

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

TEMA: “ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL CON APLICACIÓN Y COMPARACIÓN EN SISTEMAS APORTICADOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.”

Trabajo de Titulación previo a la obtención del Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad de Titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación Aplicada y/o de Desarrollo.

Autor: Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín, Mg.

Director: Ing. Freddy Fernando Cañizares Ortega, Mg.

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg., e Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL CON APLICACIÓN Y COMPARACIÓN EN SISTEMAS APORTICADOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.”, elaborado y presentado por el Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil, con Mención en Estructuras Metálicas; una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. Alex Xavier Frías Torres, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

Ing. César Hernán Arroba Arroba, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL CON APLICACIÓN Y COMPARACIÓN EN SISTEMAS APORTICADOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.”, le corresponde exclusivamente al: Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín, Autor, bajo la Dirección del Ing. Freddy Fernando Cañizares Ortega, Mg., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín.

AUTOR

Ing. Freddy Fernando Cañizares Ortega, Mg.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín.

C.C. 1720181914

ÍNDICE GENERAL

CONTENIDO

PORTADA.....	i
APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	ii
AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
ÍNDICE GENERAL.....	v
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
AGRADECIMIENTO	xii
DEDICATORIA	xiii
RESUMEN EJECUTIVO	xiv
EXECUTIVE SUMMARY.....	xvi
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	1
1.1. INTRODUCCIÓN	1
1.2. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	1
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. <i>General</i>	3
1.3.2. <i>Específicos</i>	3
CAPITULO II	4
ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS.....	4
2.1. ANTECEDENTES	4
2.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	9
2.2.1. <i>Acero Estructural</i>	9
2.2.2. <i>Diseño por capacidad</i>	10
2.2.3. <i>Diseño por desempeño</i>	10
2.2.4. <i>Factor de Respuesta Estructural</i>	10
2.2.5. <i>Pórticos resistentes a momento (SMF)</i>	11
CAPITULO III.....	12
MARCO METODOLÓGICO.....	12
3.1. UBICACIÓN	12
3.2. EQUIPOS Y MATERIALES.....	12
3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN	12
3.4. PRUEBA DE HIPÓTESIS - PREGUNTA CIENTÍFICA – IDEA A DEFENDER	13
3.5. POBLACIÓN O MUESTRA.....	13
3.6. RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	13
3.7. PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN Y ANÁLISIS ESTADÍSTICO	14
3.8. VARIABLES RESPUESTA O RESULTADOS ESPERADOS.....	15

CAPITULO IV	16
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	16
4.1. CONSIDERACIONES PRIMARIAS DE MODELACIÓN:	16
4.1.1. MATERIALES.....	16
4.1.2. Secciones.	19
4.1.3. Cargas Gravitacionales:	20
4.1.4. Masa reactiva:.....	22
4.1.5. Asignación de la carga sísmica	22
4.1.6. Combinaciones de Carga	25
4.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL LINEAL.....	26
4.2.1. Chequeos o verificaciones	27
4.3. ANÁLISIS DEL COSTO DE LAS ESTRUCTURAS	50
4.3.1. Diferencia de costos	51
4.4. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.	52
4.4.1. Definición de parámetros iniciales.....	53
4.4.2. Definiciones de los casos de carga.....	54
4.4.3. Resultados del Análisis no Lineal Estático.....	56
4.5. CÁLCULO DEL FACTOR DE REDUCCIÓN R O MODIFICACIÓN ESPECTRAL.....	57
4.5.1. Cálculo del factor de ductilidad R_u	57
4.5.2. Cálculo del factor de resistencia R_s	57
4.5.3. Cálculo del factor de redundancia R_R	58
4.5.4. Resultados	59
4.6. METODOLOGÍA FEMA	60
4.6.1. Factor $R=8$	60
4.6.2. Factor $R = 6$	62
4.6.3. Factor $R=4.5$	65
4.6.4. Factor $R= 3$	68
CAPÍTULO V	73
5.1. CONCLUSIONES	73
5.2. RECOMENDACIONES	74
5.4. ANEXOS	77
5.4.1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS.....	77

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Secciones de acero R=8	19
Tabla 4.2. Parámetros Sísmicos para la definición del espectro de diseño.....	23
Tabla 4.3. Valores de Espectros de Diseño en la misma estructura con distinto R...	24
Tabla 4.4. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=8	28
Tabla 4.5. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=8	29
Tabla 4.6. Resumen de fuerzas máximas espectrales y de cortante basal de R=8 y su porcentaje de participación	31
Tabla 4.7. Cortantes basales y factores de calibración R=8.....	32
Tabla 4.8 Resumen de deriva estáticas elásticas y cálculo de la deriva inelástica en dirección con R=8	34
Tabla 4.9 Resumen de deriva estáticas elásticas y cálculo de la deriva inelástica en dirección con R=8	35
Tabla 4.10. Cortantes basales y factores de calibración R=6.....	38
Tabla 4.11. Cortantes basales y factores de calibración R=4.5.....	39
Tabla 4.12. Cortantes basales y factores de calibración R=3.....	39
Tabla 4.13. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=6.....	41
Tabla 4.14. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=6.....	42
Tabla 4.15. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=3.5	45
Tabla 4. 16 Derivas del sismo estático dirección X de todas las estructuras	45
Tabla 4. 17. Derivas elásticas y derivas inelásticas máximas en dirección X	46
Tabla 4.18. Derivas de sismo estático dirección Y de todas las estructuras	47
Tabla 4.19. Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas de sismo estático.....	47
Tabla 4.20 Derivas dinámicas dirección X de todas las estructuras	48
Tabla 4.21 Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas dinámicas en dirección X	48
Tabla 4.22 Derivas dinámicas dirección Y de todas las estructuras	49
Tabla 4.23. Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas dinámicas en dirección Y	49
Tabla 4.24 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=8.....	50
Tabla 4.25 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=6.....	50

Tabla 4.26 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con $R=4.5$	50
Tabla 4.27 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con $R=3.0$	51
Tabla 4.28. Costo de cada estructura considerando diversos R de diseño.....	51
Tabla 4.29. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=8$	59
Tabla 4.30. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=8$	61
Tabla 4.31. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=6$	62
Tabla 4.32. Cálculo del factor de respuesta estructural para la estructura diseñada con	64
Tabla 4.33. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=4.5$ Dirección X.....	65
Tabla 4.34. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=4.5$ Dirección Y.....	67
Tabla 4.35. Cálculo del factor de respuesta estructural con $R=3$ Dirección X.....	68

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Respuesta histerética de modelo multi-lineal de degradación y pinching caso leve y severo. [23].....	8
Figura 2.2 Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM [2] ...	11
Figura 4.1 Acero 572 Definición de Material	16
Figura 4.2 Curva Esfuerzo Deformación del Acero A572.....	17
Figura 4.3 Acero A653Gr 53 Definición	17
Figura 4.4 Definición de la losa Deck.....	18
Figura 4.5 Curva esfuerzo deformación del hormigón sin confinar	18
Figura 4.6 Vista en planta de un Nivel con las secciones empleadas	19
Figura 4.7 Vista en 3D de la estructura modelada con colores por sección.....	20
Figura 4.8 Carga ACM asignada en kg/m2.....	21
Figura 4.9. Carga Viva asignada en kg/m2.....	21
Figura 4.10 Asignación de Masa Reactiva.....	22
Figura 4.11. Espectros de Diseño con diferente R para la misma estructura.....	25
Figura 4.12. Período de Vibración de la estructura modelada con R= 8	27
Figura 4.13. Fuerza espectral en dirección X (corte dinámico) con R=8	30
Figura 4.14. Fuerza espectral en dirección Y (corte dinámico) con R=8	30
Figura 4.15. Fuerza producida por el cortante basal (estático) en dirección X y Y con R=8.....	31
Figura 4.16. Deriva estática en dirección X con R=8	33
Figura 4.17. Deriva estática en dirección Y con R=8	33
Figura 4.18. Deriva espectral en dirección X con R=8.....	34
Figura 4.19. Deriva espectral en dirección Y con R=8.....	35
Figura 4.20. Deriva espectral en dirección Y con R=8.....	36
Figura 4.21 Niveles 3.2 y 5.8 Diseño AISC 360 R=8.....	36
Figura 4.22 Niveles 8.4 y 11 Diseño AISC 360 R=8.....	37
Figura 4.23. Diseño de columnas compuesta R=8.....	37
Figura 4.24. Diseño de vigas secundarias y conectores para STUD R=8.....	38
Figura 4.25. Secciones de columnas compuestas.....	39
Figura 4.26. Cambio en secciones en el nivel 11 con R=6 y radio de capacidad	40
Figura 4.27. Sección IPE300 vs IPE300M	40

Figura 4.28. Cambio en secciones en el nivel 11 con R=4.5 y radio de capacidad ...	42
Figura 4.29. Diseño de columnas compuesta R=3.00.....	43
Figura 4.30. Cambio en secciones en el nivel 3.2 con R=3.00 y radio de capacidad	43
Figura 4.31. Cambio en secciones en el nivel 3.2 con R=3.00 y radio de capacidad	44
Figura 4.32. Geometría de la sección IPE 300N.....	44
Figura 4.33. Derivas inelástica de las 4 Estructuras en Dirección X.....	46
Figura 4.34. Derivas Estáticas de las 4 Estructuras en Dirección Y.....	47
Figura 4.35. Derivas Dinámicas de las 4 Estructuras en Dirección X.....	48
Figura 4.36. Derivas Dinámicas de las 4 Estructuras en Dirección Y.....	49
Figura. 4.37. Espectro de Retorno con período de retorno de 475 años.....	52
Figura 4.38. Definición de articulaciones en columnas.....	53
Figura 4.39. Definición de articulaciones Rótulas plásticas en vigas.....	53
Figura 4.40. Definición de cargas no lineales gravitaciones.....	54
Figura 4.41. Definición de cargas PUSH X.....	54
Figura 4.42. Control de aplicación de cargas y desplazamiento máximo.....	55
Figura 4.43. Altura y elevaciones por piso del edificio a analizar.....	55
Figura 4.44. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=8, T=475 años, NSP X.....	56
Figura 4.45. Desempeño estructural para R=8 con la metodología del FEMA 440 T=475 años NSP X.....	60
Figura 4.46. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=8, T=475 años, NSP Y.....	61
T HYPERLINK \l "_Toc114483981" Figura 4.47. Desempeño estructural para R=8 T=475 años NSP Dirección Y.....	61
Figura 4.48 Curva de desempeño con ASCE 41-13 para estructura R=6, T=475 años, NSP X.....	62
Figura 4.49 Desempeño estructural para R=6 con la metodología del FEMA 440 T=475 años NSP Dirección X.....	63
Figura 4.50. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=6, T=475 años, NSP Y.....	63
Figura 4.51. Desempeño estructural para R=6 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y.....	64
Figura 4.52. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=4.5, T=475 años, NSP X....	65
Figura 4.53 Desempeño estructural para R=4.5 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección X.....	66
Figura 4.54. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=4.5, T=475 años, NSP Y....	66
Figura 4.55. Desempeño estructural para R=4.5 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y.....	67

Figura 4.56 Curva de desempeño con ASCE 41-13, R=3,0, T=475 años, NSP X	68
Figura 4.57 Desempeño estructural para R=3.0 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección X.....	69
Figura 4.58 Curva de desempeño con ASCE 41-13 para estructura R=3,0, T=475 años, NSP Y	69
Figura 4.59. Desempeño estructural para R=3.0 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y.....	70
Figura 4.60. Curva Cortante vs Desplazamiento, de los 4 sistemas estructurales en dirección X.....	71
Figura 4.61. Curva Cortante vs Desplazamiento, de los 4 sistemas estructurales en dirección Y	71

AGRADECIMIENTO

Quiero agradecer a la Universidad Técnica de Ambato a su Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, a sus autoridades, docentes y coordinadores de la maestría, a mi tutor de tesis Ing. Fernando Cañizares, por su tiempo y aporte en el desarrollo de este trabajo, a la Ing. Betzabeth Suquillo y al Ing. Andrés Abril por su valioso aporte para el desarrollo de este trabajo.

DEDICATORIA

A Dios por todas las bendiciones a lo largo del camino, a mi esposa Adriana, mis hijos Emilio y Martín quienes son el motor y el sentido para continuar día a día en la vida.

A mis padres por siempre creer en mí y apoyarme de manera incondicional en cada meta y sueño propuesto.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS METÁLICAS

TEMA:

“ANÁLISIS TÉCNICO ECONÓMICO DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL CON APLICACIÓN Y COMPARACIÓN EN SISTEMAS APORTICADOS DE ESTRUCTURAS METÁLICAS.”

AUTOR: Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín.

DIRECTOR: Ing. Freddy Fernando Cañizares Ortega, Mg.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: Ingeniería, Industria y Construcción.

FECHA: agosto, 2022

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo de titulación se realizó el análisis y cálculo del factor de reducción sísmica para una estructura con pórticos especiales a momentos (PEM o SMF) compuestos, a partir de dicha estructura se realizó cuatro diferentes modelos matemáticos donde se cambia el factor de reducción sísmica con valores de $R=8$, 6 , 4.5 y 3 ; realizando el análisis estructural lineal dinámico de los cuatro modelos, cada estructura cambia en función de la demanda que requieren las fuerzas sísmicas determinando que en cuanto menor es el valor de R se requieren mayores secciones en la estructura, a pesar de lo anotado el periodo de vibración fundamental de las estructuras se mantuvo para $R=8$, 6 y 4.5 , mientras que para el factor $R=3$ el periodo se reduce ligeramente resultando una estructura más rígida, a medida que se reduce el factor de respuesta sísmica es necesario secciones más robustas que aporten mayor peso a la estructura para suplir la demanda. Se realizó un análisis económico con las secciones obtenidas, el cual refleja que a menor valor de R la estructura requiere un mayor peso y por ende influye en un mayor costo, por lo que la estructura con menor costo es la estructura con un $R=8$. Adicionalmente se determinó un análisis no lineal pseudo estático para determinar mediante el método de la ATC-40 y FEMA-440 el desempeño estructural de cada uno de los cuatro modelos, destacando que los modelos mantienen la misma configuración arquitectónica y geométrica pero con

secciones diferentes en ciertos elementos que requerían una mayor geometría según disminuye el valor de R, al obtener los resultados del análisis no lineal estático se procedió a buscar el punto de desempeño con la metodología del ASCE 41-17 y FEMA 440 (2005) dando como resultado que el R=8, 6, 4.5 y 3 para 475 años tiene un nivel de desempeño en X y Y de ocupación inmediata.

Para la determinación del factor de respuesta estructural se siguió la metodología planteada por el Dr. Aguiar 2006 que es similar a la del ATC-19 (1995), donde se determina el factor de ductilidad, resistencia y redundancia, datos que se recogen a partir del punto de desempeño obtenido para el espectro de diseño elástico con un periodo de retorno de 475 años, los factores de respuesta estructural R obtenidos nos establecen que el rango promedio está entre 6 y 7.5, por otra parte la estructura que presenta mayor capacidad y desempeño es la que fue diseñada con R=4.5 por lo que tener secciones extremadamente rígidas tampoco garantizan la estabilidad y ductilidad en una estructura, finalmente se establece un alto nivel desempeño (ocupación inmediata) y capacidad de disipación de energía sísmica en la estructura diseñada con un R=6 donde su valor es similar y ligeramente inferior al de 4.5, por lo que se concluye que para una estructura de pórticos especiales a momento compuestos en acero se debería buscar un diseño con un factor de respuesta estructural igual a 6.

Descriptores: análisis lineal, análisis no lineal, demanda – capacidad, diseño sismorresistente, ductilidad, espectro reducido, espectro de respuesta, factor R, pushover, respuesta sísmica.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN
ESTRUCTURAS METÁLICAS

THEME:

“ECONOMIC TECHNICAL ANALYSIS OF THE COEFFICIENT OF STRUCTURAL RESPONSE REDUCTION FACTOR WITH APPLICATION AND COMPARISON IN FRAMED SYSTEM OF METALLIC STRUCTURES”

AUTHOR: Ing. Ángel Patricio Jácome Guanopatín.

DIRECTED BY: Ing. Freddy Fernando Cañizares Ortega, Mg.

LINE OF RESEARCH: Engineering, Industry and Construction.

DATE: august, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

In this degree work, the analysis and calculation of the seismic reduction factor for a structure with special moment frames (PEM or SMF) composed of four different mathematical models where the seismic reduction factor changes with values of $R=8$, 6, 4, 5 and 3. 5 and 3; performing the dynamic linear structural analysis of the four models, each structure changes according to the demand required by the seismic forces, determining that the lower the value of R the larger sections are required in the structure, in spite of the above, the fundamental vibration period of the structures was maintained for $R=8$, 6 and 4. 5, while for the factor $R=3$ the period is slightly reduced resulting in a stiffer structure, as the seismic response factor is reduced, more robust sections are required to provide more weight to the structure to meet the demand. An economic analysis was performed with the sections obtained, which shows that the lower the R value, the structure requires a higher weight and therefore influences a higher cost, so the structure with the lowest cost is the structure with an $R=8$. Additionally, a pseudo-static non-linear analysis was determined to determine the structural performance of each of the four models using the ATC-40 and FEMA-440 methods, highlighting that the models maintain the same architectural and geometric configuration but with different sections in certain elements that required a higher geometry as the R value decreases, after obtaining the results of the static non-

linear analysis, the performance point was determined using the ASCE 41-17 and FEMA 440 (2005) methodology, resulting in the $R=8, 6, 4.5$ and 3 for 475 years has a performance level in X and Y of immediate occupancy.

For the determination of the structural response factor, the methodology proposed by Dr. Aguiar 2006 was followed, which is similar to that of ATC-19 (1995), where the ductility, resistance and redundancy factor is determined, data that are collected from the performance point obtained for the elastic design spectrum with a return period of 475 years, the structural response factors R obtained establish that the average range is between 6 and 7.5 , on the other hand the structure that presents greater capacity and performance is the one that was designed with $R=4.5$ so having extremely rigid sections does not guarantee stability and ductility in a structure, finally a high level of performance (immediate occupation) and seismic energy dissipation capacity is established in the structure designed with a $R=6$ where its value is similar and slightly lower than 4.5 , so it is concluded that for a structure of special steel composite moment frames a design with a structural response factor equal to 6 should be sought.

Keywords: linear analysis, nonlinear analysis, demand-capacity, seismic-resistant design, ductility, reduced spectrum, response spectrum, R -factor, pushover, seismic response, seismic response

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1. Introducción

“Análisis técnico económico del coeficiente de reducción de respuesta estructural con aplicación y comparación en sistemas aporticados de estructuras metálicas.”

El presente trabajo analiza la incidencia técnica y económica que se presenta en una edificación, al aplicar el cálculo estructural mediante la adopción de los valores establecidos por la Normativa Ecuatoriana de Construcción NEC 15 para el desarrollo del análisis lineal pseudo estático y dinámico, adicionalmente se realiza el análisis estático no lineal (Pushover) para determinar la curva de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño de la misma, para valores de $R= 8, 6, 4.5$ y 3 para el sismo de diseño sugerido por norma para pórticos especiales a momento. Con los modelos analizados se determinó la diferencia comparativa de resultados que se obtiene del análisis lineal y la adopción de un valor $R 8$ sugerido por norma y el valor de R obtenido por el análisis por desempeño de nuestra estructura, determinando que el valor de 8 sugerido por norma es un valor muy alto para reducción de cargas sísmicas.

Para el desarrollo del trabajo se realizó el procedimiento general para estructuras de acero según la NEC 15, determinando las cargas permanentes, variables (NEC-SE-CG) [1] y cargas sísmicas (NEC-SE-DS) [2], se realizó el análisis para obtener las fuerzas gravitacionales acorde a la norma (NEC-SE-AC y Guía de estructuras de acero) [3],[4], para la creación del modelo lineal, por otra parte se genera el modelo no lineal de la misma estructura en base al FEMA 440 [5] y normativa ASCE 41[6].

1.2. Justificación de la investigación

El componente sismo resistente en las construcciones tiene una evolución constante, donde el progreso científico conduce a un gran desarrollo tecnológico de un mundo globalizado. Para ello se desarrollan métodos prácticos donde el ingeniero civil sea el propio gestor de su modelo estructural, aplicando los conocimientos referentes a fuerzas sísmicas que afectan a las edificaciones, convirtiendo el diseño seguro y racionalmente económico.

En las últimas décadas se ha realizado investigaciones sobre la validez y pertinencia de los factores de reducción, que han hecho aplicables el diseño de estructuras mediante el aprovechamiento de cada una de sus características particulares, incursionando en el rango de comportamiento elástico con la menor pérdida de resistencia. Si se seleccionan valores de R altos, las fuerzas sísmicas para el diseño serían bajas resultando en elementos estructurales pequeños, lo cual podría resultar en un nivel de desempeño inadecuado. Por el contrario al usar valores del factor R muy bajos, o diseñar completamente en el rango elástico, es probable que la estructura no sufra daño alguno ante una eventualidad sísmica severa, pero el costo de la edificación sería elevado [7]

Ambato es una zona altamente sísmica por lo cual la problemática es seleccionar coeficientes de reducción de respuesta estructural de acuerdo a un análisis técnico económico para asegurar el correcto desempeño de las estructuras metálicas que considera a todas las estructuras aporticadas con un mismo factor de reducción de respuesta sísmica R, NEC-SE-DS [2] indica que se debe reducir 8 veces la fuerza sísmica, lo cual no es del todo cierto, ya que cada estructura tiene una respuesta sísmica diferente, en función de parámetros como: tipo de estructura, configuración estructural, redundancia y sobre resistencia; todos estos parámetros inciden de manera directa en el dimensionamiento de los elementos estructurales que componen las edificaciones y por ende en los costos del proyecto final.

El tema se desarrolla en un marco donde la construcción necesita ir de la mano, entre un comportamiento dúctil de la estructura y la parte económica de la misma, el objetivo del presente trabajo es realizar un análisis técnico económico para disminuir costos de construcción al realizar diseños óptimos para asegurar el correcto desempeño de estructuras metálicas, donde la edificación deberá asegurar un nivel de desempeño adecuado después que ocurra un evento sísmico, de esta manera se preserva la integridad de los ocupantes y la inversión de los dueños del bien.

1.3. Objetivos

1.3.1. General

Comparar el coeficiente de respuesta estructural R al realizar un análisis lineal y un análisis no lineal para una estructura de acero, de pórticos resistentes a momentos en una edificación de 4 pisos en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua.

1.3.2. Específicos

- Establecer el modelo estructural para una edificación de acero de 4 pisos.
- Realizar el análisis y diseño sismo resistente lineal y no lineal de los pórticos especiales a momento.
- Proponer nuevos criterios de diseño derivados de los resultados del cálculo del factor de reducción de respuesta estructural R.
- Identificar la influencia técnica y económica en la edificación al analizar diferentes valores del factor de reducción de respuesta estructural.

CAPITULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

2.1. Antecedentes

Según C. Wladimir [8], menciona que el factor R depende de algunas variables como por ejemplo, del tipo de estructura, del tipo de suelo, de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura. Es por esto que el diseñador debe estar facultado para la elección correcta de este factor R, debido a que este, disminuye la fuerza sísmica de diseño, evitando así que una estructura colapse en un evento sísmico, así mismo, en [9] V. Pinoargote indica que el factor R varía dependiendo del tipo de estructura, para estructuras con buen comportamiento histerético se obtuvo un valor mayor del factor R que las estructuras con moderado y pobre comportamiento histerético.

[10] Aguiar menciona que en el caso del Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 el valor de la deriva de piso es demasiado alto para el valor de R asignado, analiza el factor R en función del periodo de vibración, del tipo de suelo, de la ductilidad local de sus elementos, de la deriva de piso máxima permitida, del índice de estabilidad de piso, de la capacidad de ductilidad, de la sobre resistencia y de la redundancia, concluyendo que son muchos factores que están relacionados con el factor R y que deberán ser revisados en futuras normativas sísmicas.

En [11] P. Jisha se utilizan métodos y procedimientos analíticos para el factor de reducción de respuesta de fuerzas sísmicas y se compara mediante un análisis crítico de los códigos de diseño sismo resistente de diferentes países. En el presente trabajo se pretende corroborar los resultados obtenidos donde se indica que el estudio en base a aceleraciones diferentes debe tener un valor q para cada grupo especificado.

En [12] J. Leng plantea la importancia del valor de respuesta estructural R en el proceso de diseño sísmico que se encuentra en todas las normas, sin embargo, se explica que este valor no tiene una base científica para los valores adoptados, tomando en cuenta esta crítica se pretende demostrar que la influencia en normas y códigos no hace un análisis minucioso en los valores de R que se determinan en los

códigos y que al realizar este estudio pormenorizado se obtendrán diferencias en las dimensiones de las estructuras.

En [13] NSR-10 se presentan protocolos de modelado de elementos finitos para respuesta sísmica de edificios de dos pisos en estructura de acero, complementándolo con pruebas de mesa vibratoria para validar los datos, se utilizarán los modelos del presente trabajo y se utilizará la metodología de elementos finitos para adaptar a la tesis en desarrollo siendo de gran utilidad gracias a los buenos resultados obtenidos en las mesas de prueba.

[8] C. Wladimir Realiza un análisis comparativo del factor de reducción de respuesta R entre la norma colombiana NSR-10 y el código de la construcción de los Estados Unidos de América ASCE 7-10[14] con la normativa ecuatoriana NEC especificando que el factor R depende de variables propias de la edificación, donde se analizará la influencia económica que conlleva en una edificación al utilizar los valores establecidos por código en comparación al realizar el análisis de los parámetros intervinientes.

Louleis [15] Los factores de reducción de la resistencia se encuentran en función de los periodos modales y la deformación daño basada en el análisis dinámico no lineal donde se considera un inconveniente debido a la precisión del modelado y detallado de la estructura real, así como la excitación de la estructura mediante acelerogramas reales o artificiales, se analizan 20 pórticos de acero y 100 sismos donde se realizan los siguientes pasos: construcción de una estructura lineal equivalente y uso de coeficientes de amortiguamiento modal equivalentes, así se puede obtener el cortante basal de diseño analizando el espectro de respuesta, definidos para cuatro niveles de diseño sísmico basados en el rendimiento que corresponden a las cuatro clases de suelo del Euro código EC8 [16]. De los ejemplos numéricos aplicados se puede observar que el método propuesto arroja resultados más precisos en comparación con los obtenidos al aplicar el EC8; así como una fuerza de corte sísmica en la base ligeramente menor y por lo tanto un marco con secciones más ligeras en sus pisos inferiores.

Kalapodis [17] propone un método de diseño sísmico para pórticos arriostrados excéntricos y pórticos arriostrados restringidos por pandeo, aplicados a 98 marcos planos de acero sometidos a 100 movimientos sísmicos, el método obtiene el esfuerzo cortante de la base utilizando varios factores de reducción de la resistencia modal para los cuatro primeros modos de la estructura en lugar de utilizar los

recomendados por códigos; estos factores integran las características dinámicas particulares de la estructura, los diferentes tipo de suelo y los diferentes rendimientos; de lo cual el estudio refleja que el método propuesto es más conservador y más seguro que EC8 [16] ya que las superaciones del límite daño – deformación es menor.

Ozkilic [18] realiza un estudio numérico para evaluar los factores de respuesta sísmica de pórticos de acero arriostrado utilizando metodología FEMA P695 y compararlos con la normativa base que se utiliza en Estados Unidos como ASCE 7 y AISC 341, se diseñaron 24 arquetipos según la normativa estadounidense y se evaluaron modelos de colapso no simulados, los cuales se volvieron a remodelar con modificaciones en los requisitos de AISC 341 para deformaciones de las riostras y se reevaluaron utilizando metodología FEMA P695, y los resultados obtenidos muestran que se puede subestimar las derivas de piso en la fase de diseño proponiendo modificaciones en los factores de amplificación de la deformación de las riostras.

Toufigh [19] utiliza la metodología FEMA P695 para evaluar los coeficientes de diseño sísmico del sistema RBS, se diseñan 48 modelos empleando diferentes valores de parámetros de configuración como número de pisos, categoría de diseño sísmico, nivel de masa tributaria sísmica y el mecanismo de carga, sometiendo a los modelos a un análisis pushover y estimando sus factores de sobre resistencia y el parámetro de ductilidad, las capacidades medias de colapso obtenidas se ajustaron a FEMA P695 y llevo a la conclusión de que los modelos asumían un valor de $R=3.25$ el cual podía mejorar económicamente al cambiar el valor de $R=5$, valor que satisfacía FEMA P695 notando que los análisis dinámicos incrementales y pushover estáticos dan factores de respuesta superiores a 3.25 que adopta la norma ASCE7-10 para pórticos ordinarios de acero arriostrados concéntricamente.

Etlí [20] investiga el comportamiento sísmico de edificios de marcos compuestos a momentos compuestos (CMRF) regulares e irregulares, diseñando CMRF de 5, 8, 10, 13 y 15 pisos con el software SeismoStruct, con dos patrones de carga lateral diferente y un análisis dinámico incremental registrando que la estructura cesaba entre el 80-85% de la capacidad de carga última en el análisis pushover y correspondía al 70-75% en el análisis dinámico incremental, obteniendo mejores

comportamientos al realizar un análisis incremental para las estructuras regulares e irregulares.

