



**UNIVERSIDAD ESTATAL  
PENÍNSULA DE SANTA ELENA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P - DELTA  
(P –  $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA  
FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA”**

**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

APOLINARIO SORIANO OSCAR JOEL

**TUTOR:**

ING. JAIME F. ARGUDO RODRÍGUEZ, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2020

**UNIVERSIDAD ESTATAL  
PENÍNSULA DE SANTA ELENA  
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
CARRERA INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P - DELTA  
(P –  $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA  
FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA”**

**PROYECTO DE INVESTIGACIÓN**

Previo a la obtención del título de:

**INGENIERO CIVIL**

**AUTOR:**

APOLINARIO SORIANO OSCAR JOEL

**TUTOR:**

ING. JAIME F. ARGUDO RODRÍGUEZ, PH.D.

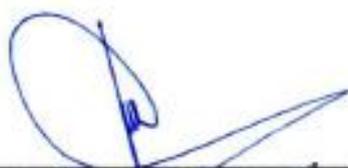
La Libertad, Ecuador

2020

## CERTIFICACIÓN

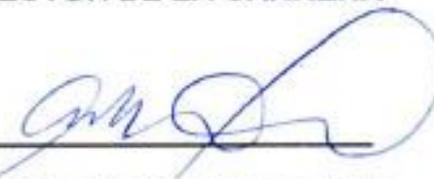
Certificamos que el presente trabajo de titulación fue realizado en su totalidad por **Apolinario Soriano Oscar Joel**, como requerimiento para la obtención del título de **Ingeniero Civil**.

TUTOR

f. 

Ing. Jaime Argudo Rodríguez, Ph.D.

DIRECTOR DE LA CARRERA

f. 

Arq. Gilda Rubira Gómez, MSc.

La Libertad, a los 28 días del mes de febrero del año 2020

## APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación "ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P - DELTA (P -  $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA", elaborado por el señor Apolinario Soriano Oscar Joel, egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haberlo dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

f. 

Ing. Jaime Argudo Rodríguez, Ph.D.

La Libertad, a los 28 días del mes de febrero del año 2020.

# DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, Apolinario Soriano Oscar Joel

## DECLAROQUE:

El Trabajo de Titulación **"ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P-DELTA ( $P - \Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA"** previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizó del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 28 días del mes de febrero del año 2020.

## EL AUTOR

f.  \_\_\_\_\_

**Apolinario Soriano Oscar Joel**

## AUTORIZACIÓN

Yo, Apolinario Soriano Oscar Joel, autorizó a la Universidad Estatal Península de Santa Elena a la **publicación** en biblioteca de la institución, el Trabajo de Titulación, "**ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P – DELTA (P –  $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA**", cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 28 días del mes de febrero del año 2020

**EL AUTOR**

f.  \_\_\_\_\_

**Apolinario Soriano Oscar Joel**

# CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

La Libertad, 27 de enero de 2020.

## CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

001-TUTOR JFAR-2020

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P - DELTA ( $P - \Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA", elaborado por el estudiante Oscar Joel Apolinario Soriano, egresado de la carrera de Ingeniería Civil de la facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con el 4% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud

Atentamente



---

JAIME R. ARGUDO RODRÍGUEZ

DOCENTE TUTOR.

# CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA

## CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA

Yo, Magister, Oswaldo Flavio Castillo Beltrán, Certifico: Que he revisado la redacción y ortografía del contenido del proyecto educativo: **“ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P - DELTA (P – Δ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA”**, elaborado por el egresado, Apolinario Soriano Oscar Joel, previo a la obtención del título de: **INGENIERO CIVIL**

Para efecto he procedido a leer y analizar de manera profunda el estilo y la forma del contenido del texto:

- Se denota pulcritud en la escritura en todas sus partes
- La acentuación es precisa
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción
- Hay concreción y exactitud en las ideas
- No incurre en errores en la utilización de las letras
- La aplicación de la Sinonimia es correcta
- Se maneja con conocimiento y precisión de la morfosintaxis
- El lenguaje es pedagógico, académico, sencillo y directo, por lo tanto es de fácil comprensión.

Por lo expuesto y en uso de mis derechos como Magister en Docencia y Gerencia en Educación Superior, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA de su tesis previo a la obtención del Título de Ingeniero y deja a vuestra consideración el certificado de rigor para los efectos legales correspondientes.

Atentamente,

**Dr. Oswaldo Castillo Beltrán. Mg**  
Registro SENESCYT 1006-11-733293  
Cuarto Nivel

## **AGRADECIMIENTOS**

Mis más sinceros agradecimientos a mis padres y hermanos, quienes durante todos estos años me brindaron el apoyo, la fuerza y valentía para cumplir un logro más en mi vida, que es conseguir el título de Ingenieros Civiles, tarea que me demandó mucho sacrificio a lo largo de estos años.

A los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil, especialmente al ingeniero Richard Ramírez Palma por compartir los conocimientos en las aulas de clase, su apoyo moral y su confianza cada día para llegar a ser un buen profesional.

A mi tutor de tesis, Dr. Jaime Argudo, por el aporte profesional y ser un guía para poder realizar este proyecto de investigación.

Apolinario Soriano Oscar Joel

## **DEDICATORIA**

Quiero dedicar este Trabajo de Titulación principalmente a mis padres Juan Apolinario Orrala y Elsa Soriano Castillo, por haberme brindado su apoyo durante estos años para lograr mi formación como profesional.

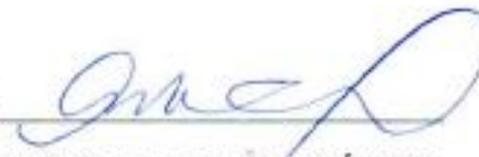
A mis hermanos por haberme brindado su confianza y respaldo en cada día que pase estudiando.

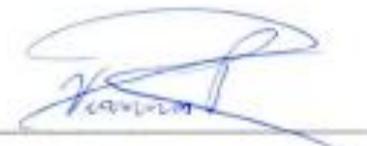
A la familia Ramírez-Mosquera por haberme dado su apoyo en los últimos años de mi carrera y brindándome consejos para alcanzar este gran logro.

Apolinario Soriano Oscar Joel

## TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

  
f. \_\_\_\_\_  
**ING. JUAN GARCÉS VARGAS**  
DECANO DE LA FACULTAD

f.   
\_\_\_\_\_ **ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ**  
DIRECTORA DE CARRERA

f.   
\_\_\_\_\_ **ING. VIANNA PINOARGOTE ROVELLO**  
COORDINADOR O DOCENTE DEL ÁREA

  
**ABG. LIDIA VILLAMAR MORAN**  
SECRETARIO GENERAL

## ÍNDICE GENERAL

|                                                                  |       |
|------------------------------------------------------------------|-------|
| CERTIFICACIÓN.....                                               | iii   |
| APROBACIÓN DEL TUTOR.....                                        | iii   |
| DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD .....                             | v     |
| AUTORIZACIÓN.....                                                | vi    |
| CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO .....                                  | vii   |
| CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA.....        | viii  |
| AGRADECIMIENTOS.....                                             | ix    |
| DEDICATORIA .....                                                | x     |
| TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN .....                                   | xi    |
| ÍNDICE GENERAL .....                                             | xii   |
| ÍNDICE DE GRÁFICOS .....                                         | xvi   |
| ÍNDICE DE TABLAS.....                                            | xviii |
| RESUMEN.....                                                     | xxi   |
| ABSTRACT .....                                                   | xxii  |
| INTRODUCCIÓN.....                                                | xxiii |
| CAPITULO 1.....                                                  | 1     |
| MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN.....                        | 1     |
| 1.1. Antecedentes.....                                           | 1     |
| 1.2. Objetivos de la investigación. ....                         | 2     |
| 1.2.1 Objetivo general. ....                                     | 2     |
| 1.2.2 Objetivos específicos.....                                 | 2     |
| 1.3. Planteamiento del problema. ....                            | 2     |
| 1.4. Justificación.....                                          | 3     |
| 1.5. Metodología.....                                            | 4     |
| 1.6. Alcance.....                                                | 4     |
| CAPÍTULO 2.....                                                  | 5     |
| MARCO TEÓRICO .....                                              | 5     |
| 2.1. Estabilidad en estructuras de acero.....                    | 5     |
| 2.2. Efectos de segundo orden .....                              | 7     |
| 2.3. Pandeo de miembros estructurales de acero.....              | 9     |
| 2.4. Pérdida de rigidez en conexiones de pórticos de acero. .... | 13    |
| 2.5. Comportamiento en conexión viga-columna. ....               | 15    |

|                                                                                                  |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.6. Configuración Irregular en edificios.....                                                   | 18 |
| 2.6.1 Torsión en edificios .....                                                                 | 19 |
| 2.6.2 Piso Flexible y Piso Débil .....                                                           | 21 |
| 2.7. Tipos de Análisis de una Estructuras.....                                                   | 23 |
| 2.8. Análisis Lineal de Primer Orden. ....                                                       | 24 |
| 2.9. Análisis Lineal de Segundo Orden.....                                                       | 24 |
| 2.10. Análisis No Lineal. ....                                                                   | 25 |
| 2.10.1 Análisis No Lineal Pseudo dinámico.....                                                   | 25 |
| 2.10.2 Espectro de Capacidad. ....                                                               | 27 |
| 2.10.3 Espectro de demanda. ....                                                                 | 28 |
| 2.10.4 Estimación de la respuesta sísmica máxima. ....                                           | 30 |
| CAPÍTULO 3.....                                                                                  | 33 |
| MARCO METODOLÓGICO.....                                                                          | 33 |
| 3.1. Consideraciones para el análisis lineal de primer orden .....                               | 33 |
| 3.1.1 Análisis Dinámico Modal Espectral.....                                                     | 33 |
| 3.1.2 Momentos torsionales y torsión accidental. ....                                            | 34 |
| 3.1.3 Irregularidad torsional según ASCE 7-16.....                                               | 34 |
| 3.1.4 Irregularidad torsional según NEC- 15.....                                                 | 35 |
| 3.1.5 Amplificación del momento torsional según ASCE7-16 y NEC-15.<br>.....                      | 35 |
| 3.1.6 Irregularidad por piso flexible según ASCE 7-16 Y NEC-15. ....                             | 36 |
| 3.1.7 Irregularidad por piso débil según ASCE 7-16.....                                          | 37 |
| 3.1.8 Irregularidad por piso débil según NEC-15.....                                             | 37 |
| 3.1.9 Derivas Elásticas e Inelásticas según ASCE 7-16. ....                                      | 38 |
| 3.1.10 Derivas Elásticas e Inelásticas según NEC-15. ....                                        | 39 |
| 3.1.11 Efectos P–delta ( $P-\Delta$ ) e Índice de estabilidad ( $Q_i$ ) según ASCE 7-<br>16..... | 40 |
| 3.1.12 Efectos P–delta ( $P-\Delta$ ) e Índice de estabilidad ( $Q_i$ ) según NEC-15.<br>.....   | 41 |
| 3.2. Especificaciones ANSI/AISC 360-16 para el Análisis Lineal de<br>Segundo Orden. ....         | 42 |
| 3.2.1 Análisis y Diseño por Estabilidad.....                                                     | 42 |
| 3.2.2 Análisis de Segundo Orden mediante un Análisis de Primer Orden<br>Amplificado. ....        | 43 |

|                                                                                                                                        |    |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 3.2.3 Resistencia requerida de los elementos estructurales. ....                                                                       | 44 |
| 3.2.4 Resistencia de los elementos estructurales. ....                                                                                 | 45 |
| 3.2.5 Ventajas y desventaja del método de análisis de primer orden<br>amplificado. ....                                                | 45 |
| 3.2.6 Factores de Amplificación $B_1$ y $B_2$ .....                                                                                    | 46 |
| 3.3. Especificaciones ASCE 41-17 para el Análisis No lineal.....                                                                       | 48 |
| 3.3.1 Definición del Análisis Sísmico por Desempeño. ....                                                                              | 48 |
| 3.3.2 Especificaciones ASCE 41-17. ....                                                                                                | 48 |
| 3.3.3 Proceso No Lineal Estático (NSP) según ASCE 41-17.....                                                                           | 49 |
| 3.3.4 Bases del Proceso Estático No Lineal. (NSP) .....                                                                                | 50 |
| 3.3.5 Consideración del modelado y el análisis para el NSP.....                                                                        | 50 |
| 3.3.6 Determinación de las fuerzas, desplazamientos y deformaciones<br>por NSP. ....                                                   | 53 |
| CAPÍTULO 4.....                                                                                                                        | 56 |
| ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO.....                                                                                                | 56 |
| 4.1. Descripción del Edificio para análisis. ....                                                                                      | 56 |
| 4.1.1 Tipo de Sistema Estructural.....                                                                                                 | 56 |
| 4.1.2 Modificaciones para este estudio. ....                                                                                           | 57 |
| 4.1.3 Condiciones para el presente análisis. ....                                                                                      | 59 |
| 4.1.4 Espectro de diseño según NEC-SE-DS (2015).....                                                                                   | 60 |
| 4.2. Análisis Lineal de Primer Orden. ....                                                                                             | 62 |
| 4.2.1 Análisis del edificio mejorado para un buen desempeño sísmico<br>(Caso 1). ....                                                  | 62 |
| 4.2.2 Análisis del edificio con empotramiento perfecto en sus bases,<br>torsión y conexiones semirrígidas, (Caso 2). ....              | 71 |
| 4.2.3 Análisis del edificio con empotramiento parcial en sus bases,<br>torsión, piso flexible y conexiones semirrígidas (Caso 3). .... | 79 |
| 4.3. Análisis de Segundo Orden por el método de primer orden<br>Amplificado.....                                                       | 86 |
| 4.3.1 Casos de Análisis. ....                                                                                                          | 86 |
| 4.3.2 Cargas nocionales.....                                                                                                           | 86 |
| 4.3.3 Análisis de la estructura, caso 2. ....                                                                                          | 89 |
| 4.3.4 Análisis de la estructura, caso 3. ....                                                                                          | 91 |
| CAPÍTULO 5.....                                                                                                                        | 94 |

|                                                                             |     |
|-----------------------------------------------------------------------------|-----|
| ANÁLISIS COMPARATIVOS DE LOS RESULTADOS .....                               | 94  |
| 5.1. Variables para el análisis comparativo de los casos propuestos.....    | 94  |
| 5.2. Análisis comparativo entre los análisis modales. ....                  | 94  |
| 5.3. Análisis comparativo entre los cortante sísmicos.....                  | 95  |
| 5.4. Análisis comparativo entre las derivas inelástica. ....                | 95  |
| 5.5. Análisis comparativo entre las irregularidades por torsión. ....       | 95  |
| 5.6. Análisis comparativo entre las irregularidades por piso flexible. .... | 96  |
| 5.7. Análisis comparativo entre los índices de estabilidad. ....            | 96  |
| 5.8. Análisis comparativo entre el análisis de segundo orden.....           | 97  |
| CAPÍTULO 6.....                                                             | 98  |
| CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....                                        | 98  |
| 6.1. Conclusiones.....                                                      | 98  |
| 6.2. Recomendaciones.....                                                   | 100 |
| REFERENCIAS .....                                                           | 101 |

