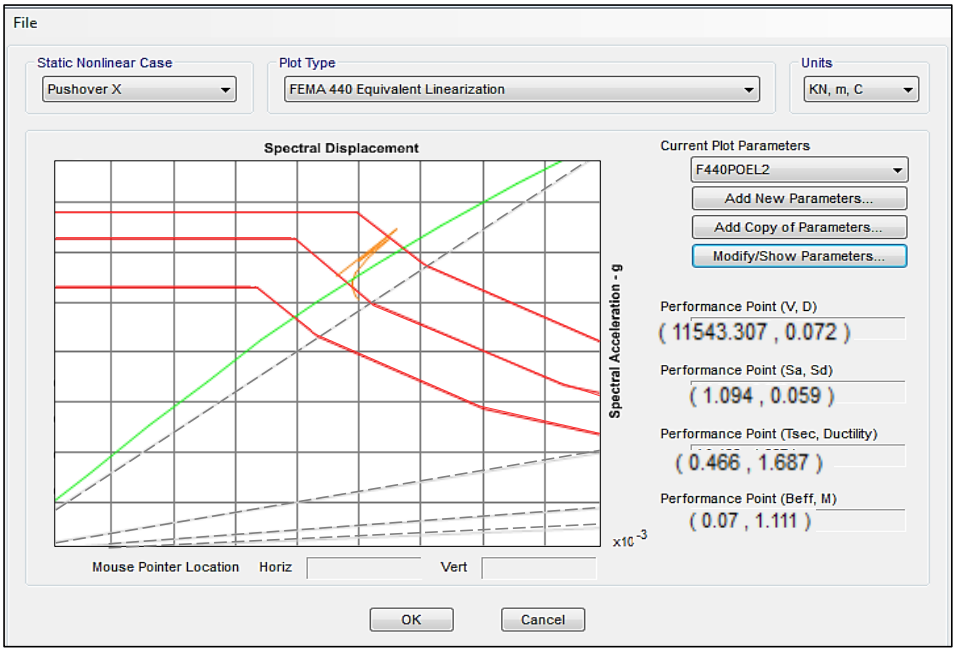
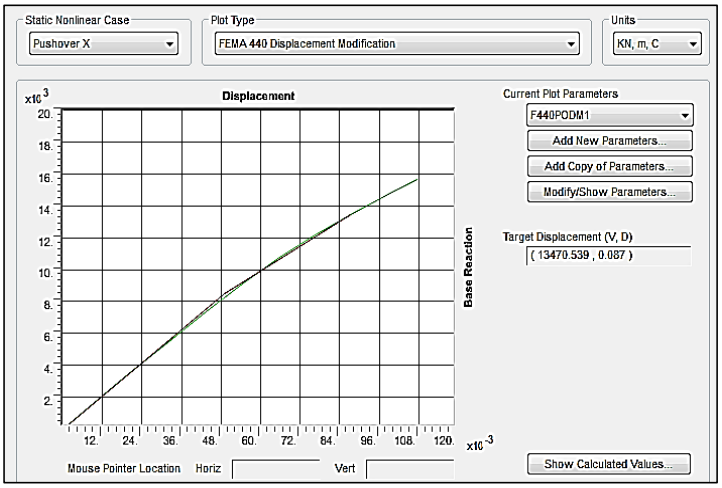


Figura 38. Curva demanda - capacidad FEMA 440- Pushover X

En la Figura 39 se muestra la curva de demanda modificada según FEMA 440, en donde se aumenta el desplazamiento en el techo hasta 0,087 m, del análisis Pushover. De igual manera se presentan los valores de los coeficientes utilizados por el sap2000 para elaborar dicha curva.

En la Figura 40 se presenta la formación de rótulas plásticas cuando se alcanza el estado de seguridad de vida para el sismo de diseño. De igual manera se indica el comportamiento del nudo Nº 2461 ubicado en el techo para este estado de análisis, el cual representa un desplazamiento de 6,51 cm. Más adelante se empiezan a formar las rótulas correspondientes al colapso preventivo.



Item	Value
C0	1.1954
C1	1.2053
C2	1.0405
Sa	1.1
Te	0.4623
Ti	0.4545
Ki	179022.78
Ke	173012.37
Alpha	0.7544
R	3.632
Vy	8499.0403
Dy	0.0491
Weight	28061.949
Cm	1.

Figura 39. Curva demanda FEMA 440-pushover X

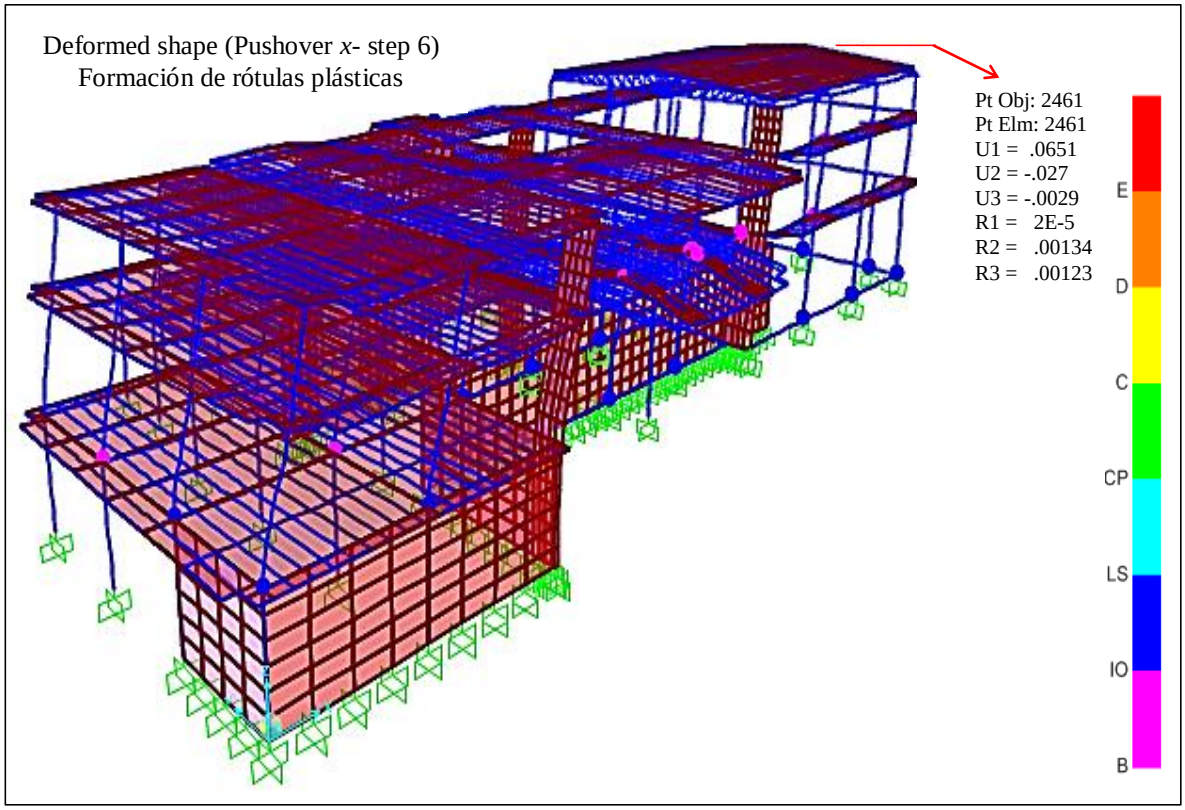


Figura 40. Deformada de la estructura - pushover X. –formación de rótulas plásticas

5.6 Periodos, frecuencias y masa participativa

El análisis estático no lineal pushover, permite su aplicación en estructuras en las cuales el efecto de los modos de participación altos, no sea significativos. Por esta razón, se debe realizar un análisis modal espectral incluyendo los modos de vibración necesarios que signifique una participación de masa modal superior al 90%.

La Tabla 16, resume el valor de los periodos y las frecuencias para los 12 modos de vibración seleccionados para el análisis del sistema. En la Tabla 17 se observa, que la masa participativa de los 12 modos de vibración, se encuentra próximo, pero no alcanza el 90% propuesta por el documento FEMA 356. Por esta razón, es conveniente realizar un análisis dinámico no lineal con el fin de complementar y precisar el alcance del estudio aquí contenido. No obstante, el análisis pushover permite obtener un acercamiento al comportamiento final de la estructura.

Tabla 16.

Periodos y frecuencias modales- análisis Pushover

Modal Periods And Frequencies						
OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
Text	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0,799	1,251	7,862	61,804
MODAL	Mode	2	0,564	1,772	11,131	123,910
MODAL	Mode	3	0,436	2,293	14,410	207,634
MODAL	Mode	4	0,419	2,388	15,007	225,206
MODAL	Mode	5	0,357	2,801	17,600	309,764
MODAL	Mode	6	0,266	3,754	23,586	556,322
MODAL	Mode	7	0,220	4,540	28,527	813,781
MODAL	Mode	8	0,209	4,780	30,034	902,048
MODAL	Mode	9	0,200	5,004	31,444	988,725
MODAL	Mode	10	0,199	5,013	31,500	992,262
MODAL	Mode	11	0,199	5,021	31,549	995,348
MODAL	Mode	12	0,199	5,026	31,577	997,085

Tabla 17.

Masa participativa de la estructura

Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,799232	0,32311	0,02834
MODAL	Mode	2	0,564452	0,78008	0,08338
MODAL	Mode	3	0,436044	0,78372	0,53719
MODAL	Mode	4	0,418687	0,78593	0,77316
MODAL	Mode	5	0,356997	0,78606	0,77321
MODAL	Mode	6	0,266389	0,78607	0,77322
MODAL	Mode	7	0,220255	0,78607	0,77361
MODAL	Mode	8	0,209202	0,79602	0,77472
MODAL	Mode	9	0,199821	0,79604	0,77472
MODAL	Mode	10	0,199465	0,79604	0,77472
MODAL	Mode	11	0,199156	0,79605	0,77472
MODAL	Mode	12	0,198982	0,79606	0,77472

5.7 Rótulas plásticas

El sistema al alcanzar el punto de desempeño bajo la acción pushover x, presenta rotulación de vigas y columnas. De igual manera bajo la acción inelástica en dirección y. Se observa que mientras el sistema de vigas, excepto la viga ascensor, sólo alcanza el nivel de ocupación inmediata (IO), algunas columnas alcanzan prematuramente el nivel de seguridad de vida (LS); es decir se presenta el mecanismo de columna débil- viga fuerte, mecanismo no permitido por las normas de diseño.

La viga ascensor localizada en la tercera planta de cubierta de la edificación presenta el sistema de rótula plástica dentro del nivel de seguridad de vida, según se muestra en la Figura 41.

Las rótulas en columnas pueden ser apreciadas en la Figura 42, en donde se ilustra la formación de rótulas en columnas en el nivel de seguridad de vida (LS) mientras que aún no se inicia la

rotulación de vigas. En general, las columnas alcanzan primero la rotulación plástica antes que las vigas. La rotación de la viga ascensor, Figura 42 expresada en radianes corresponde a 0,0251.