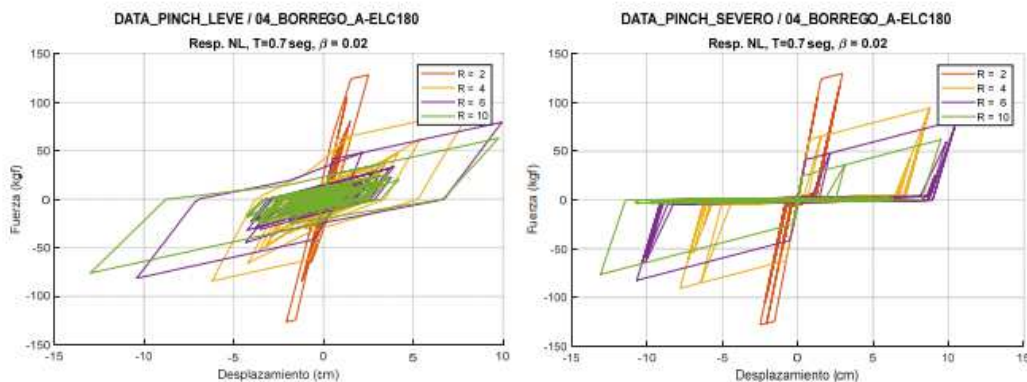
[21] V. Lopez estudia la sismo resistencia de edificios de hormigón y acero mediante diseño sismo resistente y análisis de comportamiento estructural en el rango no lineal de 2 edificios uno en hormigón y otro en acero, realiza un análisis sobre la obtención del factor R y realiza el diseño en base a la normativa vigente Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) analizando los aspectos no lineales de las estructuras, y entrando en el estudio del diseño por desempeño de la estructura donde concluye que explorar el comportamiento en el rango inelástico de las estructuras lleva a desarrollar su máxima capacidad.

En [22] Diego López García se visualiza la importancia de un análisis no lineal, ya que se evidencia que las aceleraciones del sismo ocurrido en Maule, Chile, superan las de diseño, considerando lo expuesto en ASCE 7-16 se puede tener en modelos una resistencia de 4, en este estudio se visualiza una sobre resistencia de 3.4, el artículo menciona que el código chileno establece valores máximos y mínimos para el factor R, en contraste con la NEC donde se establece un valor absoluto para estructuras de acero en pórticos especiales a momento (PEM o SMF).

[23] Cea y Boroschek en su investigación, Periodo aparente de sistemas no lineales durante excitaciones sísmicas fuertes, refleja la elongación esperada según los parámetros histeréticos, en el periodo aparente del sistema; se realiza la comparación entre las metodologías para la obtención del desempeño estructural mediante linealización equivalente e identificación de espacio – frecuencia, dentro del factor de reducción R, al visualizar el modelo bilineal histerético en edificios de hormigón armado se visualiza en la Figura 1.

Donde ambos sistemas tienen el mismo amortiguamiento crítico y se visualiza la respuesta frente a los factores de reducción sísmica, en dichos sistemas se puede visualizar que la ductilidad no depende netamente del nivel de rigidez que tengan los elementos estructurales, pues al obtener las secciones del área se nota que el sistema con más ductilidad es el que tiene un factor $R=6$

Figura 2.1. Respuesta histerética de modelo multi-lineal de degradación y pinching caso leve y severo. [23]



Fuente: Cea y Boroschek

[24] Aguiar - Medina Habla sobre la determinación de espectros y sismos para el diseño del Hospital de Quinindé con aisladores sísmicos, dicho estudio reflejó la importancia de realizar análisis de peligrosidad sísmica con el fin de determinar los espectros de diseño y máximo considerado, así determinando los factores de escalamiento por los cuales deben multiplicarse los registros para ejecutar el análisis sísmico no lineal de la estructura. Finalmente se especifica que se diseñó con espectros divididos para un valor de R alrededor de 6, sabiendo que dicho valor es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

[25] J. Vielma y M. Mulder expone el Procedimiento Alternativo para Determinar el Factor de Reducción de Respuesta para Edificios Dúctiles de Concreto Armado, en donde habla del diseño sismo resistente, pero sobre todo del análisis elástico de las estructuras al ser moldeados a pesar de ello se espera que con fuerzas sísmicas tengan un comportamiento plástico y como estas afectan al comportamiento plástico, tomando en consideración las normas establecidas en cuanto a la reducción de los espectros elásticos de diseño, todo esto basado en la asertividad que el especialista estructural puede considerar bajo su conocimiento y experiencia, siempre con una metodología clara para obtener R bajo resultados del análisis no lineal de la respuesta del suelo. Tomando en consideración la norma sismo resistente venezolana para el estudio propuesto obteniendo así resultados favorables para un diseño por desplazamientos. Cabe recalcar que dentro de las conclusiones a las cuales llegaron los autores sobresale la metodología utilizada puesto que los factores de reducción de respuesta se han calculado sobre la respuesta no lineal del suelo, esto contemplando

las variaciones de la norma sismo resistente venezolana, encontrando así un procedimiento alternativo que conducen a una solución tanto para las derivas máximas admisibles como también para los criterios de cuantías máximas de refuerzo en elementos estructurales. Se recalca que el factor de reducción de respuesta R es producto de los factores de reducción por resistencia, reducción por ductilidad y redundancia, por lo tanto, toma el valor de 6 para el desarrollo pertinente del tema planteado

[26] Aguiar en este caso realiza el análisis aceptable conforme a normas sísmicas, del comportamiento del edificio Fragata cuya ubicación es en la puntilla de Bahía Caráquez, uno de los elementos determinantes fue la ductilidad por curvatura de los elementos estructurales con el método de las dovelas obviando hormigón confinado por cuestiones propias de la estructura, pero sobre todo considerando la norma. Adicional se realizó un análisis lineal estático para los dos pórticos mediante la técnica del pushover, una vez demostrado los resultados se muestra una concordancia con el daño posterior al sismo en la estructura en estudio. Tomando en cuenta como dato primordial el terremoto registrado en el año 2016 en la Costa Ecuatoriana y estableciendo que las normas sísmicas determinan el valor de R que es el factor de reducción de las fuerzas sísmicas para lo cual se recomienda trabajar con un $R=1$ si no se desea daño alguno en la estructura, pero obviamente este camino sin duda dará como resultado un costo excesivo en cuanto al diseño

2.2. Fundamentación Teórica

2.2.1. Acero Estructural

El acero estructural es un material de fabricación industrializada, para permitir niveles adecuados de control y calidad, este material mantiene dentro de sus características una elevada resistencia, rigidez y ductilidad, por lo cual su gran demanda en la construcción de edificaciones sismo resistentes, se precisa tomar en consideración que la ductilidad del material representa la capacidad de soportar deformaciones plásticas sin disminuir su resistencia. [27] J. Crisafulli.

2.2.2. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad es una metodología de diseño por flexión de los elementos de una edificación, la cual se basa sobre un comportamiento hipotético de la estructura en respuesta a las acciones sísmicas. Este comportamiento se refiere a que las acciones sísmicas ocurran de tal forma que la estructura alcance su estado cerca al colapso, y que las rótulas plásticas se formen simultáneamente en localizaciones predeterminadas para formar un mecanismo de colapso simulando un comportamiento dúctil. Por lo cual, el principal objetivo del “diseño por capacidad” es obtener una estructura tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo severo, lo que orienta a evitar el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia. [28] E. Bojórquez

2.2.3. Diseño por desempeño

El comportamiento real de la estructura, en su fase inicial presenta una rigidez mayor que la rigidez considerada en el análisis, ya que se consideran factores de rigidez efectiva (fisuraciones, tensiones residuales, etc.). Cuando se incrementa la carga lateral se forman zonas de fluencia consecutivas (rótulas plásticas). Luego se desarrolla la respuesta inelástica de la estructura hasta alcanzar su máxima resistencia, punto desde el cual se inicia la pérdida de resistencia que lleva al colapso. [29] M. Guerra

2.2.4. Factor de Respuesta Estructural

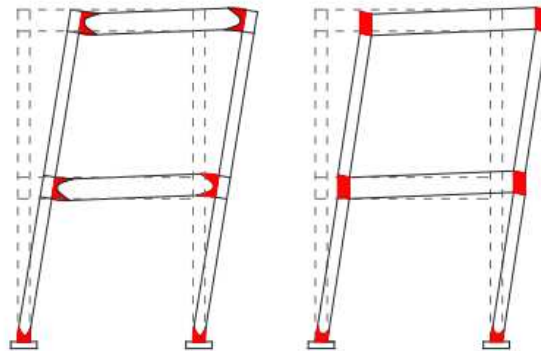
R es el principal componente en el diseño sísmico de una nueva construcción, que a partir de este se determina el desempeño sísmico de la estructura y que no hay una técnica única para determinar su valor, el cual depende de tres aspectos: resistencia, ductilidad y redundancia; expresando que también es afectado por la altura de las construcciones. R. A. Falconí [30] determina que R es directamente proporcional a R_u (Factor de ductilidad), R_s (Factor de sobre resistencia) y R_r (Factor de redundancia), indicando que no hay estudios sobre el efecto de amortiguamiento viscoso en R, lo que indica la posibilidad de que una estructura pueda disipar energía más allá de su rango elástico, adicionalmente la amortiguación de una estructura para disipar energía a través de un diseño inelástico esperando reducir energía en la fuerza del cortante basal debido al sobre amortiguamiento de las estructuras. [24] Indica que

la resistencia lateral es menor que la que los códigos de diseño requieren en zonas sísmicas y aquí es donde se produce la sobre resistencia, aunque hay estudios que dicen que depende de la altura del edificio, tipo de construcción y zona sísmica, finalmente el factor de redundancia depende de la rigidez y fuerza resistida por la estructura.

2.2.5. Pórticos resistentes a momento (SMF)

Los pórticos especiales a momentos se caracterizan por la formación de rótulas plásticas de manera secuencial en vigas, y adicionalmente se permite la formación de rótulas plásticas en la base de las columnas de planta baja como último mecanismo de disipación de energía, como se puede apreciar en la figura 2.2

Figura 2.2 Zonas en las que se esperan deformaciones inelásticas en un PEM [2]



Fuente: NEC-SE-DS

CAPITULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. Ubicación

La investigación se desarrolló en la región sierra del Ecuador, en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua.

Ambato se localiza en la zona centro de la Región interandina del Ecuador, en la hoya del río Patate, atravesada por el río Ambato, a una altitud de 2580 m s. n. m. y con un clima andino de 15°C en promedio. En el censo de 2010 tenía una población de 165.185 habitantes, que la convierte en la décima ciudad más poblada del país. La ciudad es el núcleo del área metropolitana de Ambato, la cual está constituida además por ciudades y parroquias rurales cercanas. Ambato es la cuarta ciudad que más aporta al PIB del Ecuador. Es poseedora de un motor industrial y comercial de gran importancia para la economía del centro del país y del Ecuador, gracias a las industrias que se encuentran en la ciudad.

3.2. Equipos y materiales

Debido a que la investigación es de carácter teórico el principal equipo utilizado fue una computadora con software especializado en el análisis de estructuras para el procesamiento de la información.

El material utilizado fue:

- Internet.
- Computador.
- Software especializado en estructuras.
- Artículos científicos, normas y libros.

3.3. Tipo de investigación

El estudio fue de tipo tecnológico experimental ya que se analizaron diferentes variables, principalmente desplazamientos, derivas de piso y cortantes en el análisis y

diseño de una edificación de acero de 4 pisos comparando los resultados obtenidos con la Normativa NEC 2015.

3.4. Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender

¿El valor R descrito en norma para pórticos resistentes a momento, es un valor representativo para un diseño sismo resistente óptimo en el cantón Ambato, provincia de Tungurahua?

3.5. Población o muestra

La presente investigación sismo resistente en edificaciones de acero es un proceso que consiste en realizar simulaciones, se procede a construir modelos que permitan observar el comportamiento sismo resistente de edificios de acero concluyendo la propuesta de la investigación.

Población

La población es un conjunto claramente definido, limitado y accesible del universo que forma el referente para la elección de la muestra, el grupo que se generaliza es el correspondiente a las edificaciones de acero.

Muestra

La muestra corresponde a la parte representativa de la población, que se someterá a observación científica, con el propósito de obtener resultados válidos, debido a la cantidad extensa de muestra que se obtendrá, se delimita la muestra a irregularidades en elevación para edificaciones de acero de tres pisos, tamaño de muestra que se considera apropiado para cumplir con el propósito de la investigación.

3.6. Recolección de información

La metodología para recolección de información que permite cumplir con los objetivos planteados en este proyecto se describe a continuación:

Primero se obtuvo información de los planos arquitectónicos para el edificio de análisis Anexo 5.4.1, se obtiene la información más representativa de la ciudad de implantación del proyecto, Ambato, luego se identificó de manera visual los materiales y los sistemas estructurales tradicionales, después se definió diferentes valores de R que son objeto de esta investigación, posteriormente se realizó el análisis estructural conforme a la normativa vigente, y finalmente se analizó la respuesta sísmica de los sistemas planteados.

Cuestionamientos	Explicación
1. ¿Para qué?	El análisis comparativo ayuda a entender las diferencias de comportamiento estructural de los modelos trabajados
2. ¿De qué?	Estructura convencional propuesta con pórticos especiales a momento
3. ¿Sobre qué aspectos?	Factor de respuesta estructural R
4. ¿Quiénes?	Investigador: Ángel Jácome Tutor: Ing. Freddy Cañizares
5. ¿Cuándo?	Periodo de realización
6. ¿Dónde?	El trabajo de investigación se respaldó en bibliografía de la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato y artículos científicos relacionados al tema de investigación.
7. ¿Cuántas veces?	1
8. ¿Qué técnicas de recolección?	Análisis, Inductivo, Casos de estudio
9. ¿Con qué?	Datos obtenidos de la norma NEC2015 y software

3.7. Procesamiento de la información y análisis estadístico

La información recopilada se procesó y estructuró mediante la agrupación de datos con la finalidad de responder a los problemas de investigación, objetivos e hipótesis de estudio.

Se procesó la información en tablas, hojas electrónicas, modelos numéricos que sirvieron para al análisis e interpretación de los datos y resultados obtenidos.

3.8. Variables respuesta o resultados esperados

Para el presente trabajo de investigación se obtuvo resultados que permitieron realizar comparaciones entre diferentes valores de R adoptados para una estructura de acero en SMF.

Se realizó una evaluación de los desplazamientos, derivas de piso, cortantes, de los pórticos especiales a momento.

Mediante el análisis de la hipótesis en relación con los resultados obtenidos se logró tener los suficientes argumentos para verificarla, es decir, el factor de respuesta estructural $R=8$ adoptado por norma, no es un valor adecuado para todos los SMF de acero.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Consideraciones primarias de modelación:

4.1.1. MATERIALES

En la actualidad se dispone de una amplia variedad de aceros estructurales. Se selecciona el acero estructural A572 Grado 50, ya que se utiliza en la construcción soldada o atornillada, normado según la ASTM y sus principales características como se definen en la figura 4.1.

Figura 4.1 Acero 572 Definición de Material

General Data	
Material Name	Fy4200
Material Type	Rebar
Directional Symmetry Type	Uniaxial
Material Display Color	Blue
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	7.849 tonf/m³
Mass per Unit Volume	0.80038 tonf-s²/m⁴

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	21000000 tonf/m²
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000117 1/C

Design Property Data	
Modify/Show Material Property Design Data...	

Advanced Material Property Data	
Nonlinear Material Data...	Material Damping Properties...
Time Dependent Properties...	

OK Cancel

En la figura 4.2 podemos observar la curva esfuerzo deformación del Acero seleccionado, el mismo que cumple con los estándares necesarios para la construcción.

Figura 4.2 Curva Esfuerzo Deformación del Acero A572

u

Una consideración importante es el tipo de material de la losa Deck, el mismo que se modela con acero forjado en frío (Cold Formed) ASTM, definiendo sus parámetros en la figura 4.3 y 4.4

Figura 4.3 Acero A653Gr 53 Definición

The image shows a software dialog box for defining material properties for Acero A653Gr 53. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name (A653SQG-33), Material Type (Cold Formed), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (cyan), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Material Weight and Mass:** Radio buttons for Specify Weight Density (selected) and Specify Mass Density. Fields for Weight per Unit Volume (7.849 tonf/m³) and Mass per Unit Volume (0.80038 tonf-s³/m⁴).
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E (20740553.97 tonf/m²), Poisson's Ratio, U (0.3), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000117 1/C), and Shear Modulus, G (7977136.14 tonf/m²).
- Design Property Data:** A button for Modify/Show Material Property Design Data...
- Advanced Material Property Data:** Buttons for Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., and Time Dependent Properties...

At the bottom of the dialog are OK and Cancel buttons.

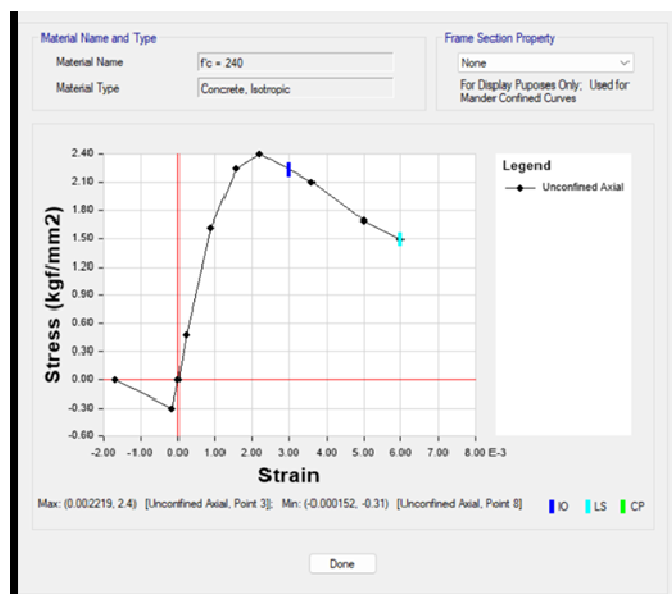
Figura 4.4 Definición de la losa Deck

General Data	
Property Name	Losa Deck
Type	Filled
Slab Material	FC240
Deck Material	A6535QGx33
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	0.05 m
Rib Depth, hr	0.05 m
Rib Width Top, wrt	0.145 m
Rib Width Bottom, wrb	0.12 m
Rib Spacing, ar	0.265 m
Deck Shear Thickness	0.001 m
Deck Unit Weight	0.006 tonf/m ²
Shear Stud Diameter	0.0127 m
Shear Stud Height, hs	0.072 m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	37729.5 tonf/m ²

El hormigón se considera con resistencia a la compresión de 240 kg/cm², con su curva esfuerzo deformación como se indica en la figura 4.5

Figura 4.5 Curva esfuerzo deformación del hormigón sin confinar



4.1.2. Secciones.

Se mostrarán las secciones empleadas considerando el factor de respuesta estructural $R=8$, conforme el factor de respuesta estructural va disminuyendo se indicarán los cambios necesarios en las secciones.

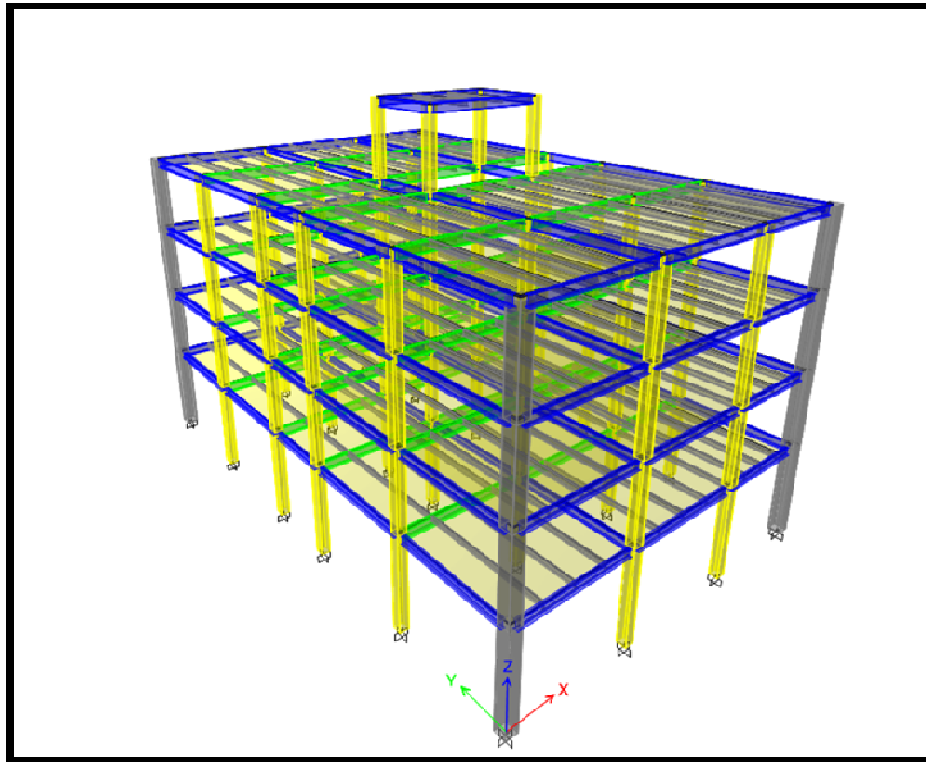
Tabla 4.1 Secciones de acero $R=8$

Secciones de Acero Empleadas				
Section	Object Type	Number Pieces	Length	Weight
Área del proyecto m ²		959.4	m	kg
IPE160	Secondary Beams	166	676.6	10264.03
IPE200	Beam	16	66.8	1326
CC300X300X10	Column	84	230.4	17825.804
IPE270	Beam	84	323.7	10696.45
IPE300	Beam	48	196.8	7702.36
CC400X400X13	Column	16	44	7264.25
Suma total				55078.894
Relación kg (acero)/Área (kg/m ²)				57.409729

Figura 4.6 Vista en planta de un Nivel con las secciones empleadas



Figura 4.7 Vista en 3D de la estructura modelada con colores por sección



Una vez que se han definido los materiales y las secciones, se procede al análisis de las cargas que van a gravitar sobre nuestra estructura.

4.1.3. Cargas Gravitacionales:

A continuación se presentan las cargas gravitacionales de acuerdo a la normativa, que se consideran para el diseño.

- El peso propio de la estructura como carga muerta.
- Adicional de carga muerta (ACM), contempla pesos de masillados, pisos paredes, todo lo que no considera la estructura: 3 kN/m^2 .
- Carga viva según lo que indica la normativa NEC SE CG 2015, el edificio tiene fines multifamiliares por lo que se empleará una carga de 2 kN/m^2 .
- Las cargas se aplicarán al elemento tipo Shell membrane, es decir directamente a la losa para que se distribuya en los elementos tipo frame.

Figura 4.8 Carga ACM asignada en kg/m²

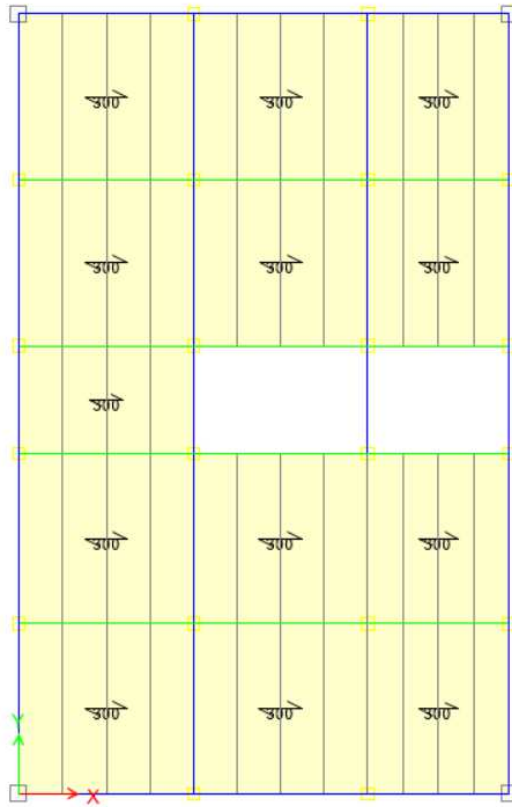
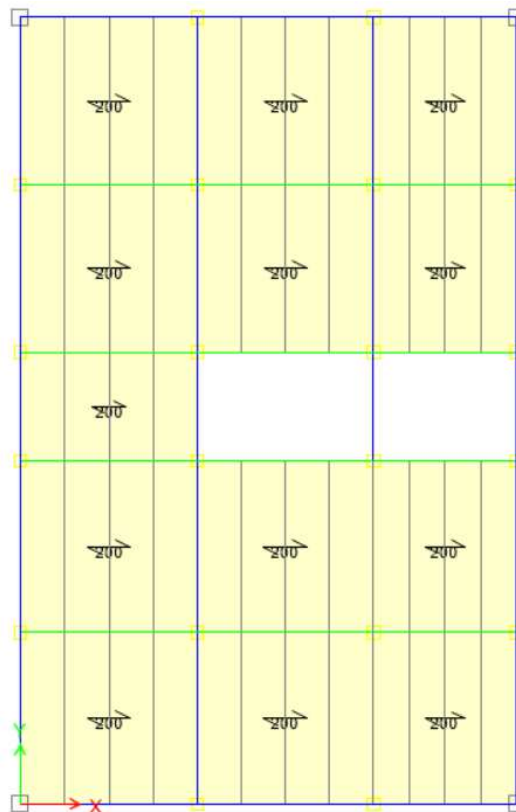


Figura 4.9. Carga Viva asignada en kg/m²



4.1.4. Masa reactiva:

Cumplirá según lo que dice la NEC-SE-DS, en donde tiene que ir la carga muerta de la estructura incluyendo la totalidad del adicional por carga muerta ACM como se muestra en la figura 4.10.

Figura 4.10 Asignación de Masa Reactiva

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

- Element Self Mass
- Additional Mass
- Specified Load Patterns
- Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 - This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: 0.05
 - This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: 0.05

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
ACM	1
ACM	1

Mass Options

- Include Lateral Mass
- Include Vertical Mass
- Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

4.1.5. Asignación de la carga sísmica

Espectro de Diseño

Se creará un espectro de diseño según los parámetros de la NEC SE DS 2015, los principales parámetros que se consideran necesarios para la generación del espectro son: ubicación del proyecto: Ambato, al ser un edificio para vivienda, se considera una Importancia de 1, ya que no es de tipo especial o esencial, al ser una estructura de acero con pórticos especiales a momento se considera un $R=8$, todos estos parámetros se indican en la tabla 4.2 como se muestra a continuación.

Tabla 4.2. Parámetros Sísmicos para la definición del espectro de diseño

			Capitulo	Pagina
Factor de importancia	I=	1.000	4.1	39
Categoría Sísmica	Zona Sísmica=	V	3.1.1	27
Valor de factor Z	Z=	0.400	3.1.1	27
Perfil del Suelo	Suelo Tipo=	D	3.2.1	29
Amplificación del suelo en la zona de periodo corto	Fa=	1.200	3.2.2 a)	31
Coef. Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	Fd=	1.190	3.2.2 b)	31
Comportamiento no lineal de los suelos	Fs=	1.280	3.2.2 c)	32
Factor usado en el espectro de diseño elástico	r=	1.000	3.3.1	34
relación de amplificación espectral	η =	2.480	3.3.1	34
Altura de la edificación en metros	hn=	11.000		
Tipo Estructura	De Acero sin arriostramientos			
Coeficiente que depende del tipo de edificio	Ct=	0.072	6.3.3	62
	α =	0.800	6.3.3	62
Periodo de Vibracion Metodo 1	Ta CODIGO=	0.490	6.3.3 a)	62
Periodo de Vibracion Metodo 2	1.3 * Ta Codigo	0.637	6.3.3 b)	63
Periodo Límite de Vibración	To=	0.127	3.3	35
Periodo de Vibracion	Ta=	0.490	6.3.3 a)	62
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño	Tc=	0.698	3.3.1	34
Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T	k=	1.000	6.3.5	67
Aceleracion Espectral	Sa(Ta)=	1.190	3.3.1	34
Coeficiente de Reduccion de Respuesta Estructural	R=	8.0	6.3.4 b)	64-65
Irregularidad en planta	ΦP =	0.810	5.2	48-52
Irregularidad en elevacion	ΦE =	1.000	5.2	48-52
	V=	0.184	6.3.2	61

Fuente: Autor (Cortesía del Ing. Abril Camino)

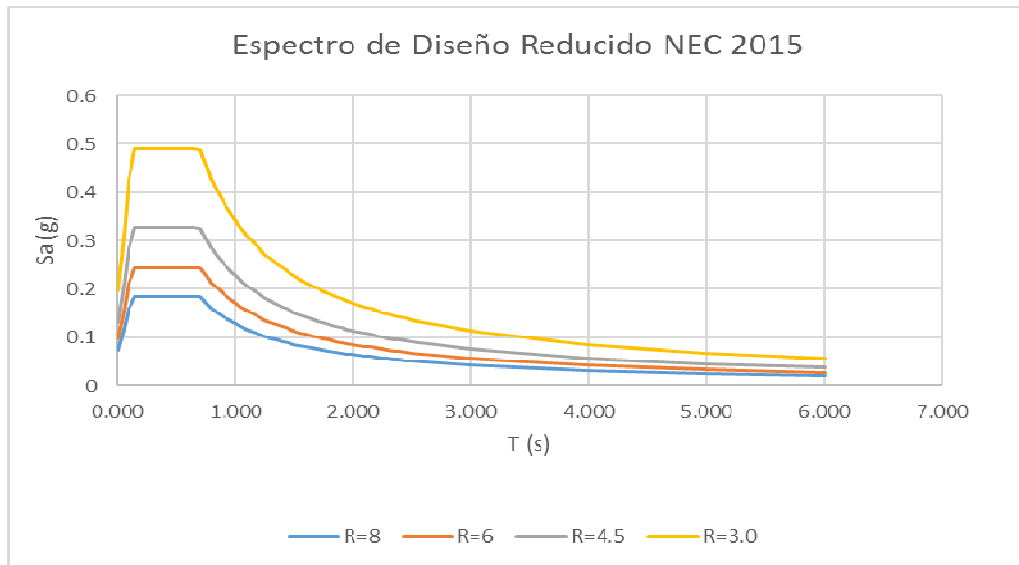
Para efectos de cálculos posteriores se necesita obtener el espectro para diferentes valores del factor de reducción de respuesta estructural, por lo cual se ha modificado y creado un espectro de diseño para cada valor de R considerado: R=8, R=6, R=4.5, R=3 con los valores anotados en la tabla 4.3.