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

|                                                                                                  |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Gráfico 1: Deformación primaria simétrica y pandeo lateral asimétrico .....                      | 5  |
| Gráfico 2: Deformación lateral del caso asimétrico bajo carga vertical y lateral combinadas..... | 6  |
| Gráfico 3: Curva carga-deformación lateral .....                                                 | 7  |
| Gráfico 4: Efecto P- $\Delta$ en un sistema de un grado de libertad.....                         | 8  |
| Gráfico 5: Efecto P- $\Delta$ en un sistema de varios pisos.....                                 | 8  |
| Gráfico 6: Diagrama de carga-deformación para un comportamiento lineal supuesto.....             | 9  |
| Gráfico 7: Longitudes efectivas (KL) de columnas en marcos arriostrados ..                       | 11 |
| Gráfico 8: Elementos rigidizados y no rigidizados. ....                                          | 12 |
| Gráfico 9: Momentos en vigas con diferentes conexiones .....                                     | 14 |
| Gráfico 10: Momentos en vigas con diferentes conexiones .....                                    | 15 |
| Gráfico 11: Curva momento-rotación de conexiones (Astaneh-Asl, 1995) ...                         | 16 |
| Gráfico 12: Clasificación de conexiones por rigidez, resistencia .....                           | 18 |
| Gráfico 13: Fuerzas torsionales .....                                                            | 19 |
| Gráfico 14: Planta en forma de L y concentración de esfuerzo .....                               | 20 |
| Gráfico 15: Falsa simetría en planta de elementos estructurales .....                            | 21 |
| Gráfico 16: Mecanismo de falla en planta baja .....                                              | 21 |
| Gráfico 17: Configuraciones estructurales recomendadas .....                                     | 22 |
| Gráfico 18: Factores que producen piso flexible .....                                            | 23 |
| Gráfico 19: Espectro de capacidad .....                                                          | 26 |
| Gráfico 20: Espectro de demanda sísmica .....                                                    | 29 |
| Gráfico 21: Espectro de capacidad-demanda .....                                                  | 31 |
| Gráfico 22: Factor amplificador torsional.....                                                   | 34 |
| Gráfico 23: Irregularidad torsional.....                                                         | 35 |
| Gráfico 24: Irregularidad piso flexible.....                                                     | 36 |
| Gráfico 25: Determinación de la deriva de piso.....                                              | 38 |
| Gráfico 26: Curva idealizada fuerza-deformación .....                                            | 51 |
| Gráfico 27: Elevación del edificio sin modificación .....                                        | 56 |
| Gráfico 28: Vista en planta del edificio sin modificación .....                                  | 57 |
| Gráfico 29: Elevación del edificio con modificación en planta baja.....                          | 58 |
| Gráfico 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones NEC-15.....                               | 61 |

|                                                                           |    |
|---------------------------------------------------------------------------|----|
| Gráfico 31: Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleraciones ..... | 62 |
| Gráfico 32: Vista en planta y orientación de las columnas Caso 1 .....    | 63 |
| Gráfico 33: Vista en planta y orientación de las columnas Caso 2 .....    | 71 |
| Gráfico 34: Factor de carga nocional, dirección X.....                    | 88 |
| Gráfico 35: Factor de carga nocional, dirección Y .....                   | 88 |
| Gráfico 36: Esfuerzos críticos, pórtico del eje B.....                    | 89 |

## ÍNDICE DE TABLAS

|                                                                                       |    |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1. Clasificación de conexiones (Astaneh-Asl, 1995).....                         | 17 |
| Tabla 2. Relación de rigidez y resistencia en conexiones (Astaneh-Asl, 1995)<br>..... | 18 |
| Tabla 3. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al, 1984)<br>.....   | 30 |
| Tabla 4. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996) .....           | 30 |
| Tabla 5. Valores del factor de modificación $C_0$ .....                               | 53 |
| Tabla 6. Parámetros del espectro de diseño para la ciudad de Santa Elena              | 61 |
| Tabla 7. Distribución de la fuerza lateral, caso 1 .....                              | 64 |
| Tabla 8. Periodo y participación de masa, caso 1 .....                                | 64 |
| Tabla 9. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 1 .....              | 65 |
| Tabla 10. Excentricidad inherente, caso 1 .....                                       | 65 |
| Tabla 11. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16 .....                     | 66 |
| Tabla 12. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16 .....                     | 66 |
| Tabla 13. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS, 2015 .....                       | 66 |
| Tabla 14. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS, 2015 .....                       | 67 |
| Tabla 15. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....       | 67 |
| Tabla 16. Chequeo por torsión en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....       | 68 |
| Tabla 17. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15.....  | 69 |
| Tabla 18. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15.....  | 69 |
| Tabla 19. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15.....  | 69 |
| Tabla 20. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15.....  | 70 |
| Tabla 21. : Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15 .             | 70 |
| Tabla 22. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15 ...             | 70 |
| Tabla 23. Distribución de la fuerza lateral, caso 2.....                              | 72 |
| Tabla 24. Periodo y participación de masa, caso 2.....                                | 72 |

|                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 25. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 2 .....            | 73 |
| Tabla 26. Excentricidad inherente, caso 2 .....                                      | 73 |
| Tabla 27. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16 .....                    | 74 |
| Tabla 28. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16 .....                    | 74 |
| Tabla 29. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS 2015 .....                       | 75 |
| Tabla 30. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS 2015 .....                       | 75 |
| Tabla 31. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....      | 76 |
| Tabla 32. Chequeo por torsión en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....      | 76 |
| Tabla 33. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 77 |
| Tabla 34. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 77 |
| Tabla 35. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 77 |
| Tabla 36. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 78 |
| Tabla 37. Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15 ...            | 78 |
| Tabla 38. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15 ...            | 79 |
| Tabla 39. Distribución de las cargas laterales, caso 3 .....                         | 79 |
| Tabla 40. Periodo y participación de masa, caso 3 .....                              | 80 |
| Tabla 41. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 3 .....            | 80 |
| Tabla 42. Excentricidad inherente, caso 3 .....                                      | 81 |
| Tabla 43. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16 .....                    | 81 |
| Tabla 44. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16 .....                    | 81 |
| Tabla 45. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS 2015 .....                       | 82 |
| Tabla 46. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS 2015 .....                       | 82 |
| Tabla 47. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....      | 82 |
| Tabla 48. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15<br>.....      | 83 |
| Tabla 49. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 84 |

|                                                                                      |    |
|--------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 50. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 84 |
| Tabla 51. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 84 |
| Tabla 52. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y<br>NEC-15..... | 84 |
| Tabla 53. Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15 ...            | 85 |
| Tabla 54. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15 ...            | 85 |
| Tabla 55. Combinaciones de carga .....                                               | 86 |
| Tabla 56. Cargas Gravitacionales.....                                                | 87 |
| Tabla 57. Esfuerzos internos no amplificados, caso 2 .....                           | 90 |
| Tabla 58. Factor de amplificación B1 por P- $\delta$ . Caso 2 .....                  | 90 |
| Tabla 59. Factor de amplificación B2 por P- $\Delta$ . Caso 2.....                   | 90 |
| Tabla 60. Esfuerzos requeridos por análisis de segundo orden. Caso 2.....            | 91 |
| Tabla 61. Esfuerzos internos no amplificados, caso 3 .....                           | 92 |
| Tabla 62. Factor de amplificación B1 por P- $\delta$ . Caso 3 .....                  | 92 |
| Tabla 63. Factor de amplificación B2 por P- $\Delta$ . Caso 3.....                   | 92 |
| Tabla 64. Esfuerzos requeridos por análisis de segundo orden. Caso 3.....            | 93 |

# “ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P – DELTA (P – $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA”

**Autor:** Apolinario Soriano Oscar Joel

**Tutor:** Ing. Jaime F. Argudo, Ph.D

## RESUMEN

En el presente trabajo investigativo se estudian los efectos P – Delta (P –  $\Delta$ ) o efectos de segundo orden en una estructura de acero diseñado por Muñiz y Alarcón. Para desarrollar tales efectos se modificó la estructura en su planta baja, incrementando su altura. A partir de aquello se presentan tres condiciones para el análisis, siendo estas: conexiones flexibles, torsión en la estructura a través de la reorientación de sus columnas y la articulación de las columnas en sus bases. Tales condiciones se analizaron en un modelo matemático para cada una y al final se unificó todo para tener el efecto desestabilizador más crítico en la estructura.

Para comenzar se realizan un análisis de primer orden para cada modelo según las especificaciones ASCE 7-16 y NEC-15, con el fin de cuantificar los parámetros que hacen inestable a la estructura. Para considerar los efectos de segundo orden se utiliza el método de análisis de primer orden con factores amplificadores  $B_1$  y  $B_2$  para considerar los efectos desestabilizadores de segundo orden P- $\Delta$  a nivel global de la estructura y los efectos P- $\delta$  a nivel de elementos. Las nuevas demandas de resistencia por tales efectos en los elementos estructurales, son comparadas con las resistencias disponibles, tal como se especifica en el apéndice 7 del AISC360-10.

**Palabras claves:** Estabilidad de estructuras, Análisis estructural, estructuras de acero, torsión

# **“ESTUDIO INVESTIGATIVO DE LOS EFECTOS P – DELTA (P – $\Delta$ ) EN ESTRUCTURAS DE ACERO CON PLANTA BAJA FLEXIBLE Y TORSIÓN EXCESIVA”**

**Autor:** Apolinario Soriano Oscar Joel

**Tutor:** Ing. Jaime F. Argudo, Ph.D

## **ABSTRACT**

In this research P - Delta (P -  $\Delta$ ) or second order effects are studied. In a steel structure designed by Muñiz and Alarcón. To create P-delta efectos, the structure is modified, increasing its first floor height. Three conditions of analysis are presented: flexible connections, torsion in structure by lack of symmetry of columns and articulation of columns in their base. Such conditions are analyzed in mathematical models for each case and at the end, all effects were unified to create the worst destabilizing effect in the structure.

A first order analysis is performed for each model according to ASCE 7-16 and NEC-15 specifications, in order to quantify parameters that make the structure unstable. First-order analysis method with amplifying factors B1 and B2 is used to consider the second-order destabilizing effects P- $\Delta$  at the global level of the structure and the P- $\delta$  effects at the element level. The new resistance demands for such effects on the structural elements are compared with the available resistances, as specified in Appendix 7 of AISC360-10.

**Code words:** Structures stability, structural analysis, steel structures, torsion.

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad las estructuras de acero están tomando más protagonismo en el desarrollo de las grandes ciudades, construyéndose grandes edificios con este material gracias a la alta ductilidad y elevada resistencia que posee. Pero que se construyan edificios cada vez más altos conlleva a tener mayores cuidados en el diseño y construcción debido a que el Ecuador está en una zona de alta sismicidad. Uno de los mayores cuidados que se deben proveer a los edificios altos es su estabilidad, ya que a mayor altura mayor será el efecto desestabilizador producido por las fuerzas laterales en combinación con las cargas verticales actuantes.

El problema mencionado anterior es conocido como efectos P-delta o efectos de segundo orden, que se crean cuando las fuerzas laterales empujan a la estructura y la deforman y bajo esta geometría deformada, las cargas verticales o de gravedad producen un nuevo momento denominado P- $\Delta$ . Estas nuevas fuerzas internas tienen que ser soportadas por la estructura desde sus bases para minimizar el efecto desestabilizador. Los efectos de segundo orden son un problema no lineal, pero se han presentado análisis aproximados para ser considerados en el proceso de análisis y diseño.

Las especificaciones AISC 360-16 presentan tres métodos de diseño por estabilidad que incluyen estos efectos de segundo orden y otros parámetros como la reducción de rigideces de sus elementos e incertidumbres en el montaje de las estructuras. Aquí se presenta el método de análisis de primer orden amplificado para realizar el estudio de los efectos P-delta a través de un análisis de segundo orden que considera la amplificación de los esfuerzos en sus elementos que contribuyen a la estabilidad de la estructura.

Las especificaciones ASCE 7-16 y NEC-15, también consideran los efectos P-delta, evaluando las estructuras bajo un análisis lineal de primer orden. Establecen cierto límite en los cuales no consideran necesario incluir los efectos P-delta, Pero a partir de ese límite obligan a realizar un análisis de segundo orden a través de análisis racional que satisfaga la estabilidad de la estructura.

# CAPITULO 1

## MARCO CONTEXTUAL DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.1. Antecedentes.

A finales del siglo XIX (1884) los ingenieros empezaron a usar el acero como material principal para la construcción de edificios con estructura en forma esquelética. En sitios como Estados Unidos los esqueletos metálicos tuvieron una gran aceptación y difusión. Así comenzaron a nacer edificios de mucha altura conocidos comúnmente como rascacielos, los más conocidos fueron el Woolworth Building, el rascacielos Chrysler y el Empire State Building, todas estas edificaciones se encuentran en Nueva York.