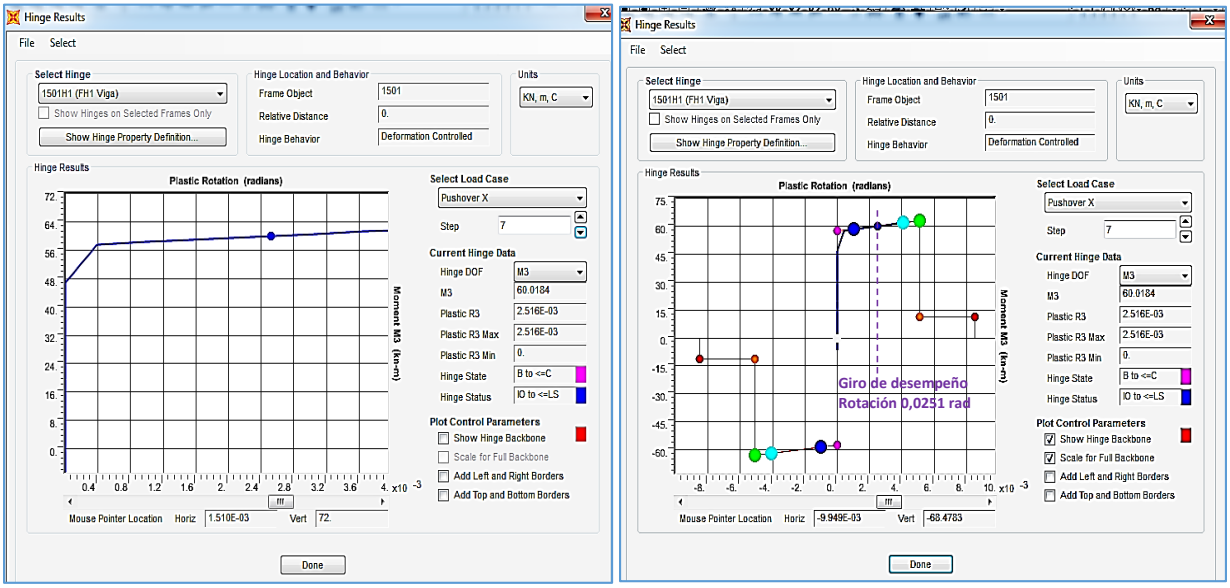


Figura 41. Rótula plástica en viga ascensor tercer nivel

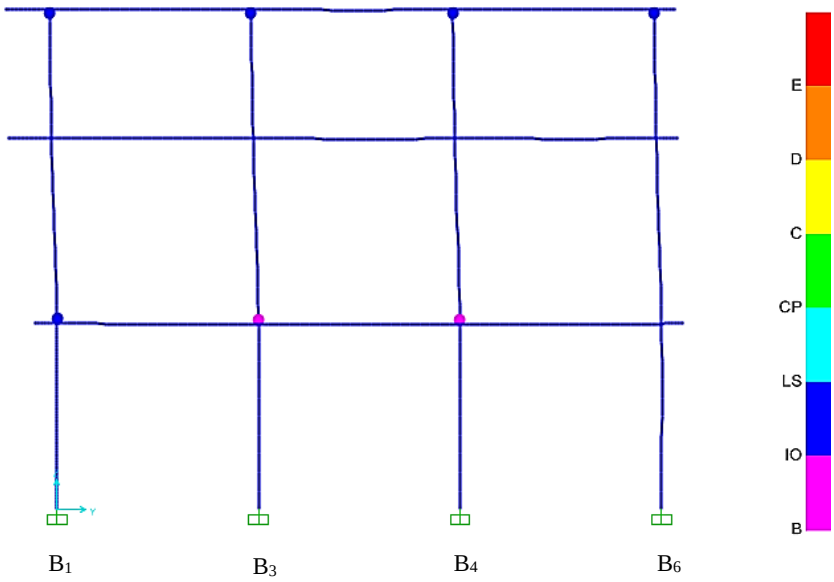


Figura 42. Rótulas en columnas y vigas eje B.

La columna I1, ubicada en el tercer nivel de la edificación, alcanza para la acción inelástica en X, un desplazamiento de 7,49 cm, ubicándose en el nivel de seguridad de vida (LS), según puede verse en la Figura 43 un poco más allá, se puede observar que la estructura entra en colapso, para un desplazamiento de 10,0 cm; es decir, algunas columnas un poco más allá del sismo de diseño, presentan dificultades estructurales, permitiendo deducir, que si bien la estructura para el sismo de diseño se encuentra dentro del margen de seguridad de vida, es pertinente resolver el mecanismo de columna débil mediante un reforzamiento de estos elementos. Las vigas no presentan daño cuando la estructura alcanza su punto de desempeño.

La Tabla 18 contiene la relación de columnas de la edificación que están bajo el mecanismo de columna débil.

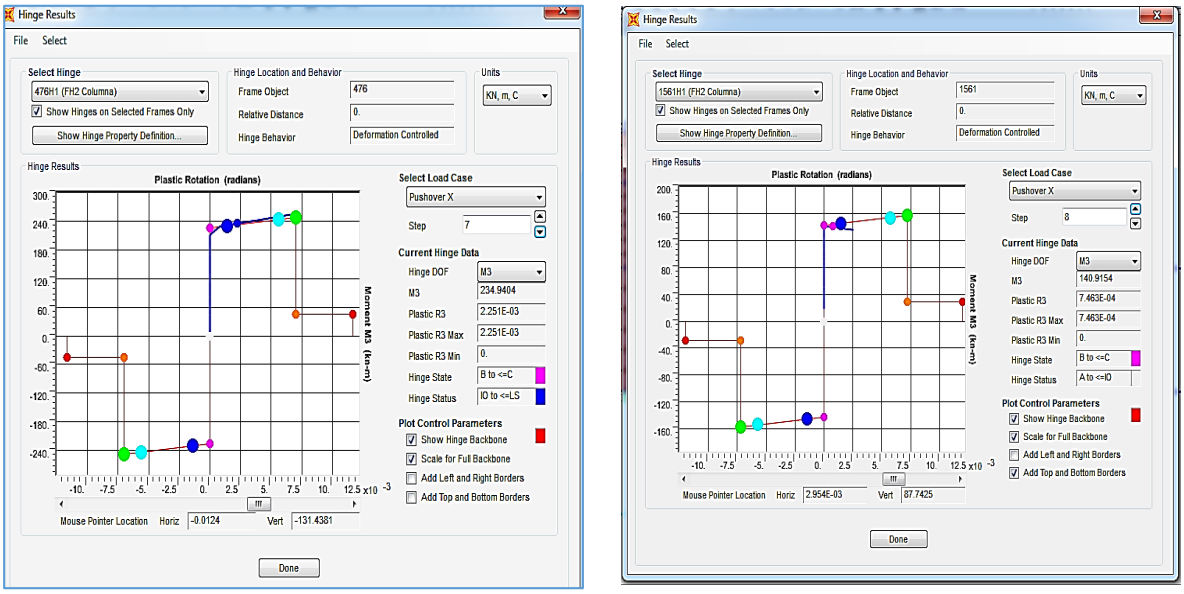


Figura 43. Rótulas columna eje I1- tercer nivel y J5 segundo nivel del edificio

Tabla 18.

Elementos con mecanismo columna débil

Columna	Columna débil (relación 6/5)			Acción
	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	
A1		X		Push x
A3		X		Push x
B1		X	X	Push x
B3		X	X	Push x
B4			X	Push x
B6			X	Push x
E3		X	X	Push x
F2		X	X	PushY
F3		X	X	Push x
I2		X	X	Push x
I3		X	X	Push x
L1		X	X	Push x
L7'	X			Push x
M1		X	X	Push x
M5		X		Push x
N1		X	X	Push x
N2'		X		Push x
N3'		X		
N3''		X		Push x
N5		X		Push x

5.8 Derivas Inelásticas

La Tabla 19, indica el cálculo de las derivas máximas en estado inelástico para el eje N del sistema, el mismo eje donde se detectó las máximas derivas del estado elástico. No obstante, algunos nudos del sistema experimentan derivas inelásticas próximas al 2% y en el caso del nudo Nº 72 en el eje G, se alcanza una máxima de 2,1%, según se muestra en la Tabla 20.

Tabla 19.

Derivas Inelásticas

CALCULO DE DERIVAS- ANÁLISIS NO LINEAL							
Eje	Nudo	h(m)	U1 (x)	U2 (y)	U3 (z)	Deriva	% Deriva
Eje N	323	2,0	0,12176	0,053318	-0,000257	0,0106	0,53%
44,5 m	350	3,4	0,111246	0,051927	-0,000245	0,0443	1,30%
	349	4,9	0,06903	0,038593	-0,000172	0,0791	1,61%
	324	2,0	0,090219	0,05352	-0,000633	0,0113	0,56%
	1035	3,4	0,079068	0,051927	-0,000621	0,0538	1,58%
	436	4,9	0,070623	0,002874	-0,021019	0,0736	1,50%
	711	4,9	0	0	-0,000358	0,0004	
	43		0	0	0		

Las derivas en el eje N según la evaluación no lineal, aumentan respecto a las derivas calculadas para el análisis estático lineal, de acuerdo a la comparación mostrada en la Tabla 20.

Tabla 20.

Comparación Derivas elástica e inelásticas

Derivas Lineal Estática y no Lineal Estática, ejes N y G				
Eje	Nudo	h(m)	Deriva elástica	Deriva Inelástica
Eje N	323	2,0	0,40%	0,53%
44,5 m	350	3,4	0,92%	1,30%
	349	4,9	1,26%	1,61%
	324	2,0	0,40%	0,56%
	1035	3,4	0,61%	1,58%
	436	4,9	1,01%	1,50%
	711	4,9	0,01%	0,01%
Eje G	72	3,4	0,67%	2,17%
19,3 m	70	4,9	0,62%	0,09%
	68	4,9	0,05%	0,01%
	629	4,9	0,67%	0,61%
	628	4,9	0,01%	0,01%
	657	4,9	0,81%	0,39%
	656	4,9	0,00%	0,01%

Según el análisis anterior, las derivas inelásticas se consideran aceptables, cercanas al 2%, de acuerdo al numeral 11.3.3 ATC-40, no siendo necesaria rigidizar la estructura.

6. Criterios de aceptabilidad y cumplimiento

6.1 Criterios de aceptación ATC-40

El criterio de aceptación es aplicado a las deformaciones de cada elemento de la estructura. El modelo en sap2000 incluye todos los elementos primarios conformado por columnas, muros y vigas. Los componentes secundarios fueron incluidos en el modelo, lo cual representa una mejor distribución de la rigidez, no obstante, debido a las deflexiones presentadas y detectada en la inspección de campo, se realizará un análisis detallado del comportamiento de vigas y viguetas, especialmente en el sector del voladizo en fachada principal de la edificación.