El espectro se ha cargado manualmente y se puede ver la diferencia de valores obtenidos como se muestra en la figura 4.12.

Tabla 4.3. Valores de Espectros de Diseño en la misma estructura con distinto R

R = 8		R = 6		R = 4.5		R = 4.5	
T	Sa	T	Sa	T	Sa	Sa	T
seg.	(g)	seg.	(g)	seg.	(g)	(g)	seg.
0.000	0.07407407	0.000	0.09876543	0.000	0.13168724	0.000	0.19753086
0.050	0.11725801	0.050	0.15634402	0.050	0.20845869	0.050	0.31268804
0.100	0.16044195	0.100	0.21392261	0.100	0.28523014	0.100	0.42784521
0.150	0.1837037	0.150	0.24493827	0.150	0.32658436	0.150	0.48987654
0.200	0.1837037	0.200	0.24493827	0.200	0.32658436	0.200	0.48987654
0.250	0.1837037	0.250	0.24493827	0.250	0.32658436	0.250	0.48987654
0.300	0.1837037	0.300	0.24493827	0.300	0.32658436	0.300	0.48987654
0.350	0.1837037	0.350	0.24493827	0.350	0.32658436	0.350	0.48987654
0.400	0.1837037	0.400	0.24493827	0.400	0.32658436	0.400	0.48987654
0.450	0.1837037	0.450	0.24493827	0.450	0.32658436	0.450	0.48987654
0.500	0.1837037	0.500	0.24493827	0.500	0.32658436	0.500	0.48987654
0.550	0.1837037	0.550	0.24493827	0.550	0.32658436	0.550	0.48987654
0.600	0.1837037	0.600	0.24493827	0.600	0.32658436	0.600	0.48987654
0.650	0.1837037	0.650	0.24493827	0.650	0.32658436	0.650	0.48987654
0.700	0.18321383	0.700	0.2442851	0.700	0.32571347	0.700	0.48857021
0.750	0.17099957	0.750	0.22799943	0.750	0.30399924	0.750	0.45599886
0.800	0.1603121	0.800	0.21374947	0.800	0.28499929	0.800	0.42749893
0.850	0.15088198	0.850	0.20117597	0.850	0.26823462	0.850	0.40235193
0.900	0.14249964	0.900	0.18999952	0.900	0.2533327	0.900	0.37999905
0.950	0.13499966	0.950	0.17999955	0.950	0.2399994	0.950	0.3599991
1.000	0.12824968	1.000	0.17099957	1.000	0.22799943	1.000	0.34199914
1.050	0.12214255	1.050	0.16285674	1.050	0.21714231	1.050	0.32571347
1.100	0.11659062	1.100	0.15545416	1.100	0.20727221	1.100	0.31090831
1.150	0.11152146	1.150	0.14869528	1.150	0.19826037	1.150	0.29739056
1.200	0.10687473	1.200	0.14249964	1.200	0.18999952	1.200	0.28499929
1.250	0.10259974	1.250	0.13679966	1.250	0.18239954	1.250	0.27359932
1.300	0.0986536	1.300	0.13153813	1.300	0.17538418	1.300	0.26307626
1.350	0.09499976	1.350	0.12666635	1.350	0.16888847	1.350	0.2533327
1.400	0.09160691	1.400	0.12214255	1.400	0.16285674	1.400	0.2442851
1.450	0.08844805	1.450	0.11793074	1.450	0.15724099	1.450	0.23586148
1.500	0.08549979	1.500	0.11399971	1.500	0.15199962	1.500	0.22799943
1.550	0.08274173	1.550	0.1103223	1.550	0.14709641	1.550	0.22064461
1.600	0.08015605	1.600	0.10687473	1.600	0.14249964	1.600	0.21374947
1.650	0.07772708	1.650	0.1036361	1.650	0.13818147	1.650	0.20727221
1.700	0.07544099	1.700	0.10058798	1.700	0.13411731	1.700	0.20117597
1.750	0.07328553	1.750	0.09771404	1.750	0.13028539	1.750	0.19542808
1.800	0.07124982	1.800	0.09499976	1.800	0.12666635	1.800	0.18999952
1.850	0.06932415	1.850	0.0924322	1.850	0.12324293	1.850	0.1848644
1.900	0.06749983	1.900	0.08999977	1.900	0.1199997	1.900	0.17999955
1.950	0.06576907	1.950	0.08769209	1.950	0.11692278	1.950	0.17538418
2.000	0.06412484	2.000	0.08549979	2.000	0.11399971	2.000	0.17099957
2.050	0.06256082	2.050	0.08341443	2.050	0.11121923	2.050	0.16682885
2.100	0.06107128	2.100	0.08142837	2.100	0.10857116	2.100	0.16285674
2.150	0.05965101	2.150	0.07953468	2.150	0.10604625	2.150	0.15906937
2.200	0.05829531	2.200	0.07772708	2.200	0.1036361	2.200	0.15545416
2.250	0.05699986	2.250	0.07599981	2.250	0.10133308	2.250	0.15199962
2.300	0.05576073	2.300	0.07434764	2.300	0.09913019	2.300	0.14869528
2.350	0.05457433	2.350	0.07276578	2.350	0.09702103	2.350	0.14553155
2.400	0.05343737	2.400	0.07124982	2.400	0.09499976	2.400	0.14249964
2.450	0.05234681	2.450	0.06979574	2.450	0.09306099	2.450	0.13959149
2.500	0.05129987	2.500	0.06839983	2.500	0.09119977	2.500	0.13679966
3.000	0.04274989	3.000	0.05699986	3.000	0.07599981	3.000	0.11399971
4.000	0.03206242	4.000	0.04274989	4.000	0.05699986	4.000	0.08549979
5.000	0.02564994	5.000	0.03419991	5.000	0.04559989	5.000	0.06839983
6.000	0.02137495	6.000	0.02849993	6.000	0.0379999	6.000	0.05699986

Figura 4.11. Espectros de Diseño con diferente R para la misma estructura



Dichos espectros modifican el diseño a mayor demanda sísmica, pues se requerirá una estructura más rígida. Cada cambio requerido por la demanda sísmica se detallará en el actual estudio.

4.1.6. Combinaciones de Carga

Según lo establecido por la NEC-SE-DS, NEC-SE-AC, AISC-360 [5] se colocarán las siguientes cargas, se considera el ACM: adicional de carga muerta (paredes, masillados, pisos y acabados como parte de la carga muerta (dead)):

- 1,4D
- 1,2D+1,6L
- 1,2D+L+Sx
- 1,2D+L-Sx
- 1,2D+L-Sx
- 1,2D+L+Sx
- 1,2D+L+EspectX
- 1,2D+L- EspectX
- 1,2D+L-EspectX
- 1,2D+L+ EspectX
- 0,9D+Sx
- 0,9D-Sx
- 0,9D-Sy
- 0,9D+Sy
- 0,9D+ EspectX
- 0,9D - EspectX
- 0,9D+ EspectY
- 0,9D - EspectY

Donde:

D = Carga Muerta

L = Carga Viva

Sx = Cortante Basal sísmico en dirección X

Sy = Cortante Basal sísmico en dirección Y

EspectX= Carga espectral en X

EspectY= Carga espectral en Y

4.2. Análisis Estructural Lineal

Para el análisis estructural partimos de un diseño sismo resistente el cual cumplirá con las siguientes verificaciones establecidas en la NEC-SE-DS, NEC-SE-AC ambas 2015 normativas ecuatorianas y AISC 360-19, AISC-341 2016 y AISC-358 2016 como normativas extranjeras.

- Período Natural de Modelación estructural (T) < 1,3 Período empírico de la NEC (T_a).
- Distorsión Torsional: La estructura deberá desplazarse de forma traslacional
- La participación de la masa deberá ser según lo dispuesto en la NEC-SE-DS: Masa Reactiva: D (Debe incluir cargas de paredes) y ser mayor al 90% en la sumatoria de sus modos de vibración.
- Validación del Estado Dinámico se debe tener un cortante de fuerzas laterales producidas por el espectro de diseño > al 80%
- Derivas producidas por el cortante basal menores al 2%
- Derivas producidas por el espectro menor al 2%
- Diseño de las vigas principales según el AISC 360-19
- Diseño de las columnas compuestas el AISC 341-16
- Diseño de las vigas secundarias y losa compuesta Deck según el AISC 360-19

Cabe destacar que el análisis lineal se lo ha hecho para las 4 estructuras modeladas con diferente R, sin embargo, se mostrarán los resultados de la estructura más crítica encontrada y se detallarán los cambios necesarios en secciones en comparación con las otras estructuras. Todas las estructuras cumplen con solicitaciones sísmicas en un análisis lineal modal espectral.

4.2.1. Chequeos o verificaciones

1) PERÍODO

El período de vibración de la estructura debe ser menor que el período empírico de la NEC-SE-DS 2015, la normativa ASCE7 recomienda que el periodo calculado no debe ser mayor a un factor multiplicado por el periodo de norma NEC-SE-DS, para lo cual se utiliza el método 1 descrito en esta normativa.

$$T_{\text{calc}} < \eta * T_{\text{NEC}}$$

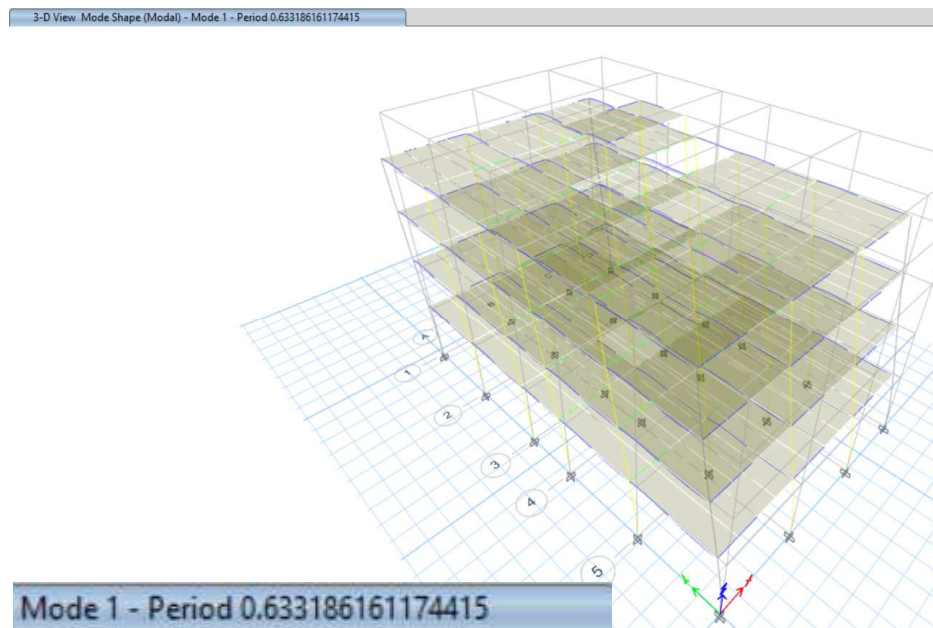
Donde:

T_{calc} : Período de vibración de la estructura (Figura 4.12)

T_{NEC} : Período de vibración aproximativo de la estructura.

El período natural por su parte depende del peso de la estructura y su rigidez se obtiene mediante un análisis estructural, este no se calcula usando el factor de reducción R.

Figura 4.12. Período de Vibración de la estructura modelada con R= 8



NEC-SE-DS Método 1.- Para estructuras de edificación, el valor de T puede determinarse de manera aproximada mediante la expresión:

$$T = C_t * h^\alpha$$

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

h^a: Altura máxima de la edificación de n pisos, en metros, desde la base.

TIPO DE ESTRUCTURA	Ct	α
Sin arriostramientos	0,072	0,8

$$T = Ct \cdot h^{\alpha}$$

$$T = 0.072 \cdot 11^{0.8}$$

$$T = 0.490282$$

$$T < 1.3T_a$$

$$T < 1.3 \cdot 0.490282$$

$$0.633 < 0.637 \text{ OK}$$

2) MOVIMIENTO TRASLACIONAL DE LOS DOS PRIMEROS MODOS DE VIBRACIÓN

Se debe verificar el modo de traslación de la estructura, para lo cual, se debe dividir Rz para el máximo valor de Ux y Uy, cuando los valores obtenidos son menores al 20% la forma de desplazamiento es traslacional, en el caso de superar estos valores sería un movimiento rotacional. La recomendación de la ASCE es que la estructura en sus dos primeros modos de vibración se desplace de manera traslacional.

Tabla 4.4. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=8

Participación de Masa Modal								
Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
1	0,633	0,000006055	0,8199	0,000006055	0,8199	0,2162	0,000001574	0,0039
2	0,575	0,8346	0,00001609	0,8346	0,8199	0,000004418	0,2041	0,0005
3	0,51	0,0005	0,0038	0,8352	0,8237	0,0011	0,0001	0,8174
4	0,172	0,000001949	0,1277	0,8352	0,9514	0,6264	0,00001079	0,0005
5	0,161	0,1197	0,00000325	0,9549	0,9514	0,00001683	0,6516	0,0000390
6	0,139	0,00003242	0,0004	0,9549	0,9518	0,0022	0,0002	0,1303
7	0,08	0,0001	0,0343	0,9551	0,9861	0,095	0,0003	0,0000114
8	0,08	0,0253	0,0002	0,9804	0,9863	0,0005	0,0661	0
9	0,066	0,0126	7,903E-07	0,993	0,9863	0,00000336	0,048	0,0003
10	0,064	0,0001	0,0015	0,9931	0,9878	0,0069	0,0004	0,0274
11	0,062	0,00001365	0,0051	0,9931	0,9928	0,0228	0,0001	0,0094
12	0,055	0	0	0,9931	0,9928	0	0,000001327	0,0015

Modo 1

$$\frac{Rz}{Ux} \leq 20\%$$
$$\frac{0.0039}{0.82} = 0.48\% \text{ OK}$$

Modo 2

$$\frac{Rz}{Uy} \leq 20\%$$
$$\frac{0.0005}{0.8346} = 0.06\% \text{ OK}$$

La estructura no presenta distorsión torsional, sino su desplazamiento según sus dos primeros modos de vibración es traslacional.

3) PARTICIPACIÓN DE MASA

Se debe chequear la participación modal, la normativa indica que se debe considerar en el análisis modal espectral todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura en las direcciones horizontales principales consideradas [2], según la tabla 4.5 se puede observar que se cumple la participación modal en el quinto modo de vibración, ya que se tiene la participación modal mayor al 90% en las dos direcciones.

Tabla 4.5. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=8

Participación de Masa Modal					
Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0,633	0,000006055	0,8199	0,000006055	0,8199
2	0,575	0,8346	0,00001609	0,8346	0,8199
3	0,51	0,0005	0,0038	0,8352	0,8237
4	0,172	0,000001949	0,1277	0,8352	0,9514
5	0,161	0,1197	0,00000325	0,9549	0,9514

4) VALIDACIÓN DEL ESTADO DINÁMICO

Para el procedimiento dinámico de cálculo de las fuerzas sísmicas, se aplicará el método de análisis espectral, el valor del cortante dinámico en la base no debe ser menor al 80% del cortante basal estático para estructuras regulares [2]. Por lo cual se comprueba que la fuerza espectral aplicada sea mayor al 80% de la fuerza producida por el cortante basal

$$V_D \geq 0.80 V_E$$

Para realizar las verificaciones obtenemos los valores de manera gráfica de las figuras 4.13, 4.14 y 4.15.

Figura 4.13. Fuerza espectral en dirección X (corte dinámico) con R=8

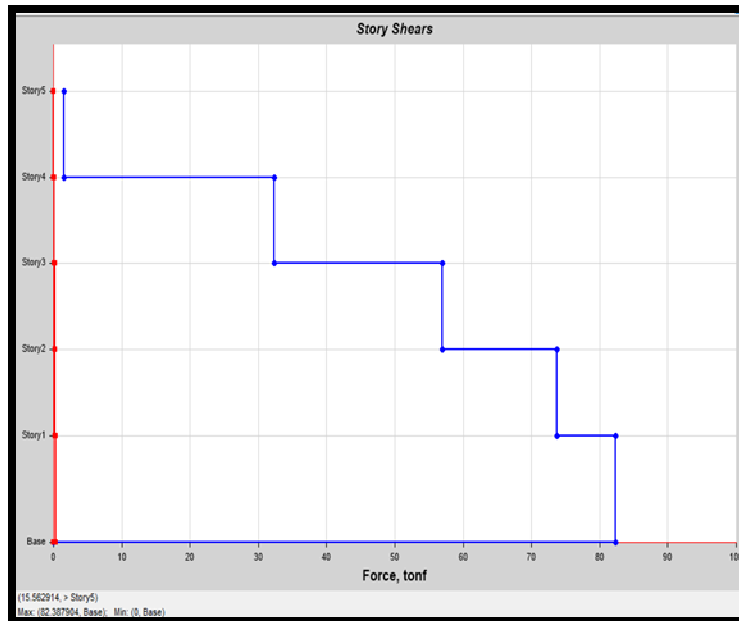


Figura 4.14. Fuerza espectral en dirección Y (corte dinámico) con R=8

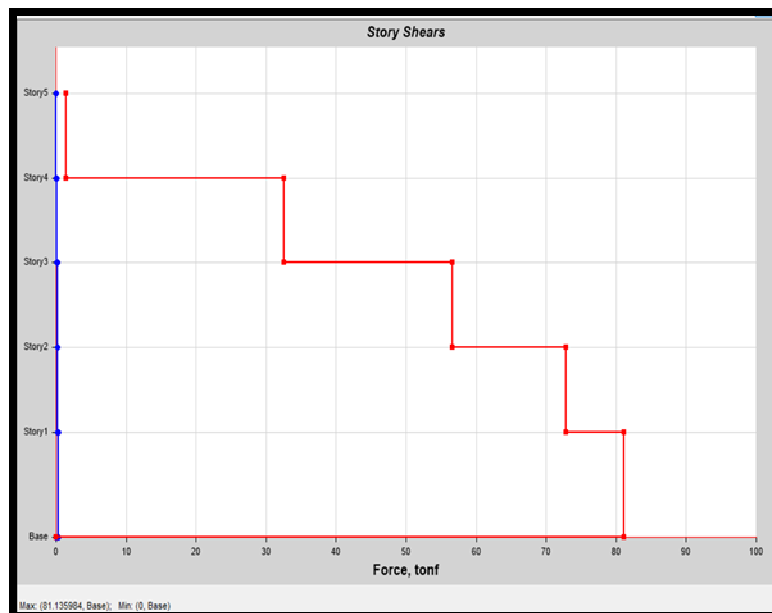


Figura 4.15. Fuerza producida por el cortante basal (estático) en dirección X y Y con R=8

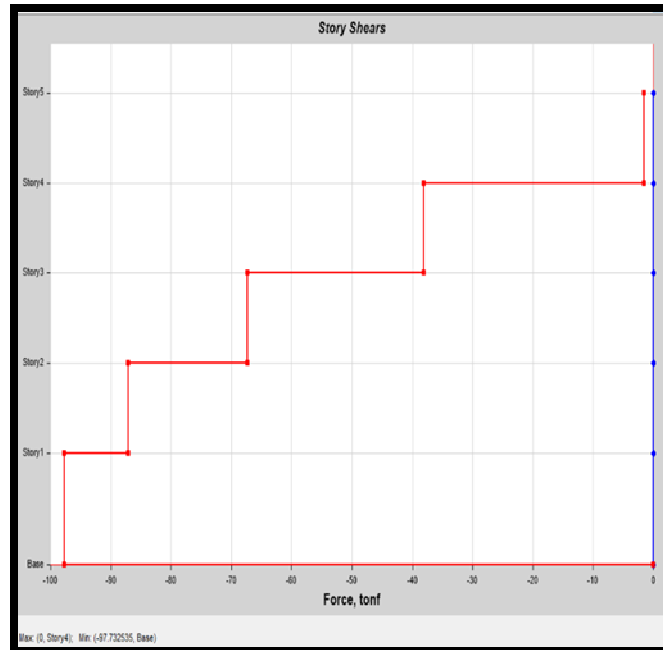


Tabla 4.6. Resumen de fuerzas máximas espectrales y de cortante basal de R=8 y su porcentaje de participación

VALIDACIÓN ESTADO DINÁMICO			
Vx-Vy	97.73		
Vx Espect	82.38	84.29	OK
Vy Espect	81.14	83.02	OK

CORTANTE MÍNIMO ESPECTRAL EN EL PRIMER PISO

Partiendo del período de vibración de la estructura obtenido en $T = 0.633$ se calibra la aceleración espectral modal $S_a(T_{modal})$.

$S_a(T_{modal})$; Si $T_{modal} > T_c$

$$S_a = n * z * F_a * \frac{T_c}{T_{modal}}^{\gamma} \quad (\text{NEC-SE-DS 3.3 pág. 35})$$

Si no:

$$S_a = n \cdot z \cdot F_a \text{ (NEC-SE-DS 3.3 pág. 34)}$$

Donde:

n = Relación de amplificación espectral

z = Valor de factor Z

F_a = Amplificación del suelo en período corto

T_c = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones en el sismo de diseño

r = Factor usado en el espectro de diseño elástico.

T_{modal} = Período de vibración de la estructura en el primer modo

$$V(T_{\text{modal}}) = \frac{1.5a_{\text{modal}}}{R_0 P_0 E}$$

$$\text{Si } T_{\text{modal}} \leq 0,5 \rightarrow K = 1$$

$$\text{Si } T_{\text{modal}} \leq 2,5 \rightarrow K = 0,75 + 0,5T_{\text{modal}}$$

$$\text{Si } T_{\text{modal}} > 2,5 \rightarrow K = 2$$

Tabla 4.7. Cortantes basales y factores de calibración $R=8$

Cortante Basal Período NEC		Cortante Basal Período Máximo		Cortante Basal Período Software	
T	0,4903	Tmax (1.3T)	0,637	Tmodal (s)	0,6330
Sa (T)	1,1904	Sa (Tmax)	1,1904	Sa (Tmodal)	1,1904
V	1,1904	V (Tmax)	0,1837	V (Tmodal)	0,184
k	1,000	k(max)	1,069	k(modal)	1,067
Wr	542,95	V min	79,79		

5) DERIVAS PRODUCIDAS POR LAS FUERZAS SÍSMICAS ESTÁTICAS

La normativa especifica que para estructuras metálicas la deriva inelástica máxima es un valor de 0.02. En las figuras 4.16 y 4.17 se pueden apreciar las máximas derivas de piso elástica que se tienen en la estructura en cada dirección.

Figura 4.16. Deriva estática en dirección X con R=8

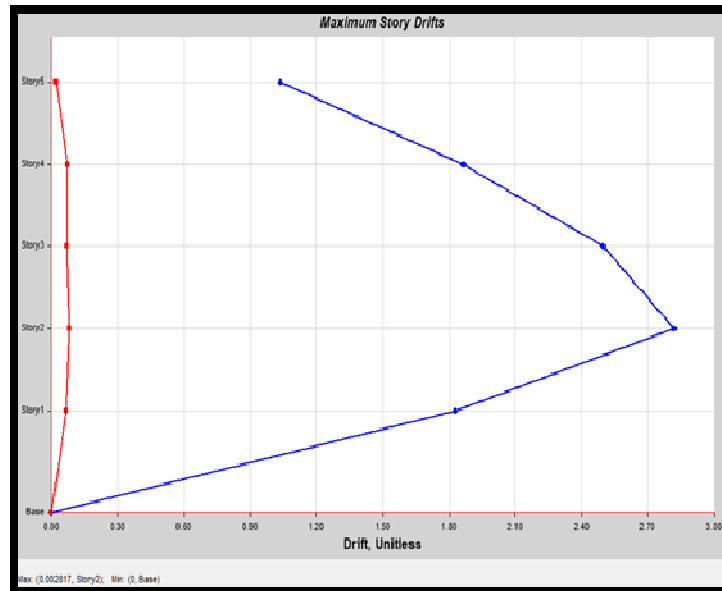
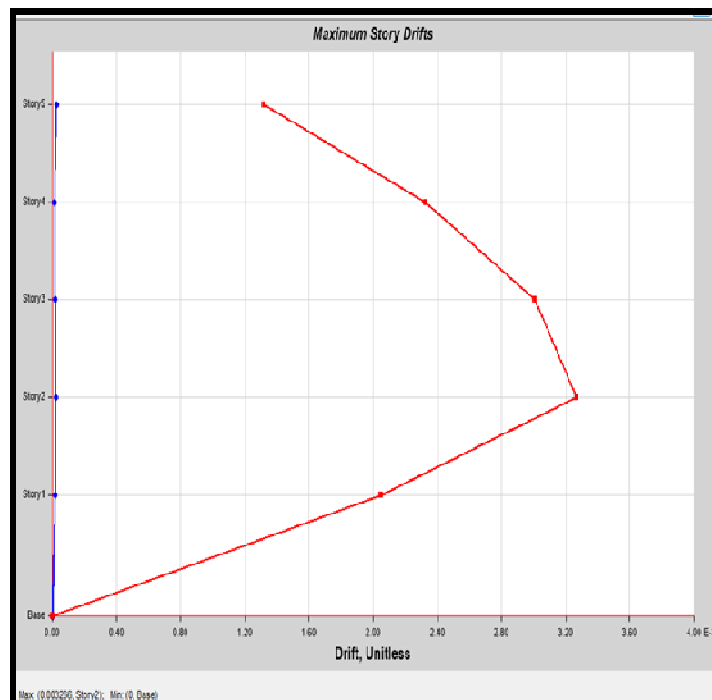


Figura 4.17. Deriva estática en dirección Y con R=8



Para el cálculo de la deriva inelástica tanto estáticas como dinámicas se aplicará la siguiente fórmula:

$$\Delta_{inelast} = 0.75 * R * \Delta_{elast}$$

Tabla 4.8 Resumen de deriva estáticas elásticas y cálculo de la deriva inelástica en dirección con R=8

<i>DERIVAS ESTÁTICAS</i>		
Coef. Reducción Resp. Estructural	8	
dX	0.002817	1.69%
dY	0.003266	1.95%

Menor al 2%; **OK**

DERIVAS DINÁMICAS

Derivas producidas por el espectro de diseño.