Pero una desventaja que tiene este sistema es la flexibilidad propia del acero, y en edificio expuesto a grandes fuerzas laterales se tendrán mayores desplazamientos. A esto se le suma parámetros de diseño de edificios que tienen que ver con la configuración geométrica y estructural. Debido a la flexibilidad del acero y a las fuerzas laterales de diseño se requiere analizar un tipo de estructura que tenga buena disipación de energía sísmica, logrando prevenir el colapso y mantener seguridad de vida.

Los edificios que tienen formas estructurales distintas a las recomendadas por los códigos, presentan mayores índices de inestabilidad, demandas elevadas de rigidez y resistencia, aumentos de derivas elásticas e inelásticas, una excesiva torsión a nivel local y global, produciendo daños de tipo no estructural ante sollicitaciones de servicios y un bajo desempeño ante eventos sísmicos.

Las fuertes presiones laterales sobre los lados de los edificios altos producen momentos de volteo. Estos momentos lo resisten axialmente sin dificultad las columnas, pero los cortantes horizontales producidos en cada nivel pueden ser de tal magnitud, que sea necesario usar arriostramiento o contra-viento especiales, o conexiones resistentes a momentos.

Un edificio no sólo debe estar suficientemente arriostrado lateralmente para evitar fallas, sino también para evitar grandes derivas debido a la acción de viento o sismo. La práctica usual en el diseño de edificios de acero de varios

niveles es proporcionar a la estructura suficiente rigidez lateral para mantener el índice de deriva aproximadamente entre 0.0015 y 0.0030 radianes, para la acción de cargas laterales de servicio. (Mc Cormac y Csernak, 2013).

Cuando se trata de edificaciones de acero esbeltas, sin arriostramiento y sometidas a grandes fuerzas axiales y cargas laterales es importante estudiar los efectos P – delta ( $P - \Delta$ ), el cual se produce por fuerzas horizontales que producen derivas considerables, producto de aquello se genera un momento de volteo en la estructura deformada.

## **1.2. Objetivos de la investigación.**

### **1.2.1 Objetivo general.**

Investigar los efectos P- Delta ( $P - \Delta$ ), que se produce en una estructura de acero con planta baja flexible y torsión excesiva mediante la evaluación de sus efectos de segundo orden, daño agravado y estabilidad lateral.

### **1.2.2 Objetivos específicos.**

- Modelar una estructura de acero con planta baja flexible y torsión excesiva.
- Analizar en la estructura los efectos de primer orden y de segundo orden.
- Analizar el desempeño sísmico mediante las normas NEC-15 y ANSI/AISC, referentes al diseño de estructura de acero.
- Brindar recomendaciones para el diseño de estructuras de acero considerando los efectos de segundo orden.
- Proveer información referente a los efectos P- Delta ( $P - \Delta$ ), para evaluar daños y efecto por inestabilidad en estructuras de acero.

## **1.3. Planteamiento del problema.**

El empleo de aceros de alta resistencia y la utilización de nuevos métodos constructivos logran que las estructuras modernas, estén generalmente formadas por elementos muy esbeltos, donde los fenómenos de inestabilidad adquieren una importancia fundamental, que hace aumentar la trascendencia del problema de pandeo de columnas, que puede considerarse como la base para el estudio de todos los problemas de inestabilidad. (López, 1992).

Tras los sismos de Northridge, California, 1994 y Kobe, Japón, 1995, las especificaciones del AISC 341-16 prescriben disposiciones más estrictas desde el punto de vista de seguridad estructural de las edificaciones, y se han hecho modificaciones importantes en la práctica de diseño y construcción de estructuras de acero, por haberse demostrado un comportamiento diferente al esperado.

Cuando se trata de edificaciones de acero esbeltas, sin arriostramiento y sometidas a grandes fuerzas axiales y cargas laterales es importante entender un poco más sobre los efectos  $P - \Delta$  ( $P - \Delta$ ), el cual se produce por fuerzas horizontales que producen derivas considerables, producto de aquello se genera un momento de volteo en la estructura deformada.

En el Ecuador se encuentra vigente la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15, que establece derivas máximas del 2% para estructuras de acero. Además, recomienda configuraciones estructurales tanto en planta como en elevación para un buen desempeño sísmico, evitando con la posibilidad de que exista torsión excesiva y flexibilidad en la estructura, (Choez y García, 2019)

En NEC-15 capítulo NEC-SE-DS sección 6.3.8 se establece que los efectos  $P - \Delta$  ( $P - \Delta$ ) corresponden a efectos adicionales en las dos direcciones principales de la estructura, que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global.

#### **1.4. Justificación.**

El presente trabajo permitirá evaluar las especificaciones descritas en la norma NEC-15, para el diseño de estructuras de acero y su comportamiento ante solicitaciones de servicio y fuerzas sísmicas, en conjunto con las normas estadounidense, esta contribución se hace con el fin de aportar más información para un buen desempeño ante las solicitaciones mencionadas.

El tema a evaluar requiere de mucha importancia, ya que nuestro país esta propenso a sufrir sismo de magnitud considerable por encontrarse en una zona de alta peligrosidad sísmica. Siendo fundamental diseñar y construir estructuras que respondan de manera satisfactoria a estos fenómenos naturales. Con este propósito se plantea la evaluación de un edificio de 8 pisos en acero con pórtico especiales resistente a flexión y con las configuraciones desfavorables de diseño para obtener así limitaciones que ayuden a controlar el colapso de las estructuras en nuestro país.

### **1.5. Metodología.**

La estructura se analizará a partir de las conclusiones, recomendaciones, y resultado obtenido por Alarcón y Muñiz (2019), usando el mismo edificio, pero modificando la estructura para modelar los efectos P-Delta en condiciones críticas de torsión excesiva y planta baja flexible.

Se analizará a la estructura con métodos lineal y no lineal, usando los programas Etabs y Sap2000, las ecuaciones de diseño y los criterios de desempeño sísmico referente a la estructura de acero con las nomas de Ecuador y Estados Unidos.

### **1.6. Alcance.**

Este trabajo investigativo tendrá como fin realizar un análisis y diseño de una estructura de acero con un sistema de pórticos especiales resistentes a flexión de 8 pisos, con planta baja flexible e irregularidades en planta y elevación, demandada por cargas gravitacionales, cargas laterales producida por el sismo de diseño y por los desplazamientos, que en conjunto originarán el efecto llamado P-delta ( $P - \Delta$ ).

La investigación se enfoca en el análisis de este efecto de segundo orden postulando equilibrio sobre la deformada de primer orden del análisis de la estructura; lo que conduce a considerar demandas sísmicas adicionales tales como incremento de momentos de diseños y control de la estabilidad de la estructura planteada, con el fin de llegar a obtener unos requisitos para un mejor diseño y brindar recomendaciones para mejorar la norma ecuatoriana de la construcción NEC-15.

# CAPÍTULO 2

## MARCO TEÓRICO

### 2.1. Estabilidad en estructuras de acero.

A diferencia de los miembros aislados cargados axialmente, el medio principal por el cual los pórticos resisten las cargas aplicadas es la flexión. Sin embargo, el comportamiento todavía se ve afectado por la presencia de carga axial y fuerza de corte. En el diseño elástico, la máxima resistencia a la flexión se define como la condición cuando el momento plástico de un miembro se alcanza en el punto de momento máximo. En el diseño plástico, la máxima resistencia del marco se determina cuando se forma un mecanismo plástico que lleva a la inestabilidad del sistema. (Galambos y Surovek, 2008).

A continuación se muestra un marco en el plano y se presentan dos casos para analizar el comportamiento elástico y los estados límites de los miembros al lado; En el gráfico 1, se considera un caso simétrico, donde el marco se deforma por la carga aplicada hasta cierto rango de deformación, después de aquello la estructura alcanza una carga crítica (punto de bifurcación), a partir de este punto la estructura no arriostrada de repente asume una deformación y fallará lateralmente, es decir, el marco puede tomar una posición ligeramente desviada y no fallará lateralmente hasta que se alcance la carga crítica ( $W_{cr}$ ) (Galambos y Surovek, 2008).

Gráfico 1: Deformación primaria simétrica y pandeo lateral asimétrico



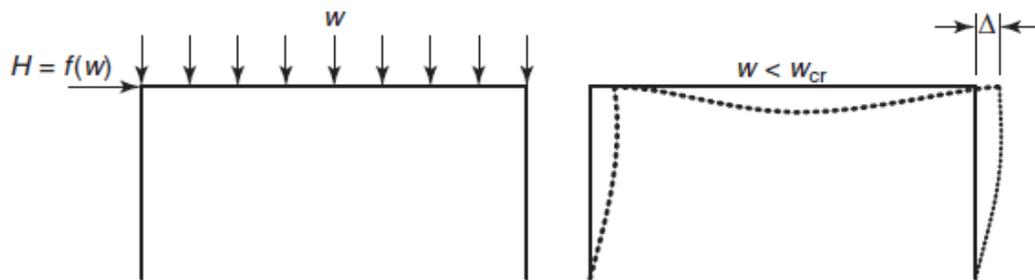
Fuente: Figura 5.1 Structural stability of steel, Galambos and Surovek

En el caso asimétrico mostrado en el gráfico 2. El patrón normal de deformación se amplifica enormemente a medida que se acerca a la carga

crítica, producto de una fuerza lateral. A diferencia del caso anterior, el caso asimétrico no tiene un punto de bifurcación y la estructura se deforma lateralmente desde el inicio de la carga. (Galambos y Surovek, 2008).

Un momento adicional es causado por el producto de la fuerza axial y el desplazamiento. Este es el momento de segundo orden, que desempeña un papel cada vez más importante a medida que aumenta la deformación debido a un aumento en la carga. La relación entre las cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes no es lineal si aumentan tanto la fuerza axial como el momento flector, incluso si el material permanece elástico. (Galambos y Surovek, 2008).

Gráfico 2: Deformación lateral del caso asimétrico bajo carga vertical y lateral combinadas.

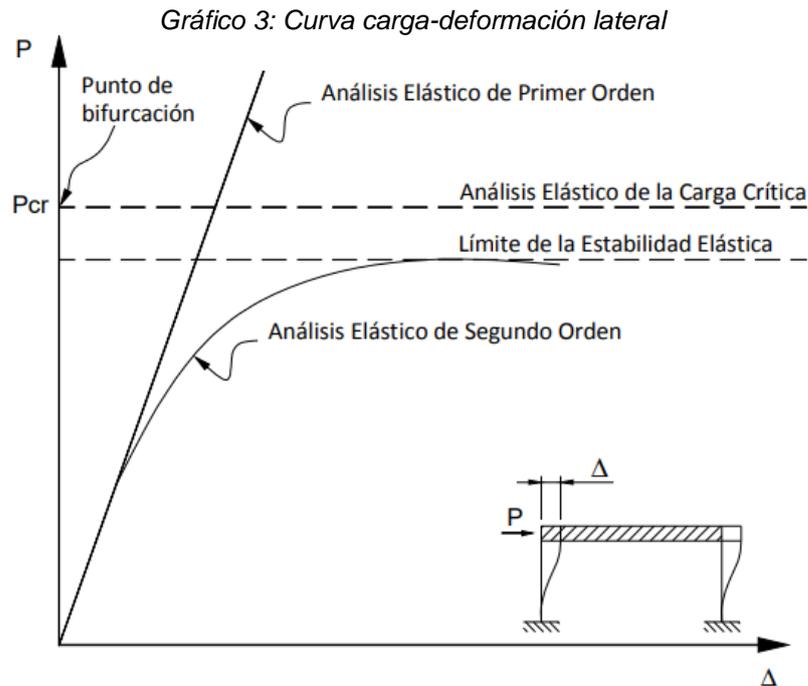


Fuente: Figura 5.2 Structural stability of steel, Galambos and Surovek

El gráfico 3 ilustra la relación de carga-deformación para los dos tipos de comportamiento. Para el caso simétrico, se observa que la carga vertical puede incrementar hasta alcanzar el valor de la carga crítica ( $w_{cr}$ ), y este logro de la capacidad máxima dará como resultado el colapso inmediato del miembro, y tal vez de toda la estructura. (Galambos y Surovek, 2008).

Para el caso asimétrico se presentan dos tipos de curvas, el gráfico lineal de desviación de carga representa la respuesta de primer orden. En el análisis de primer orden, la respuesta del desplazamiento ante la carga se basa en la configuración no deformada original donde el equilibrio se formula a partir de la estructura deformada. Si el sistema es elástico, la respuesta es lineal. La curva no lineal representa la respuesta de segundo orden; con cada incremento de carga, la desviación incremental es un poco más que en el incremento de carga anterior. Si el material permanece elástico, la curva

carga-deflexión se acercará asintóticamente a la carga crítica de pandeo, como se muestra en el gráfico 3. (Galambos-Surovek, 2008).



*Fuente: Figura 5.3 Structural stability of steel, Galambos and Surovek*

## 2.2. Efectos de segundo orden

Para entender un poco más el efecto  $P - \Delta$ , en la figura 4, se presenta un sistema de un grado de libertad donde una fuerza lateral  $F$  actúa, causando que el sistema se desplace horizontalmente una distancia  $\Delta$ . Adicionalmente el sistema tiene un peso propio  $P$ , que al interactuar con el desplazamiento genera un momento de volteo en la estructura deformada, que equivale a  $P\Delta$ . (Roberto Aguiar, 2008).