6.1.1 Niveles de desempeño. El ATC-40 define los niveles de desempeño en cuatro categorías, denominadas SP-N y NP, correspondiente a las siglas de "Desempeño Estructural", según se muestra en la Tabla 21.

Ocupación inmediata, SP-1. Daños limitados, el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia. No se presentan pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad. **Daño controlado, SP-2**. Estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que éstos puedan verse afectados. **Seguridad, SP-3**. La estructura no agota por completo la seguridad. El riesgo de vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. La estructura podrá ser reparada para un futuro uso. **Seguridad limitada, SP-4**. Estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, la estructura puede requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad. **Estabilidad estructural SP-5**. El sistema estructural está muy cerca del colapso parcial

o total. Se produce daños sustanciales, perdidas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. **Estabilidad estructural, SP-5.** El sistema estructural está muy cerca del colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. Existe alto riesgo de colapso. **No considerado, SP-6.** No es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales o realizar un reforzamiento.

Para los elementos no estructurales se considera cuatro niveles de desempeño: operacional (NP-A), ocupación inmediata (NP-B), seguridad (NP-C) y amenaza reducida. Estos niveles se representan con la abreviación NP-n, en el ATC-40 y solo N-n en el FEMA 356. (NP son las siglas de ”Nonstructural Performance” y n es una letra que toma valores entre A y E).

Tabla 21

Niveles de desempeño según ATC-40

Tabla 3-1 ATC-40: Combinaciones de niveles de comportamiento estructural y no estructural en edificaciones- Similar tabla C1-8 FEMA 356.

Niveles de desempeño No Estructural	Niveles de desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación inmediata	SP-2 Daño controlado	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Estabilidad Estructural	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplica

NR: Combinación no recomendada para SP-NP

Nota:

Edificaciones con niveles de comportamiento más comunes
Otras posibles combinaciones de SP-NP
Combinaciones no recomendadas de SP-NP

Según la tabla anterior, se distingue los siguientes niveles de desempeño 1-A Operacional: La estructura sufre daños menores y as reparaciones requeridas son menores y pueden llevarse sin interrupciones significativas para los ocupantes.1-B Ocupación inmediata. Algunos sistemas pueden ser usados, pero en general continúan en servicio.3-C seguridad de vida: probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de la vida, ya sea por daños estructurales o caídas o vuelcos de componentes de construcción no estructurales. 3-D se acepta un ligero riesgo para la seguridad de vida debido al comportamiento de los elementos no estructurales. La mayoría de los elementos no estructurales no son seguros y podrían fallar. 4-C, 4-D, 4E: Similar a SP-4. Seguridad limitada. Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes del edificio. La estructura puede requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

6.1.2 Criterios de aceptabilidad. Según el documento ATC-40, titulo 11, Los criterios de aceptabilidad se dividen en dos categorías:

- Límites de aceptabilidad global del edificio. Este comportamiento incluye los requerimientos de capacidad ante carga vertical, resistencia a carga lateral y deriva lateral (ver sección 11.3).
- Límites de aceptabilidad de elementos y componentes. Cada elemento (Pórtico, muro, diafragma o cimentación) debe comprobarse para determinar si sus componentes responden dentro de límites aceptables (ver sección 11.4).

Si la respuesta calculada para el movimiento sísmico especificado, supera cualquiera de los límites globales de aceptación de elementos o componentes y de componentes en este capítulo para el nivel de desempeño apropiado, entonces se considerará que el edificio no alcanza el objetivo de desempeño.

En la Tabla 11-1 de ATC-40, se presenta el estado de daño para elementos tipo columna y tipo viga, según los cuatro niveles de comportamiento estructural. En el nivel de seguridad de vida, se presenta para columnas la formación de rótulas plásticas en los sectores bajos del edificio, desprendimiento del recubrimiento en los alrededores de los nudos. Se permite que el límite de deriva en entrepisos alcance el 2%.

Para vigas en este nivel de seguridad de vida, se permite el desprendimiento del recubrimiento en zonas cercanas a la rótula, flexión y agrietamiento por cortante, deformación estribos adyacente al nudo y una deflexión vertical permanente aproximada a L/175 para elementos no dúctiles, donde L es la longitud del tramo de viga.

En el nivel de estabilidad estructural para columnas, se han formado rótulas en los niveles inferiores del edificio causando un desprendimiento significativo por encima y por debajo de las juntas viga-columna, adicionalmente se presenta pulverización de hormigón dentro del núcleo y la deriva se aproxima al 3,5%.

6.1.3 Límite global de aceptabilidad.

Cargas de gravedad (11.3.1). La capacidad ante cargas de gravedad debe conservarse en cualquier nivel. Si un elemento o componente pierde capacidad, la estructura debe ser capaz de redistribuir sus cargas a otros elementos.

Cargas Laterales (11.3.2). La resistencia a carga lateral y cargas gravitacionales del sistema constructivo se reduce cuando un número significativo, mayor al 20% de los componentes, numeral 11.3.2 del documento ATC-40, pierde resistencia. En el evento de esta pérdida de capacidad, la estructura deberá ser reforzada. La pérdida de resistencia de elementos secundarios no es necesario para evaluar el comportamiento global de la edificación.

El efecto P-Δ influye significativamente en la pérdida de capacidad en estructuras flexibles con poca redundancia. Igualmente existe influencia por la pérdida de capacidad de los componentes individuales de la estructura bajo la acción de ciclos de deformación.

Desplazamientos laterales (11.3.3). El desplazamiento del punto de desempeño debe ser comparado con los valores límites, para distintos niveles de comportamiento estructural, señalados en la Tabla 11-2 de ATC-40. La máxima deriva se define como el desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles adyacentes del edificio en el punto de desempeño.

La máxima deriva inelástica se define como un parte de la máxima deriva más allá del punto de fluencia efectiva. Para una adecuada estabilidad estructural la máxima deriva en el nivel i del edificio no debe exceder 0,33 Vi/Pi, donde Vi es la fuerza cortante lateral en el piso i y Pi es la carga total gravitacional (por ejemplo, muerta más un porcentaje de la carga viva en el piso i)

La Tabla 22 relaciona las deformaciones límites de acuerdo al documento ATC-40.

Tabla 22.

Desplazamientos límites según el documento ATC-40

Descripción	**Nivel de comportamiento (Tabla 11.2 ATC-40)**			
Deriva límite en entrepisos	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Máxima deriva (total)	0,01	0,01 - 0,02	0,02	$0{,}33\frac{Vi}{Pi}$
Máxima deriva inelástica	0,005	0,005 – 0,015	Sin límite	Sin límite

En el nivel anterior para vigas, se considera que existen desprendimientos extensivos alrededor de rótulas y nudos, la deflexión vertical permanente alcanza el valor de L/75, pero la capacidad ante cargas de gravedad se mantiene.

En el caso de fundaciones, el nivel de seguridad de vida se alcanza cuando se presentan asentamientos diferenciales entre columnas igual a L/150 y el nivel de estabilidad estructural L/60.

6.1.4 Límite de aceptabilidad de elementos y componentes: (ATC40 -11.4). Los elementos que transmiten carga lateral significativa en el punto de desempeño se consideran primarios. Los componentes secundarios transmiten una deformación menor a la estructura.

Como alternativa para calcular la capacidad de deformación se permite utilizar los límites numéricos en las Tablas 11-3 a 11-10 de ATC-40. Para utilizar estas tablas, los componentes deben haber sido modelados de acuerdo con los procedimientos del Capítulo 9 de esta norma, con parámetros de modelado de acuerdo con las Tablas 9-6 a 9-12.

6.2 Criterios de aceptación FEMA 356

De acuerdo a FEMA 356 (2.4.2.1), el procedimiento de análisis no lineal (NSP) es permitido en estructuras para la cual el efecto de los modos altos no es significativo. Para determinar si los modos superiores son significativos, se deberá realizar un análisis modal espectral, usando suficientes modos que reflejen una participación del 90% de la masa del edificio. Igualmente se deberá realizar un segundo análisis considerando únicamente la participación del primer modo. El efecto de los modos superiores se considera significativo si, el cortante en cualquier piso, obtenido del análisis de todos los modos, supera el 130% del cortante obtenido usando sólo el primer modo. En este caso, se deberá realizar un análisis dinámico no lineal (LDP) para complementar el análisis estático no lineal.

El criterio de aceptación para la acción controlada de deformación, se representa mediante la curva fuerza- deformación. La Figura 44 y 45. (10-1 de ASCE 41-13 -Figura C2-1 FEMA 356), muestra la respuesta lineal desde A hasta el punto de fluencia B y una respuesta lineal de rigidez, reducida entre 0 y 10% de la pendiente inicial, desde el punto B a C. Posteriormente la reducción súbita de capacidad hasta el punto D. El punto E representa el inicio de pérdida de resistencia final.

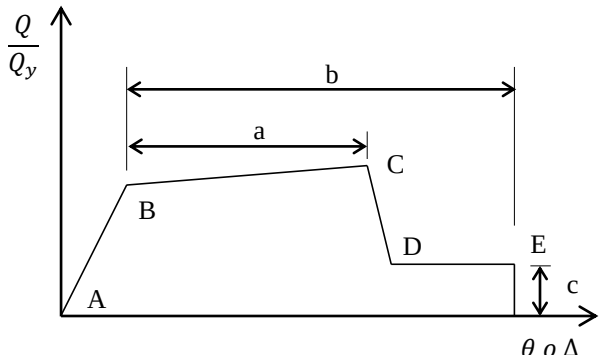


Figura 44. Relación fuerza-deformación para elementos o componentes de concreto

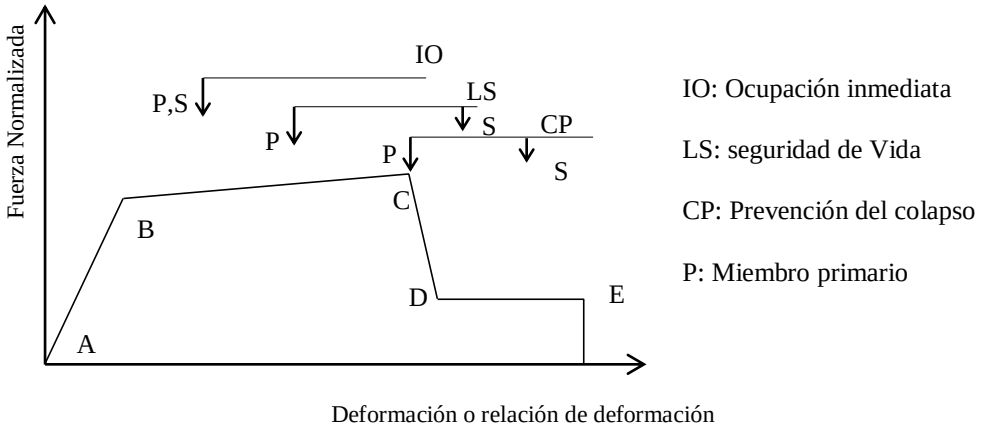


Figura 45. Criterio de aceptación: relación del componente fuerza-deformación

La ordenada (eje vertical) del punto C representa la capacidad del componente y su abscisa representa la deformación en la cual se inicia la degradación. Si la respuesta no excede el punto C se considera permisible el comportamiento del elemento. Los valores numéricos para los puntos identificados en la Figura 42 se muestran en las Tablas 24 y 25 (10-7 y 10-8 de ASCE 41-13) para vigas y columnas. La relación Q/Qy de la Figura 44 puede ser reemplazada por la relación de momentos M y My.