Figura 4.18. Deriva espectral en dirección X con R=8

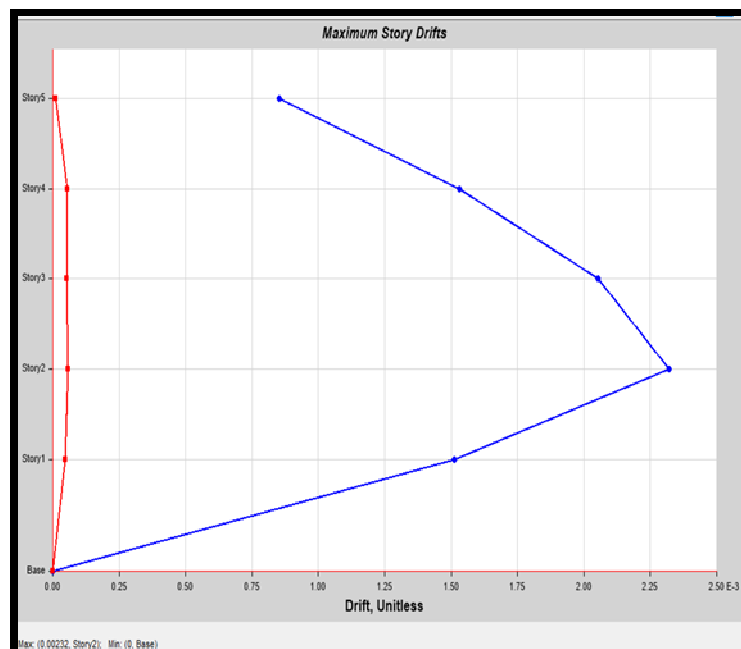


Figura 4.19. Deriva espectral en dirección Y con R=8

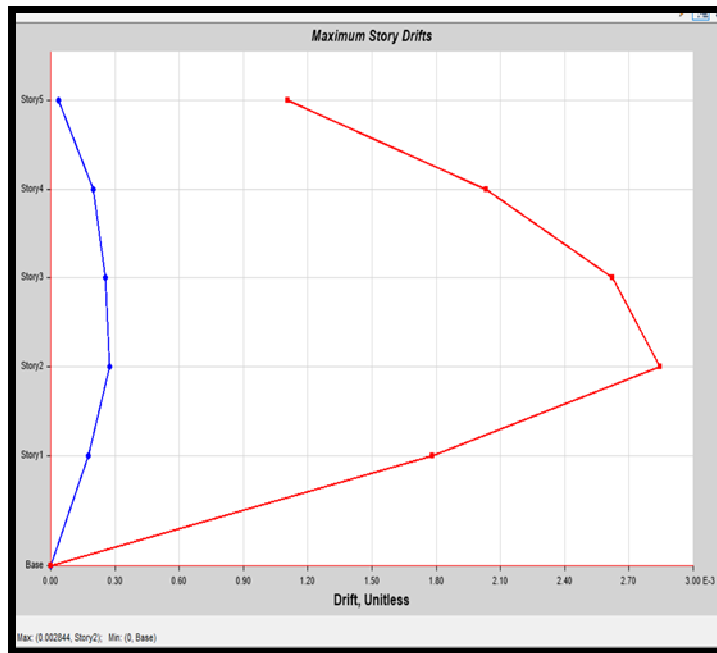


Tabla 4.9 Resumen de deriva estáticas elásticas y cálculo de la deriva inelástica en dirección con R=8

<i>DERIVAS DINÁMICAS</i>		
Coef. Reducción Resp. Estructural	8	
dx	0.00232	1.39%
dY	0.002844	1.71%

Menor al 2%; OK

$$\Delta_{inelast} = 0.75 * R * \Delta_{elast}$$

6) DISEÑO POR CAPACIDAD DE LAS VIGAS AISC 360-19

Las combinaciones de diseño que se aplicaran se toman de la norma NEC-SE-DS., el código de diseño para vigas es el AISC 360-10 como se aprecia en la figura 4.20. Todos los valores de los radios de capacidad deben ser menor a 1 esto porque la relación demanda/capacidad debe ser menor que 1.

Figura 4.20. Deriva espectral en dirección Y con R=8

Item	Value
01 Design Code	AISC 360-10
02 Multi-Response Case Design	Step-by-Step - All
03 Framing Type	SMF
04 Seismic Design Category	D
05 Importance Factor	1
06 Design System Rho	1
07 Design System Sds	0
08 Design System Ri	8
09 Design System Omega0	1
10 Design System Cd	6
11 Design Provision	LRFD
12 Analysis Method	Direct Analysis
13 Second Order Method	General 2nd Order
14 Stiffness Reduction Method	Tau-b Fixed
15 Add National load cases into seismic combos?	No
16 Beta Factor	1.3
17 Beta/Omega Factor	1.6
18 Phi(Bending)	0.9

Item Description
The selected design code. Subsequent design is based on this selected code.

Explanation of Color Coding for Values
Blue: Default Value
Black: Not a Default Value
Red: Value that has changed during the current session

Set To Default Values Reset To Previous Values

All Items Selected Items All Items Selected Items

OK Cancel

Figura 4.21 Niveles 3.2 y 5.8 Diseño AISC 360 R=8

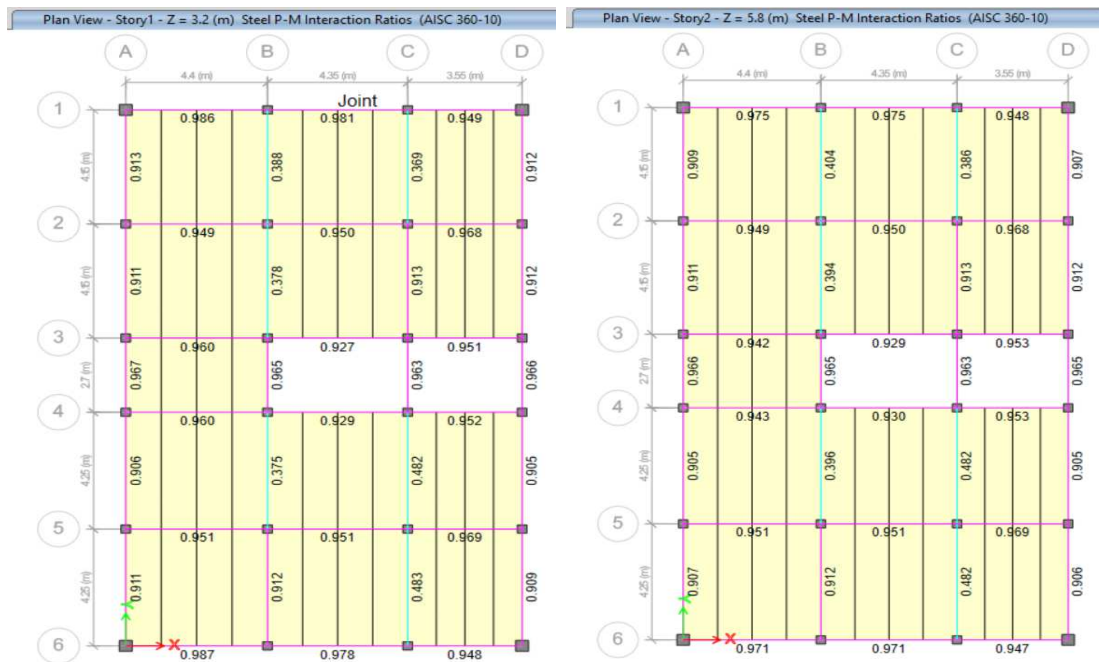
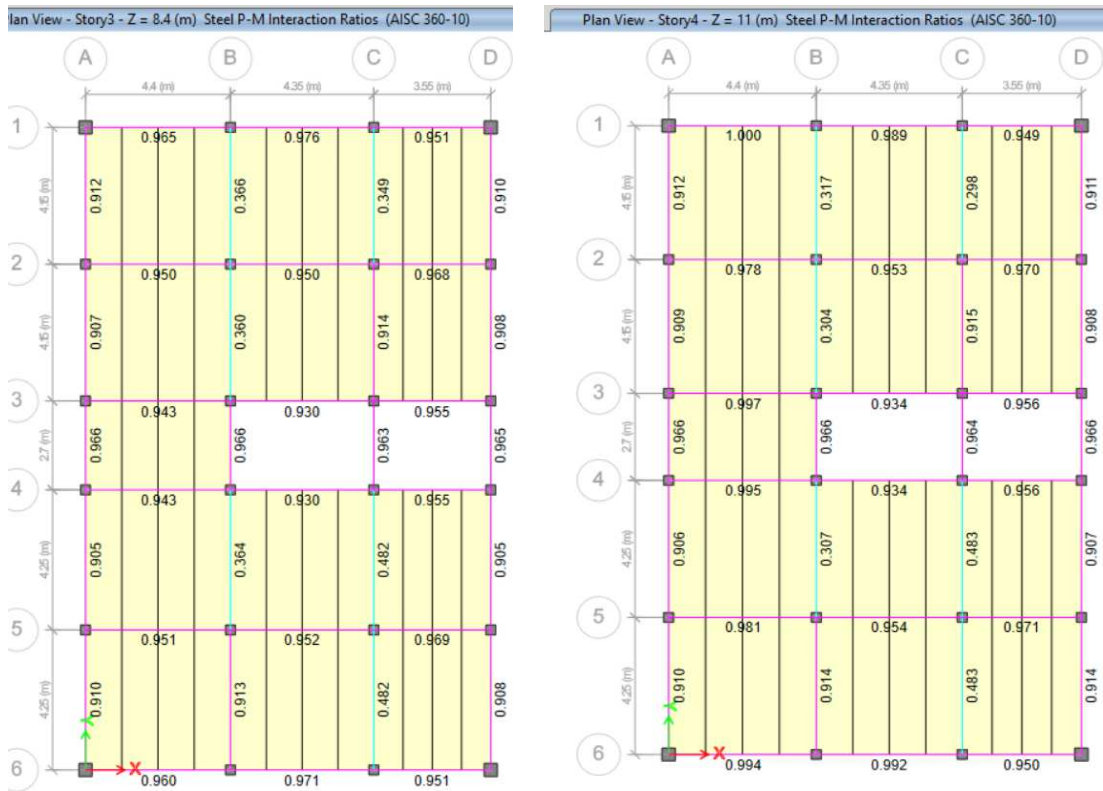
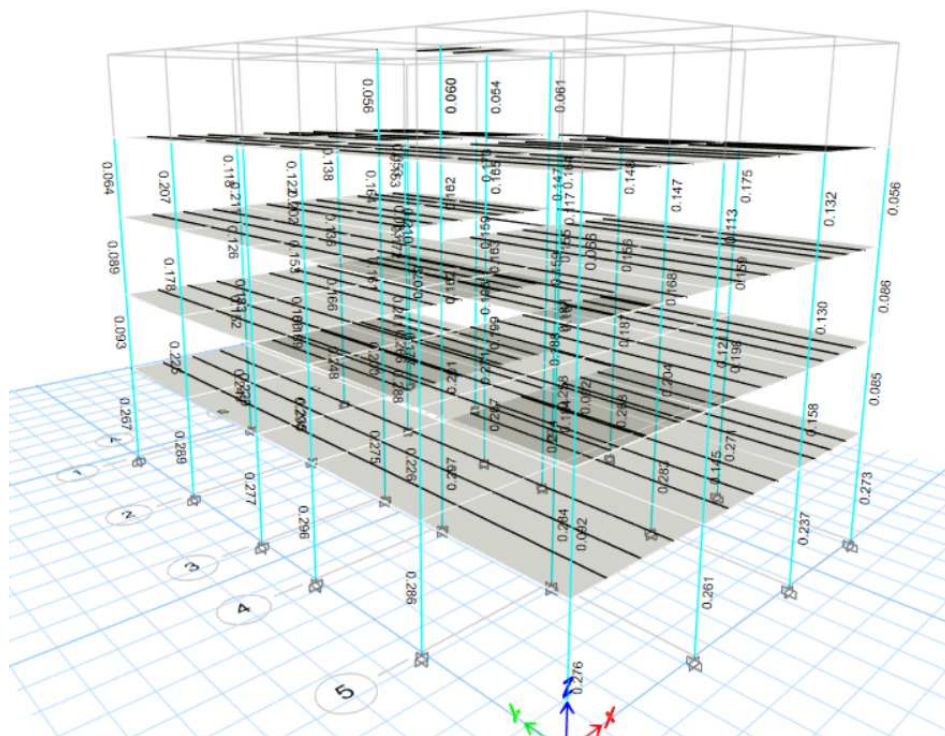


Figura 4.22 Niveles 8.4 y 11 Diseño AISC 360 R=8



7) DISEÑO POR CAPACIDAD COLUMNAS AISC 341-16

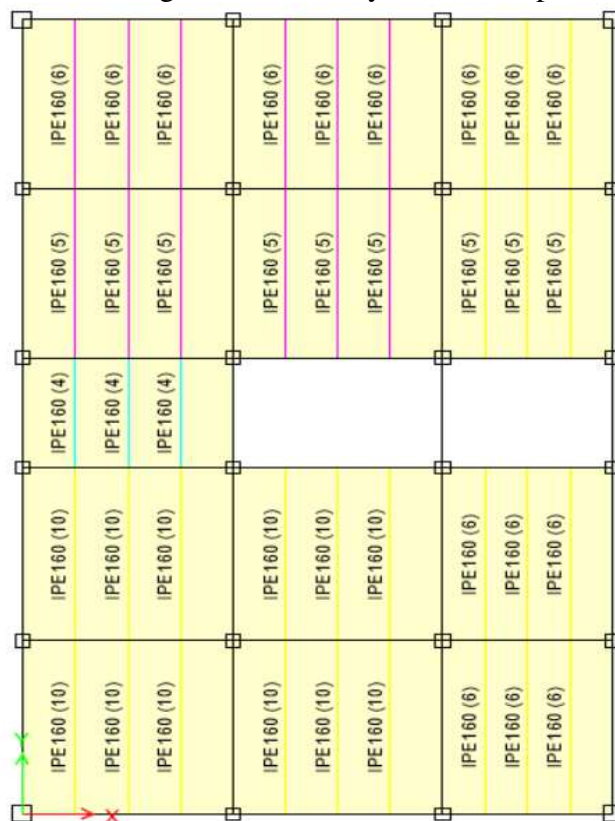
Figura 4.23. Diseño de columnas compuesta R=8



8) DISEÑO DE VIGAS SECUNDARIAS Y CONECTORES DE CORTE

El radio de la relación demanda/capacidad debe ser menor que 1. E incluye el número de conectores de corte en el valle de la placa deck la longitud. Cabe destacar que las vigas secundarias solo soportarán cargas gravitacionales.

Figura 4.24. Diseño de vigas secundarias y conectores para STUD R=8



CAMBIOS LINEALES EN R=6, R=4.5, R=3

Pese a las modificaciones en las secciones los períodos en los diseños con R=6 y R=4.5, se mantienen en T=0,633 seg. Por su parte en el diseño R=3 si varía el período a 0,602 seg. Y se deben calibrar cada valor de los cortantes basales. La calibración se muestra a continuación.

Tabla 4.10. Cortantes basales y factores de calibración R=6

Cortante Basal Período NEC		Cortante Basal Período Máximo		Cortante Basal Período Software	
T	0,4903	Tmax (1.3T)	0,637	Tmodal (s)	0,6330
Sa (T)	1,1904	Sa (Tmax)	1,1904	Sa (Tmodal)	1,1904
V	1,1904	V (Tmax)	0,2449	V (Tmodal)	0,245
k	1,000	k(max)	1,069	k(modal)	1,067
Wr	217,653	V min	42,65		

Tabla 4.11. Cortantes basales y factores de calibración R=4.5

Cortante Basal Período NEC		Cortante Basal Período Máximo		Cortante Basal Período Software	
T	0,4903	Tmax (1.3T)	0,637	Tmodal (s)	0,6330
Sa (T)	1,1904	Sa (Tmax)	1,1904	Sa (Tmodal)	1,1904
V	1,1904	V (Tmax)	0,3266	V (Tmodal)	0,327
k	1,000	k(max)	1,069	k(modal)	1,067
Wr	217,653	V min	56,87		

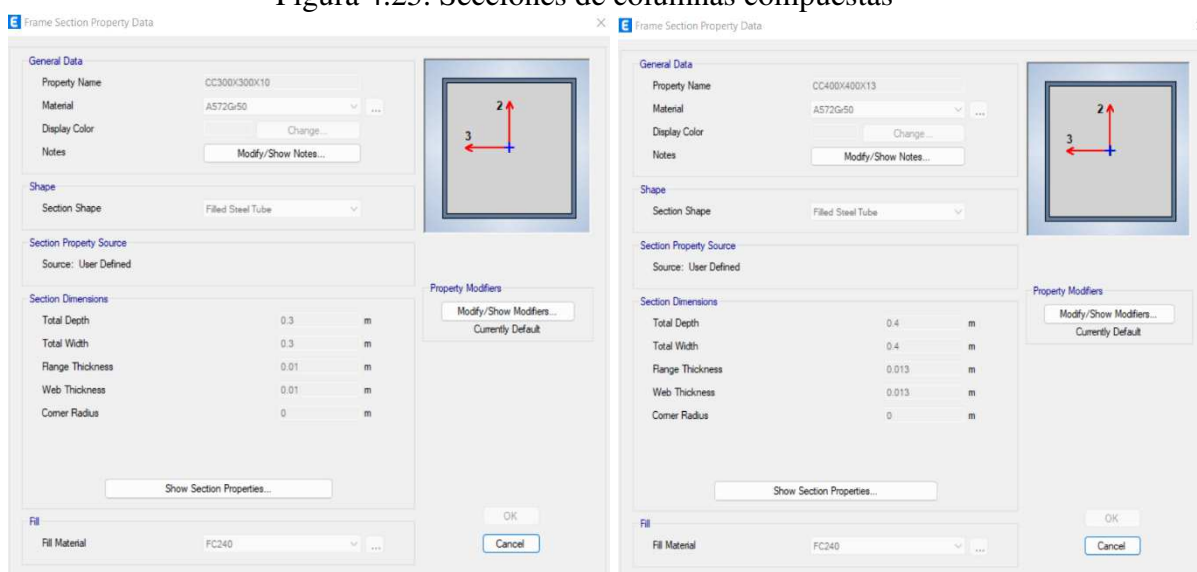
Tabla 4.12. Cortantes basales y factores de calibración R=3

Cortante Basal Período NEC		Cortante Basal Período Máximo		Cortante Basal Período Software	
T	0,4903	Tmax (1.3T)	0,637	Tmodal (s)	0,6022
Sa (T)	1,1904	Sa (Tmax)	1,1904	Sa (Tmodal)	1,1904
V	1,1904	V (Tmax)	0,4899	V (Tmodal)	0,490
k	1,000	k(max)	1,069	k(modal)	1,051
Wr	217,653	V min	85,30		

SECCIONES CAMBIADAS EN LOS DIFERENTES R.

En todos los diseños se mantienen las columnas compuestas de CC400*400*13 en las esquinas y CC300*300*10 en el resto de ejes rellenas de hormigón, las vigas secundarias, espesor de la losa y placa deck de igual forma se mantienen lo que cambia son las vigas principales. Esto por requerimiento de diseño para cumplir con las solicitaciones planteadas.

Figura 4.25. Secciones de columnas compuestas



Cambios en secciones R=6

Para R=6 El cambio de sección se dio netamente en el Nivel 11 e el eje 3 de una sección comercial IPE 300, a una sección IPEM 300

Figura 4.26. Cambio en secciones en el nivel 11 con R=6 y radio de capacidad

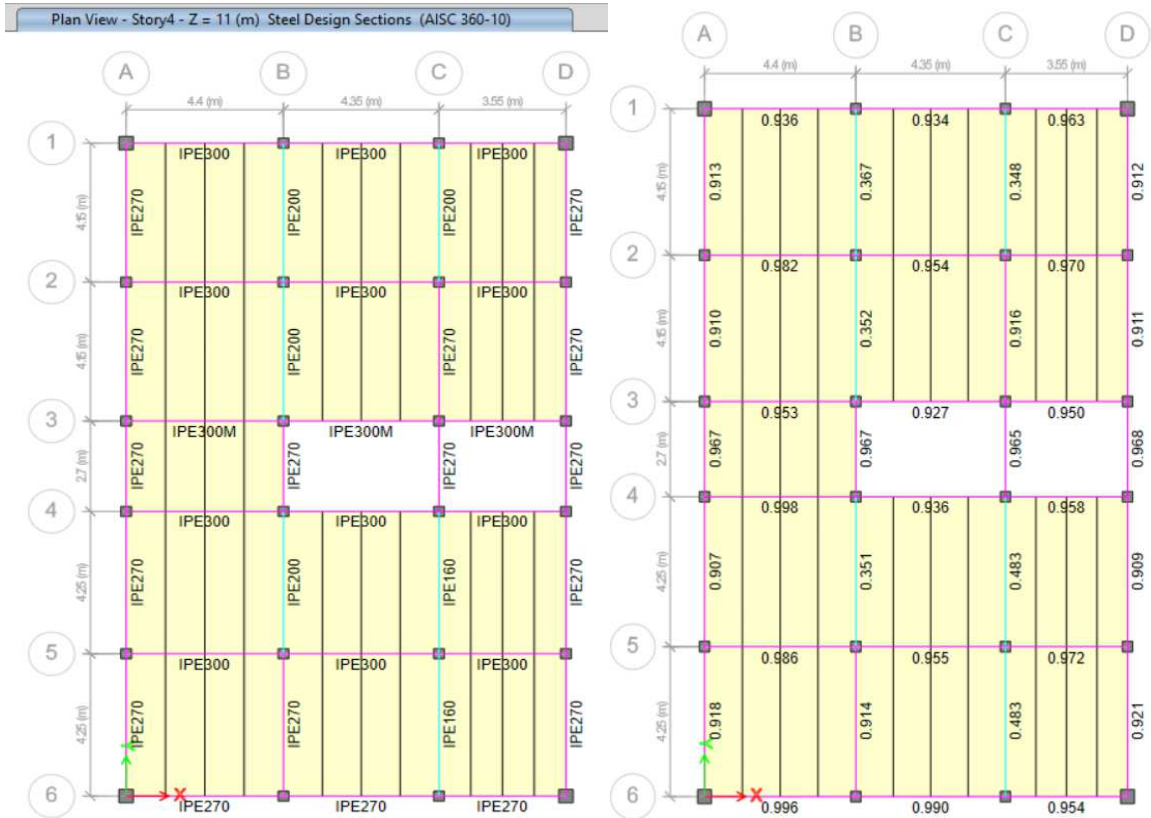
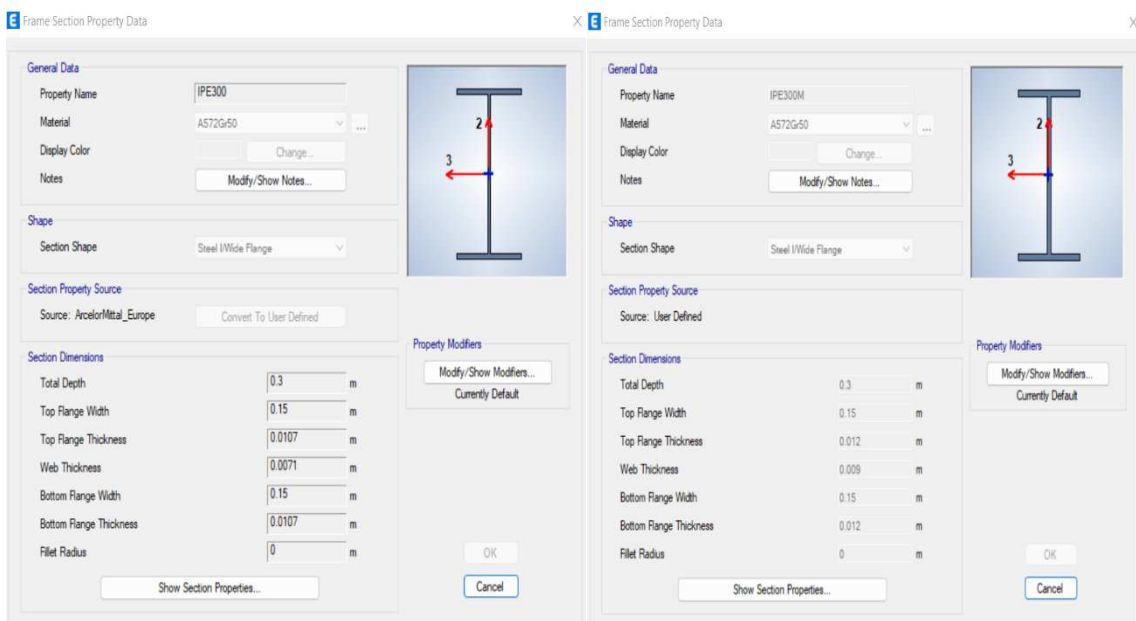


Figura 4.27. Sección IPE300 vs IPE300M



La diferencia radica en el área de la sección transversal pues la IPeM 300, es ligeramente mayor en sus dimensiones y área pese a ello es sísmicamente compacta, a continuación, se muestra la tabla de partición de masa de R=6.

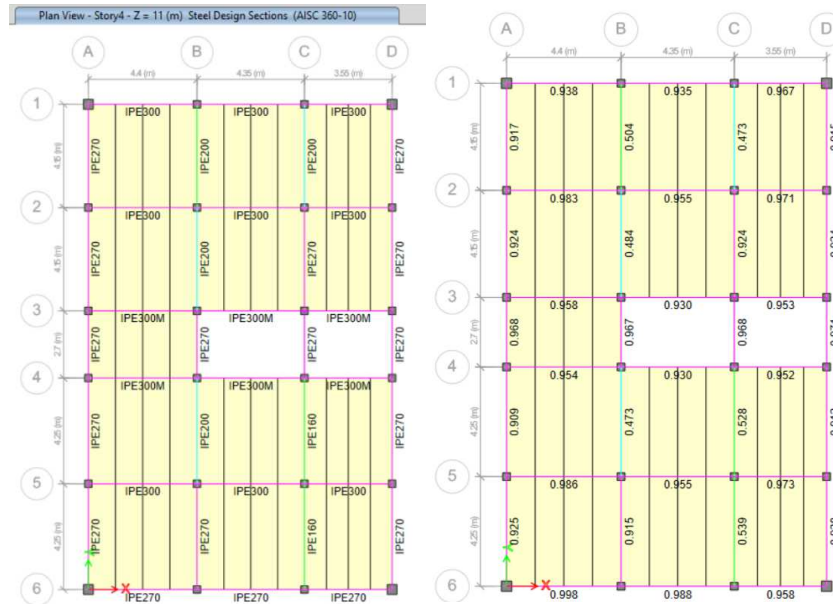
Tabla 4.13. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=6

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.633	0.0000174	0.82	0.0000174	0.82	0.2162	0.000005024	0.0038
Modal	2	0.574	0.8347	0.00004814	0.8347	0.82	0.00001276	0.2022	0.0016
Modal	3	0.508	0.0018	0.0036	0.8365	0.8237	0.001	0.0003	0.8181
Modal	4	0.172	0.00001333	0.1278	0.8365	0.9514	0.6265	0.0001	0.0004
Modal	5	0.16	0.1185	0.0000243	0.955	0.9515	0.0001	0.6537	0.0006
Modal	6	0.138	0.0004	0.0004	0.9554	0.9519	0.002	0.0027	0.1287
Modal	7	0.08	0.00004615	0.0344	0.9555	0.9862	0.0954	0.0001	0.00001073
Modal	8	0.08	0.0249	0.0001	0.9804	0.9863	0.0002	0.0636	0.00001444
Modal	9	0.066	0.0124	0.000003696	0.9928	0.9863	0.00001791	0.0468	0.0009
Modal	10	0.064	0.0003	0.002	0.9931	0.9883	0.0093	0.001	0.0234
Modal	11	0.062	0.0001	0.0046	0.9932	0.9928	0.0203	0.0002	0.0121
Modal	12	0.055	0.000001271	0	0.9932	0.9928	0	0.000004161	0.0015
Modal	13	0.05	0	0.000001947	0.9932	0.9928	5.263E-07	0	0.00003099
Modal	14	0.048	0	0	0.9932	0.9928	0	0.000009553	0
Modal	15	0.047	0.000003149	0.0002	0.9932	0.993	0.0009	0.00001439	0.0003
Modal	16	0.045	0.000001107	0.0065	0.9932	0.9995	0.0263	0.000004574	0.00004163
Modal	17	0.045	0.0012	0.000001264	0.9944	0.9995	0.000002819	0.0054	0
Modal	18	0.043	0.0049	0	0.9993	0.9995	0	0.0215	0.00001177
Modal	19	0.039	0.000009998	0.0001	0.9994	0.9997	0.0004	0.0000349	0.0001
Modal	20	0.038	0.000004533	0.000009407	0.9994	0.9997	0.00002465	0.00002872	0.007
Modal	21	0.038	0.0003	0.000002331	0.9996	0.9997	0.0000065	0.0009	0.000003382
Modal	22	0.032	0.000002369	0	0.9996	0.9997	0	0.000005116	0
Modal	23	0.031	0.00001013	0	0.9997	0.9997	0	0.00003717	0
Modal	24	0.03	0.00002167	0.0001	0.9997	0.9998	0.0003	0.0001	0.0008

Cambios en secciones R=4.5

Para R=4.5 El cambio de sección se dio netamente en el Nivel 11 e el eje 4 de una sección comercial IPE 300, a una sección IPEM 300

Figura 4.28. Cambio en secciones en el nivel 11 con R=4.5 y radio de capacidad



A continuación, se muestra la tabla de partición de masa de R=4.5. Y se mantiene el diseño de R=6 en el resto de secciones

Tabla 4.14. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=6

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.633	0.00001653	0.82	0.00001653	0.82	0.2162	0.00000475	0.0038
Modal	2	0.574	0.835	0.0000462	0.8351	0.82	0.00001225	0.2019	0.0016
Modal	3	0.508	0.0017	0.0036	0.8368	0.8237	0.001	0.0003	0.8182
Modal	4	0.172	0.00001234	0.1278	0.8368	0.9514	0.6265	0.0001	0.0004
Modal	5	0.16	0.1184	0.00002282	0.9552	0.9515	0.0001	0.655	0.0005
Modal	6	0.138	0.0004	0.0004	0.9556	0.9519	0.002	0.0026	0.1287
Modal	7	0.08	0.00003501	0.0344	0.9556	0.9863	0.0954	0.0001	0.00001064
Modal	8	0.079	0.0249	0.00004469	0.9805	0.9863	0.0001	0.0629	0.00001177
Modal	9	0.066	0.0123	0.00000409	0.9928	0.9863	0.0000198	0.0466	0.001
Modal	10	0.064	0.0003	0.002	0.9931	0.9883	0.0094	0.0011	0.0233
Modal	11	0.062	0.0001	0.0045	0.9932	0.9928	0.0203	0.0002	0.0122
Modal	12	0.055	0.000001444	0	0.9932	0.9928	0	0.000003524	0.0015
Modal	13	0.05	0	0.000002236	0.9932	0.9929	9.666E-07	0	0.00003298
Modal	14	0.048	0	0	0.9932	0.9929	0	0.000009115	0
Modal	15	0.047	0.000003746	0.0002	0.9932	0.9931	0.0009	0.00001652	0.0003
Modal	16	0.045	0.000002109	0.0065	0.9932	0.9995	0.0263	0.000008704	0.00004293
Modal	17	0.045	0.0012	0.000003395	0.9944	0.9995	0.00000973	0.0053	0
Modal	18	0.043	0.0049	0	0.9993	0.9995	0	0.0216	0.00001145
Modal	19	0.039	0.00001094	0.0001	0.9994	0.9997	0.0004	0.00004059	0.0001
Modal	20	0.038	0.00000413	0.00001021	0.9994	0.9997	0.00002694	0.00002556	0.007
Modal	21	0.038	0.0003	0.000002409	0.9996	0.9997	0.000006711	0.0009	0.000003697
Modal	22	0.032	0.000002344	0	0.9996	0.9997	0	0.000004929	0
Modal	23	0.031	0.00001031	0	0.9997	0.9997	0	0.000003786	0
Modal	24	0.03	0.00002207	0.0001	0.9997	0.9998	0.0003	0.0001	0.0008

Cambios en secciones R=3,00

Cabe destacar que las secciones de las columnas iguales a R=3,00 presentan una demanda considerablemente mayor, mientras que R=8, R=6 y R=4.5 presentan un radio de capacidad menor a 0,5 a pesar de ello se mantienen las mismas secciones.