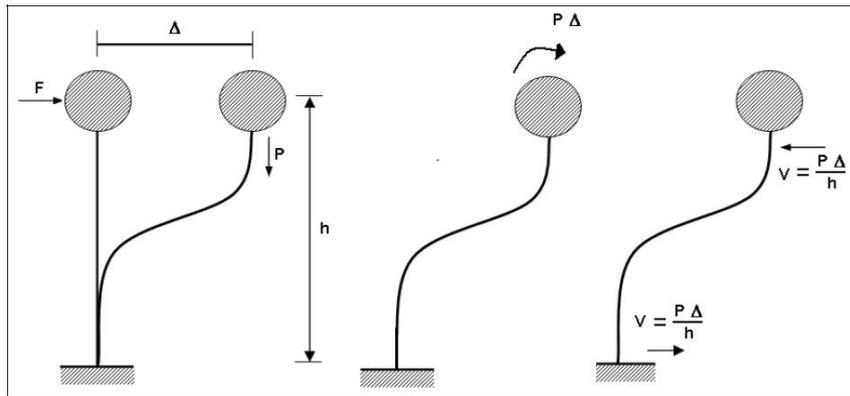
Este momento de volteo genera un par de cortantes, los mismos que al multiplicarse por la altura  $h$  se oponen al momento de volteo. De tal manera que existe un momento de volteo de magnitud  $P\Delta$  y un momento resistente  $Vh$ . La relación de estos momentos define el índice de estabilidad de piso.

$$\theta = \frac{P\Delta}{Vh}$$

En el gráfico 4, se aprecia que  $\Delta$  es el desplazamiento relativo del piso con respecto al suelo. Esto debido a que se trata de una estructura de 1 piso, si fuera de varios pisos como se muestra en el gráfico 5,  $\Delta$  sería el

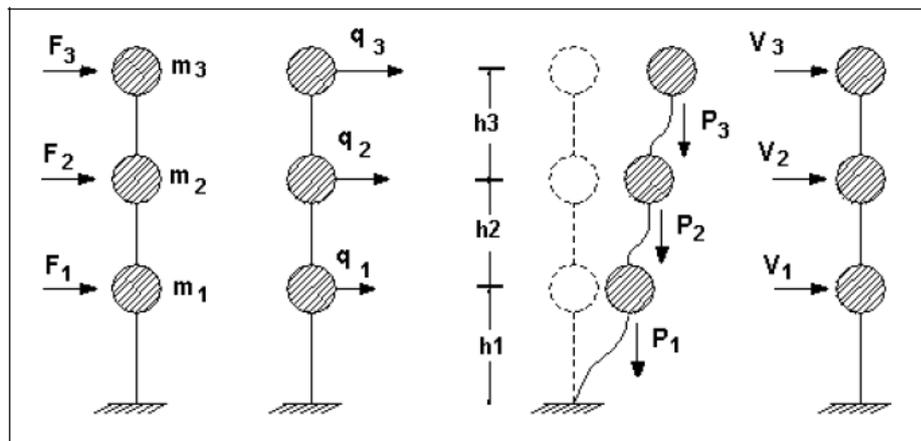
desplazamiento relativo de piso, también conocido como deriva. El desplazamiento  $\Delta$  es calculado en forma elástica. (Roberto Aguiar, 2008).

Gráfico 4: Efecto P- $\Delta$  en un sistema de un grado de libertad



Fuente: Figura 6.5 Análisis sísmicos de edificios, Roberto Aguiar.

Gráfico 5: Efecto P- $\Delta$  en un sistema de varios pisos



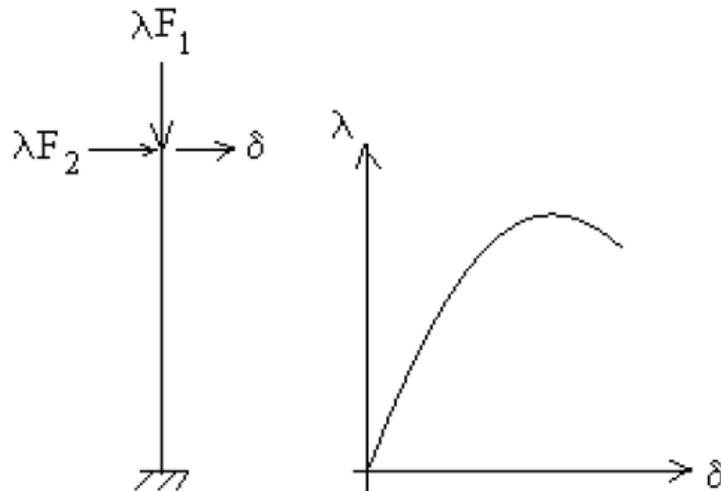
Fuente: Figura 6.3 Análisis sísmicos de edificios, Roberto Aguiar.

El momento de volteo exige una capacidad a la flexión cada vez mayor a medida que  $\Delta$  incrementa, hasta que la rigidez interna del sistema no pueda soportar las demandas de las fuerzas externas. Por lo tanto, el sistema alcanza un momento máximo, a partir de ese instante la capacidad del momento se reduce produciendo una inestabilidad al sistema.

En el análisis elástico de segundo orden el equilibrio se formula sobre dicha estructura deformada. Este tipo de análisis tiene en cuenta los momentos producidos por los esfuerzos de los extremos del sistema, combinados con los desplazamientos que se han producido. Como el principio de superposición no es siempre válido, se debe acudir a un reparto de cargas especificado, que se incrementa por pasos mediante un multiplicador de

carga. Se escogen incrementos tan pequeños que permitan suponer un comportamiento lineal durante este aumento de la carga, (Roberto Aguiar, 2008).

Gráfico 6: Diagrama de carga-deformación para un comportamiento lineal supuesto



Fuente: Figura 1.1.2. Análisis comparativo de estructuras deformadas considerando efectos de segundo orden, Ángela González

La configuración deformada que se obtiene al acabar cada aumento especificado de la carga (gráfico 6), es la geometría de referencia para el siguiente paso. Así pues, la teoría elástica de segundo orden consiste en resolver una sucesión de análisis de primer orden de una estructura cuya geometría cambia en cada paso con respecto a los anteriores, (González, 2009).

### 2.3. Pandeo de miembros estructurales de acero.

En columnas con carga axial por lo general existe tres modos de pandeo que son: pandeo por flexión, pandeo local y pandeo por torsión. El tipo de pandeo se dará dependiendo de las propiedades del elemento, el tipo de arriostramiento en los extremos, la ubicación de la carga, los efectos residuales de fabricación y la longitud que tendrá el elemento, ya que la relación del miembro a pandearse se mide entre la longitud del miembro y su radio de giro, (McCormac y Csernak, 2013).

En el pandeo por flexión, los miembros están sometidos a flexión cuando se vuelven inestables. Entre más larga sea una columna para una misma sección transversal, mayor es su tendencia a pandearse y menor será la carga que

pueda soportar. La tendencia de un miembro a pandearse se mide por lo general con la relación de esbeltez, que se define como la relación entre la longitud del miembro y su radio de giro mínimo (McCormac y Csernak, 2013).

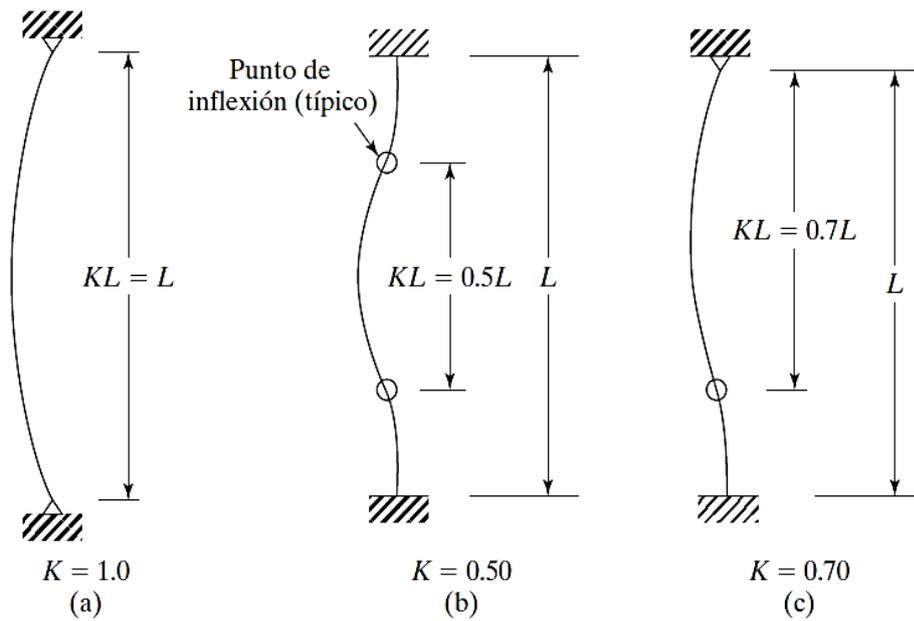
La tendencia al pandeo depende también de los siguientes factores: tipo de conexión en los extremos, excentricidad de la aplicación de la carga, imperfecciones en el material de la columna, torceduras iniciales en la columna y esfuerzos residuales de fabricación. Su carga de pandeo  $P$  se puede calcular con la ecuación de Euler, considerando cuidadosamente el apoyo en sus extremos, donde el valor de  $L$  se tomará como la distancia entre los puntos de inflexión de la elástica pandeada. Esta distancia se considera como la longitud efectiva ( $kL$ ) de la columna, en donde  $K$  es el *factor de longitud efectiva*, (McCormac y Csernak, 2013).

$$P = \frac{\pi^2 EI}{(kL)^2}$$

Se denomina  $K$  al número por el que debe multiplicarse la longitud de la columna para obtener su longitud efectiva. Su magnitud depende de la restricción rotacional en los extremos de la columna y de la resistencia al movimiento lateral. El factor  $K$  se determina encontrando la columna articulada con una longitud equivalente que proporcione el mismo esfuerzo crítico. El procedimiento del factor  $K$  es un método para encontrar soluciones simples a problemas complicados de pandeo en marcos, (McCormac y Csernak, 2013).

El lado o traslación de las juntas implica que uno o ambos extremos de una columna pueden moverse lateralmente entre sí. Si una columna está articulada en sus dos extremos con articulaciones sin fricción, como se muestra en el gráfico 7. Caso (a), su longitud efectiva es igual a su longitud real y  $K$  es entonces igual a 1.0. Si los extremos están perfectamente empotrados, sus puntos de inflexión (o puntos de momento nulo) se localizan en los cuartos de la altura y la longitud efectiva es igual a  $L/2$  como se muestra en el gráfico 7. Caso (b). Como resultado, el valor de  $K$  sería igual a 0.50. Para el caso (c) del gráfico 7, se muestra una columna con un extremo empotrado y el otro articulado. El valor de  $K$  para esta columna es teóricamente igual a 0.70. (McCormac y Csernak, 2013).

Gráfico 7: Longitudes efectivas ( $KL$ ) de columnas en marcos arriostrados



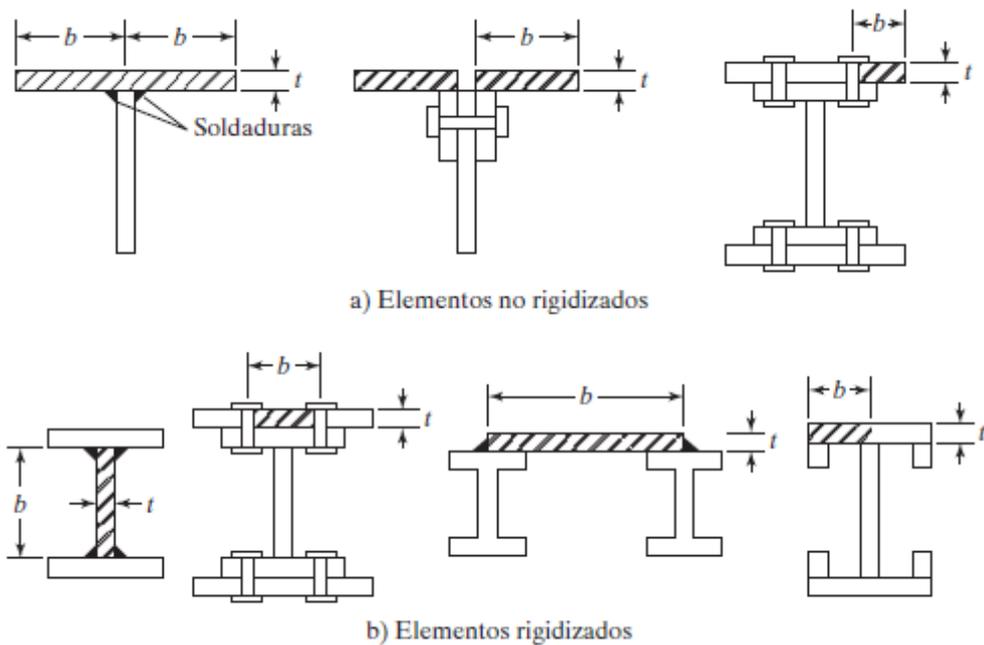
Fuente: Figura 5.4. Diseño de estructuras de acero, McCormac y Csernak.

El pandeo local, ocurre cuando alguna parte o partes de la sección transversal de una columna son tan delgadas que se pandean localmente en compresión antes que los otros modos de pandeo puedan ocurrir. Las placas delgadas que se usan para tomar esfuerzos de compresión son muy susceptibles al pandeo respecto a sus ejes menores, debido a los pequeños momentos de inercia en esas direcciones, (McCormac y Csernak, 2013).

Sin embargo, si uno de esos elementos se pliega o restringe su rigidez se incrementa apreciablemente. Por esta razón en el Manual AISC se consideran dos tipos de elementos: los *elementos rigidizados* y los *no rigidizado*. (McCormac y Csernak, 2013).

Un elemento no rigidizado es una pieza proyectante con un borde libre, paralelo a la dirección de la fuerza de compresión, en tanto que un elemento rigidizado está soportado a lo largo de los dos bordes en esa dirección. Estos dos tipos de elementos se ilustran en el grafico 8. En cada caso se muestran el ancho  $b$  y el espesor  $t$  de los elementos en cuestión. (McCormac y Csernak, 2013).

Gráfico 8: Elementos rigidizados y no rigidizados.



Fuente: Figura 5.6. Diseño de estructuras de acero, McCormac y Csernak.

Es probable que los patines delgados o almas de una columna o viga se pandeen localmente en compresión antes de que ocurra el pandeo total del miembro. Para establecer los límites de las relaciones ancho a espesor de los elementos de los miembros a compresión, la Especificación AISC agrupa a los miembros en las tres clasificaciones siguientes: secciones compactas, secciones no compactas y elementos esbeltos a compresión. (McCormac y Csernak, 2013).