Según el título 3.4.3.2.1 FEMA 356, en las acciones controladas por la deformación, el cortante en la base correspondiente al desplazamiento objetivo, Vt, no debe ser inferior al 80% de la fuerza de fluencia efectiva de la estructura, Vy, definida en la Sección 3.3.3.2.4 de esta norma.

Tabla 23

Criterios de aceptación para rotaciones plásticas en vigas de concreto reforzado

Criterios de aceptación para análisis no lineales – Vigas de concreto reforzado

ASCE 41-13			Parámetros de modelamiento[a]			Criterio de aceptabilidad [a]			
			Rotación plástica (radianes)		Coef. de resistencia residual	Rotación Plástica (radianes)			
Condiciones						Nivel de comportamiento			
			a	b	c	IO	LS (vida)		CP
Condición i. Vigas controladas por flexión [b]									
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal [c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$ [d]					ASCE 41-13	ATC 40	
≤ 0	C	≤ 3 (0,25) MPa	0,025	0,05	0,2	0,01	0,025	0,02	0,05
≤ 0	C	≥ 6 (0,5)	0,02	0,04	0,2	0,005	0,02	0,01	0,04
≥ 0,5	C	≤ 3 (0,25)	0,02	0,01	0,2	0,005	0,02	0,01	0,03
≥ 0,5	C	≥ 6 (0,5)	0,015	0,03	0,2	0,005	0,015	0,005	0,02
≤ 0	NC	≤ 3 (0,25)	0,02	0,02	0,2	0,005	0,02	0,01	0,03
≤ 0	NC	≥ 6 (0,5)	0,01	0,015	0,2	0,0015	0,01	0,005	0,015
≥ 0,5	NC	≤ 3 (0,25)	0,01	0,015	0,2	0,005	0,01	0,01	0,015
≥ 0,5	NC	≥ 6 (0,5)	0,005	0,005	0,2	0,0015	0,005	0,005	0,01
Condición ii, Vigas controladas por cortante [b]									
Separación del estribo ≤ d/2			0,0030	0,02	0,2	0,0015	0,01		0,02
Separación del estribo > d/2			0,0030	0,01	0,2	0,0015	0,005		0,01
Condición iii. Vigas controladas por un inadecuado empalme a lo largo del tramo [b]									
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0,0030	0,02	0,0	0,0015	0,01		0,02
Separación del estribo > d/2			0,0030	0,01	0,0	0,0015	0,005		0,01
Condición iv. Vigas controladas por un empotramiento inadecuado en la unión viga-columna [b]									
			0,015	0,03	0,2	0,01	0,02		0,03

Nota: f'c en lb/in^2 (Mpa)

[a] Interpolar los valores

[b] Si para un componente se presentan las condiciones i, ii, iii, iv, usar el valor mínimo encontrado en la tabla

C y NC son abreviaturas para la conformidad y no conformidad del refuerzo transversal. El refuerzo transversal es conforme si dentro de la zona de rótula plástica los flejes se encuentran espaciados a una distancia menor o igual a d/3 y si, Para los componentes de demanda de ductilidad moderada y alta, la resistencia proporcionada por los Flejes, Vs, es al menos ¾ del córtate de diseño. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera no conforme.

[d] V es la fuerza cortante de diseño de NSP (nonlinear static procedure) o NDP (nonlinear dynamic procedure)

ρ cuantía del acero, ρ' cuantía acero a compresión, ρb = cuantía balanceada, LS seguridad de vida, CP Prevención del colapso

Nota: Tabla 10-7- ASCE 41-13 y Tabla 11-3 de ATC-40 – Elementos primarios

Tabla 24.

Criterios de aceptación para rotaciones plásticas en columnas de concreto reforzado

Criterios de aceptación para rotaciones plásticas en columnas de concreto reforzado

			Parámetros de modelamiento[a]			Criterio de aceptabilidad [a] Rotación Plástica (radianes)		
			Rotación plástica (radianes)		Coef. de resistencia residual	Nivel de comportamiento		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condición i.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	= 0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	= 0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condición ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w S}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c'}}$ [d]						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.06
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condición iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.06	0.0	0.0	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
$\frac{P}{A_g f_c'}$ [c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w S}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.06	0.4	0.0	0.045	0.06
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f_c' is in lb/in.^{2} (MPa) units.

[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given com- ponent, use the minimum appropriate numerical value from the table.

[c]Where $P > 0.7A_g f_c'$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Nota: Tabla 10-8- ASCE 41-13

7. Desempeño y aceptabilidad de la estructura

7.1 Aceptabilidad de la estructura

El nivel de desempeño seleccionado para el análisis no lineal es el de seguridad de vida (Life Safety).

La estructura en estudio, presenta deflexión excesiva en vigas y viguetas del segundo nivel entre ejes E-J, sobre el voladizo de fachada principal con deflexiones inelásticas que alcanzan los 5,4 cm, superando ampliamente el valor estimado por el documento ATC-40 de L/175, es decir superando los 2,2 cm. La medición en campo de la deflexión crítica en este sector, alcanza para el nivel de servicio actual 3,5 cm, indicando que en las condiciones actuales se ha superado el nivel de seguridad local ante cargas gravitacionales y se está muy próximo en alcanzar los 5,1 cm de la estabilidad estructural según lo establece el documento ATC-40 correspondiente a L/75. De acuerdo a las condiciones antes descritas, el nivel de desempeño estructural de la edificación se clasifica en SP-4 correspondiente a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural que indica el requerimiento de un ajuste y/o reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad local del voladizo en análisis.

Los elementos de muros divisorios y fachada en el mismo sector del voladizo entre ejes E-J, considerados no estructurales, presentan agrietamientos que superan los 5 mm, clasificada en el nivel NP-D, correspondiente a un nivel de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto peligro para los ocupantes del edificio. La estructura requiere un ajuste y/o reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.

El nivel de desempeño estructural y no estructural, para las condiciones anteriores SP-4 y NP-D, corresponde a un nivel de seguridad limitada con un estado de daño que varía entre las condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, con alto riesgo de seguridad de vida. La Tabla 26 Presenta un resumen de las condiciones de desempeño estructural según los documentos ATC-40 y FEMA 440.

Tabla 25.

Niveles de desempeño del edificio según el documento ATC-40 y FEMA 440.

DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN				
Componente inelástico	Elemento	Respuesta estructura	ATC-40	FEMA 356
Nivel de desempeño estructural 3.2.3 ATC-40	Global	Deflexión excesiva en vigas	SP-4	ATC-40
Nivel de desempeño no estructural	Global	Grietas en muros superan > 5 mm	NP-D	ATC-40
Nivel de desempeño SP-NP (estructural y no estructural)	Global	Mecanismo columna débil	4-D	ATC-40
Derivas Tabla C-1-3 FEMA 356 para pórticos de concreto (Página 43)	Global	0,116	0,33 x Vi/Wt	FEMA
	Global	0,021	0,02	FEMA
Deriva máxima recomendada seguridad de vida		0,021	0,02	ATC-40
Daños en el concreto Tabla C-1-3 FEMA 356 (S-3) Seguridad de vida	Primario	S=3	S-1, S-3, S-5	FEMA
Deflexión máxima Vertical Vigas-Seguridad de vida	Primario	5,37	2,17	Viga 30I-30F
Deflexión máxima Vertical Vigas-Estabilidad estructural	Primario	5,55	5,1	Viga 30I-30F
Máximo esfuerzo de compresión del concreto	Primario		0,85 f'c	ATC-40
Participación masa usando suficientes modos	Primario	99,40%	>90%	FEMA
Efecto modos altos no es significativo	Primario			FEMA
Capacidad a carga vertical-11.3.1 ATC-40	Primario	NC	$I_{sobrerresist}$ >6/5	ATC-40

Igualmente, el numeral 11.3.1 del documento ATC-40 exige que la estructura debe ser capaz de resistir las cargas gravitacionales y de distribuir dichas cargas a otros elementos o componentes para conservar el nivel de comportamiento deseado. De acuerdo al análisis inelástico de la edificación, algunas columnas alcanzan el nivel de seguridad de vida mientras que las vigas correspondientes se encuentran en el nivel operacional. En estas condiciones, existe una rotulación de columnas antes de vigas, ocasionando el mecanismo de columna débil, comportamiento no permitido por los códigos de diseño, según se ha analizado en el capítulo 5.7 del presente documento. Lo anterior indica que las columnas que presentan dicho mecanismo deben ser reforzadas para alcanzar la norma de diseño o no ser tomadas en cuenta en la evaluación de resistencia y rigidez.

Las derivas inelásticas, en su gran mayoría, se encuentran por debajo del 2% permitido por los documentos ATC-40 y FEMA 356, y otras se encuentran sobre el límite superior del 2%, no siendo necesario rigidizar la estructura, según se ha analizado en el capítulo 5.8 del presente documento.

7.2 Análisis sección fisurada voladizo ejes E-J

La placa aligerada ubicada en el segundo nivel de la edificación, posee en el sector de fachada principal, ejes E-J, un sistema de vigas y viguetas en la misma dirección, con una luz central de 4,5 m y voladizos en ambos extremos de 3,8 m y 2, 8 m respectivamente. En el voladizo mayor, la sección de placa soporta una alta cogestión de muros divisorios, persiana inferior y jardinera externa, sistema para el cual se ha evaluado las cargas de servicio, según se detalla en la sección 3.5 del presente documento. La Figura 46 muestra las cargas muertas superpuestas en el sistema de nervios y vigas en este sector de placa y el diagrama de momento flector para cargas de servicio incluyendo adicionalmente la carga viva de 2,0 KN/m^2 y el peso propio de la viga correspondiente a 2,095 KN/m.

El momento máximo actuante en el voladizo, ante cargas de servicio, es de -89,53 KN.m, para la vigueta y 66,41 KN.m para la viga, observándose que todo el elemento de viga y vigueta de losa se encuentra sometida a momento negativo (tensión fibra superior).