Figura 4.29. Diseño de columnas compuesta R=3.00

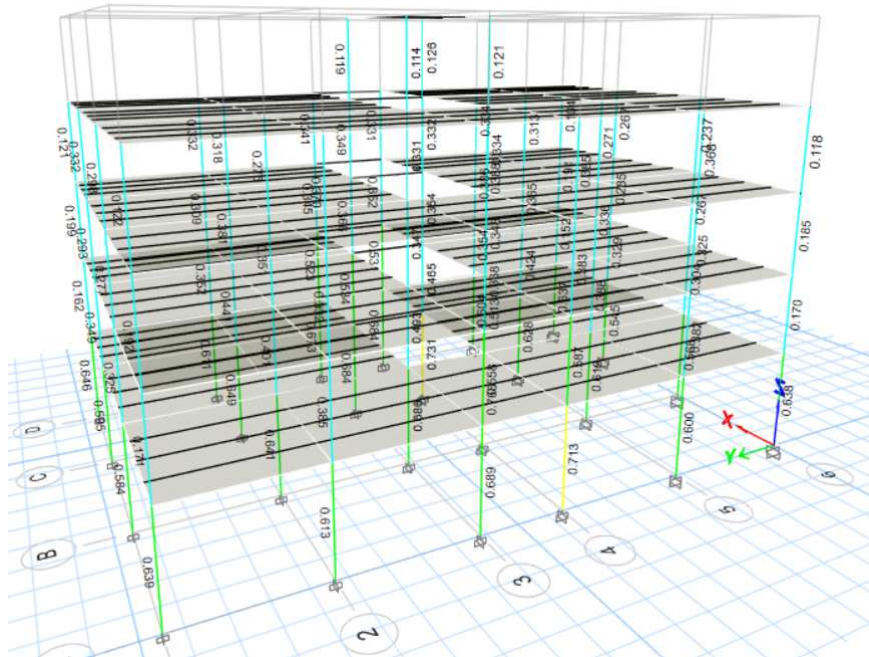


Figura 4.30. Cambio en secciones en el nivel 3.2 con R=3.00 y radio de capacidad



Para $R=3.0$. El cambio de sección se dio netamente en el Nivel 3,2 y 5,8 entre los eje 3-4 y ejes A, B, C y D de una sección comercial IPE 300, a una sección IPE 300N creada por el autor del presente proyecto, a continuación, se muestra la tabla de partición de masa de $R=3.0$ Y se mantiene el diseño de $R=4.5$ en el resto de secciones.

Figura 4.31. Cambio en secciones en el nivel 3.2 con $R=3.00$ y radio de capacidad

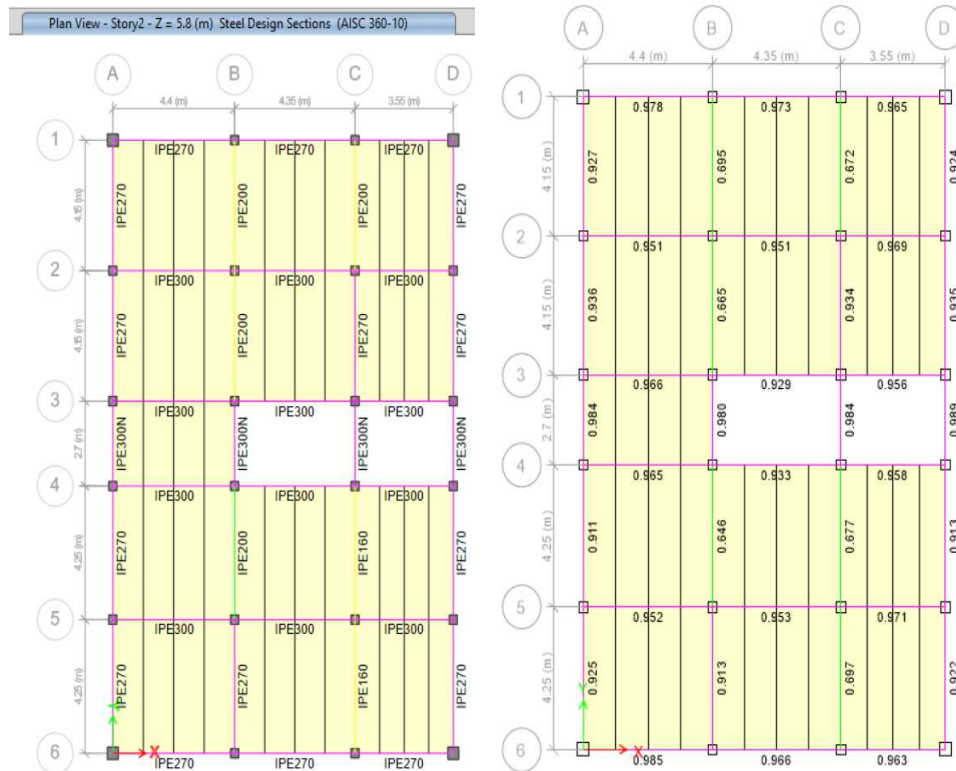


Figura 4.32. Geometría de la sección IPE 300N

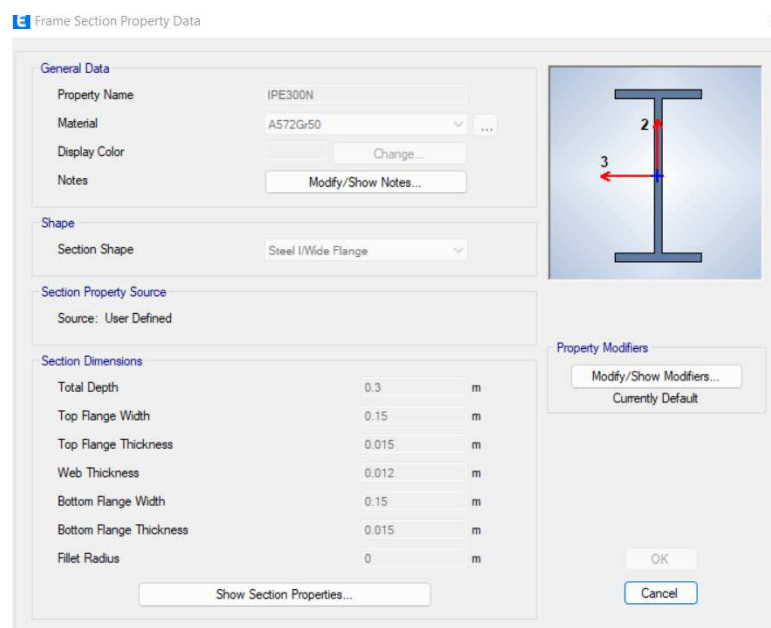


Tabla 4.15. Participación de Masa en los diferentes Modos de vibración R=3.5

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ
		sec							
Modal	1	0.602	0.0001	0.8147	0.0001	0.8147	0.219	0.00002786	0.0062
Modal	2	0.574	0.8352	0.0002	0.8353	0.8149	0.00004741	0.202	0.0012
Modal	3	0.501	0.0014	0.0059	0.8367	0.8208	0.0017	0.0002	0.8156
Modal	4	0.171	0.00001638	0.1317	0.8367	0.9525	0.62	0.0001	0.0005
Modal	5	0.16	0.1185	0.00002955	0.9552	0.9525	0.0001	0.6551	0.0005
Modal	6	0.137	0.0004	0.0004	0.9556	0.953	0.0021	0.0025	0.1295
Modal	7	0.079	0.016	0.0119	0.9716	0.9649	0.0347	0.0406	0.00002171
Modal	8	0.079	0.0089	0.0213	0.9805	0.9862	0.0618	0.0225	0
Modal	9	0.066	0.0124	0.000003467	0.9929	0.9862	0.00001698	0.0468	0.0009
Modal	10	0.064	0.0003	0.0021	0.9932	0.9884	0.0103	0.0009	0.0229
Modal	11	0.062	0.0001	0.0046	0.9933	0.993	0.0212	0.0002	0.0124
Modal	12	0.055	0.000001474	0	0.9933	0.993	0	0.000003594	0.0015
Modal	13	0.05	0	0.000002446	0.9933	0.993	6.444E-07	0	0.00003496
Modal	14	0.047	0.00002768	0.0002	0.9933	0.9932	0.0008	0.0001	0.0003
Modal	15	0.046	0.0001	0.00003471	0.9934	0.9932	0.0002	0.0005	0.00004522
Modal	16	0.045	0	0.00063	0.9934	0.9995	0.0262	0	0.00004332
Modal	17	0.044	0.0059	0	0.9993	0.9995	0	0.026	0.00001
Modal	18	0.042	0.0001	6.965E-07	0.9994	0.9995	0.000004477	0.0004	7.073E-07
Modal	19	0.039	0.000006235	0.0001	0.9994	0.9997	0.0004	0.00002436	0.00004476
Modal	20	0.038	0.000004438	0.00001153	0.9994	0.9997	0.00003195	0.00002684	0.007
Modal	21	0.037	0.0002	0.000001002	0.9997	0.9997	0.000002827	0.0006	0.000001677
Modal	22	0.031	0.00000236	0	0.9997	0.9997	0	0.00001227	0
Modal	23	0.03	0.000001321	0	0.9997	0.9997	0	0.000005122	0
Modal	24	0.03	0.000002688	0.0001	0.9997	0.9998	0.0004	0.000009736	0.0009

COMPARATIVA DE DERIVAS ESTÁTICAS Y DINÁMICAS DE LAS ESTRUCTURAS; R=8, R=6, R=4.5 Y R=3

Derivas del Sismo Estático dirección X

Tabla 4. 16 Derivas del sismo estático dirección X de todas las estructuras.

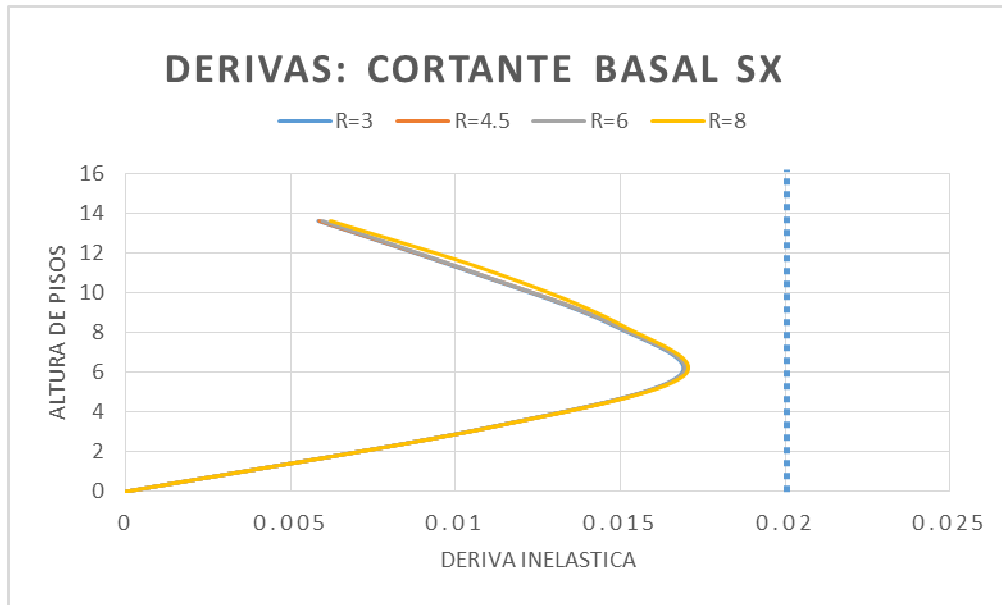
Sx R=3			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m		
Story5	13,6	0,002594	0,000031
Story4	11	0,004673	0,000106
Story3	8,4	0,006539	0,000144
Story2	5,8	0,007455	0,0002
Story1	3,2	0,004862	0,000161
Base	0	0	0

Sx R=4.5			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m		
Story5	13,6	0,001739	0,000021
Story4	11	0,003132	0,000073
Story3	8,4	0,00438	0,0001
Story2	5,8	0,004987	0,000138
Story1	3,2	0,003247	0,000113
Base	0	0	0

Sx R=6			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m		
Story5	13,6	0,001325	0,000008
Story4	11	0,002353	0,000053
Story3	8,4	0,003285	0,000075
Story2	5,8	0,003737	0,000103
Story1	3,2	0,002433	0,000085
Base	0	0	0

Sx R=8			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m		
Story5	13,6	0,001035	0,000019
Story4	11	0,001864	0,000072
Story3	8,4	0,002497	0,00007
Story2	5,8	0,002817	0,000082
Story1	3,2	0,001829	0,000065
Base	0	0	0

Figura 4.33. Derivas inelástica de las 4 Estructuras en Dirección X



Se calculará las derivas inelásticas máximas de cada estructura:

$$\Delta_{inelast} = 0.75 * R * \Delta_{elast}$$

Tabla 4. 17. Derivas elásticas y derivas inelásticas máximas en dirección X

Max History Drifts		
Factor R	Δ_{elast}	$\Delta_{inelast}$
8	0.002817	0.0169
6	0.003737	0.0168
4.5	0.004987	0.0168
3	0.007455	0.0168

La deriva inelástica máxima permitida por la NEC SE DS es de 0.02, mientras que se tiene una deriva máxima de 0.0169 con un R=8, en dirección X, bajo efectos de la carga sísmica estática, por lo que se está cumpliendo con lo dispuesto en la normativa.

Derivas producidas por el sismo estático dirección Y

Tabla 4.18. Derivas de sismo estático dirección Y de todas las estructuras.

Sy R=3			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000062	0,003406
Story4	11	0,000035	0,005851
Story3	8,4	0,000056	0,007294
Story2	5,8	0,000064	0,007716
Story1	3,2	0,000057	0,004948
Base	0	0	0

Sy R=4.5			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000043	0,002354
Story4	11	0,000026	0,004142
Story3	8,4	0,000034	0,00535
Story2	5,8	0,000036	0,00581
Story1	3,2	0,000034	0,003642
Base	0	0	0

Sy R=6			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000032	0,001763
Story4	11	0,000019	0,003103
Story3	8,4	0,000025	0,004008
Story2	5,8	0,000027	0,004352
Story1	3,2	0,000026	0,002728
Base	0	0	0

Sy R=8			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000024	0,001322
Story4	11	0,000015	0,002327
Story3	8,4	0,000019	0,003007
Story2	5,8	0,00002	0,003266
Story1	3,2	0,000019	0,002048
Base	0	0	0

Figura 4.34. Derivas Estáticas de las 4 Estructuras en Dirección Y

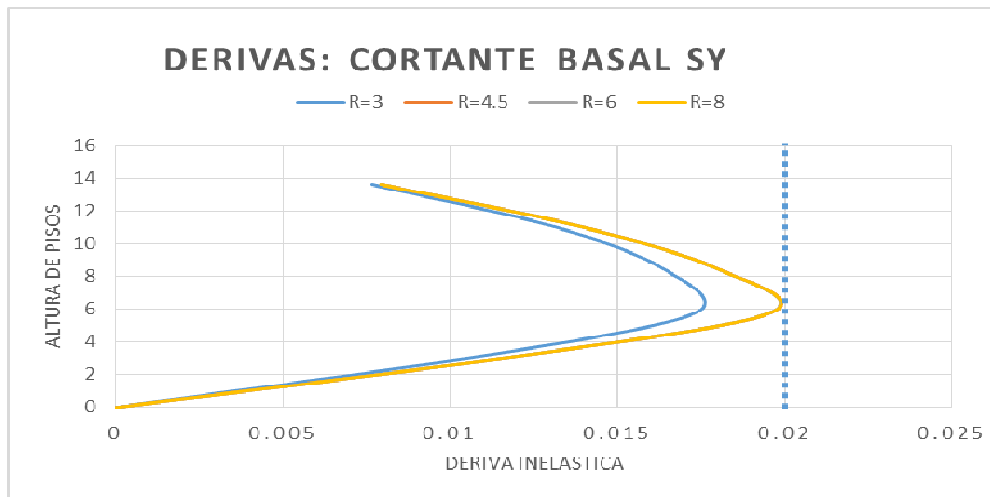


Tabla 4.19. Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas de sismo estático

Max History Drifts		
Factor R	Δ_{elast}	$\Delta_{inelast}$
8	0.003266	0.0196
6	0.004352	0.0196
4.5	0.00581	0.0196
3	0.007716	0.0174

Derivas dinámicas dirección X

Tabla 4.20 Derivas dinámicas dirección X de todas las estructuras

Espect X R=3			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,002158	0,00006
Story4	11	0,00413	0,00025
Story3	8,4	0,00554	0,000231
Story2	5,8	0,006258	0,000237
Story1	3,2	0,004068	0,000167
Base	0	0	0

Espect X R=4.5			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,001438	0,00004
Story4	11	0,002758	0,000173
Story3	8,4	0,0037	0,000167
Story2	5,8	0,004179	0,000173
Story1	3,2	0,002714	0,000121
Base	0	0	0

Espect X R=6			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,001103	0,000035
Story4	11	0,002079	0,00013
Story3	8,4	0,002779	0,000127
Story2	5,8	0,003135	0,000131
Story1	3,2	0,002035	0,000092
Base	0	0	0

Espect X R=8			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,00085299	1,1495E-05
Story4	11	0,00153232	5,5844E-05
Story3	8,4	0,00205359	5,2957E-05
Story2	5,8	0,00232038	5,8653E-05
Story1	3,2	0,00151101	4,5997E-05
Base	0	0	0

Figura 4.35. Derivas Dinámicas de las 4 Estructuras en Dirección X

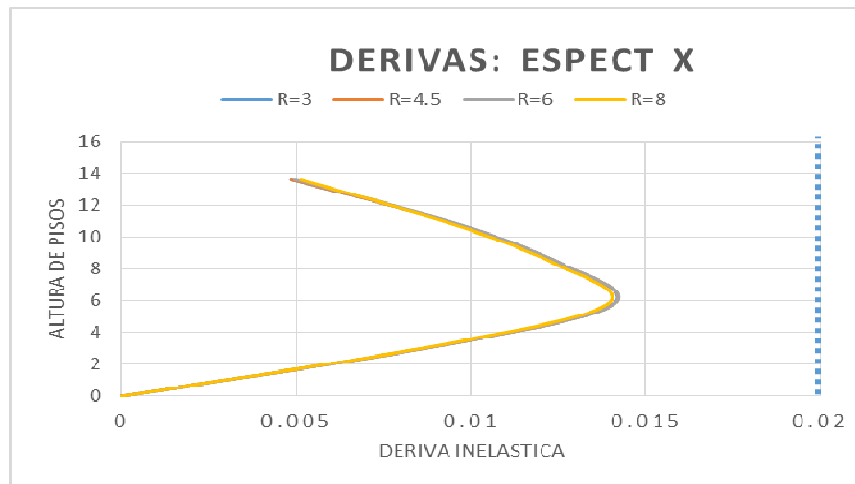


Tabla 4.21 Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas dinámicas en dirección X

Max History Drifts		
Factor R	Δ_{elast}	$\Delta_{inelast}$
8	0,00232038	0,0139
6	0,003135	0,0141
4,5	0,004179	0,0141
3	0,006258	0,0141

Derivas dinámicas dirección Y

Tabla 4.22 Derivas dinámicas dirección Y de todas las estructuras

Espect Y R=3			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000102	0,002867
Story4	11	0,000585	0,005168
Story3	8,4	0,000755	0,006425
Story2	5,8	0,000818	0,006779
Story1	3,2	0,000519	0,004335
Base	0	0	0

Espect Y R=4.5			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000067	0,001965
Story4	11	0,000346	0,003614
Story3	8,4	0,000446	0,004661
Story2	5,8	0,000483	0,005057
Story1	3,2	0,000308	0,003166
Base	0	0	0

Espect Y R=6			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000052	0,001474
Story4	11	0,00026	0,002709
Story3	8,4	0,000334	0,003494
Story2	5,8	0,000363	0,003791
Story1	3,2	0,000231	0,002374
Base	0	0	0

Espect Y R=8			
Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
Story5	13,6	0,000037	0,001105
Story4	11	0,000198	0,002035
Story3	8,4	0,000254	0,002622
Story2	5,8	0,000275	0,002844
Story1	3,2	0,000175	0,001781
Base	0	0	0

Figura 4.36. Derivas Dinámicas de las 4 Estructuras en Dirección Y

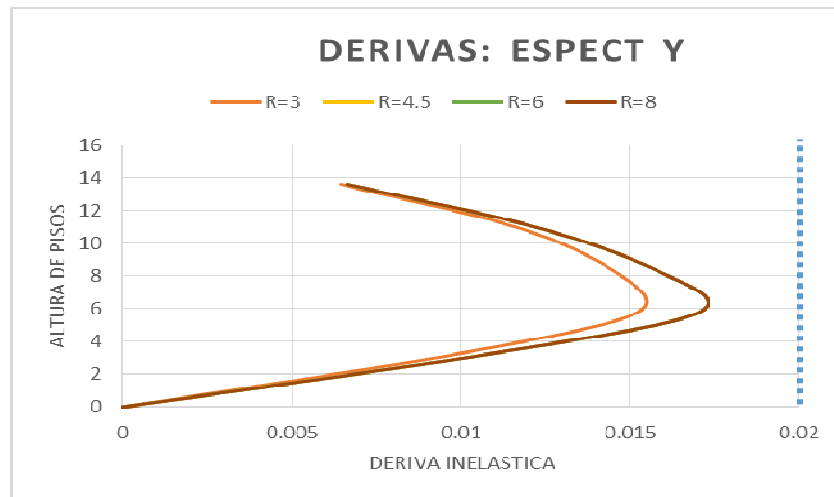


Tabla 4.23. Derivas elásticas máximas y derivas inelásticas dinámicas en dirección Y

Max History Drifts		
Factor R	Δ_{elast}	$\Delta_{inelast}$
8	0.002844	0.0171
6	0.003791	0.0171
4.5	0.005057	0.0171
3	0.006779	0.0153

4.3. Análisis del costo de las estructuras

Se obtendrá el peso de las cuatro estructuras, para determinar un valor unitario por kilogramo y se comparará el costo de cada una.

Tabla 4.24 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=8

LISTA DE MATERIALES R=8				
SECCIÓN	TIPO	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
			m	tonf
IPE160	Beam	166	676.6	10.26403
IPE200	Beam	16	66.8	1.326
CC300X300X10	Column	84	230.4	64.32974
IPE270	Beam	84	323.7	10.69645
IPE300	Beam	48	196.8	7.70236
CC400X400X13	Column	16	44	21.72089
SUMA				116.0395

Tabla 4.25 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=6

LISTA DE MATERIALES R=6				
SECCIÓN	TIPO	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
			m	tonf
IPE160	Beam	166	676.6	10.26403
IPE200	Beam	16	66.8	1.326
CC300X300X10	Column	84	230.4	64.32974
IPE270	Beam	81	311.4	10.28935
IPE300	Beam	48	196.8	7.69814
CC400X400X13	Column	16	44	21.72089
IPE300M	Beam	3	12.3	0.54439
SUMA				116.17254

Tabla 4.26 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=4.5

LISTA DE MATERIALES				
SECCIÓN	TIPO	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
			m	tonf
IPE160	Beam	166	676.6	10.26403
IPE200	Beam	16	66.8	1.326
CC300X300X10	Column	84	230.4	64.32974
IPE270	Beam	81	311.4	10.28935
IPE300	Beam	45	184.5	7.21674
CC400X400X13	Column	16	44	21.72089
IPE300M	Beam	6	24.6	1.08878
SUMA TOTAL				116.2355

Tabla 4.27 Lista de secciones de acero y peso de la estructura con R=3.0

LISTA DE MATERIALES				
SECCIÓN	TIPO	CANTIDAD	LONGITUD	PESO
			m	tonf
IPE160	Beam	166	676.6	10.26403
IPE200	Beam	16	66.8	1.326
CC300X300X10	Column	84	230.4	64.32974
IPE270	Beam	73	289.8	9.59763
IPE300	Beam	45	184.5	7.21674
CC400X400X13	Column	16	44	21.72089
IPE300M	Beam	6	24.6	1.08878
IPE300N	Beam	8	21.6	1.16643
SUMA TOTAL				116.7102

4.3.1. Diferencia de costos

Tabla 4.28. Costo de cada estructura considerando diversos R de diseño

Coefficiente de respuesta estructural	Peso kg	Costo\$ / kg.	Costo total
R8	116039.5	5.20	603405.40
R6	116172.54	5.20	604097.21
R4.5	116235.53	5.20	604424.76
R3	116710.24	5.20	606893.25

Al comprar la diferencia de costos al utilizar un factor de R=3 y R=8 son 3487.85\$ la diferencia entre R=8 y R=6 es de 691.81\$ esto nos permite, visualizar que a menor factor de reducción se tendrá una estructura más costosa, sin embargo, el factor de reducción R puede ser determinando exactamente incluso en dos direcciones por estructura. Para obviar el cálculo y determinación de cada estructura se sigue una metodología la del ASCE P695, que abarca una tipología estructural general en este caso será de pórticos especiales a momento (SMF).

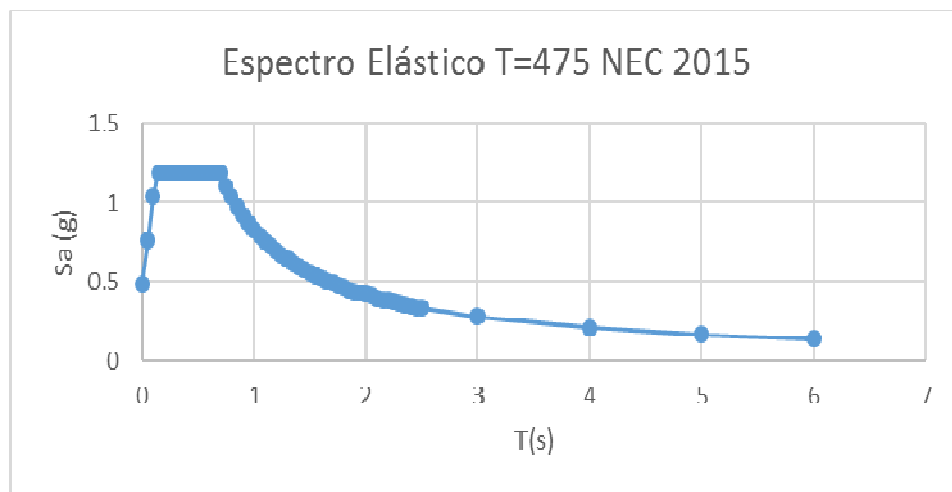
En el presente trabajo de investigación se ha determinado que según normativa se tiene factores de R que varían de 4.5 a 8.5 en pórticos especiales a momento. Se seguirá la metodología del Dr. Roberto Aguiar [30] para determinar el valor del factor de reducción R exacto en dos direcciones. Para ello se someterá a un análisis de desempeño estructural mediante NSP (Non Static PushOver), de las 4 estructuras diseñadas.