El pandeo torsional, puede ocurrir en columnas que tienen ciertas configuraciones en su sección transversal. Esas columnas fallan por torsión o por una combinación de pandeo torsional y flexión (McCormac y Csernak, 2013).

El pandeo lateral torsional se puede presentar en miembros que son individual o doblemente simétrico y están está cargado por fuerzas en el plano de simetría hasta que, en el punto crítico, el miembro se desvía fuera de su plano de simetría y sufre una torsión. Es conveniente evitar que se presente este tipo de pandeo, esto se puede lograr mediante un cuidadoso arreglo de los miembros y proporcionando soportes que impidan el movimiento lateral y la torcedura, (McCormac y Csernak, 2013).

Las secciones abiertas W, M y canales tienen poca resistencia a la torsión, pero no así las vigas en cajón. Entonces, si se presenta un caso de torsión, es aconsejable usar secciones en caja o bien construir secciones en caja con secciones W a las cuales se sueldan placas laterales. Otra manera de reducir los problemas de torsión es acortar las longitudes de miembros que están sujetos a torsión. (McCormac y Csernak, 2013).

#### **2.4. Pérdida de rigidez en conexiones de pórticos de acero.**

Todas las uniones son consideradas sitios de fusibles dentro del sistema estructural, y por tanto una zona peligrosa; múltiples accidentes han sido atribuidos a las uniones mal diseñadas o mal montadas en obras. Por ello se debe tener mucho cuidado analizarlas, diseñarlas y montar conexiones.

Las uniones metálicas comúnmente se diseñan idealizando que sus extremos funcionan perfectamente rígidos o articulados. En la actualidad se investiga durante la fase del análisis y diseño las uniones semi-rígidas para aprovechar el comportamiento antes de las acciones a la que se someterá la estructura. Por lo tanto, se debe conocer cuáles son los tipos de uniones que existen y como deben ser asumidas en el cálculo, (McCormac y Csernak, 2013).

La Especificación del AISC 358-16 clasifica a las conexiones como totalmente restringidas (tipo FR) y como parcialmente restringidas (tipo PR).

1. Las conexiones tipo FR comúnmente se designan como conexiones rígidas o continuas propias de marcos. Se supone que son suficientemente rígidas o que tienen un grado de restricción tal, que los ángulos originales entre los miembros permanecen virtualmente sin cambio bajo cargas.

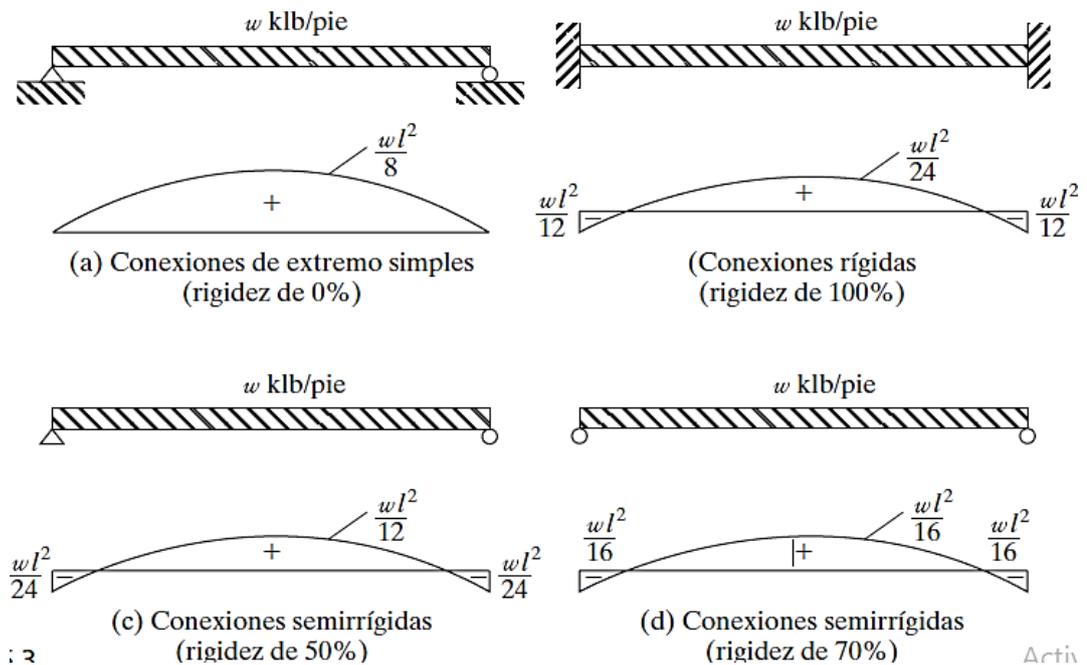
2. Las conexiones tipo PR tienen una rigidez insuficiente para mantener sin cambio a los ángulos originales bajo carga. Se incluyen en esta clasificación las conexiones simples y semirrígidas descritas en detalle en esta sección.

Las conexiones semirrígidas o conexiones de momento flexible (tipo PR) son aquellas que tienen una apreciable resistencia a la rotación del extremo, desarrollando así momentos de extremo de consideración. En la práctica de diseño, es muy común considerar todas estas conexiones como rígidas sin considerar situaciones intermedias. Si se formulara esta hipótesis para una

conexión semirrígida real, se pasaría por alto una oportunidad de reducir momentos en forma apreciable. (Mc Cormac y Csernak, 2013).

El gráfico 9 muestra los diagramas de momentos para un grupo de vigas con carga uniformemente repartida, con conexiones de diferentes porcentajes de rigidez, se puede observar que los momentos máximos en una viga varían bastante según el tipo de conexiones en sus extremos. El momento máximo de conexión semirrígida de la parte (d) de la figura 9, es solamente el 50% del momento máximo en la viga simplemente apoyada de la parte (a) y solamente el 75% del momento máximo en la viga empotrada en sus extremos de la parte (b). (Mc Cormac y Csernak, 2013).

Gráfico 9: Momentos en vigas con diferentes conexiones



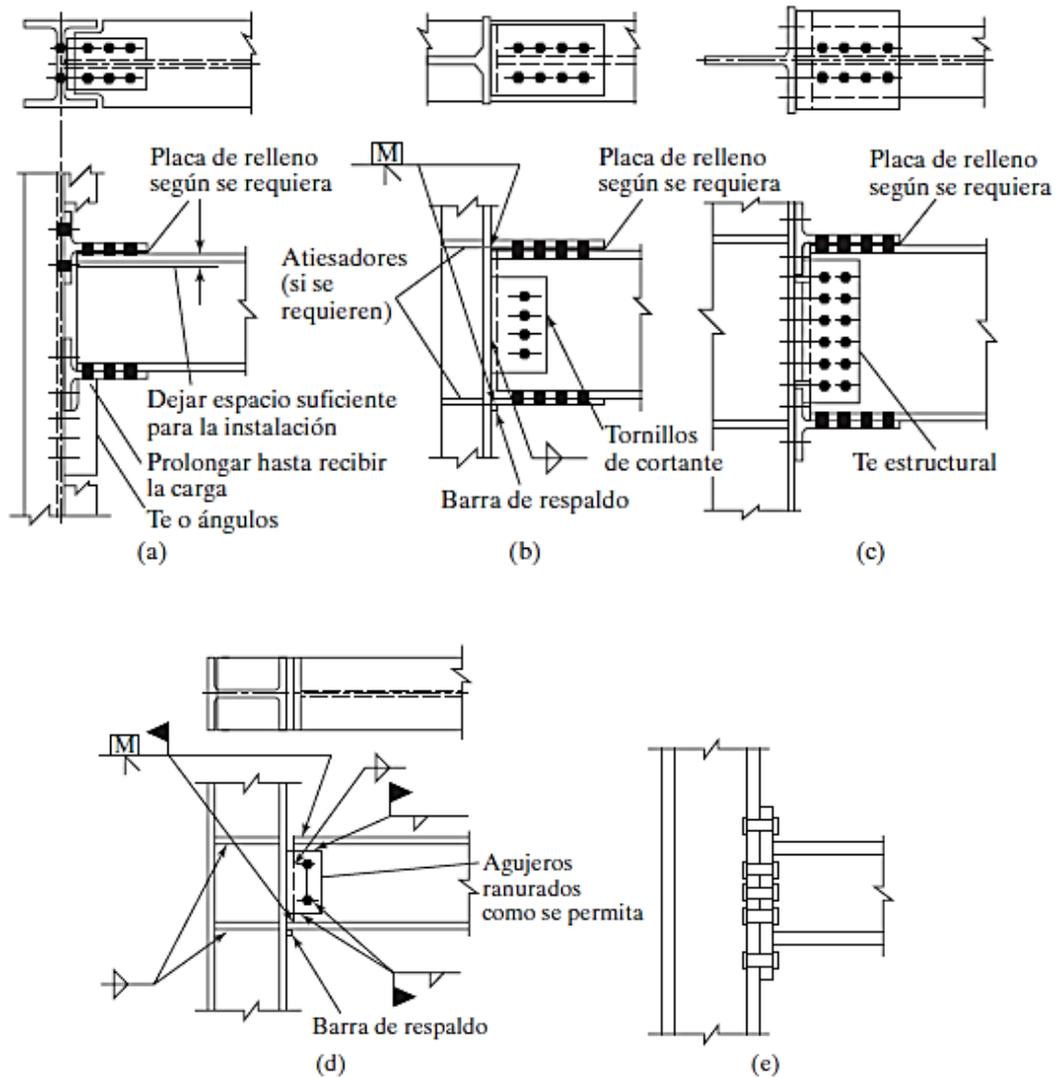
Fuente: Figura 15.3. Diseño de estructuras de acero, McCormac y Csernak.

Las conexiones rígidas (tipo FR) son aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento. Las conexiones de este tipo se pueden usar para edificios altos en los que se desarrolla resistencia a fuerzas laterales. Las conexiones proporcionan continuidad entre los miembros de la estructura del edificio.

En el gráfico 10 se muestran varios tipos de conexiones tipo FR, que proporcionan una restricción casi del 100%. Se observa en la figura que se

requieren atiesadores en las almas de las columnas en algunas de estas conexiones para proporcionar suficiente resistencia a la rotación. (Mc Cormac y Csernak, 2013).

Gráfico 10: Momentos en vigas con diferentes conexiones



Fuente: Figura 15.5. Diseño de estructuras de acero, McCormac y Csernak

## 2.5. Comportamiento en conexión viga-columna.

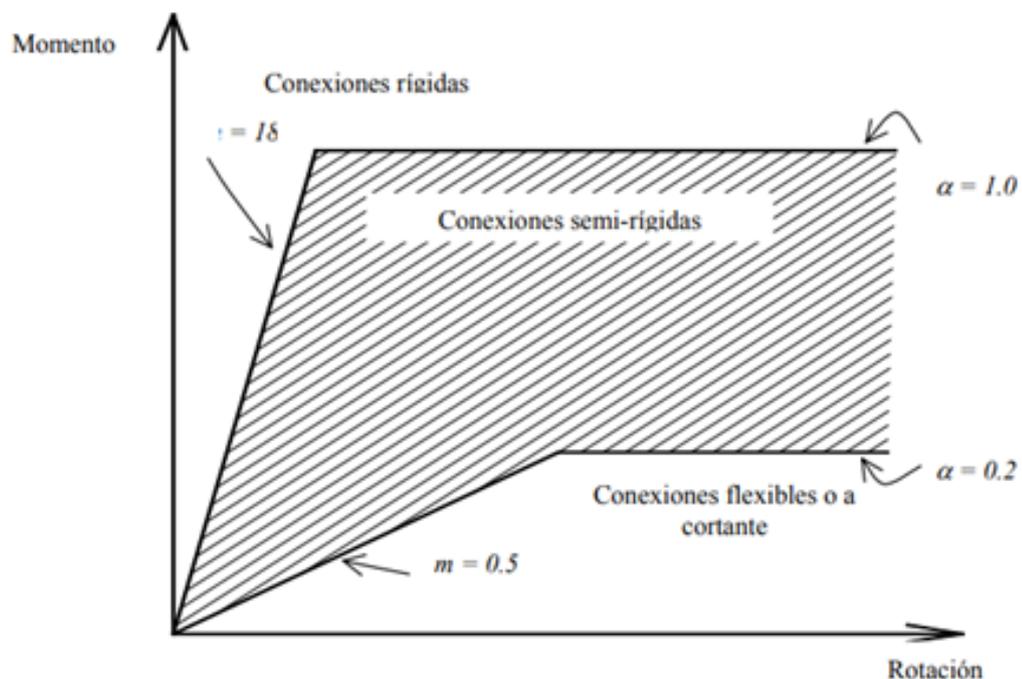
Los requisitos básicos para las uniones de los elementos estructurales están relacionados con la resistencia, la rigidez y la capacidad de deformación. La rigidez de las uniones es un elemento importante en el modelamiento de la estructura. Puede partirse del supuesto de que las uniones son rígidas, articuladas o con una rigidez intermedia entre estas dos. En la práctica esto depende los detalles constructivos sismo-resistente, por lo que AISC-358

exige el uso de conexiones sísmicas precalificadas con comportamiento dúctil y resistente, ensayadas y certificadas en laboratorio.

La capacidad de deformación de las vigas, columnas y de las uniones juega un importante papel en la distribución última de las fuerzas, en su rigidez, en sus derivadas reales que existen en la estructura. La rigidez de la unión afecta el nivel de carga para el que debe calcularse. Una unión con baja rigidez rotacional no atrae grandes momentos flectores y por lo tanto puede considerarse, en la modelización de la estructura como una unión articulada. (Richard RM. 1993).

Las fuerzas axiales, cortantes, momentos torsionante y flexionante se transmiten entre los diferentes elementos de una estructura a través de sus conexiones. Así, de acuerdo con el criterio de diseño columna fuerte-viga débil, el comportamiento de una estructura depende de la capacidad de rotación de sus conexiones y de la capacidad a flexión de sus vigas y columnas. El momento flexionante en la conexión y su correspondiente rotación, denotados como curva momento-rotación ( $M-\theta$ ), se utilizan generalmente para representar el comportamiento flexible de las conexiones, como se muestra en el gráfico 11. (Astaneh-Asl, 1995).