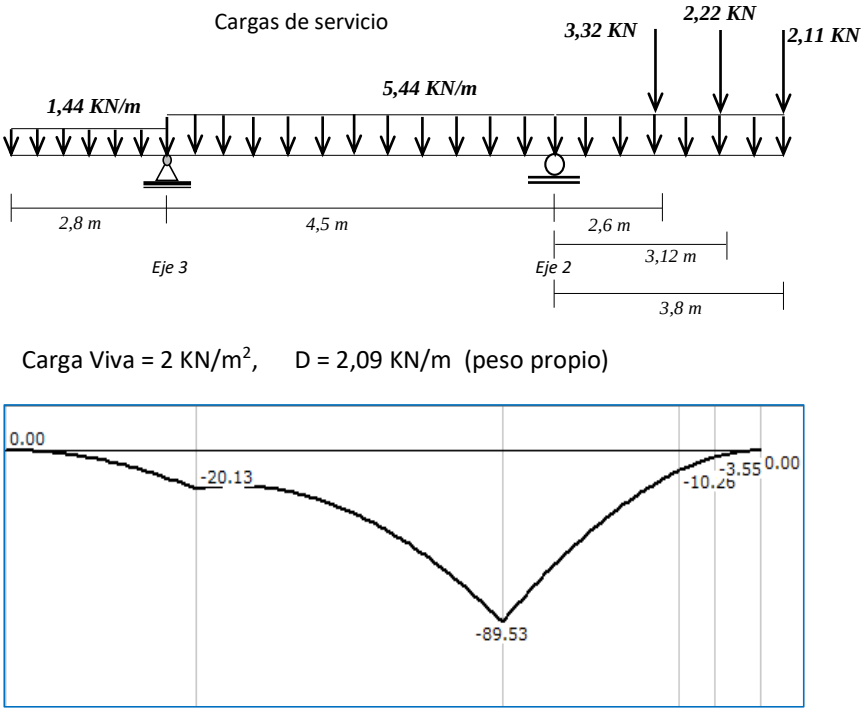


Figura 46. Diagrama de momento flector de vigueta losa de entrepiso eje F- segundo nivel

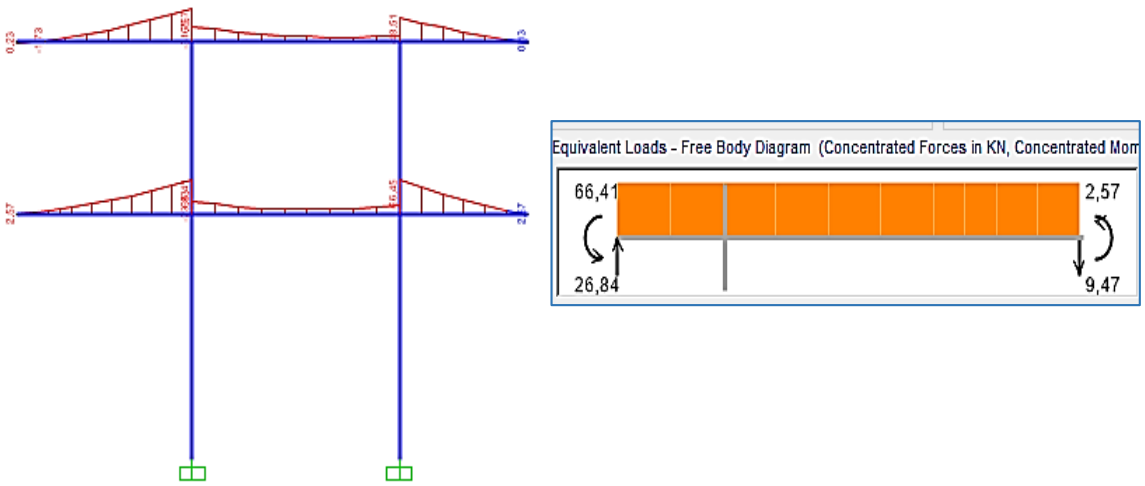


Figura 47. Diagrama de momento flector vigas 20F y 20I

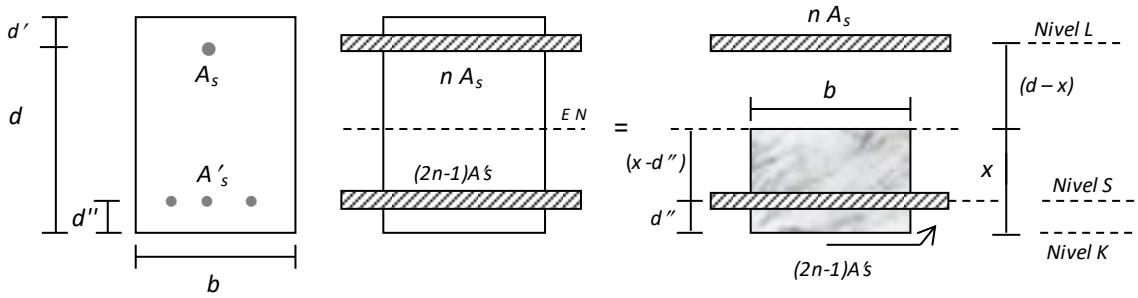
De acuerdo a planos de diseño, la viga de sección 40 x 40 cm, posee 3 barras de refuerzo de diámetro 5/8” a momento negativo y 2 barras de diámetro 5/8” a momento positivo. El análisis mostrado en la Figura 48 para el elemento de vigueta ante cargas de servicio, se encuentra sometida a un esfuerzo de compresión en el concreto de 12,19 MPa, valor menor al esfuerzo admisible del concreto y el acero a tensión se encuentra sometida a un esfuerzo de 357 MPa, valor menor al esfuerzo mínimo de fluencia del acero (420 MPa) y menor al esfuerzo último del acero (660 MPa). Lo anterior indica que la estructura se encuentra en el régimen inelástico, sin peligro inminente de colapso, no obstante evidenciarse agrietamiento de muros divisorios por la excesiva deflexión en el voladizo de fachada principal.

En la Figura 49, se observa el análisis de sección fisurada para la vigueta de losa de entrepiso, en donde el esfuerzo máximo de tensión es de 602,1 MPa y el máximo de compresión 39,1 MPa, valores menores a la capacidad última del acero 660 MPa.

Comparado el análisis de la viga y vigueta, se observa que la situación más crítica corresponde a la acción de cargas sobre la vigueta de la losa de entrepiso.

REVISIÓN VIGA DE CONCRETO REFORZADO POR ESFUERZOS DE TRABAJO

SECCIÓN FISURADA M⁻



M_{D+L} =	66,41	KN.m			d	=	34,25	cm
f'c =	24	Mpa	3480,0	Psi	d'	=	5,75	Cm
E concreto =	23,03	Mpa			d''	=	5,75	Cm
Eacero	200,0	Gpa			d-x	=	26,42	Cm
Fy =	420,0	Mpa	Fsu =	655	x-d''	=	2,09	Cm
b =	40	Cm			As (cm^2)	=	5,94	Cm^2
h =	40	Cm			A's (cm^2)	=	3,96	Cm^2
ϕAs inferior =	5/8	Pulg			N	=	8,686	
ϕAs Sup. =	5/8	Pulg			N As	=	51,58	Cm^2
ϕEstribo =	3/8	Pulg			(2N-1)A's	=	64,812	Cm^2
Nº Barras Inf.	2							
Nº Barras Sup.	3							

Localización Eje Neutro: $$b\frac{x^2}{2} + [(2n-1)A'_s + nAs]\,x - [(2n-1)A's\,d'' + nA_s\,d] = 0$$

$bx^2/2$	=	20	x^2	+	116,39	x	-	2139,2	=	0
(2n-1)A's + nAs	=									
(2N-1)A_s' d' + n A_s d	=	x =	7,834 cm							

Inercia Transformada $$I_{Transf} = \frac{1}{3}b\,x^3 + [(2n-1)A'_s(x-d'')^2] + [nA_s(d-x)^2]$$

$bx^3/3$ =	6410	cm^4	σ_K =	12,19	Mpa	Compresión
(2n-1)*A's $(x-d'')^2$	282,5	cm^4	σ_L =	41,10	Mpa	Tensión
nAs $(d-x)^2$ =	36002	cm^4	σ_S=	3,25	Mpa	Compresión
Itransf =	42.695	cm^4				

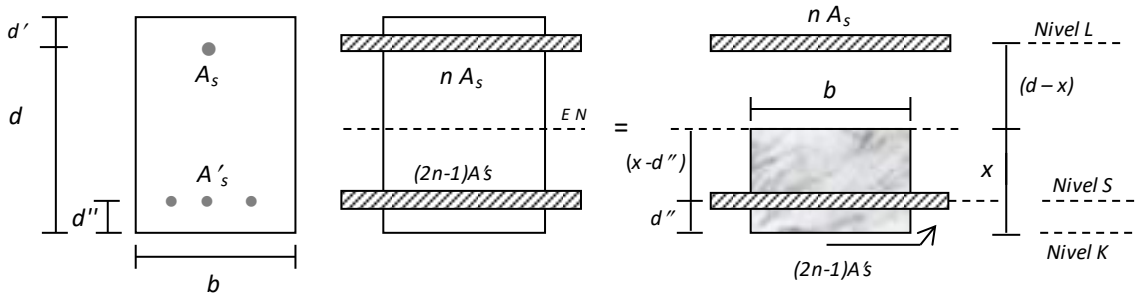
Condiciones de servicio

$\sigma_{concreto\ abajo}$ C =	12,19	Mpa	<	f'c	Cumple
$\sigma_{Sarriba}$ T =	357,0	Mpa	<	Fsu	Cumple
σ_{Sabajo} C =	56,4	Mpa	<	Fsu	Cumple

Figura 48. Análisis sección fisurada viga 20F y 20I

REVISIÓN VIGA DE CONCRETO REFORZADO POR ESFUERZOS DE TRABAJO

SECCIÓN FISURADA M⁻



M_{D+L} =	89,53	KN.m			d	=	33,78	cm
f'c =	24	Mpa	3480,0	Psi	d'	=	6,22	Cm
E concreto =	23,03	Mpa			d''	=	5,75	Cm
Eacero	200,0	Gpa			d-x	=	21,60	Cm
Fy =	420,0	Mpa	Fsu =	655	x-d''	=	6,44	Cm
b =	10	Cm			As (cm^2)	=	5,07	Cm^2
h =	40	Cm			A's (cm^2)	=	1,98	Cm^2
ϕAs inferior =	5/8	Pulg			N	=	8,686	
ϕAs Sup. =	1	Pulg			N As	=	44,01	Cm^2
ϕEstribo =	3/8	Pulg			(2N-1)A's	=	32,406	Cm^2
Nº Barras Inf.	1							
Nº Barras Sup.	1							

Localización Eje Neutro: $$b\frac{x^2}{2} + [(2n-1)A'_s + nAs]\,x - [(2n-1)A's\,d'' + nA_s\,d] = 0$$

$bx^2/2$ = 5 x^2 + 76,42 x - 1672,9 = 0

(2n-1)A's + nAs =

(2N-1)A_s' d' + n A_s d = x = 12,18 cm

Inercia Transformada $$I_{Transf} = \frac{1}{3}b\,x^3 + [(2n-1)A'_s(x-d'')^2] + [nA_s(d-x)^2]$$

$bx^3/3$ =	6026	cm^4	σ_K =	39,10	Mpa	Compresión
(2n-1)*A's $(x-d'')^2$	1342	cm^4	σ_L =	69,31	Mpa	Tensión
nAs $(d-x)^2$ =	20527	cm^4	σ_S=	20,65	Mpa	Compresión
Itransf =	27.895	cm^4				

Condiciones de servicio

$\sigma_{concreto\ abajo}$ C =	39,10	Mpa	>	Fsu	Cumple
$\sigma_{Sarriba}$ T =	602,1	Mpa	<	Fsu	Cumple
σ_{Sabajo} C =	358,8	Mpa	<	Fsu	Cumple

Figura 49. Análisis sección fisurada Vigueta eje F segundo nivel

8. Ajuste al sistema estructural

8.1 Estrategias de rehabilitación

El comportamiento sísmico de una estructura puede ser mejorado mediante una reducción de la demanda, un aumento de la capacidad o una mejor disposición de los elementos componentes del sistema. El documento FEMA 356, numeral 2.5, indica varias estrategias de rehabilitación de estructuras y su uso depende de la insuficiencia en el desempeño estructural.