Dicho análisis permite determinar el valor exacto de R , independientemente del valor asignado es decir el espectro de diseño puede tener un factor de reducción igual a 3 sin embargo la estructura tendrá un factor de reducción propio que se debería aplicar. Este factor permite tener un diseño óptimo con el mayor desempeño y es un análisis no lineal estático.

4.4. Análisis No Lineal Estático.

La primera parte corresponde a la definición del espectro, el cual servirá para determinar el punto de desempeño, se analizará la estructura para un período de retorno de 475 años para visualizar el desempeño estructural, con el cual se determinará el factor R .

Figura. 4.37. Espectro de Retorno con período de retorno de 475 años



4.4.1. Definición de parámetros iniciales

Procedemos a la definición de articulaciones

Las articulaciones se asignan según el siguiente caso de carga:

- 5% y 95% en vigas según la tabla 9.7.1 del ASCE 7-16
- 10% y 90% columnas. Al ser columnas compuestas no existe una asignación mediante tablas y podría ser la base para continuar con una investigación más profunda a futuro, por lo que se recurre al ser una sección simétrica cuadrada a colocar articulaciones paramétricas como se ve en la figura 4.38.

Figura 4.38. Definición de articulaciones en columnas

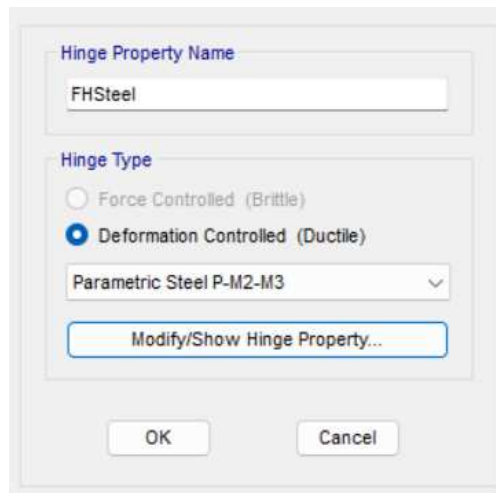
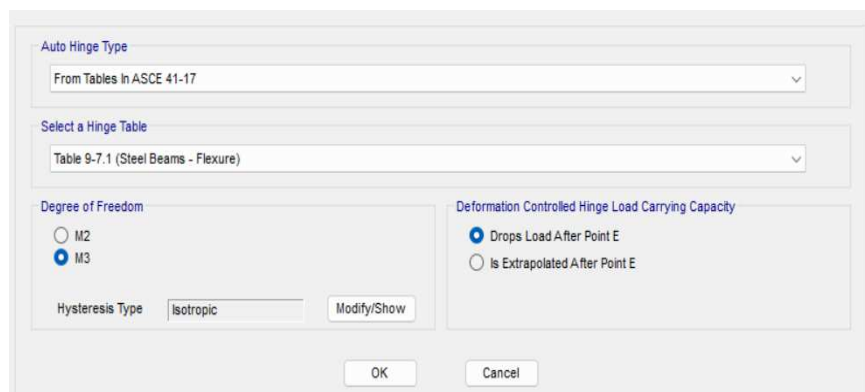


Figura 4.39. Definición de articulaciones Rótulas plásticas en vigas



4.4.2. Definiciones de los casos de carga.

Se asignará casos no lineales estáticos gravitacionales, con un solo estado final de carga y múltiples estados para el PUSHOVER en dirección “X” y dirección “Y” dichos estados se los realizará en las 4 estructuras.

Figura 4.40. Definición de cargas no lineales gravitacionales

The screenshot shows the 'General' tab of a load case definition window. The 'Load Case Name' is 'GRAVITACIONAL', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Mass Source' is 'Previous', and 'Analysis Model' is 'Default'. Under 'Initial Conditions', 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	ACM	1
Load Pattern	Live	0.25

Figura 4.41. Definición de cargas PUSH X

The screenshot shows the 'General' tab of a load case definition window. The 'Load Case Name' is 'PUSHX', 'Load Case Type' is 'Nonlinear Static', 'Mass Source' is 'Previous', and 'Analysis Model' is 'Default'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' is selected, and the 'Nonlinear Case' dropdown is set to 'GRAVITACIONAL'. The 'Loads Applied' table is as follows:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SX	1

Cabe destacar que se parte del caso de carga no lineal estático gravitacional antes de realizar el Pushover y se asignará como carga la fuerza lateral producida por el caso de carga lineal del cortante basal.

Figura 4.42. Control de aplicación de cargas y desplazamiento máximo



Según el FEMA 440 es desplazamiento máximo que puede desplazarse una estructura lateralmente varía entre el 4 y el 6% una estructura sin aisladores ni disipadores sísmicos.

El edificio tiene una elevación de 13.6 metros por lo que su desplazamiento máximo al 4% estaría en 0,544 m.

Figura 4.43. Altura y elevaciones por piso del edificio a analizar

	Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
▶	Story5	2.6	13.6	Yes	None	No	0	Yellow
	Story4	2.6	11	Yes	None	No	0	Grey
	Story3	2.6	8.4	No	Story4	No	0	Blue
	Story2	2.6	5.8	No	Story4	No	0	Green
	Story1	3.2	3.2	No	Story4	No	0	Cyan
	Base		0					

Dichos análisis se definen tanto para X como para Y.

Adicionalmente se deberá definir los espectros según el período de retorno para un análisis no lineal, la NEC-SE-DS establece para un sismo raro: 475 años y un sismo extremadamente raro: 2500 años (estructuras esenciales).

En el presente análisis se usará un sismo de diseño de 475 años para el cálculo del punto de desempeño y determinación del factor R.

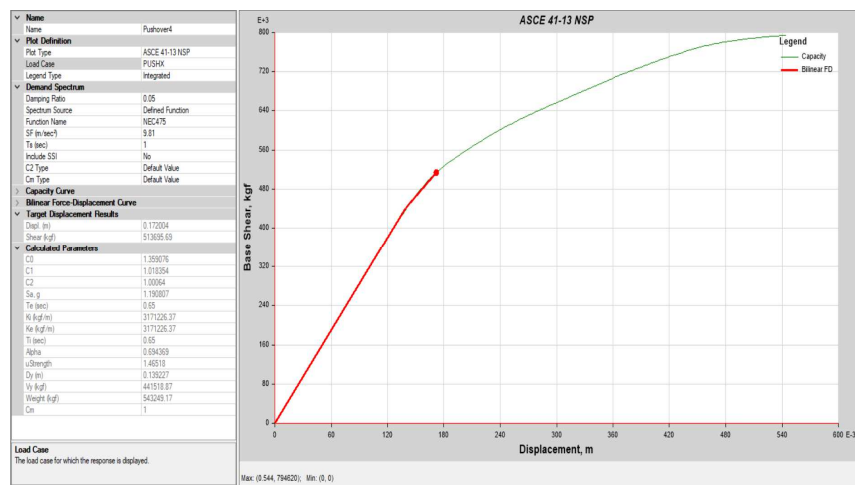
4.4.3. Resultados del Análisis no Lineal Estático

Se realiza en dos direcciones, para todas las estructuras $R=8$, $R=6$, $R=4.5$, $R=3$.

Se ocupará la metodología del ASCE 41-13, para la determinación de factores y desempeño estructural para seguir la metodología, estos con el espectro de diseño de 475 años. Adicionalmente se ocupará la metodología del FEMA 440 para 475 años.

Análisis estático no lineal en dirección X para la estructura diseñada con $R=8$

Figura 4.44. Curva de desempeño con ASCE 41-13 $R=8$, $T=475$ años, NSP X



Por medio de los puntos de desempeño, es necesario hallar hasta que paso en el análisis PUSHOVER, permanece en el rango elástico, para determinar la fuerza desplazamiento aplicada en el rango elástico.

4.5. Cálculo del Factor de Reducción R o Modificación Espectral.

Metodología del Dr. Aguiar donde se determina el factor de ductilidad, resistencia y redundancia, datos que se recogen a partir del punto de desempeño obtenido.[30]

$$R = R_U R_s R_R$$

Donde:

R = Factor de Reducción espectral

R_u = Factor de ductilidad Ru

R_s = Factor de resistencia

R_R = Factor de redundancia

4.5.1. Cálculo del factor de ductilidad Ru

No se considerará el tipo de suelo de la estructura para el modelo matemático de Ru, pues se modelo como totalmente empotrada, la estructura. Adicionalmente se considera un sistema de amortiguamiento del 5%.

$$C = \frac{T^{1.247}}{1+T^{1.247}} + \frac{0.248}{T}$$
$$C = \frac{0.633^{1.247}}{1+0.633^{1.247}} + \frac{0.248}{0.633}$$
$$c = 0.753$$

u se obtiene mediante el punto de desempeño estructural.

$$u = 1.4652$$

$$R_u = [c(u - 1) + 1]^{1/c}$$

$$R_u = [0.753(1.4652 - 1) + 1]^{1/0.753}$$

$$R_u = 1.49$$

4.5.2. Cálculo del factor de resistencia R_s

$$R_s = \frac{V_u}{V_G}$$

V_u = Resistencia última del sistema (Dato NSP)

$$V_u = 794.62$$

V_0 = Resistencia inicial aún en el rango elástico sistema (Dato NSP)

$$V_0 = 345.03$$

$$R_s = \frac{V_x}{V_0}$$

$$R_s = \frac{794.62}{345.03}$$

$$R_s = 2.32$$

El V_0 se obtiene en el paso NSP figura 44.

4.5.3. Cálculo del factor de redundancia R_R

$$r_v = \sqrt{\frac{1}{n} \frac{1}{m-1}}$$

Donde:

r_v = Índice de redundancia

n = Número de rótulas Plástica

m = número de pórticos

$$r_v = \sqrt{\frac{1}{54} \frac{1}{74-1}}$$

$$r_v = 0.015$$

Se considera tridimensionalmente considerando todos los pórticos en X y todos los pórticos en Y, teniendo 74 pórticos en X y 242 en Y.

Ahora para las rótulas plásticas se considera el número de rótulas plásticas determinadas en dicho punto de desempeño.

$$r_s = \frac{S_u}{S_y}$$

Donde:

r_s = Índice de resistencia.

S_u = Resistencia Última de la estructura (dato NSP)

S_y = Resistencia de Fluencia (dato NSP)

$$r_s = \frac{794.62}{441.52}$$

$$r_s = 1,799$$

$$R_R = r_s \left(\frac{1 - 0.12rv}{0.88} \right)$$

$$R_R = 1.799 * \left(\frac{1 - 0.12 * 1.799}{0.88} \right)$$

$$R_R = 2.04$$

4.5.4. Resultados

$$R = R_U R_s R_R$$

$$R = 2.04 * 2.32 * 1.49$$

$$R = 7.00$$

Se calculará con la metodología para las cuatro estructuras en dos direcciones como cálculo típico.

Tabla 4.29. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=8

Dirección X

Determinación del factor R PUSH X Diseño R=8					
T	u	C	Ru		
0,6265	1,4652	0,75406834	1,489974468		
Vu	Vo	Rs			
794,62	345,03	2,303046112			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
794,62	441,52	1,79973727	54	0,01592728	2,04124714
R					7,00449853

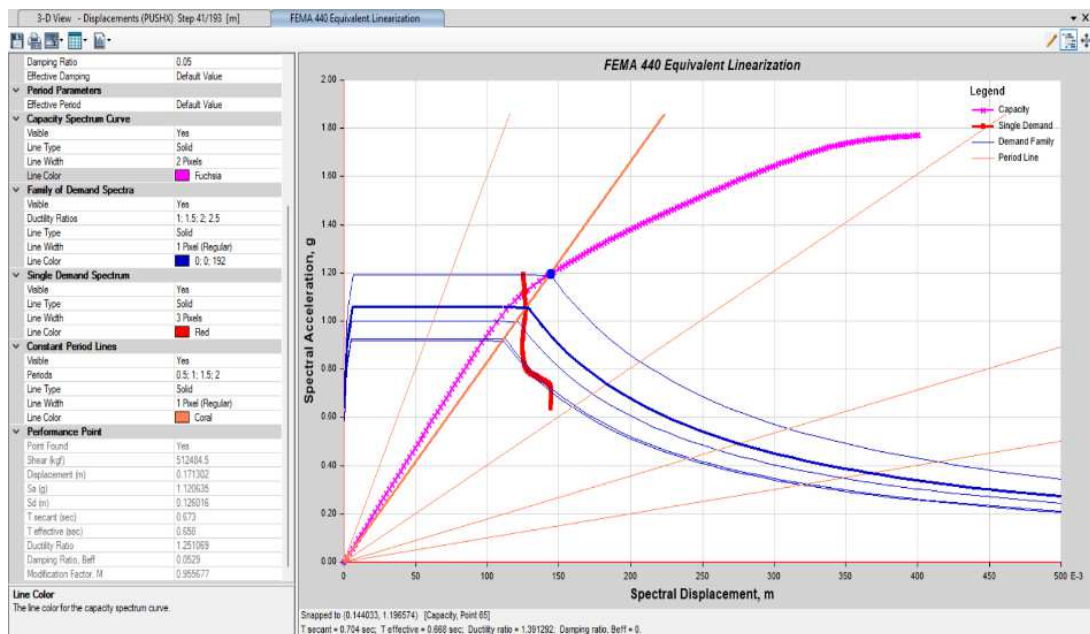
4.6. Metodología FEMA

4.6.1. Factor R=8

Se verificará el desempeño estructural y el nivel de desempeño, según la metodología del FEMA 440 para 475 años.

NSP (No Static Push Over) Dirección X

Figura 4.45. Desempeño estructural para R=8 con la metodología del FEMA 440
T=475 años NSP X



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=8 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección X.

NSP (No Static PushOver) Dirección Y

Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=8 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección Y.

Figura 4.46. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=8, T=475 años, NSP Y

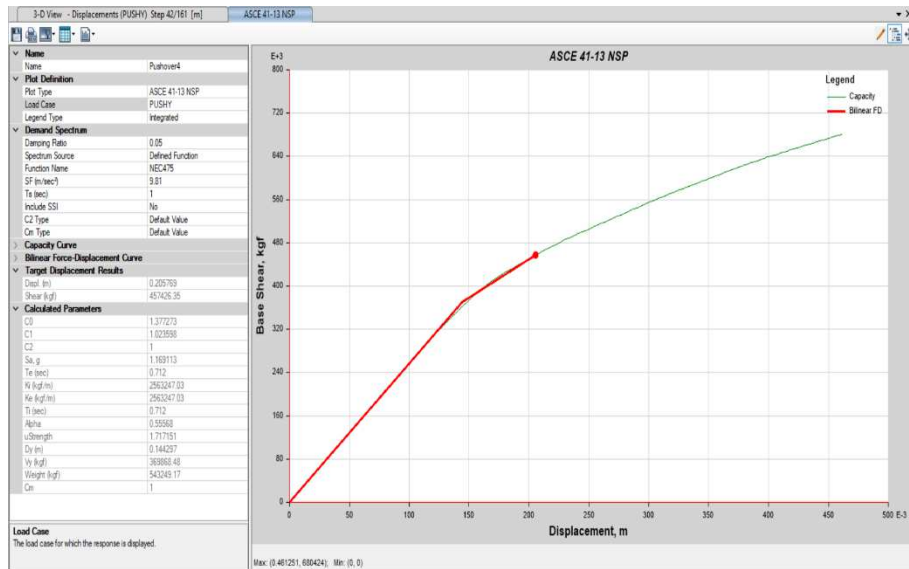
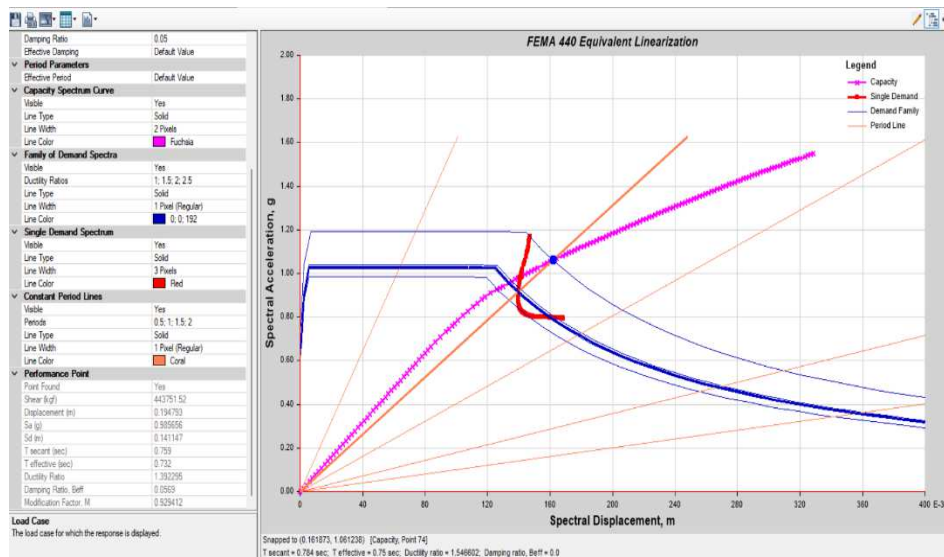


Tabla 4.30. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=8

Determinación del factor R PUSH Y Diseño R=8					
T	u	C	Ru		
0,6265	1,71	0,75406834	1,765840512		
Vu	Vo	Rs			
680,42	292,83	2,323600724			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
680,42	369,86	1,83966906	1	0,06441566	2,07437346
R				8,51137894	

Desempeño estructural mediante FEMA 440

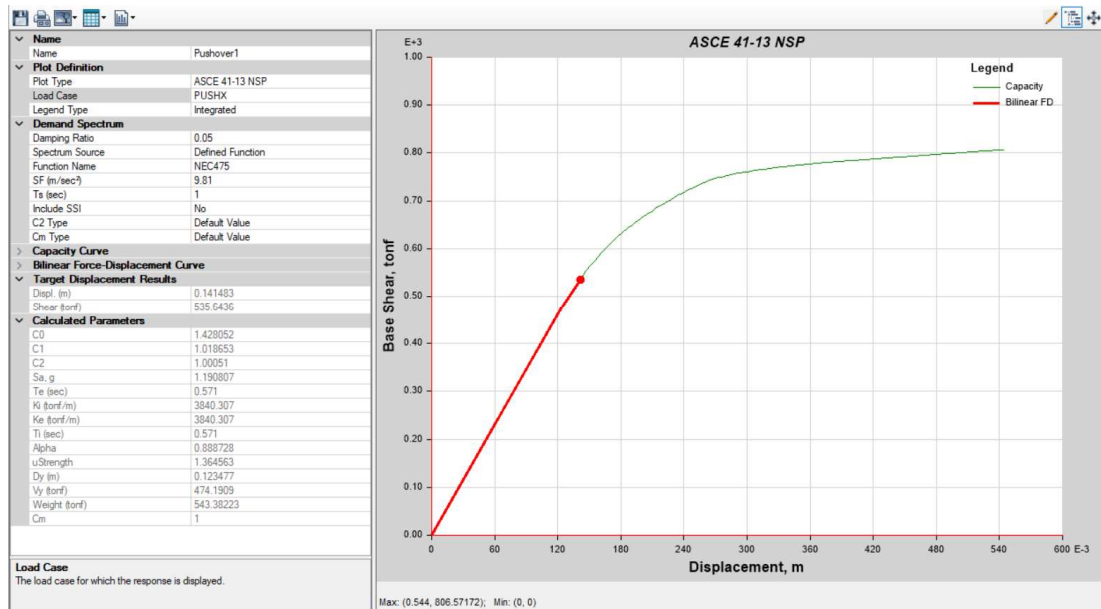
Figura 4.47. Desempeño estructural para R=8 con la metodología del FEMA 440 T=475 años NSP Dirección Y



4.6.2. Factor R = 6

NSP (No Static Push Over) Dirección X

Figura 4.48 Curva de desempeño con ASCE 41-13 para estructura R=6, T=475 años, NSP X



Fuente (Autor)

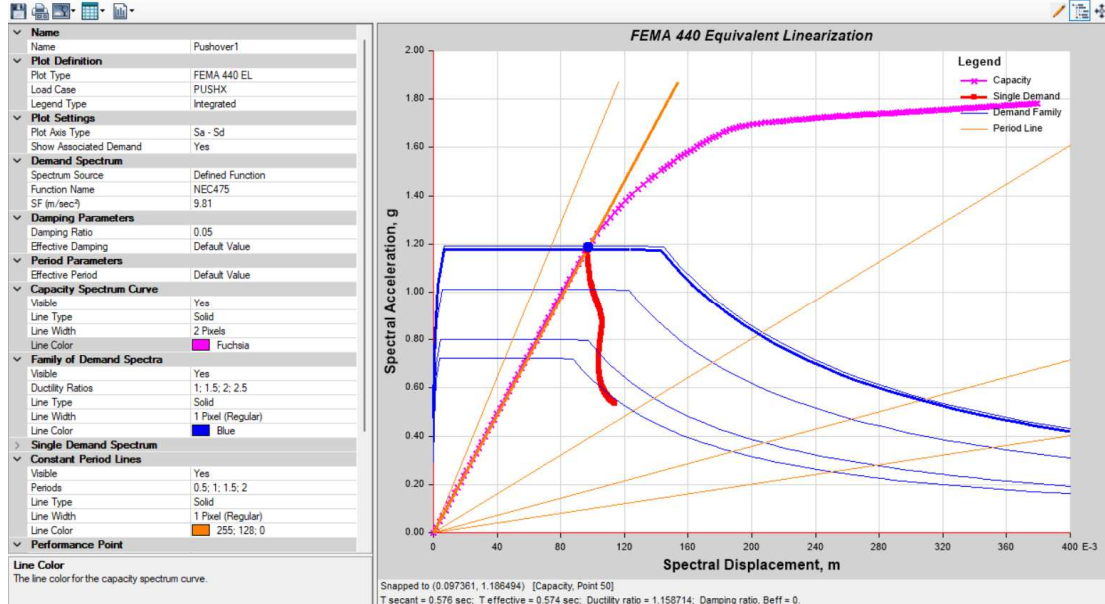
Tabla 4.31. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=6

Dirección X

Determinación del factor R PUSH X Diseño R=6					
T	u	C	Ru		
0,6265	1,3645	0,75406834	1,379930019		
Vu	Vo	Rs			
806,57	438,71	1,838503795			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
806,57	474,19	1,70094266	16	0,02926029	1,92610256
R					4,88653486

Desempeño estructural mediante FEMA 440

Figura 4.49 Desempeño estructural para R=6 con la metodología del FEMA 440
T=475 años NSP Dirección X



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=6, para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección X.

NSP (No Static PushOver) Dirección Y

Figura 4.50. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=6, T=475 años, NSP Y

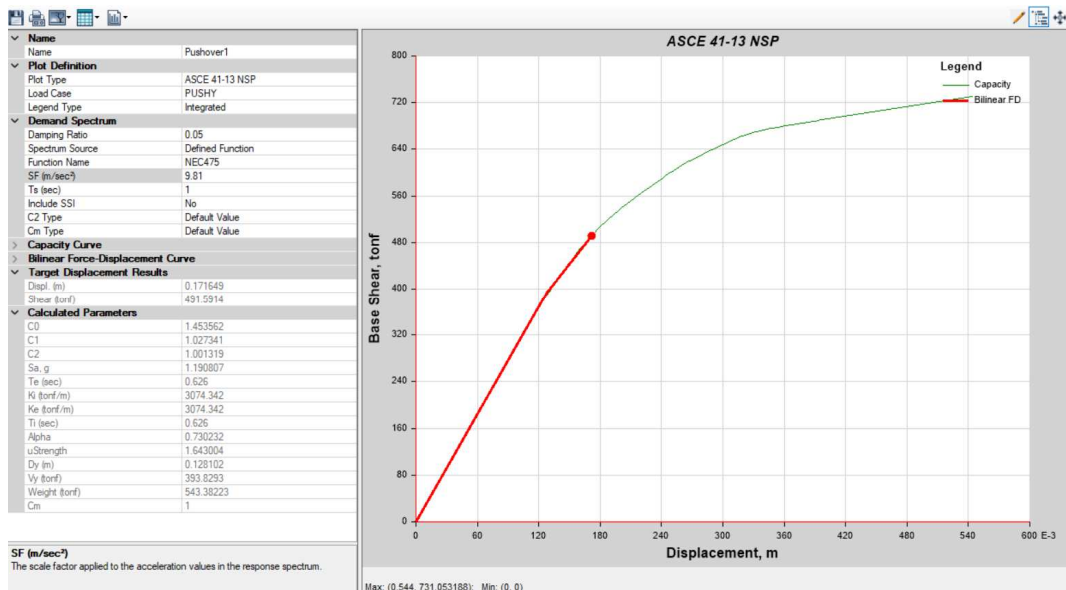
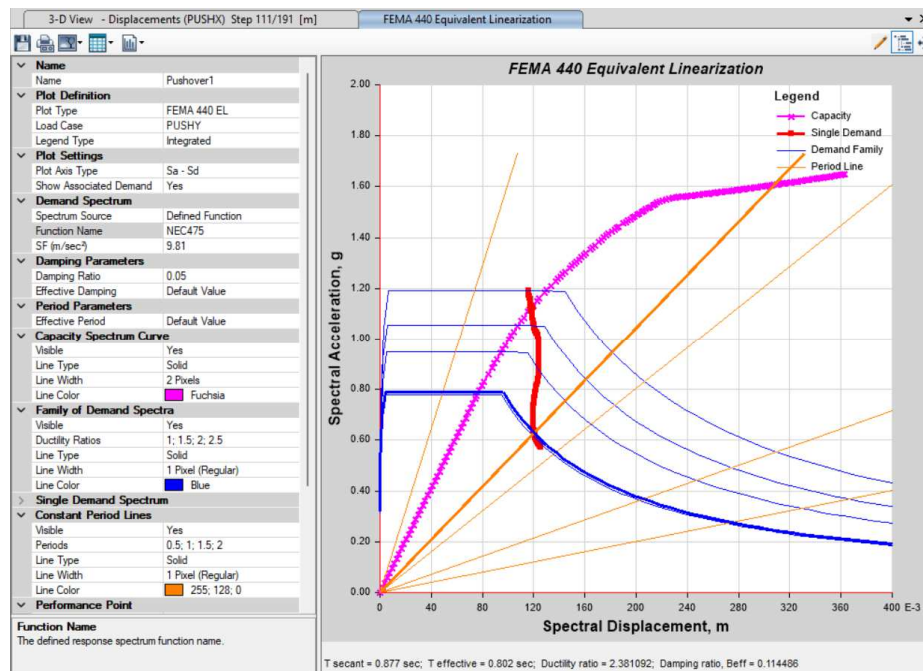


Tabla 4.32. Cálculo del factor de respuesta estructural para la estructura diseñada con

Determinación del factor R PUSH Y Diseño R=6					
T	u	C	Ru		
0,6265	1,64	0,75406834	1,685788827		
Vu	Vo	Rs			
731,05	334,48	2,185631428			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
731,05	393,83	1,85625778	62	0,0081808	2,10731306
R					7,76442247

Análisis con espectro con período de retorno de 475 años

Figura 4.51. Desempeño estructural para R=6 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=6 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección Y.