Gráfico 11: Curva momento-rotación de conexiones (Astaneh-Asl, 1995)



Varias alternativas se encuentran disponibles para definir las curvas M-θ: el Modelo Lineal por Segmentos, el Modelo Polinomial, el Modelo Exponencial y el Modelo de Richard (1993), entre otros. El parámetro m para definir la rigidez de la unión viga-columna es (Astaneh-Asl, 1995):

$$m = \frac{K}{\left(\frac{EI}{L}\right)}$$

Donde K es la rigidez rotacional de la conexión viga-columna y depende del tipo de conexión; E, I y L son el módulo de elasticidad, el momento de inercia y la longitud de la viga, respectivamente. Dependiendo del valor de m, la conexión se clasifica como se indica en la Tabla 1 (Astaneh-Asl, 1995).

Tabla 1. Clasificación de conexiones (Astaneh-Asl, 1995)

| Valor de m        | Conexión    |
|-------------------|-------------|
| $m \geq 18$       | rígida      |
| $18 > m \geq 0.5$ | semi-rígida |
| $m < 0.5$         | flexible    |

En diseño sísmico, la capacidad de momento plástico de las conexiones y las vigas también deben ser clasificadas. Por ejemplo, en una conexión rígida, ( $m > 18$ ) la capacidad del momento plástico de la conexión es mayor que la capacidad del momento plástico de la viga. Después de que las conexiones alcanzan su capacidad de momento plástico y desarrollan articulaciones plásticas, la conexión se comporta como semirrígida, (Astaneh-Asl, 1995).

Para definir el comportamiento de una conexión como rígido, semi-rígido o flexible, además del parámetro m, se utiliza el parámetro α que se define como la relación entre la capacidad de carga (momentos plásticos) de la conexión y la viga, esto es (Astaneh-Asl, 1995):

$$\alpha = \frac{(Mp)_{conex.}}{(Mp)_{viga}}$$

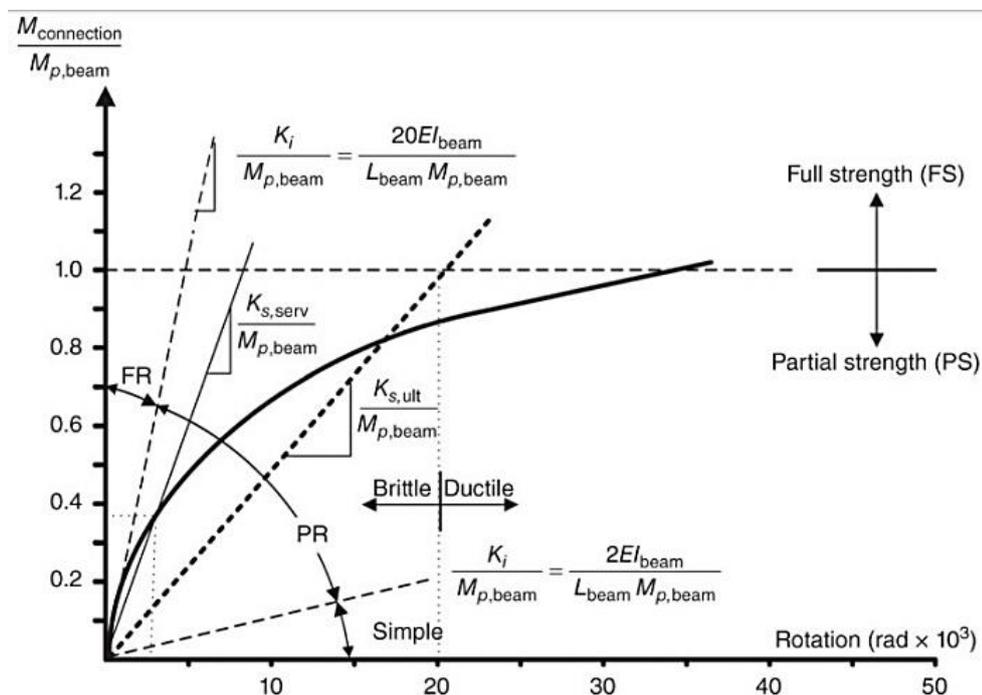
Así, al incorporar los efectos de plastificación de la viga y la conexión; se puede hallar la definición de conexiones rígidas, semi-rígidas y flexibles que se presentan en la Tabla 2.

Tabla 2. Relación de rigidez y resistencia en conexiones (Astaneh-Asl, 1995)

| Valores de los parámetros |   |                      | Conexión    |
|---------------------------|---|----------------------|-------------|
| $m \geq 18$               | y | $\alpha \geq 1.0$    | rígida      |
| $m > 18$                  | y | $0.2 < \alpha < 1.0$ | semi-rígida |
| $18 > m \geq 0.5$         | y | $\alpha > 0.2$       |             |
| $m \leq 0.5$              |   |                      | flexible    |
|                           |   | $\alpha < 0.2$       |             |

El diseño para cargas sísmicas es complejo, porque tanto la ductilidad como la disipación de energía de la conexión también deben considerarse. Cuando se diseñan adecuadamente, estas conexiones exhiben una excelente ductilidad y capacidad de disipación de energía. En ese enfoque, se deben reconocer por separado tres características: rigidez (FR, PR o simple), resistencia (resistencia total o parcial) y ductilidad (frágil o dúctil) como se muestra esquemáticamente en el gráfico 12.

Gráfico 12: Clasificación de conexiones por rigidez, resistencia



## 2.6. Configuración Irregular en edificios

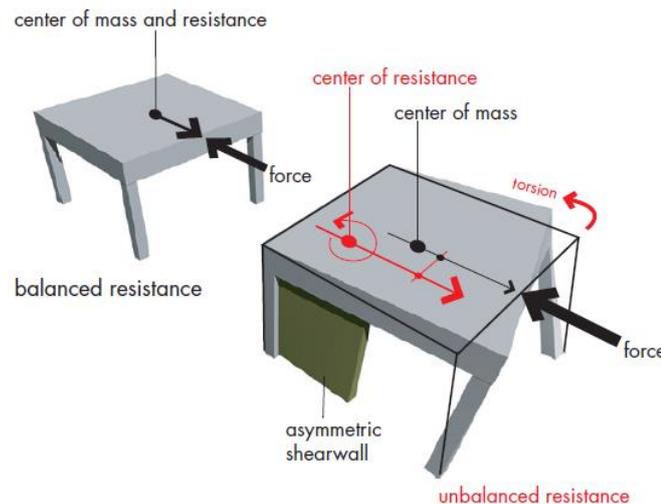
La configuración irregular es en gran parte responsable de dos condiciones indeseables: concentraciones de tensión y torsión. Estas condiciones a menudo ocurren simultáneamente. Las irregularidades tienden a crear cambios abruptos en la resistencia o rigidez que pueden concentrar las fuerzas de manera indeseable.

La concentración de esfuerzo ocurre cuando grandes fuerzas se concentran en uno o algunos elementos del edificio, como un conjunto particular de vigas, columnas o paredes. Estos pocos miembros pueden fallar y, por una reacción en cadena, dañar o incluso derribar todo el edificio. Debido a que las fuerzas se sienten atraídas por los elementos más rígidos del edificio, estos serán lugares de concentración de tensión, (FEMA 454, 2006).

### 2.6.1 Torsión en edificios

Las fuerzas de torsión se crean en un edificio por la falta de equilibrio entre la ubicación de los elementos resistentes y la disposición de la masa del edificio. Los ingenieros se refieren a esto como excentricidad entre el centro de masa y el centro de resistencia, lo que hace que un edificio sometido al movimiento del suelo gire alrededor de su centro de resistencia, creando torsión como una acción en el plano. Si la fuerza resultante de la resistencia (dado por paredes cortantes, marcos de momento o marcos arriostrados) empuja hacia atrás a través de este punto, se mantiene el equilibrio dinámico, (FEMA 454, 2006).

Gráfico 13: Fuerzas torsionales



Fuente: Figura 4-17. FEMA 454.

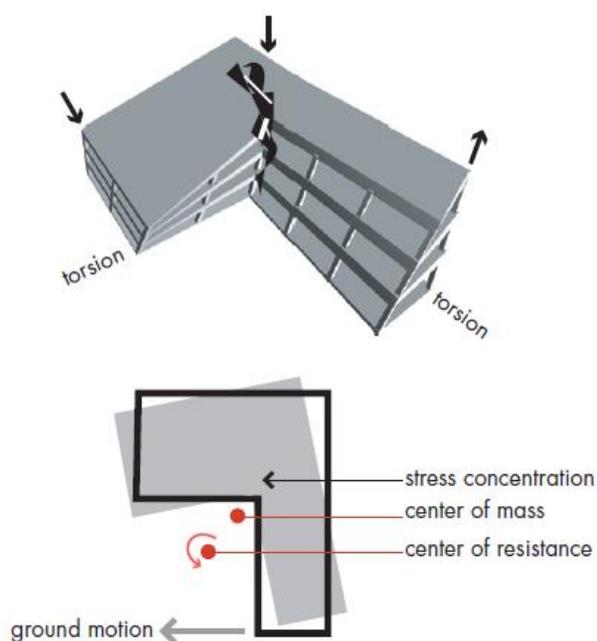
#### 2.6.1.1. Condiciones que producen torsión en edificios

- **Irregularidad en planta.** - El retroceso en las esquinas es la característica común de las formas irregulares de un edificio que, en planta, asumen la forma de una L, T, H, etc. Hay dos problemas creados por estas formas. El primero es que tienden a producir movimientos diferenciales entre las diferentes alas del edificio que,

debido a los elementos rígidos que tienden a ubicarse en esta región, dan como resultado concentraciones de tensión local en la esquina entrante, (FEMA 454, 2006).

El segundo problema es la torsión, que hace que el centro de masa y el centro de rigidez en esta forma no pueden coincidir geoméricamente para todas las direcciones posibles del terremoto. Las fuerzas resultantes son muy difíciles de analizar y predecir. El gráfico 14, muestra los problemas en un edificio con forma de L en planta. La concentración de esfuerzo en la "muesca" y los efectos de torsión están interrelacionados, (FEMA 454, 2006).

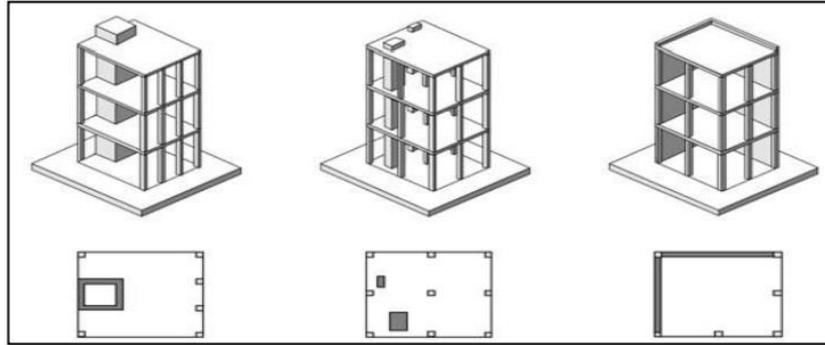
Gráfico 14: Planta en forma de L y concentración de esfuerzo



Fuente: Figura 4-21. FEMA 454.

- **Variación en la resistencia y rigidez de elementos estructurales.** - Las plantas no solo son irregulares por su geometría, también pueden tener formas regulares, pero la mala distribución de sus elementos estructurales (columnas, paredes de corte etc.) hace que el centro de masas y centro de rigidez no coincidan generando excentricidades estáticas y por ende aparecen momentos torsores los mismos que producen torsión en planta, algunos ejemplos se muestran en el siguiente gráfico, (Bazan-Melli, 1999).

Gráfico 15: Falsa simetría en planta de elementos estructurales



Fuente: Figura 39. Diseño sismo resistente, Bazan-Melli

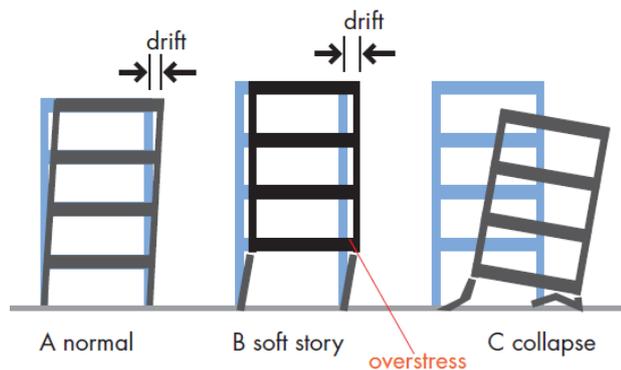
## 2.6.2 Piso Flexible y Piso Débil

El más destacado de los problemas causados por la concentración de esfuerzo severo es el de piso flexible. El término se ha aplicado comúnmente a edificios cuyo piso a nivel del suelo es menos rígida que las anteriores. Los códigos de construcción distinguen entre pisos "flexible" y "débiles". Los pisos flexibles son menos rígidos o más flexibles que los pisos anteriores; los pisos débiles tienen menos fuerza.

### 2.6.2.1. Condiciones que producen piso flexible.

- **Alturas diferentes de los entre pisos en edificios.** – Una importante condición es donde la estructura tiene un piso que es significativamente más flexible que los pisos superiores. Esta discontinuidad ocurre más comúnmente en una estructura, la cual su planta baja, está destinada a locales comerciales y que la altura del piso primero es significativamente más alta que los de arriba, de modo que las rigideces de los pisos serán diferentes ocasionando el problema antes mencionado, (FEMA 454, 2006).