Es permitido, según FEMA 356, la modificación local de los componentes que presentan deficiencias en su comportamiento, eliminación o disminución de las irregularidades existentes, aumento de rigidez mediante la instalación de arriostramientos, reforzamiento global de la estructura ante una deficiencia global de la edificación, reducción de la masa del edificio y la instalación de dispositivos de disipación de energía suplementarios.

Otra técnica muy usada es el recrecimiento o encamisado de la sección cuando el elemento no ofrece la capacidad requerida ante la solicitud de flexión, carga axial, cortante y torsión o cuando se pretende aumentar la rigidez estructural.

En el caso de la edificación en estudio, se ha detectado dos insuficiencias básicas. En primer lugar se observa una insuficiencia particular del sector localizado entre ejes E y F sobre la fachada principal de vigas y viguetas del segundo piso (altura 9,8 m), vigas 20F y 20I, como causa de una alta deflexión por cargas vivas y muertas, con volados excesivos para las dimensiones de diseño inicial.

Una segunda deficiencia se presenta en algunas columnas del sistema por la formación del mecanismo de columna débil, según se ha analizado en la sección 5.7 del presente documento.

8.2 Rehabilitación de columnas con mecanismo de columna débil

Las columnas que requieren ser rehabilitadas debido a la formación del mecanismo de columna débil, se resaltan (color amarillo) en la Figura 50. De acuerdo a las distintas posibilidades de rehabilitación, se ha optado por el recrecimiento de la sección más adición de refuerzo con el fin de llevar el sistema al nivel operacional para el sismo de diseño, según el documento ATC-40.

Para la rehabilitación se han separado las columnas en dos grupos de acuerdo al requerimiento de aumento de capacidad. El primer grupo lo conforman las columnas que requieren menor reforzamiento y el segundo las que han requerido un refuerzo superior. En ambos casos, la sección de la columna de 40 x 40 cm, se ha aumentado a 55 x 55 cm.

El refuerzo en acero adicionado se expresa en cm^2, el que bien puede ser adicionado mediante barras de refuerzo y encamisando en concreto.

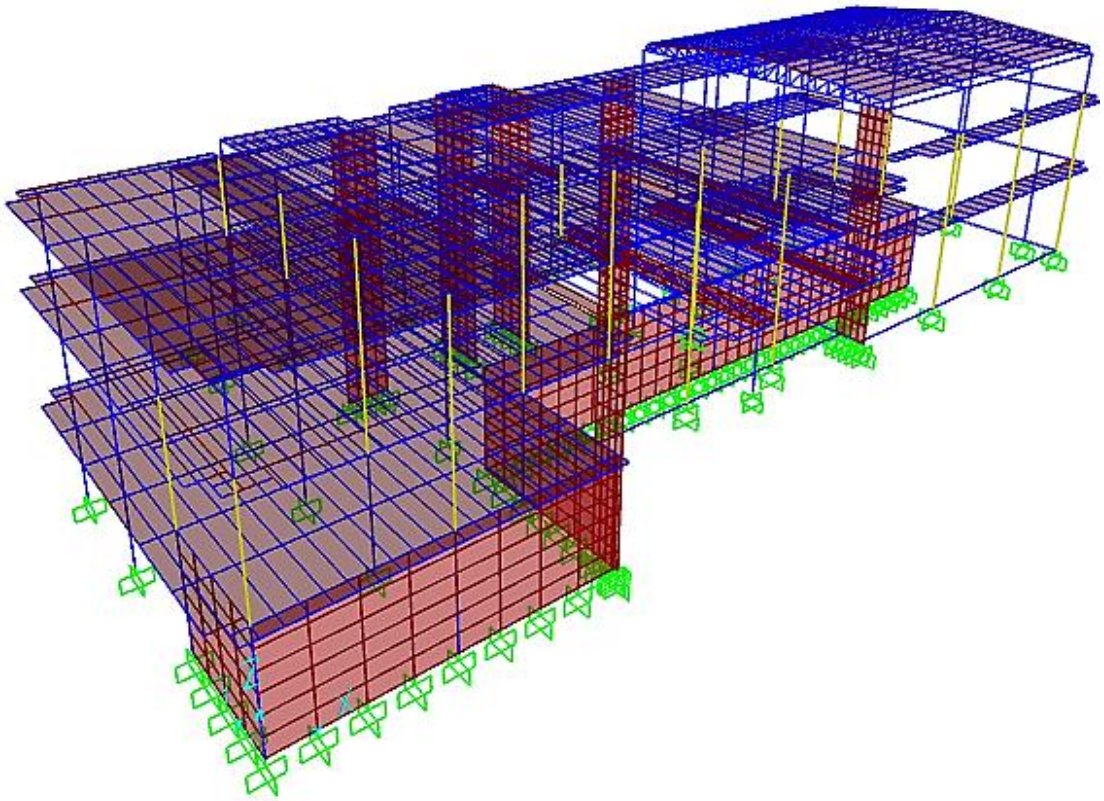


Figura 50. Columnas a ser rehabilitadas

El sistema con el nuevo recrecimiento de la sección de columna en 7,5 cm, base - altura y el acero adicionado, según se muestra en la Tabla 27., se modela nuevamente en el programa Sap2000, bajo la acción No lineal, obteniéndose un mejor comportamiento de la sección, aumentando el alcance del punto de desempeño a 90 mm, mejorando la capacidad de deformación, para la dirección crítica de análisis, eje *x*, ver Figura 51.

Tabla 26

Acero de refuerzo adicional para las columnas criticas del sistema grupos 1 y 2

Columnas Grupo 1- Acero adicional de refuerzo				
Columna	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Refuerzo adicional Cm^2
B1			X	20
B3		X	X	20
B4			X	20
B6			X	20
E3			X	20
F2			X	20
F3			X	20
I2			X	20
I3			X	20
L1			X	20
L7'	X			20
M1			X	20
M5		X		20
N1			X	20
N2'		X		20

Columnas Grupo 2- Acero adicional de refuerzo				
Columna	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3	Refuerzo adicional Cm^2
A1		X		47
A3		X		47
B1		X		47
E3		X		47
F2		X		47
F3		X		47
I2		X		47
I3		X		47
L1		X		47
M1		X		47
N1		X		47
N3''		X		47

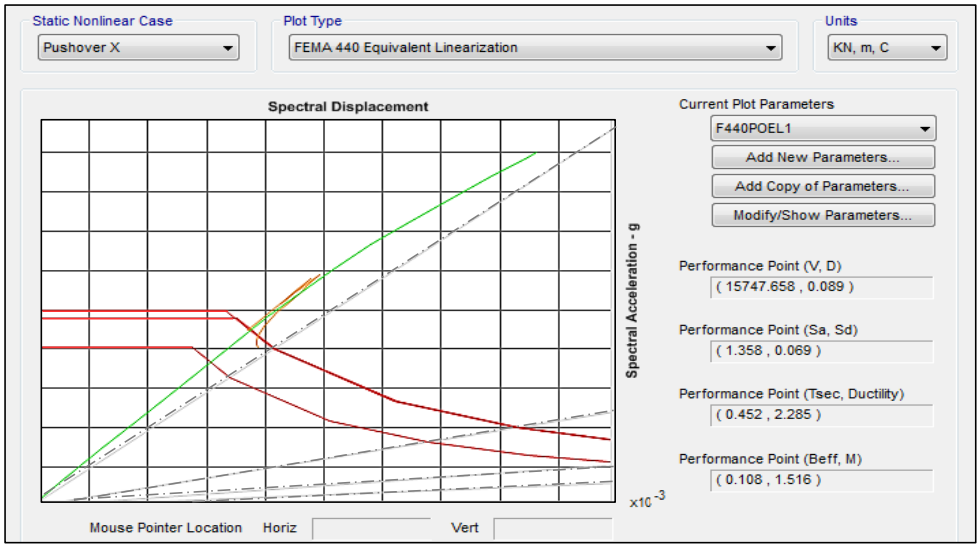


Figura 51. Puno de desempeño estructura con columnas reforzadas

Con el reforzamiento del sistema, se logra alcanzar en el paso seis, punto de desempeño de la estructura, rotulas plásticas de columnas en el nivel operacional, sin que exista una rotulación prematura de columnas antes que vigas, según se muestra en la Figura 52.