4.6.3. Factor R=4.5

NSP (No Static Push Over) Dirección X

Figura 4.52. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=4.5, T=475 años, NSP X

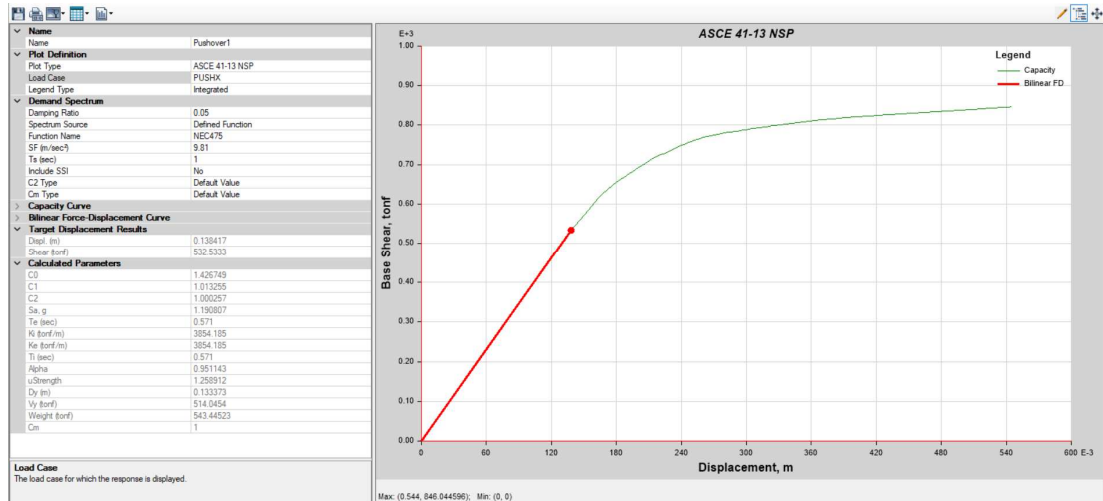
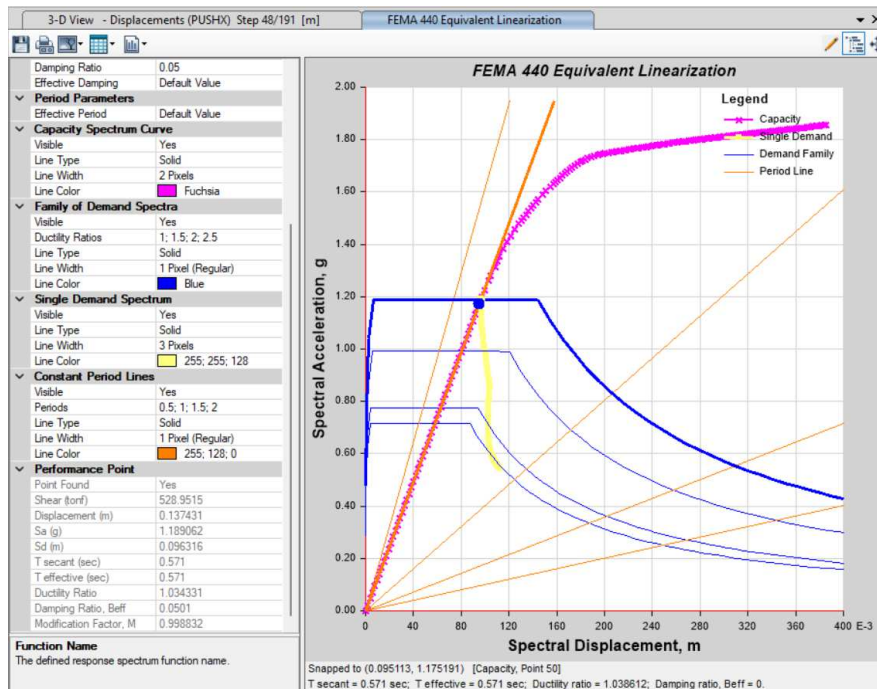


Tabla 4.33. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=4.5 Dirección X

Determinación del factor R PUSH X Diseño R=4.5					
T	u	C	Ru		
0,633	1,25	0,75296793	1,257417574		
Vu	Vo	Rs			
846,04	492,72	1,717080695			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
846,04	514,04	1,64586414	8	0,04138029	1,86101292
R					4,01808963

Análisis con espectro con período de retorno de 475 años

Figura 4.53 Desempeño estructural para R=4.5 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección X



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=4.5 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección X.

NSP (No Static PushOver) Dirección Y

Figura 4.54. Curva de desempeño con ASCE 41-13 R=4.5, T=475 años, NSP Y

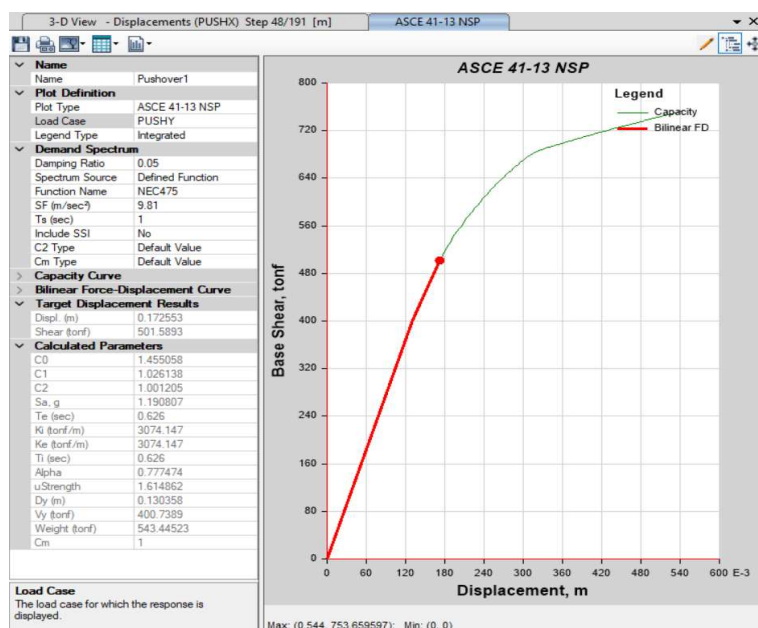
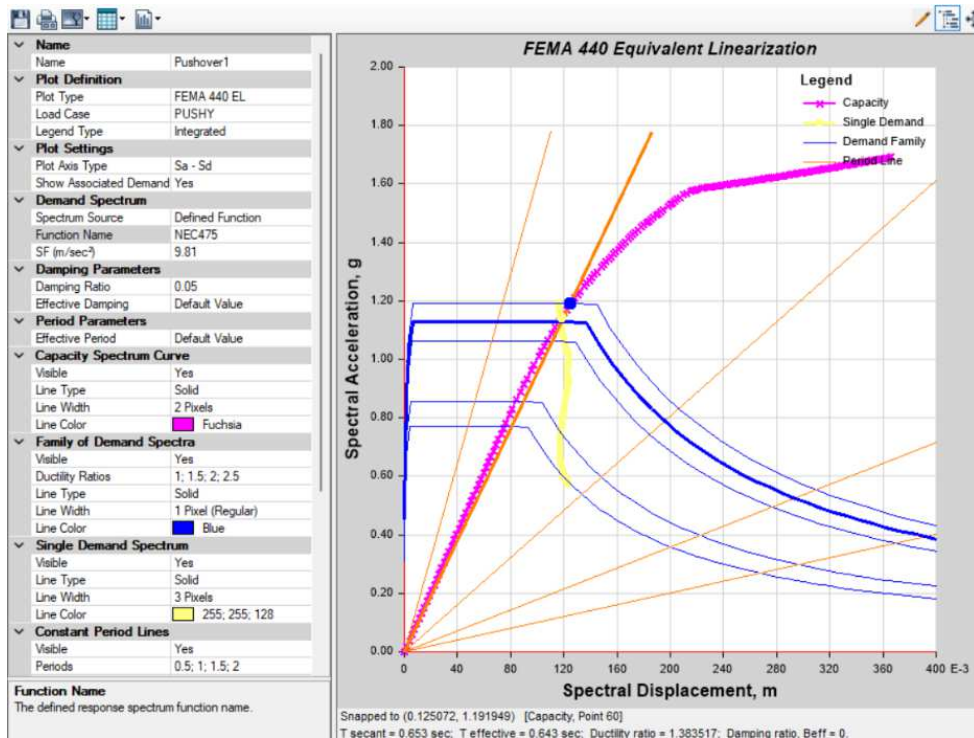


Tabla 4.34. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=4.5 Dirección Y

Determinación del factor R PUSH Y Diseño R=4.5					
T	u	C	Ru		
0,633	1,64	0,75296793	1,686011699		
Vu	Vo	Rs			
753,66	334,47	2,25329626			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
753,66	400,74	1,88067076	40	0,01018501	2,13451386
R					8,10919716

Análisis con espectro con período de retorno de 475 años

Figura 4.55. Desempeño estructural para R=4.5 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=4.5 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección Y.

4.6.4. Factor R= 3

NSP (No Static Push Over) Dirección X

Figura 4.56 Curva de desempeño con ASCE 41-13, R=3,0, T=475 años, NSP X

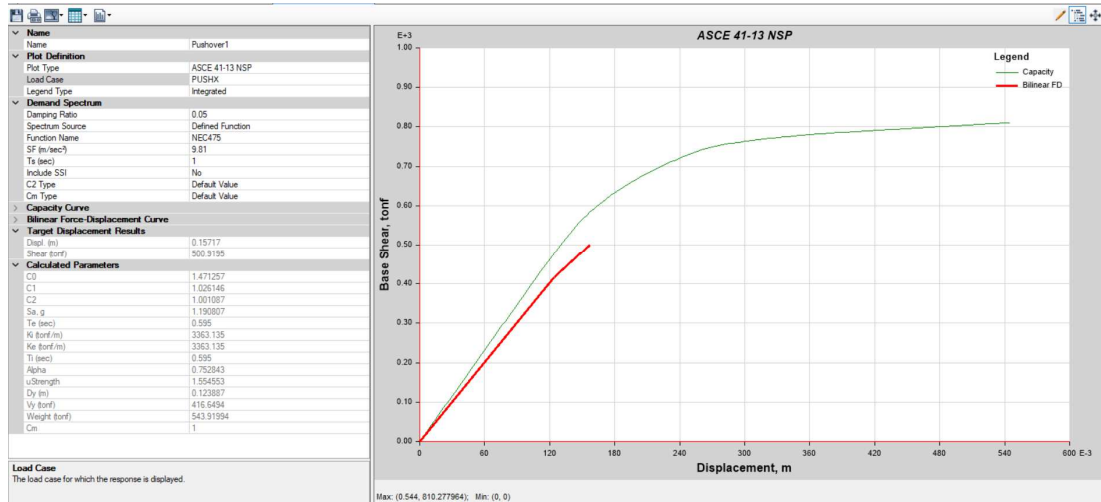
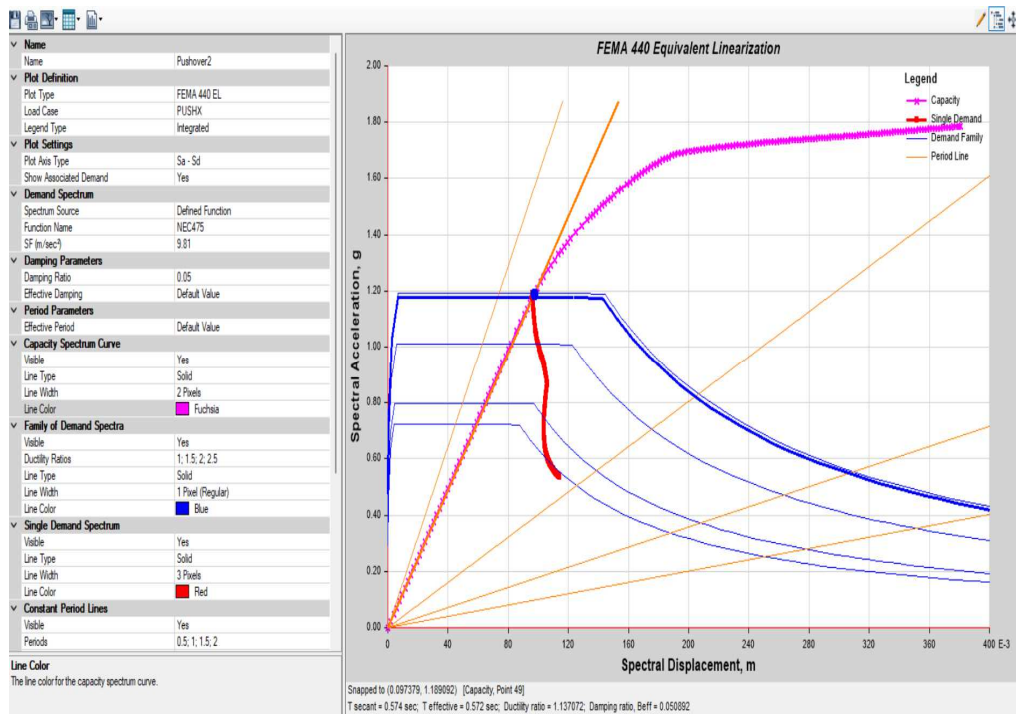


Tabla 4.35. Cálculo del factor de respuesta estructural con R=3 Dirección X

Determinación del factor R PUSH X Diseño R=3					
T	u	C	Ru		
0,602	1,55	0,75882477	1,583514819		
Vu	Vo	Rs			
810,22	441,5	1,835152888			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
810,22	416,65	1,94460578	12	0,0185952	2,20484835
R					6,4072712

Análisis con espectro con período de retorno de 475 años

Figura 4.57 Desempeño estructural para R=3.0 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección X



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=3.0 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección X.

NSP (No Static PushOver) Dirección Y

Figura 4.58 Curva de desempeño con ASCE 41-13 para estructura R=3,0, T=475 años, NSP Y

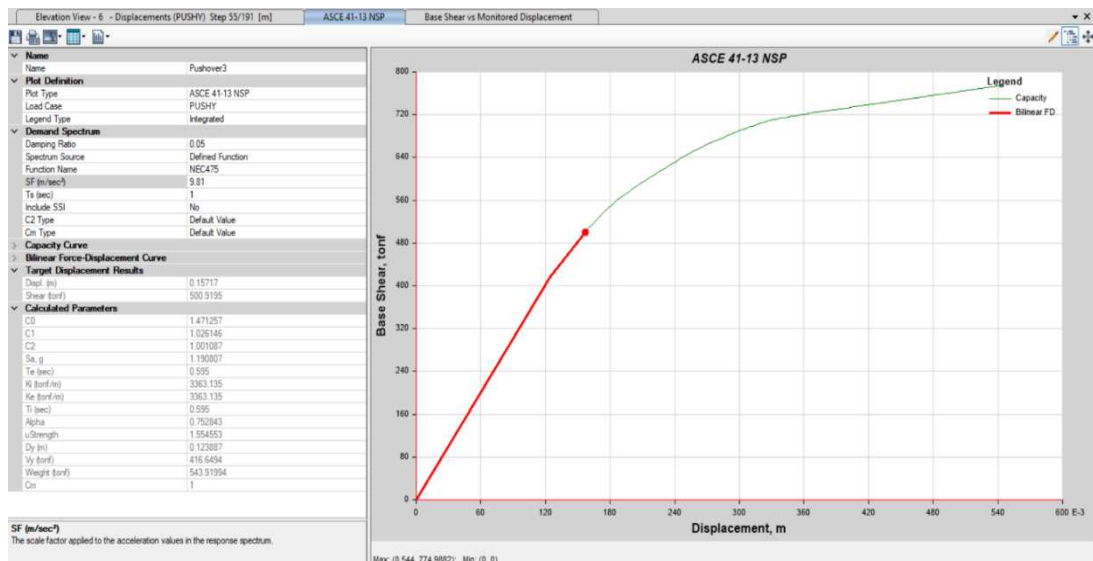
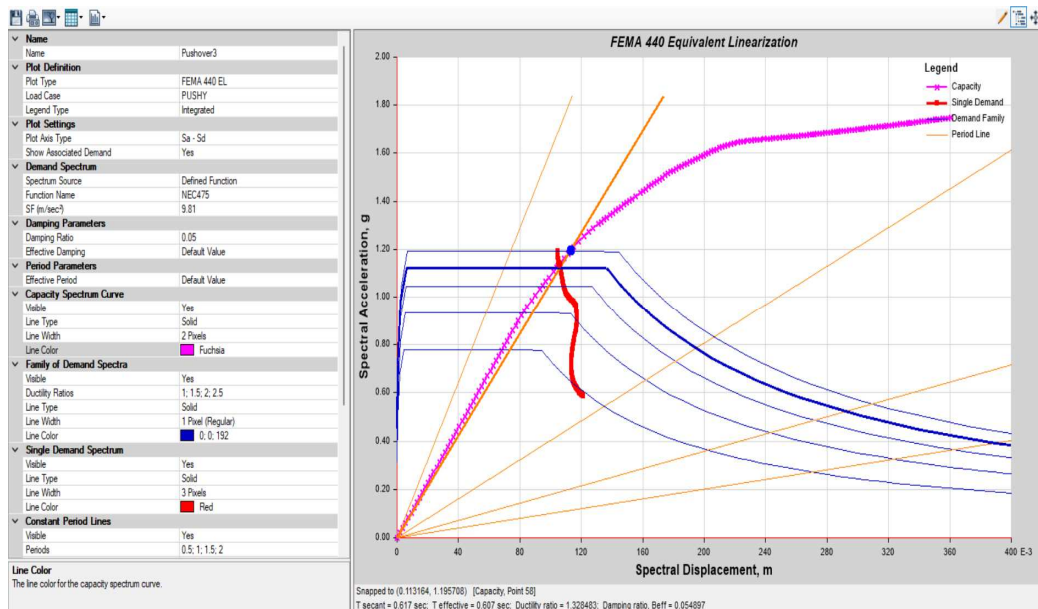


Tabla 4.36. Cálculo del factor de respuesta estructural para la estructura diseñada con R=3.0 Dirección Y

Determinación del factor R PUSH Y Diseño R=3					
T	u	C	Ru		
0,602	1,55	0,75882477	1,583514819		
Vu	Vo	Rs			
774,99	384,2	2,017152525			
Su	Sy	rs	n	rv	Rr
774,99	416,65	1,8600504	28	0,01217342	2,11060593
R					6,7416783

Análisis con espectro con período de retorno de 475 años

Figura 4.59. Desempeño estructural para R=3.0 con la metodología del FEMA 440, T=475 años NSP Dirección Y



Se tiene una estructura con un nivel de desempeño de Ocupación inmediata, para la estructura que se diseñó con un R=3.0 para un espectro con un período de retorno de 475 años en dirección Y.

CURVA CORTANTE – DESPLAZAMIENTO.

Finalmente se realizará la comparativa entre la fuerza necesaria para desplazar la estructura y su desplazamiento efectuado en ambas direcciones.

Figura 4.60. Curva Cortante vs Desplazamiento, de los 4 sistemas estructurales en dirección X

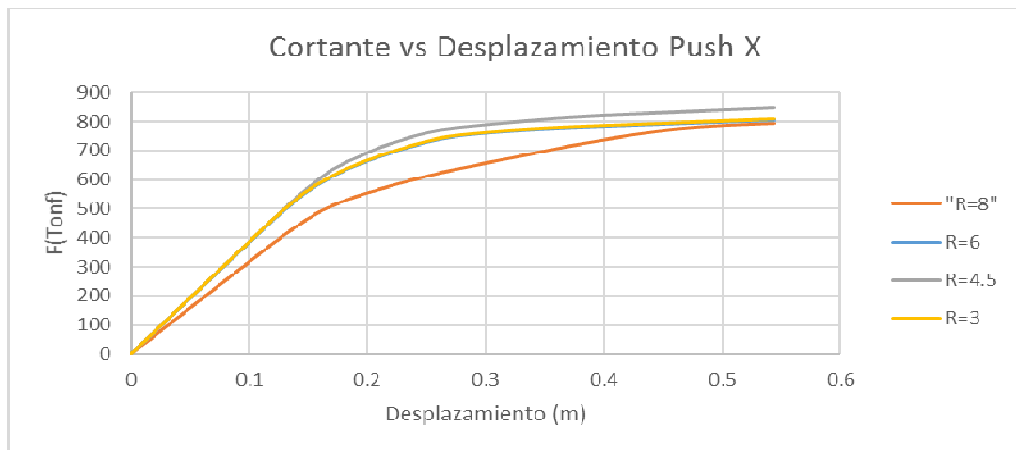
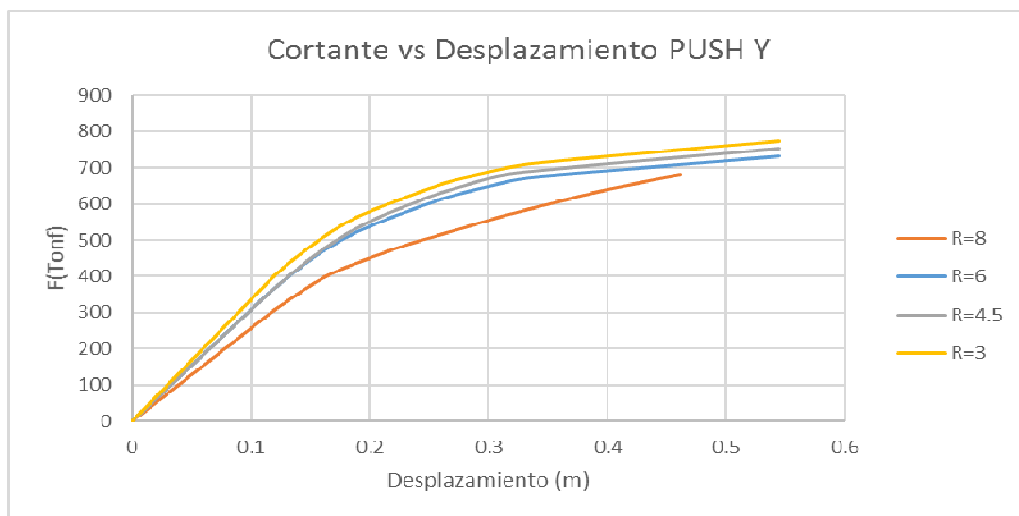


Figura 4.61. Curva Cortante vs Desplazamiento, de los 4 sistemas estructurales en dirección Y



Fuente (Autor)

Se aprecia que la estructura que menos fuerza resiste en ambas direcciones es la que fue diseñada con el factor de reducción sísmico igual a 8. Por otra parte, pese a que el sistema estructural más rígido es el que fue diseñado con $R=3$, en dirección Y si es el sistema estructural más resistente, sin embargo, en dirección X, el $R=3$ no es el sistema más resistente sino el $R=4.5$, por su parte el $R=6$ no muestra una diferencia significativa en comparación con $R=4.5$ y $R=3$. Los valores laterales de estas tres

últimas estructuras oscilan sus cargas últimas en dirección X entre 800 tonf. y 850 tonf. Por su parte los valores en dirección Y oscilan entre 770 Tonf. Y 720 Tonf.

Lo más interesante es que la capacidad de la estructura es similar en dirección X en las estructuras diseñadas con R=6 y R=3. Con lo que se observa que una estructura más rígida no necesariamente es más sismo resistente. Esto debido a que se da una pérdida gradual de la ductilidad.

A continuación, se muestra una comparativa entre los niveles de desempeño asignados, diseñados y calculados vs su nivel de desempeño para un período de retorno de 475 años.

Tabla 4.37. Factor R calculado vs el factor R Asignado

Factor de respuesta Asignado	Factor de Respuesta Calculado				
	NSP X	Nivel de desempeño	NSP Y	Nivel de desempeño	Promedio
R = 8	7,00449853	OI	8,51137984	OI	7,75793919
R = 6	4,88653486	OI	7,76442247	OI	6,32547867
R = 4,5	4,01798005	OI	8,10812522	OI	6,06305263
R = 3	6,4072712	OI	6,7416783	OI	6,57447475

Tabla 4.38. Niveles de desempeño en las 4 estructuras

Factor de respuesta Asignado	Nivel de desempeño T=475 años NSP X	Nivel de desempeño T=475 años NSP Y
R = 8	OI	OI
R = 6	OI	OI
R = 4,5	OI	OI
R = 3	OI	OI

Donde:

OI = Ocupación Inmediata

SV = Seguridad de Vida

PC = Prevención de colapso

El R calculado varía de 7.75 a 6.57, dicho análisis se ha efectuado en el sismo de 475 años y todas se mantienen en el rango de ocupación inmediata. Por su parte al analizar estructuras en un espectro de 475 años, el nivel de desempeño es de OI.

CAPÍTULO V

5.1. CONCLUSIONES

En esta investigación se realizó la comparación del factor de respuesta estructural en pórticos especiales a momento con la asignación de diferentes valores de R , en un edificio de acero de 4 pisos en el cantón Ambato, cumpliendo con el objetivo general y específicos; del trabajo determinándose las siguientes conclusiones:

El factor de reducción R pese a que se asuma otros valores para pórticos especiales a momento en acero varía entre 4.5 y 8, esto se corrobora con otras normativas internacionales y con los cálculos expuestos en la presente investigación donde el promedio del factor de modificación estructural es de 6.68. Esto a pesar de que se asigne un espectro de respuesta diferente: $R=3$, el R calculado va a tener un valor diferente al planteado, por lo que a pesar de que se asigne un R arbitrariamente esto no significa que es un factor de reducción real.

Si se diseña una estructura con un factor de estructural diferente a los pre establecidos por estudios $R=3$, suponiendo que este va a dar un mejor desempeño estructural lo único que se consigue es una estructura más rígida sin embargo esto no garantiza un mejor comportamiento sísmico, pues la estructura se sobre rigidiza de gran manera y la ductilidad que el sistema desarrolla es la misma e incluso menor que con otros factores de respuesta estructural $R=4.5$.

Las derivas inelásticas al mantener el mismo período son las mismas pese a que aumentan considerablemente las derivas elásticas, esto visualiza que, pese a que el espectro de diseño aumente, la deriva inelástica está calibrada para acoplarse según el sistema estructural diseñado.

La variación entre el costo y peso en la presente investigación al usar diferentes factores de modificación es de 0.57%, 0.46% y 0.41%. Dando como resultado que la estructura más costosa es la que se emplea un R menor, razón por la cual se debería sobre todo en proyectos de gran envergadura en los que se emplee pórticos especiales a momento determinar un R óptimo, tanto en desempeño como en costo.

Pese a que la NEC SE DS, establece un factor de reducción sísmica igual a 8, ciertas normativas establecen un R diferente. El presente estudio concluye que el R más adecuado será un R=6, pues presenta un desempeño estructural óptimo, y el costo no aumenta tan drásticamente en relación a un R=8, por lo que se puede establecer como un precedente para ampliar más la investigación y modificar el R, en pórticos especiales a momento en Acero.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda investigar si es necesario aplicar factores de agrietamiento en columnas compuestas, ya que en normativa no se establece valores de agrietamiento.

Para columnas compuestas se recomienda determinar valores de niveles de aceptación, ya que el ASCE 41 se limita a vigas y columnas de hormigón o acero, por lo que la presente investigación tomó niveles de articulaciones paramétricas que tienen buen comportamiento en secciones simétricas.

Para la determinación del nivel de desempeño de forma más precisa, se recomienda realizar un análisis tiempo historia no lineal con la obtención de acelerogramas sintéticos, ya que Ecuador no cuenta con registros sísmicos tan extensos.

Se recomienda realizar la metodología FEMA P695 para determinar el factor de reducción R de pórticos especiales a momentos, ya que en la normativa NEC 15 no se establece claramente.

Se recomienda la revisión de los factores de modificación de planta y elevación tomando en consideración las propiedades modales de la estructura.

5.3. BIBLIOGRAFÍA

- [1] D de C.S. MIDUVI, *NEC-SE-CS-Cargas (No Sísmicas)*. 2015.
- [2] D de C.S. MIDUVI, *NEC-SE-DS, Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, Peligro sísmico.* .
- [3] MIDUVI and CAMICON, *Estructuras de acero (CÓDIGO-NEC-SE-AC)*. 2015.
- [4] S. de G. de R. (SEG) Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI), “Guía práctica para el diseño de estructuras de acero,” *Norma Ecuatoriana la Construcción*, p. 68, 2015, [Online]. Available: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/10/GUIA-3-ACERO.pdf>.
- [5] FEMA 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures,” *FEMA 440, Fed. Emerg. Manag. Agency, Washingt. DC*, vol. 440, no. June, p. 392, 2005.
- [6] *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 2017.
- [7] J. C. Alvarado Abad, “Estudio De Los Coeficientes De Reducción De Respuesta Estructural ‘R’ De La Norma Ecuatoriana De La Construcción.,” *Univ. Cuenca.*, p. 135, 2015.
- [8] C. Wladimir and V. Carrera, “Factores de reducción de respuesta sísmica, coeficientes de configuración estructural y control de deformaciones para la nueva norma ecuatoriana de la construcción NEC-2011,” pp. 1–111, 2011.
- [9] V. Pinoargote, “Verificación del Factor de Reducción Sísmico R, para el Análisis Inelástico de Estructuras de Hormigón Armado de acuerdo al NEC-11,” p. 156, 2014.
- [10] D. D. E. Ceinci-lab, *Dinámica de Estructuras con CEINCI-LAB*, no. April 2012. 2015.
- [11] P. Jisha, “Seismic Response Reduction Factor Evaluation for Irregular RC Structures,” vol. 8, no. 01, pp. 242–246, 2019.
- [12] J. Leng, K. D. Peterman, G. Bian, S. G. Buonopane, and B. W. Schafer, “Modeling seismic response of a full-scale cold-formed steel-framed building,” *Eng. Struct.*, vol. 153, pp. 146–165, Dec. 2017, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.10.008.
- [13] Ministerio Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial, “Titulo A - Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente,” *Nsr-10*, vol. Titulo A, pp. 1–174, 2010.
- [14] ASCE, *ASCE STANDARD Loads for Buildings*. 2016.
- [15] D. G. Loulelis, G. A. Papagiannopoulos, and D. E. Beskos, “Modal strength reduction factors for seismic design of steel moment resisting frames,” *Eng. Struct.*, vol. 154, no. August 2016, pp. 23–37, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2017.10.071.
- [16] Z. A. Lubkowski and X. Duan, “EN1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance ,” *Proc. Inst. Civ. Eng. - Civ. Eng.*, vol. 144, no. 6, pp. 55–60, 2001, doi: 10.1680/cien.2001.144.6.55.
- [17] N. A. Kalapodis, G. A. Papagiannopoulos, and D. E. Beskos, “Modal strength reduction factors for seismic design of plane steel braced frames,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 147, pp. 549–563, 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.05.004.
- [18] Y. O. Özkılıç, M. B. Bozkurt, and C. Topkaya, “Evaluation of seismic response factors for BRBFs using FEMA P695 methodology,” *J. Constr. Steel Res.*, vol. 151, pp. 41–57, 2018, doi: 10.1016/j.jcsr.2018.09.015.