Gráfico 16: Mecanismo de falla en planta baja

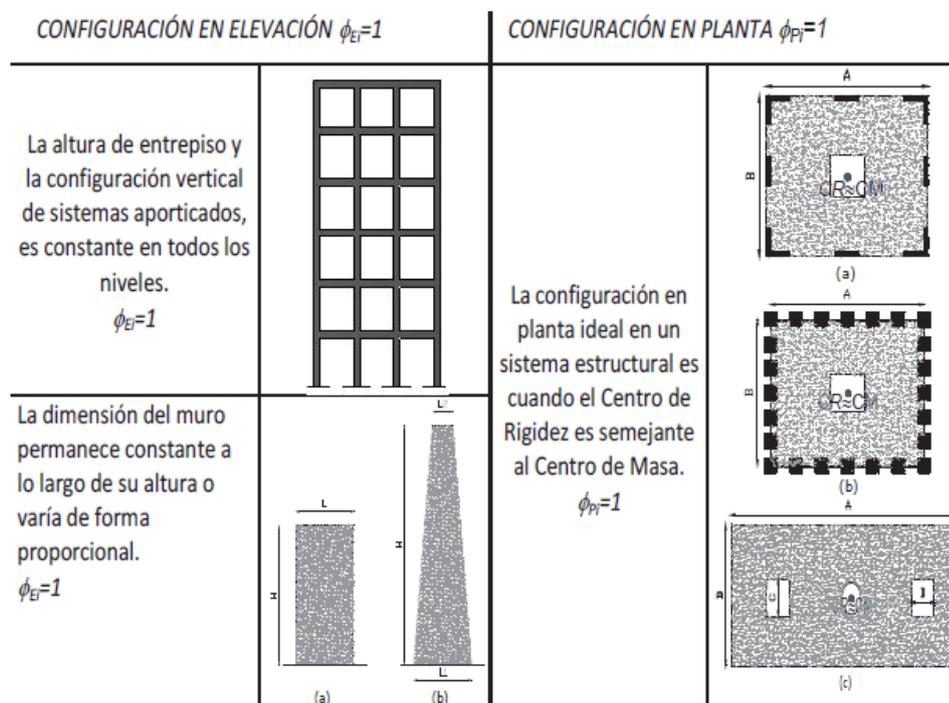


Fuente: Figura 5-7. FEMA 454

- **Discontinuidad en sus elementos verticales.** – Esta condición se crea mediante un concepto de diseño común en el que algunos de los elementos de encuadre vertical no continúan hasta los cimientos, sino que terminan en el segundo piso para aumentar la apertura a nivel del suelo. Esta condición crea una trayectoria de carga discontinua que resulta en un cambio brusco de rigidez y resistencia en el plano de cambio. (FEMA 454, 2006).

Para evitar que se produzcan grandes concentraciones de esfuerzos en ciertos niveles del edificio, o amplificaciones de vibración en los pisos superiores, es necesario que a lo largo de la elevación permanezcan las mismas secciones de elementos estructurales como son columnas, o paredes de corte; evitar el cambio brusco de cotas de altura entre pisos; no se debe concentrar grandes masas en los pisos superiores. (FEMA 454, 2006).

Gráfico 17: Configuraciones estructurales recomendadas



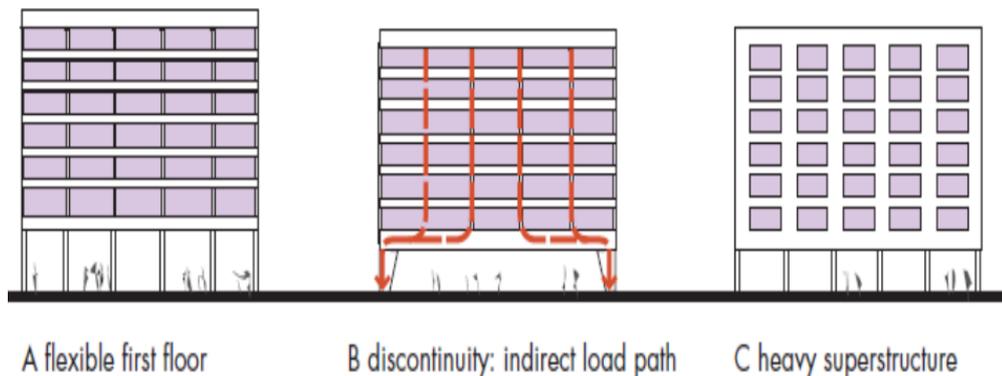
Fuente: tabla 11. NEC-SE-DS, 2015.

En Ecuador, la norma de construcción NEC-15, proporciona recomendaciones para evitar los cambios abruptos de rigidez y resistencia como los mostrados en la Tabla 11 de la sección 5.2

(Gráfico 17), con el fin de impedir acumulación de daño en algunos componentes en desmedro de la ductilidad global del sistema, (NEC-SE-DS, 2015).

- **Muros estructurales o de mampostería en pisos superiores.** - Finalmente, el piso flexible puede ser creado por una planta abierta en un piso inferior que soporta pesados muros estructurales o no estructurales que actúan en pisos superiores. Esta situación es más grave cuando las paredes están adosadas a las columnas o elementos estructurales resistentes, que actúan como los principales elementos del sistema primario resistente a sismos, (FEMA 454, 2006).

Gráfico 18: Factores que producen piso flexible



Fuente: Figura 5-8. FEMA 454.

Durante el terremoto de Northridge de 1994, un porcentaje importante de las estructuras colapsadas eran edificaciones destinadas para viviendas, donde el primer piso estaba destinado para parqueaderos (cocheras) y los pisos superiores para apartamentos los cuales tenían gran cantidad de mampostería acoplada a las columnas. Durante el terremoto, las paredes funcionaron como rigidizadores no estructurales, que ocasionó un cambio brusco de rigidez entre los pisos ocasionando el colapso del primer piso, (FEMA 454, 2006).

## 2.7. Tipos de Análisis de una Estructuras

El análisis estructural se basa en encontrar las respuestas de los miembros que están sujetos a ciertas combinaciones de carga, con el fin de evaluar las fuerzas internas y definir la capacidad requerida para soportar dichas

solicitaciones, cumpliendo con condiciones de seguridad basada en las normas de diseño nacional o internacional. Existen dos tipos de análisis que son: el análisis lineal y no lineal. El primero analiza a la estructura para cargas correspondientes al nivel de servicio; mientras que el segundo análisis permite evaluar a la estructura a estados límites de resistencia y ductilidad, donde se puede producir el colapso. (Cárdenas y Talmatch, 2016).

### **2.8. Análisis Lineal de Primer Orden.**

Se denomina Análisis de Primer Orden al estudio de las fuerzas internas de un elemento mediante las ecuaciones de equilibrio estático y su relación de compatibilidad sobre la geometría no-deformada de la estructura. Este principio se aplica cuando la deformación de primer orden es muy pequeña y la solución de los esfuerzos y deformaciones, no es afectada de manera significativa por el cambio de posición de la estructura desde su posición no deformada a la posición deformada calculada en el análisis de primer orden, (Cárdenas y Talmatch, 2016).

El Análisis Lineal supone que tanto la estructura como el material que la compone tienen un comportamiento lineal, es decir, la fuerza es proporcional a la deformación a través de rigidez constante, cumpliendo de esta manera con la ley de Hooke. La relación fuerza-deformación es lineal cuando el cambio de la rigidez de la estructura es despreciable al estar sometida a una carga, (Cárdenas y Talmatch, 2016).

### **2.9. Análisis Lineal de Segundo Orden.**

Este análisis considera que la posición de la estructura deformada afecta las deformaciones, fuerzas internas y los efectos de las combinaciones de cargas que interactúan en el mismo instante en la estructura. En este tipo de análisis la rigidez no cambia y se supone un comportamiento lineal del sistema. (Cárdenas y Talmatch, 2016).

El segundo orden de análisis consiste en postular equilibrio sobre la geometría deformada de la estructura y compatibilidad de deformaciones obtenida a partir del análisis de primer orden. Posteriormente, los resultados o efectos de segundo orden sobre las fuerzas y deformaciones internas deben agregarse a los resultados o efectos de primer orden de análisis.

En la especificación del AISC 360-16 se describen tres métodos para realizar el análisis de segundo orden que son: El método de análisis directo, el método de longitud efectiva y el método lineal de primer orden. Además, establece que es permitido cualquier método racional de diseño para la estabilidad siempre y cuando se considere los siguientes efectos:

- Deformación del miembro por flexión, fuerza cortante y fuerza axial, y todas las demás deformaciones que contribuyan al desplazamiento de la estructura.
- Efectos de segundo orden (ambos efectos  $P-\Delta$  y  $P-\delta$ ).
- Las imperfecciones geométricas.
- Reducción de rigidez debido a la inelasticidad.
- Incertidumbre de la rigidez y de la resistencia.

El cálculo de los efectos generales de segundo orden se aplica a todo tipo de marcos: marcos arriostrados, marcos de momento y sistemas combinados. Además, un análisis de segundo orden debe incluir toda la carga de gravedad estabilizada por el marco o marcos correspondientes, incluidas las cargas en elementos tales como columnas inclinadas y paredes inclinadas. (Lawrence G. Griffis & Donald W. White).

### **2.10. Análisis No Lineal.**

Entre los métodos inelásticos destacan los basados en el análisis completo de la respuesta no lineal para una historia de carga en el tiempo. Estos métodos tienden a ser procedimientos complejos para uso general, por lo que se han desarrollado métodos de análisis no lineal simplificados, que constituyen una alternativa eficiente con mucho auge, a los que se le han dedicados especial atención en los últimos años, (ATC-40, 1996).

Existen dos métodos para realizar un análisis no lineal, los cuales son:

- Análisis No Lineal Dinámico historia-tiempo de carga.
- Análisis No Lineal Pseudo dinámico a carga incremental (Pushover).

#### **2.10.1 Análisis No Lineal Pseudo dinámico.**

Es la evaluación de la capacidad de resistencia y deformación, que consiste en aplicar un vector de carga horizontal (generalmente la distribución de carga equivalente al primer modo de vibración), que se incrementa gradualmente

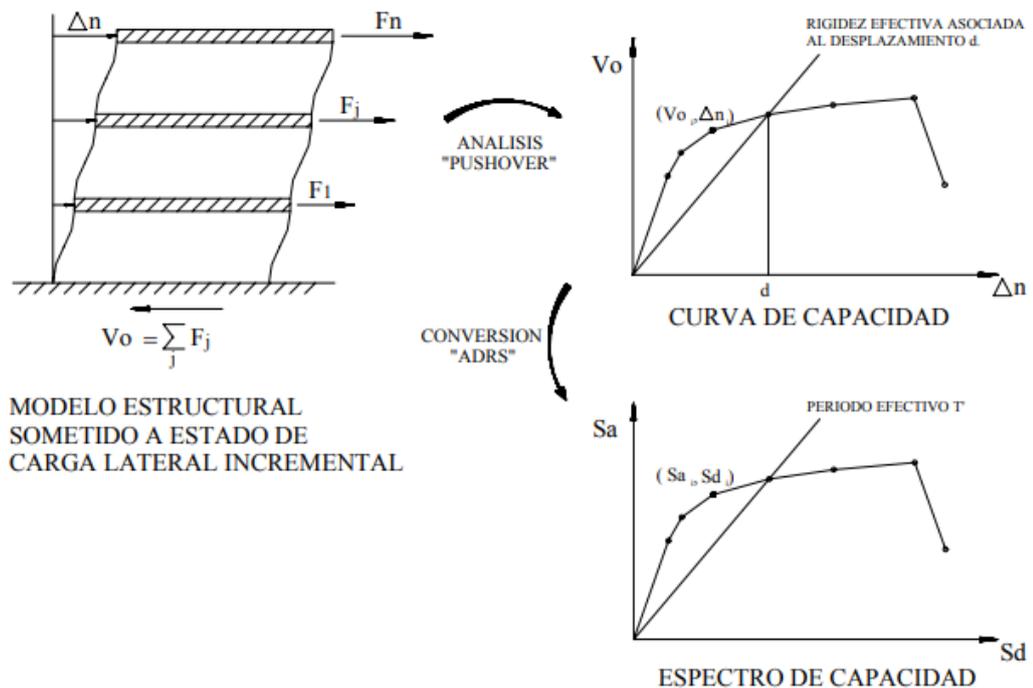
hasta llevar al colapso a una estructura y permite comprender el mecanismo de falla para optimizarlo, usando criterios de diseño por desempeño.

Después de la fase de conceptualización y establecidos los niveles de daños tolerables en la estructura para cada nivel de amenaza, la evaluación sísmica establece su capacidad de satisfacer el nivel de desempeño esperado de acuerdo con la sismicidad local, propia o característica de su emplazamiento, (RODRIGUEZ, 2015).

Existen diversos métodos de análisis No Lineal Pseudo dinámico, entre los principales métodos destacan los siguientes: método del espectro capacidad-demanda, Método del coeficiente del desplazamiento y Método de la secante.

En este presente trabajo de titulación se limita al estudio del método del espectro capacidad-demanda, conocido también como Análisis Pushover, el cual permite hacer una representación gráfica de la curva de capacidad de la estructura y comparar directamente, el espectro de capacidad global (fuerza –desplazamiento) de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica.