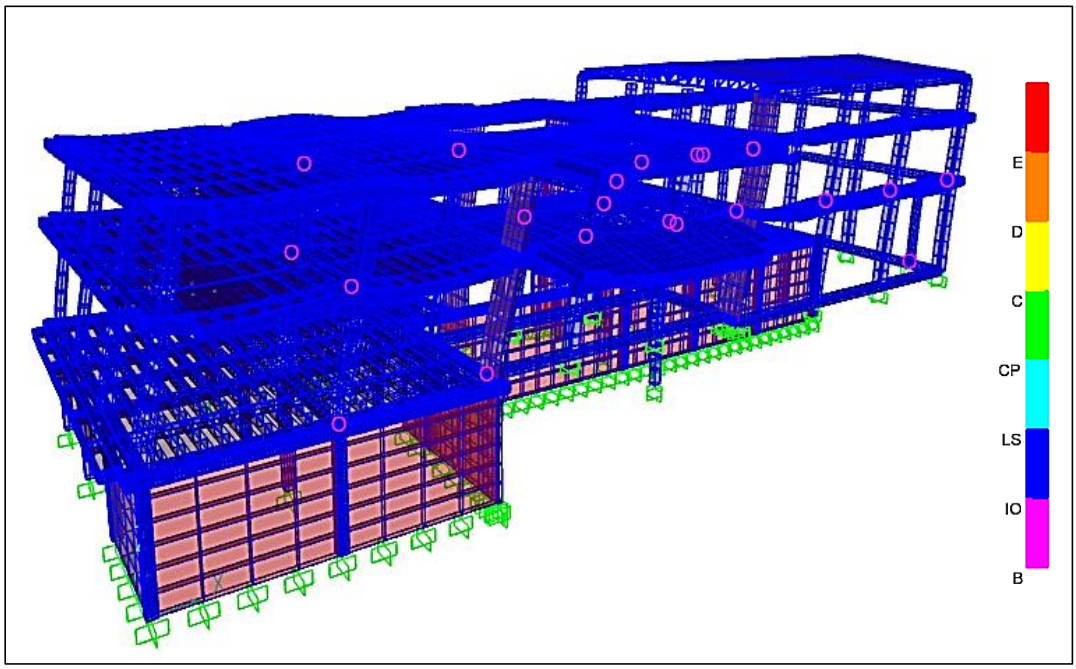
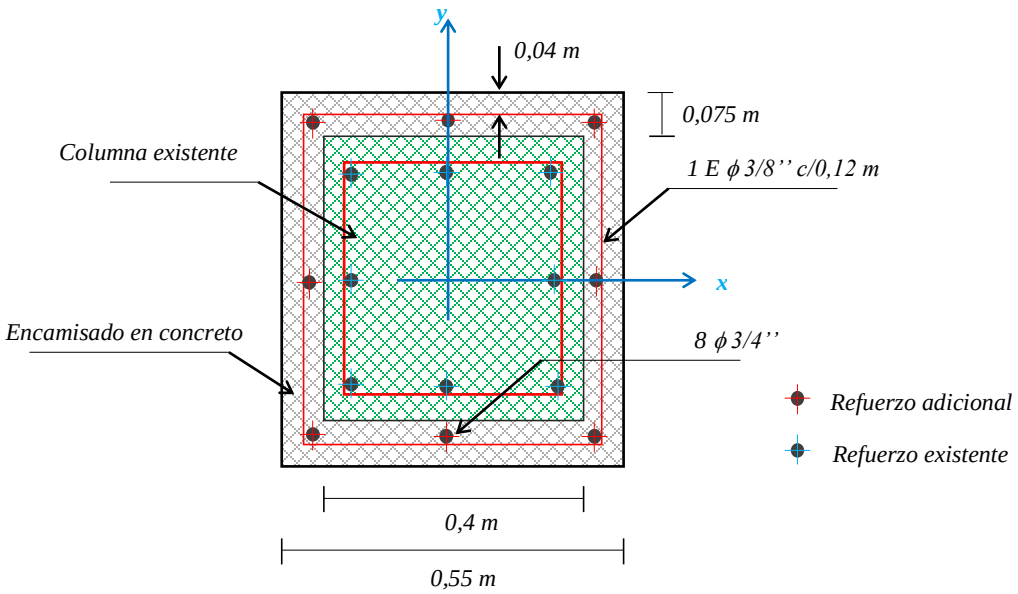
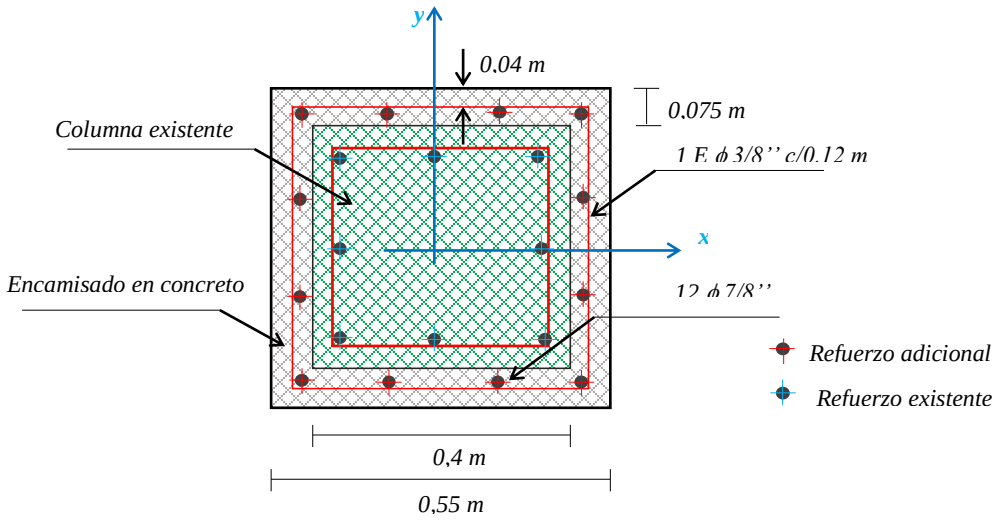


Figura 52. Formación de rotulas plásticas de la estructura con reforzamiento

En la Figura 53 se muestra el detalle de la distribución del refuerzo en las columnas, correspondiente al reforzamiento de las mismas.



a) Detalle del refuerzo en columnas, grupo 1



b) Detalle del refuerzo en columnas, grupo 2

Figura 53. Detalle del reforzamiento de columnas de la edificación

8.3 Rehabilitación placa en voladizo segundo nivel ejes E-F

La deflexión vertical máxima encontrada en la inspección física de la estructura alcanza los 3,5 cm y la probable desarrollada en el análisis inelástico (punto de desempeño) es de 5,37 cm, ambos valores sobrepasan los 2,17 cm permitidos en el nivel de seguridad de vida según el documento ATC-40 y consignado en la sección 7.1 del presente documento, pero aún no se ha llegado al nivel de estabilidad estructural; es decir, no hay peligro inminente de colapso, pero se han desarrollado grietas pronunciadas en los muros que superan los 5 mm.

El análisis estático lineal ante cargas mayoradas, Wu = 1.2D + 1,6 L, de la losa de entrepiso (vigueta tipo) entre ejes E –J y 1′-2 (ver plano Figura 3), presenta una deflexión vertical en el extremo del voladizo eje 1′, de -3,5 cm, similar a la deflexión actual medida en campo, según puede verse en la Figura 54.

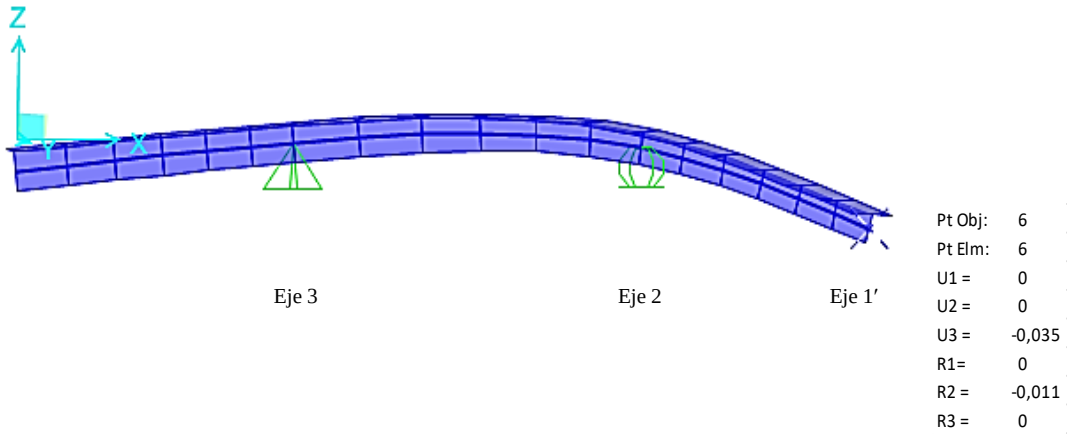


Figura 54. Deflexión en voladizo vigueta de entrepiso ante cargas mayoradas eje 1′

Teniendo en cuenta que la estructura aún posee capacidad resistente, con deflexiones que superan el límite de diseño de acuerdo a la norma NSR-10, se propone disponer un mecanismo de apoyo de control de deflexión en el voladizo ya deflectado, en un sitio que permita disminuir la longitud del mismo y no se intervenga la estructura existente ni se afecte la arquitectura del edificio. En la Figura 55 puede verse el apoyo simple propuesto, de longitud 14,0 m, mediante la

instalación de un marco metálico independiente a la estructura y no adherido a ella, ubicado a una distancia de 2,2 m desde la columna interior con un nuevo voladizo de 1,6 m.

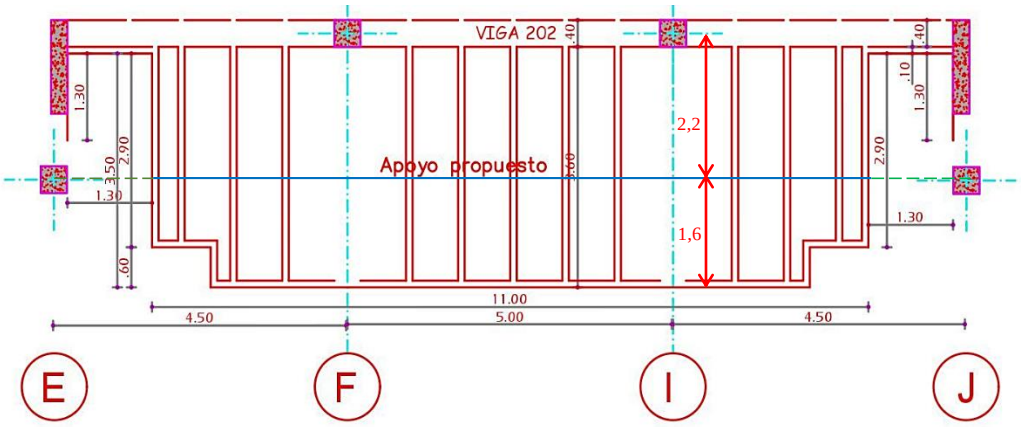


Figura 55. Apoyo propuesto sobre voladizo entre ejes E-J

Los diagramas de momento de las condiciones antes y después de colocado el apoyo en la vigueta del voladizo, son mostrados en la Figura 56.