- [19] V. Toufigh and A. Arzeytoon, “Quantification of seismic performance factors for ribbed bracing system,” *Eng. Struct.*, vol. 176, no. July, pp. 159–174, 2018, doi: 10.1016/j.engstruct.2018.08.099.
- [20] S. Etlí and E. M. Güneyisi, “Seismic performance evaluation of regular and irregular composite moment resisting frames,” *Lat. Am. J. Solids Struct.*, vol. 17, no. 7, pp. 1–22, 2020, doi: 10.1590/1679-78255969.
- [21] I. P. M. V. Lopez, “Sismo Resistencia En Edificios De Hormigon Y Acero Para Zonas De Alta Peligrosidad Sísmica En El Ecuador.,” *Univ. Técnica Ambato. Fac. Ing. Civ. y Mecánica. Maest. en Estructuras Sismo Resist.*, 2016, [Online]. Available: [http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/22521/1/Maestría E.S.R. 80 - Vasco López patricio Marcelo.pdf](http://repositorio.uta.edu.ec/bitstream/123456789/22521/1/Maestría%20E.S.R.%20-%20Vasco%20López%20patricio%20Marcelo.pdf).
- [22] Diego Lopez Garcia (Pontificia Universidad Católica de Chile), “(PDF) Análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal,” 2019. https://www.researchgate.net/publication/332303865_Analisis_del_desempeno_sismico_de_un_edificio_de_muros_de_hormigon_sin_dano_utilizando_analisis_no_lineal (accessed Aug. 16, 2022).
- [23] “FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS,” 2019.
- [24] R. Aguiar, A. Rivas-Medina, and E. Iza, “Determination of Spectros and Earthquakes for the Design of Quinindé Hospital With Seismic Isolators Determinación De Espectros Y Sismos Para El Diseño De Hospital De Quinindé Con Aisladores Sísmicos Resumen,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 23, pp. 73–100, 2018.
- [25] “Procedimiento alternativo para determinar el factor de reducción de respuesta para edificios dúctiles de concreto armado.”
- [26] R. Aguiar and F. Del Castillo, “No se Acepta el Diseño Por Ductilidad. Caso del Edificio Fragata que Incurdionó en El Rango No Lineal,” *Rev. Int. Ing. Estructuras*, vol. 24, no. 3, pp. 327–391, 2017, [Online]. Available: https://www.researchgate.net/publication/331618804_QUE_SIGNIFICA_UN_A_DERIVA_DE_PISO_INELASTICA_LIGERAMENTE_SUPERIOR_AL_DOS_POR_CIENTO.
- [27] F. J. Crisafulli, “Diseño sismorresistente de construcciones de acero,” *Marzo*, p. 214, 2018, [Online]. Available: <http://www.alacero.org/es/page/publicaciones/disenosismorresistente-de-construcciones-de-acero>.
- [28] E. Bojórquez Mora, “Diseño Sísmico De Estructuras De Acero Basado En Confiabilidad Estructural Y Conceptos De Energía,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 79, no. 81, p. 53, 2009, doi: 10.18867/ris.81.79.
- [29] “Diseño sismo resistente de edificios de acero utilizando ETABS y NEC 2015 | ISBN 978-9942-21-345-7 - Libro.” <https://isbn.cloud/9789942213457/disenosismo-resistente-de-edificios-de-acero-utilizando-etabs-y-nec-2015/> (accessed Aug. 16, 2022).
- [30] R. A. Falconí, “Análisis del factor de reducción de las fuerzas sísmicas,” *Rev. Sul-americana Eng. Estructural*, vol. 3, no. 1, 2008, doi: 10.5335/rsee.v3i1.319.

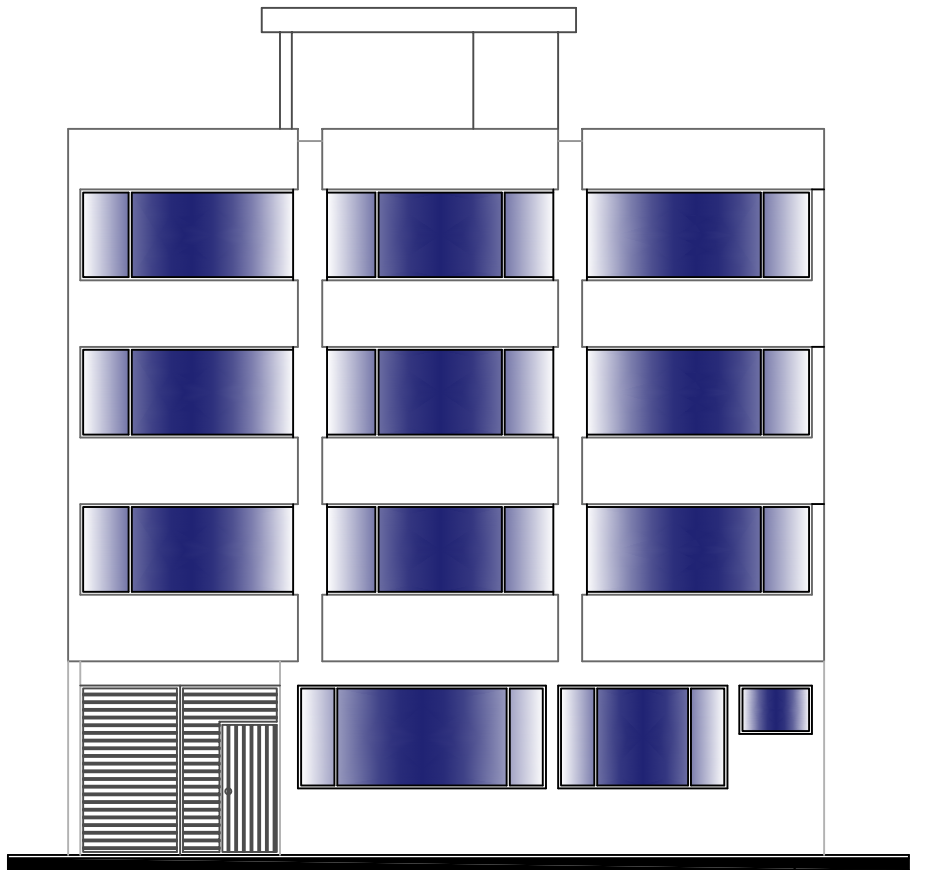
5.4. ANEXOS

5.4.1. PLANOS ARQUITECTÓNICOS



FACHADA FRONTAL

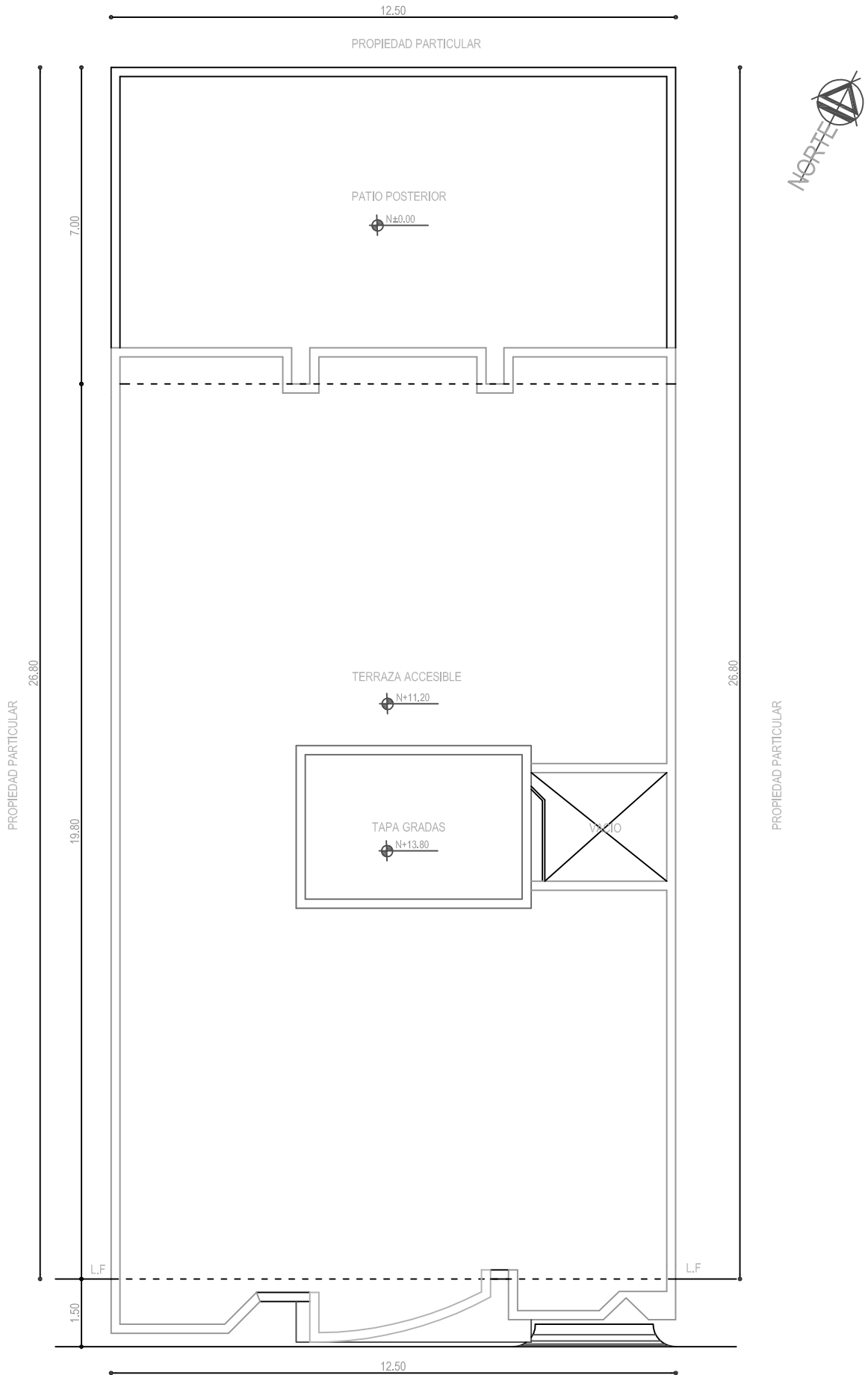
ESCALA 1 : 1250



NIVEL
NATURAL

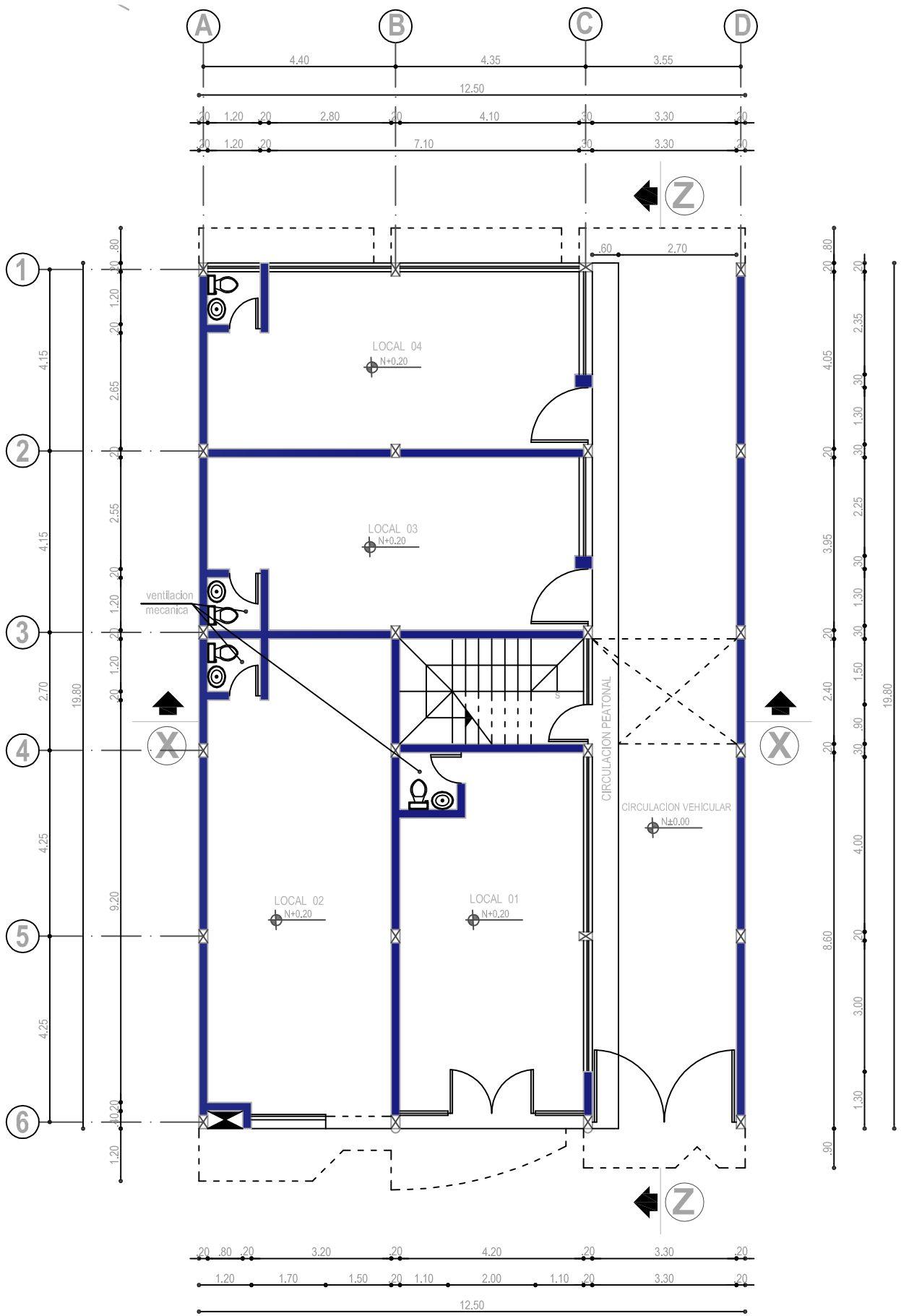
FACHADA POSTERIOR

ESCALA ----- 1 : 1250

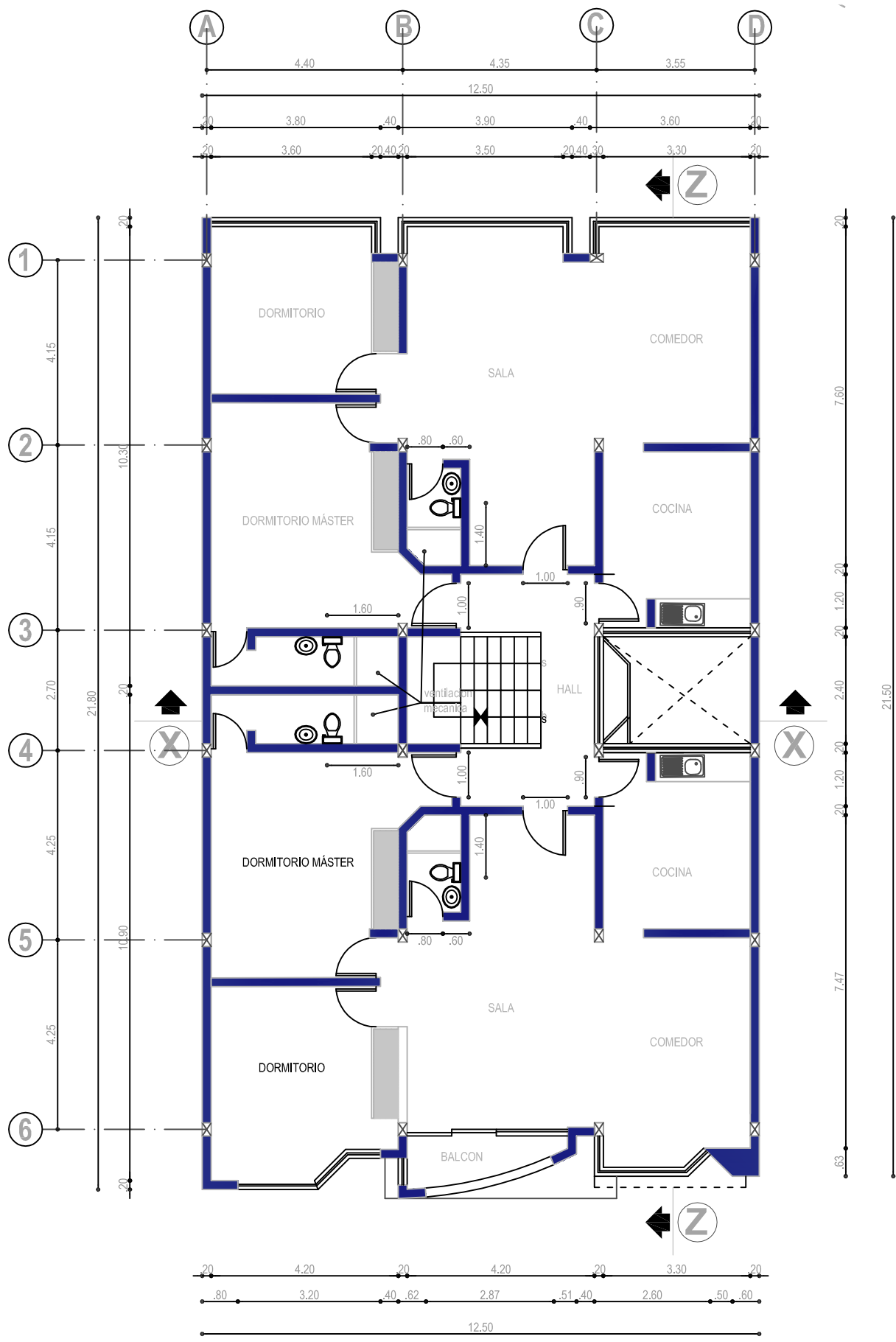


IMPLANTACION GENERAL

ESCALA ----- 1 : 1250

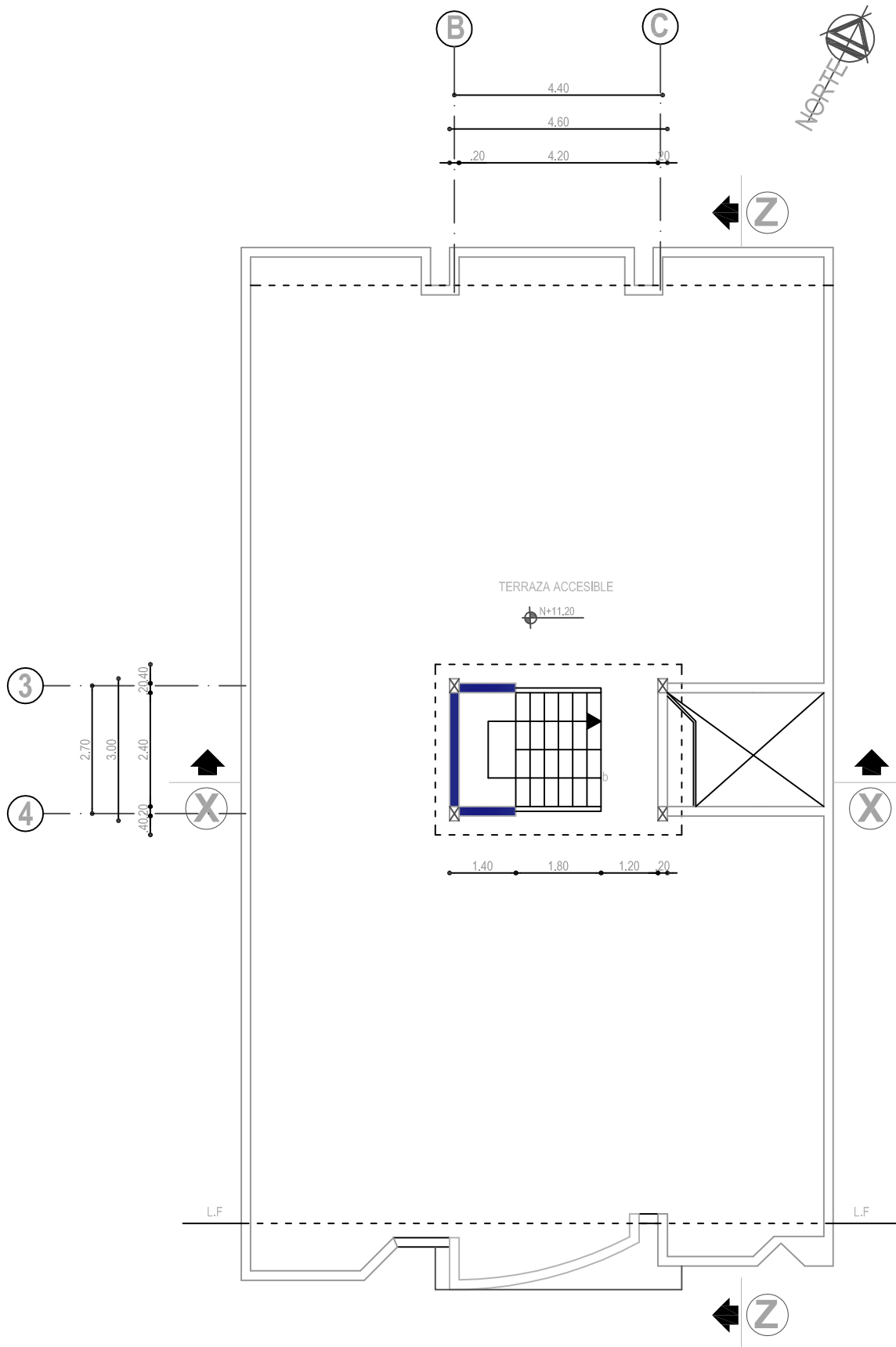


PLANTA BAJA
 ESCALA ----- 1 : 1250



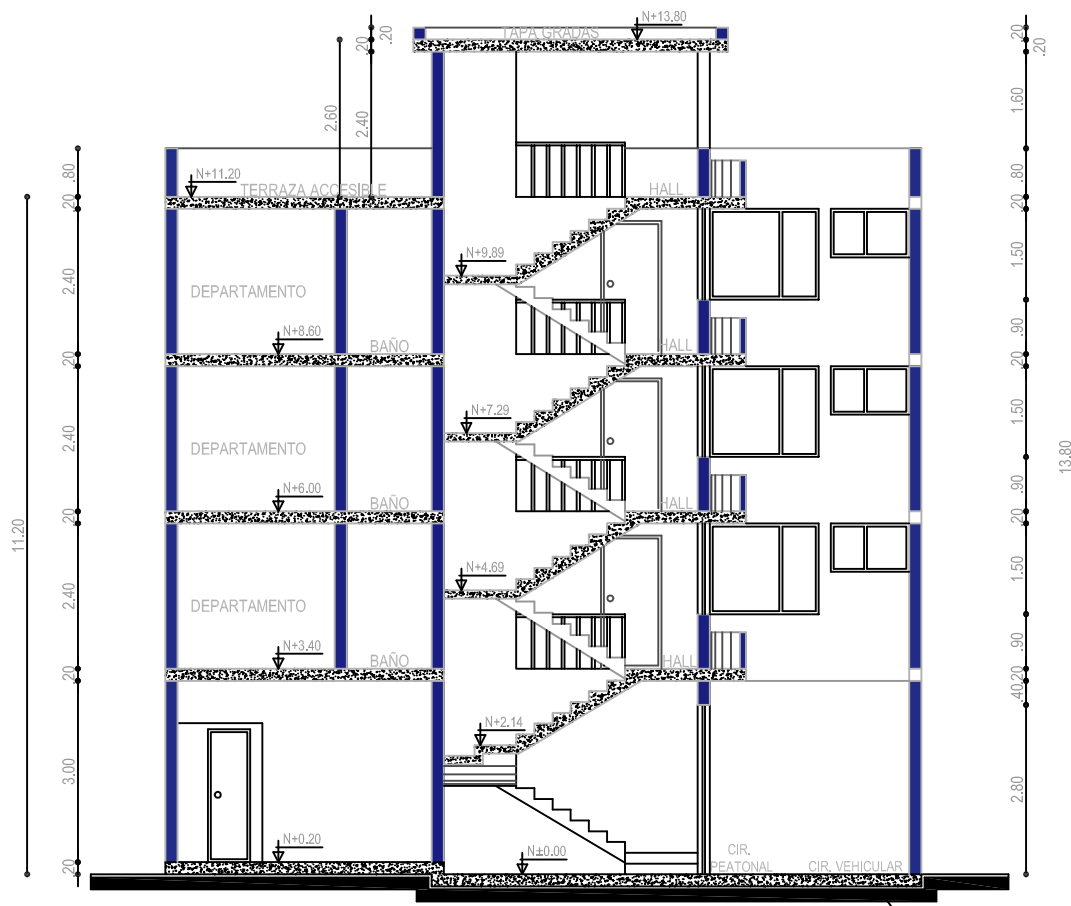
PLANTA N+3.20 - N+5.80 - N+8.40 - N+11.00

ESCALA ----- 1 : 1250



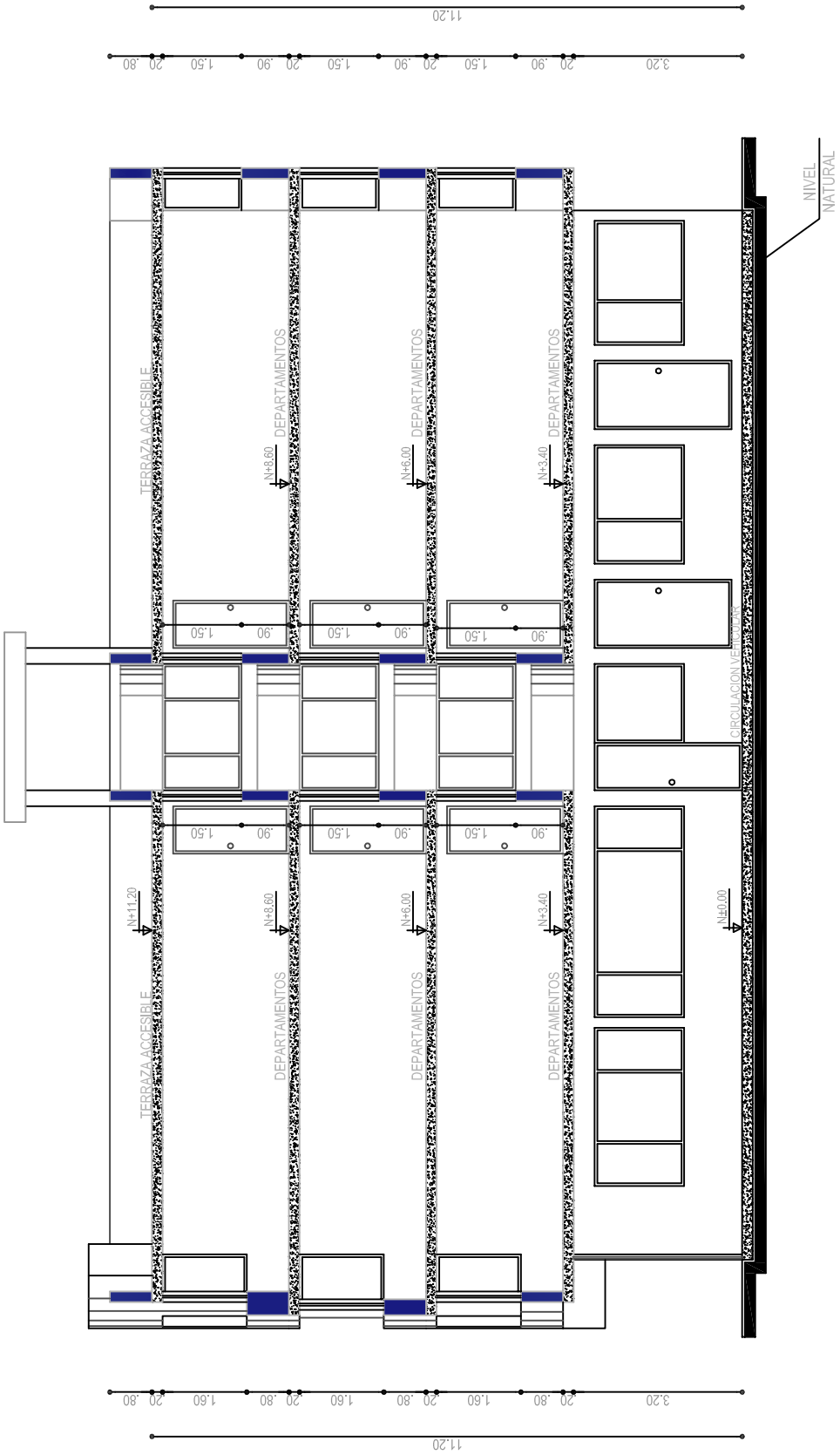
PLANTA DE TERRAZA

ESCALA ----- 1 : 1250



CORTE X - X
 ESCALA ----- 1 : 1250

NIVEL
 NATURAL



CORTE Z-Z
 ESCALA 1 : 1250