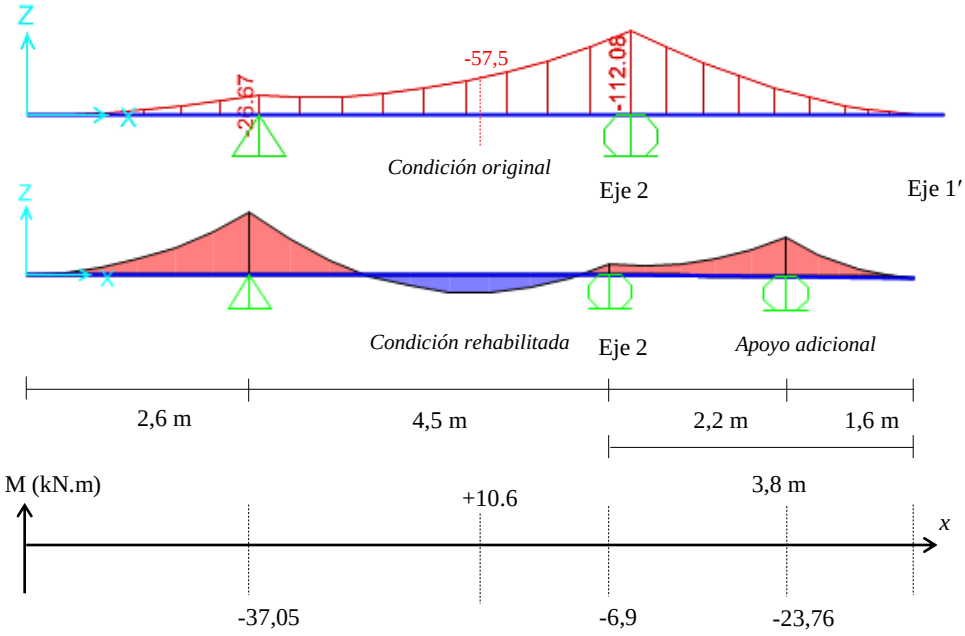


Figura 56. Diagrama de momentos con cargas mayoradas antes y después de la rehabilitación

La nueva deflexión alcanzada en el extremo del voladizo, eje 1′, es de 0,0013 m (0,13 cm), adicional a los 3,5 cm que actualmente posee, es decir 3,63 cm, deflexión inferior al alcanzado en

el punto de desempeño de 5,37 cm, lográndose de esta manera detener la deflexión que se viene presentando en el sistema y conservando el nivel de seguridad de vida para el sismo de diseño en este componente estructural.

Para la nueva condición rehabilitada, se obtiene que el momento actuante en la luz central de la losa invierte momentos, pasando de -57,5 kN.m antes de rehabilitar a + 10, 6 kN.m en condición rehabilitada. La vigueta de losa posee una barra de diámetro 5/8 de pulgada a momento positivo que representa una capacidad a momento de 2,68 Tn.m (26,28 kN.m), según puede verse en la Figura 57, concluyendo que la losa tiene suficiente capacidad a momento positivo para soportar las nuevas condiciones de carga. En igualdad de condiciones, la viga que acompaña a las viguetas en el sector de losa analizada, tiene una capacidad a momento 5,32 Tn.m (52,17 kN.m), superior a la requerida para las nuevas condiciones de carga. El requerimiento para momento negativo es inferior a las condiciones de carga actuantes originalmente en sector de análisis.

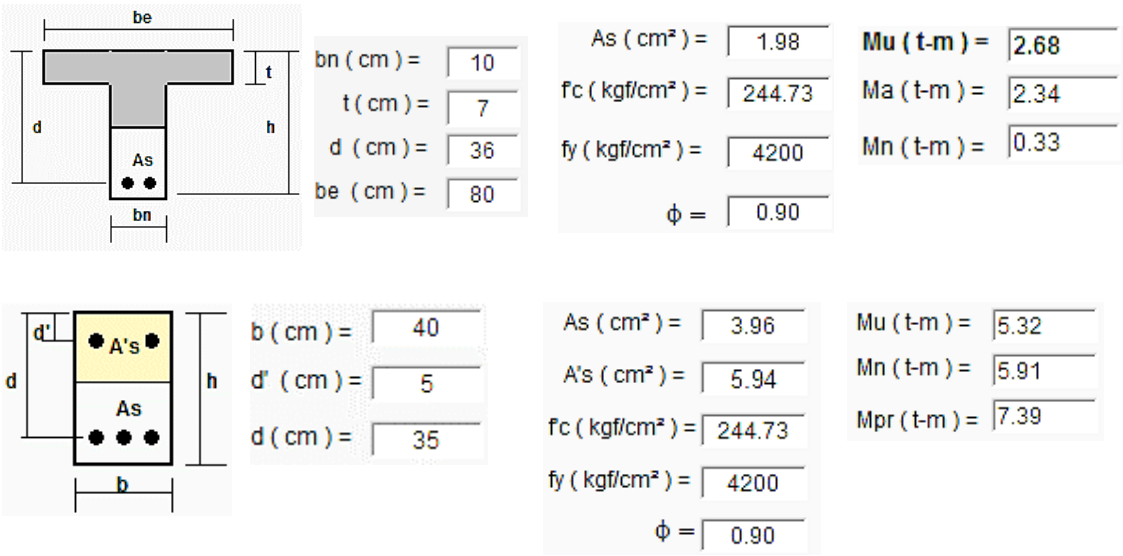


Figura 57. Capacidad a flexión de la losa de entrepiso entre ejes E- y 2-1′

La Figura 58 muestra la disposición de un marco metálico resistente a momento empotrado en su base, diseñado bajo el programa sap2000, que permite visualizar la solución de apoyo al voladizo de fachada.

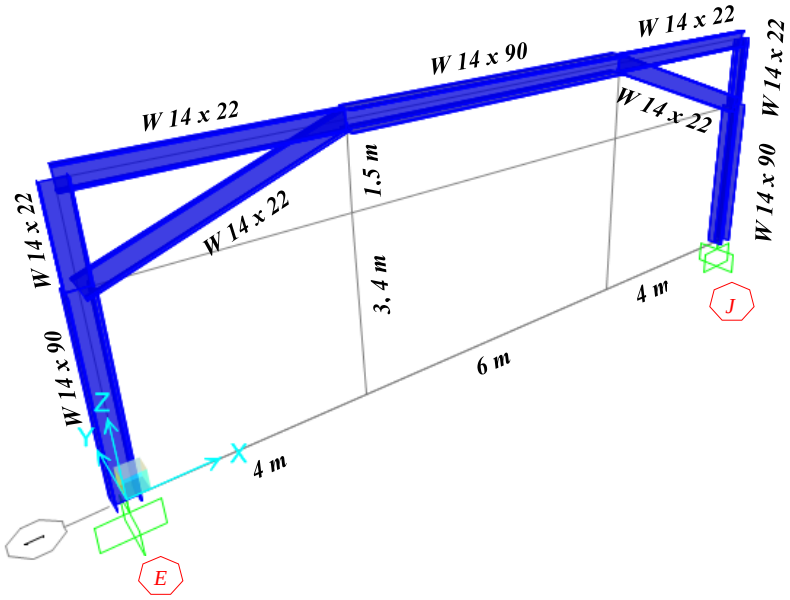


Figura 58. Marco metálico propuesto en la solución del voladizo de fachada

9. Conclusiones

El presente estudio se ha realizado mediante la aplicación de la metodología de análisis estático no lineal – Pushover al edificio Álvaro Beltrán Pinzón de la Universidad Industrial de Santander, el cual ha presentado fallas locales como causa de deflexiones en el voladizo de fachada principal. Su diagnosticó se ha elaborado con base al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Decreto 926, 2010), al documento "*Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings"* (ATC-40) y al documento " *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures"* (FEMA 440), usando como herramienta el software de análisis y diseño Sap2000.

El procedimiento de cálculo y las respuestas obtenidas se encuentra limitado a las condiciones particulares de la geometría del edificio, la información suministrada sobre el diseño y las suposiciones realizadas para complementar el análisis, así como la estimaciones realizadas para simular la estructura respecto a las condiciones de apoyo, materiales, capacidad portante el suelo, resultados de pruebas no destructivas, modelado inelástico, entre otros. En estas condiciones, se presenta los resultados del presente estudio.

La estructura de acuerdo al análisis, se encuentra dentro del nivel de seguridad de vida para el sismo de diseño "*life safety*" presentando un punto de desempeño, de acuerdo a FEMA 440, con desplazamiento *Sd* a los 59 mm.

No obstante la estructura encontrarse dentro del nivel de seguridad de vida, se reportan dos fallas en el comportamiento del edificio ante cargas gravitacionales que deben ser corregidas para controlar las grietas en los elementos secundarios y llevar a la estructura a un nivel de desempeño para el nivel de funcionalidad, de acuerdo a la norma vigente. La excesiva deflexión vertical en el

elemento de losa y viga en el segundo piso de la edificación entre ejes E-J y 2-1′ supera el límite de comportamiento lineal de la norma NSR-10 y el límite de comportamiento no lineal del documento ATC-40. Esta deflexión que de acuerdo a mediciones de campo alcanza los 3,5 cm, supera el valor límite de 2,17 cm recomendado por el documento ATC-40, pero se encuentra antes de la deflexión correspondiente al punto de desempeño; es decir menor a los 5,37 cm. Lo anterior permite disponer de medidas correctivas para controlar el avance de dicha deflexión mediante el reforzamiento estructural.

Se propone, en el presente documento, suministrar elementos de apoyo externo al edificio, simulado mediante apoyos simples de manera que la nueva condición sea soportada por las condiciones iniciales de sección y refuerzo de la losa y viga existente.

Una segunda dificultad encontrada está relacionada con la formación de rótulas plásticas en columnas antes que vigas, rotulas en el nivel de seguridad de vida, originando el mecanismo de columna débil, falla que fue corregida para garantizar que las vigas entren en plastificación antes que las columnas. En tal sentido, se dispuso el recrecimiento de la sección de columna en 10 cm y adición de acero de refuerzo de acuerdo al requerimiento de capacidad para dos grupos de columnas. Realizado el chequeo inelástico de este reforzamiento, se concluye que todo el sistema alcanza el nivel operacional de desempeño para el sismo de diseño, resolviendo la falla de columna débil y garantizando que la edificación cumple las normas de diseño.

Referencias bibliográficas

Applied Technology Council. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, ATC-40. Seismic Safety Commission State of California

Applied Technology Council. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, FEMA 440.* Redwood: Federal Emergency Management Agency.

FEMA. (2013). *NEHRP Recommended Seismic Provisions: Training and Instructional Materials FEMA P-752.* Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

ACI. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14).* Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute.

Decreto 926. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).* Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Subcomité A del Comité AIS 100.

ASCE. (2014). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13).* Reston: American Society of Civil Engineers.

Computer & Structures, Inc. (2016). *CSI Analysis Reference Manual.* Berkeley, California: Computer & Structures, Inc.

Montejo Luis A., Mervyn J. Kowalsky (2007) *Set of codes for the analysis of reinforced concrete members*. Department of Civil, Construction and environmental Engineering North Carolina State University Raleigh, NC.

Mander, J., Priestly, M. J., & Park, R. (1998, August). Cumbia. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, 114*(8).

Subcomité A del Comité AIS 100. (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10).* Bogotá D.C., Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Darwin, D., Dolan, C. W., & Nilson, A. H. (2016). *Design of concrete structures* (15 ed.). New York, United States of America: McGraw-Hill Education.

CSI (2000), "*SAP2000, Integrate finite element analysis and design of structures"*, Computer and Structures Inc., Berkeley, CA.