Gráfico 19: Espectro de capacidad



Fuente: Figura 6.1. (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado. (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Es importante destacar que la capacidad de una edificación particular y la demanda impuesta por un sismo dado no son independientes. De hecho, cuando se incrementa la demanda, la estructura eventualmente entra en cadencia, la rigidez disminuye y los períodos de vibración se alargan, lo cual se evidencia en el mismo espectro de capacidad. Adicionalmente, aumenta la energía disipada por cada ciclo de carga, debido a la degradación de resistencia y rigidez, sobre todo cuando la edificación está en capacidad de experimentar ciclos de carga reversible de tipo histeréticos grandes y estables, incidiendo directamente en el amortiguamiento efectivo. (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

De manera que, la determinación del desplazamiento donde la capacidad y la demanda se igualan, exige un proceso iterativo en el cual, inicialmente se compara el espectro de capacidad con el espectro de demanda, descrito a través del espectro de respuesta elástico usando 5% de amortiguamiento, que será sucesivamente ajustado por un factor de reducción, que tome en cuenta de manera compatible, la disipación histerética de energía o amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

### **2.10.2 Espectro de Capacidad.**

A través de un análisis estático no lineal incremental de un modelo representativo de la estructura se obtiene una curva de capacidad (Fig. xxx.), la cual generalmente se representa como el corte basal ( $V_0$ ), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación ( $\Delta_n$ ). Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas de pendiente decreciente, asociados a la progresiva

degradación de la rigidez, la cedencia en elementos y en general, al daño, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

A este tipo de evaluación se conoce como un análisis “Pushover” y su resultado está fuertemente influenciado por el esquema de distribución de carga lateral supuesto; sin embargo, existen recomendaciones sobre cómo establecerlos de manera racional, por ejemplo, que la misma sea consistente con la distribución de fuerzas inerciales o con la forma de vibración del modo considerado. Además, la pendiente de la línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Usando propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración, es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra) donde se representa la aceleración espectral ( $S_a$ ), respecto al desplazamiento espectral ( $S_d$ ), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto ( $V_{oi}$ ,  $\Delta n_i$ ) de la curva de capacidad, corresponde a un punto ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) del espectro de capacidad, según:

$$S_{di} = \frac{\Delta n_i}{\beta_1 \times \Phi_{1n}} \qquad S_{di} = \frac{V_{oi}}{\alpha_1}$$

$\alpha_1$ : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

$\beta_1$ : factor de participación asociado al modo fundamental.

$\Phi_{1, n}$ : Amplitud en el nivel n, de la forma de vibración del modo fundamental.

En esta representación, cada línea trazada desde el punto de origen hasta la curva, tiene una pendiente  $(\omega')^2$ , donde  $\omega'$  es la frecuencia circular asociada a la respuesta efectiva de la estructura cuando la misma es deformada hasta dicho desplazamiento espectral. De manera que el período efectivo de la estructura ( $T'$ ) asociado a dicho desplazamiento espectral puede determinarse como  $T' = 2\pi/\omega'$ , (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

### 2.10.3 Espectro de demanda.

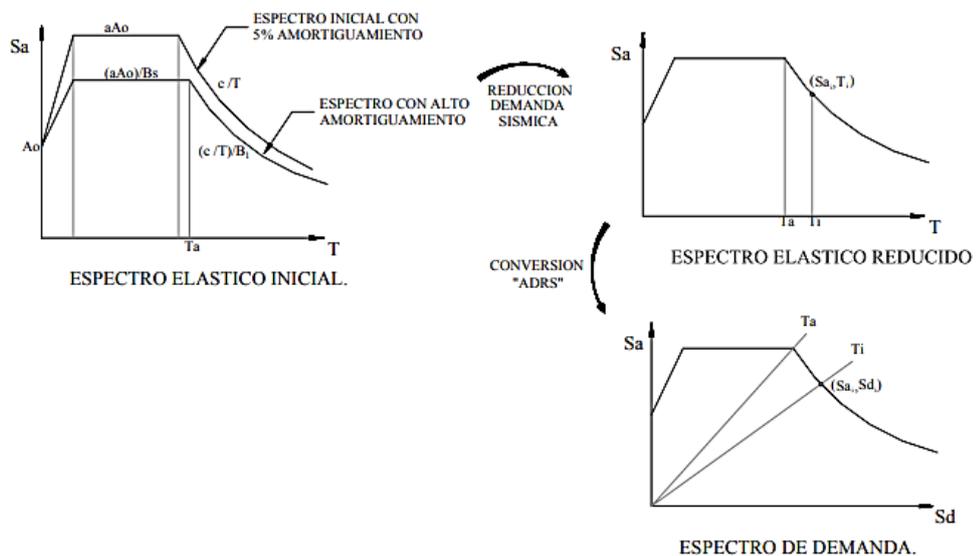
La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un

amortiguamiento del 5%, el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral ( $S_a$  como una fracción de la aceleración de gravedad  $g$ ) respecto el desplazamiento espectral ( $S_d$ ). Para dicha conversión cada punto ( $S_{ai}$ ,  $T_i$ ) del espectro de respuesta donde  $T_i$  es el período en segundos, corresponde a un punto ( $S_{ai}$ ,  $S_{di}$ ) del espectro de demanda, según:

$$S_{di} = \frac{T_{i2} \times S_{ai} \times g}{4\pi^2}$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo, para un período y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudo-espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Gráfico 20: Espectro de demanda sísmica



Fuente: Figura 6.2. (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Este espectro de respuesta elástico debe ser sucesivamente ajustado para un factor de amortiguamiento compatible con el nivel de deformaciones esperado. De hecho, para altos niveles de deformación se esperan importantes incrementos en la capacidad de disipar energía, más aún, si la estructura cuenta con dispositivos de disipación, en cuyo caso, la demanda sísmica inicial debe ser reducida en proporción al incremento del amortiguamiento efectivo, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Para tal fin, diversas recomendaciones proponen valores de amortiguamiento característico para diferentes sistemas estructurales (Tabla 3) y factores de modificación de la respuesta elástica dependientes del amortiguamiento (Tabla 4), los cuales deben aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento del terreno especificado, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Tabla 3. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al, 1984)

| Sistema Estructural Principal | Elástico-lineal<br>(bajo nivel de deformación) | Posterior a la cedencia<br>(alto nivel de deformación) |
|-------------------------------|------------------------------------------------|--------------------------------------------------------|
| Estructura metálica           | 3%                                             | 7%                                                     |
| Concreto reforzado            | 5%                                             | 10%                                                    |
| Mampostería                   | 7%                                             | 12%                                                    |
| Madera                        | 10%                                            | 15%                                                    |
| Sistema dual                  | (1)                                            | (2)                                                    |

Notas: (1) Usar un promedio ponderado en proporción a la participación relativa de cada sistema.  
(2) Puede usarse el valor del sistema con mayor amortiguamiento.

Tabla 4. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 1996)

| Factor de amortiguamiento | Factor $B_s$<br>(Rango de cortos periodos) | Factor $B_1$<br>(Rango de largos periodos) |
|---------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|
| $\leq 2\%$                | 0.8                                        | 0.8                                        |
| 5%                        | 1.0                                        | 1.0                                        |
| 10%                       | 1.3                                        | 1.2                                        |
| 20%                       | 1.8                                        | 1.5                                        |
| 30%                       | 2.3                                        | 1.7                                        |
| 40%                       | 2.7                                        | 1.9                                        |
| $\geq 50\%$               | 3.0                                        | 2.0                                        |

#### 2.10.4 Estimación de la respuesta sísmica máxima.

Superponiendo el espectro de capacidad con el espectro de la demanda sísmica es posible identificar la intersección de las curvas, definiendo así el punto de desempeño (A,d), donde se igualan la demanda y la capacidad. Este punto representa la respuesta estructural correspondiente al modo fundamental de vibración en términos de pseudo-aceleración y pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento, que permiten la determinación del desplazamiento  $\Delta_n$  y corte basal  $V_0$ , usando procedimientos de análisis modal, de manera que:

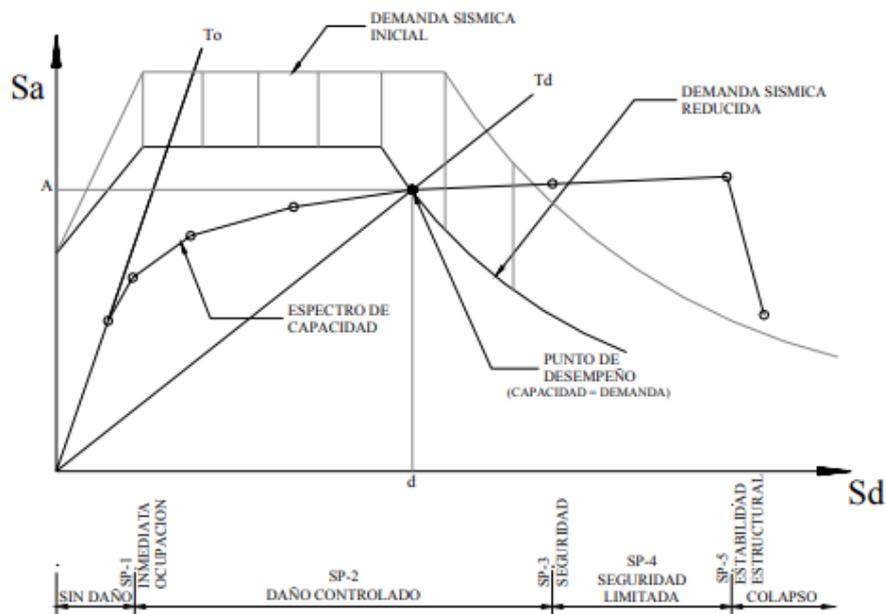
$$V_0 = A \times \alpha_1 \quad \Delta_n = d \times \beta_1 \times \phi_{1,n}$$

Si el desplazamiento  $\Delta_n$  está asociado a un nivel de deformaciones que no es compatible con el nivel de amortiguamiento implícito en la reducción de la demanda sísmica supuesta, es necesario repetir el proceso hasta lograr compatibilizar estos parámetros. De manera similar, utilizando los parámetros modales asociados a los modos superiores de vibración puede obtenerse la

respuesta estructural para otros modos de vibración, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

El gráfico 21, describe gráficamente el citado procedimiento. En la misma se observa como el espectro de demanda sísmica inicial debe ser apropiadamente reducido tomando en consideración un factor de amortiguamiento compatible con la capacidad de disipación de energía del sistema, el cual está asociado con el nivel de deformaciones esperado y determinado por el punto de desempeño sobre el espectro de capacidad. Asociando en el eje de las abscisas los correspondientes valores espectrales de desplazamientos que determinan los diferentes rangos del desempeño estructural, es posible calificar de manera directa el desempeño de la estructura para los diferentes niveles de la amenaza sísmica considerados, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

Gráfico 21: Espectro de capacidad-demanda



Fuente: Figura 6.3. (ATC-40 1996; FEMA 1996).

Así pues, el espectro capacidad-demanda, constituye una herramienta gráfica bastante práctica que permite determinar entre otras cosas:

- La respuesta estructural máxima del sistema.
- Calificar el desempeño sísmico que experimentará la edificación durante un movimiento sísmico específico, lo cual requiere la definición

de los rangos de desplazamiento espectral asociado a cada nivel de desempeño estructural.

- La modificación del período de vibración efectivo durante el sismo respecto al obtenido en régimen elástico para bajos niveles de deformación.
- Evaluar la eficiencia de un esquema de intervención estructural propuesto.

El método descrito representa un enfoque aproximado para determinar la respuesta no lineal de una edificación sometida a un movimiento sísmico y que, en ningún caso, debe ser considerado como una solución exacta, (ATC-40, 1996; FEMA, 1996).

# CAPÍTULO 3

## MARCO METODOLÓGICO

### 3.1. Consideraciones para el análisis lineal de primer orden

#### 3.1.1 Análisis Dinámico Modal Espectral.

Los análisis lineales estático y dinámico, son requeridos para todo tipo de estructuras. Para estructuras totalmente regulares, se permite un análisis lineal con el método estático equivalente, mientras que el análisis dinámico espectral es obligatorio para analizar estructuras irregulares.

El espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones se obtiene con el procedimiento de la sección 3.3.1, o se construirá mediante las curvas de peligro definidas en la sección 3.1.2, de la norma NEC-15, capítulo diseño sísmico resistente, (NEC-SE-DS, 2015).

En NEC-SE-DS (2015), sección 6.2.2 (b) se especifica que, el valor del cortante dinámico total en la base obtenida por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser:

- < 80% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras regulares).
- < 85% del cortante basal  $V$  obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

En NEC-SE-DS (2015), sección 6.2.2 (e) se especifica que, se deben considerar:

- Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.
- 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 cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

El proceso para obtener el espectro sísmico de respuesta elástico e inelástico fue descrito en un trabajo previo realizado por Muñiz y Alarcón, por lo tanto,

en el presente trabajo solo se describen algunas consideraciones para aplicar el método de análisis dinámico espectral.

### 3.1.2 Momentos torsionales y torsión accidental.

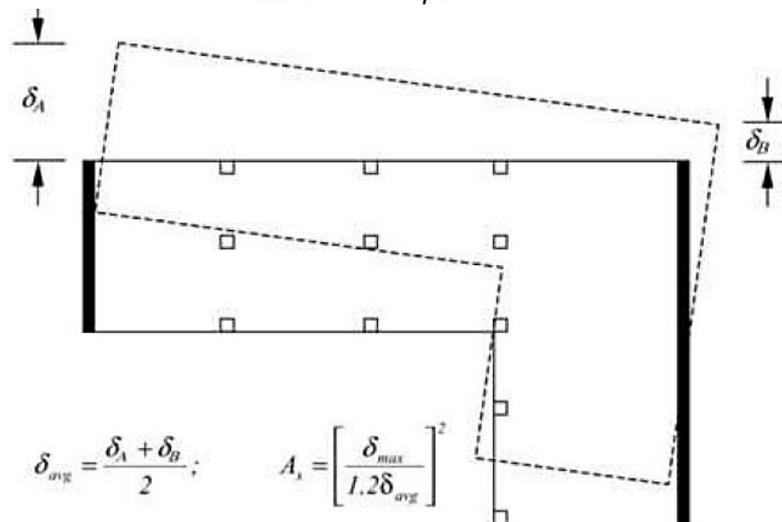
**Torsión inherente  $M_t$ .** - La torsión inherente, resulta de la excentricidad entre las ubicaciones del centro de masas y el centro de rigidez de la estructura.

**Torsión accidental  $M_{ta}$ .** - Los momentos de torsión accidentales son ocasionados por el desplazamiento del centro de masa en cada dirección desde su ubicación real a una nueva posición, situada a una distancia igual al 5% de la dimensión de la estructura perpendicular a la dirección de las fuerzas aplicadas.

### 3.1.3 Irregularidad torsional según ASCE 7-16.

En ASCE 7-16, tabla 12.3.1 se detallan dos tipos de irregularidad torsionales clasificadas como tipo 1a y 1b.

Gráfico 22: Factor amplificador torsional



Fuente: Figura 12.8-1 de ASCE 7-16.

**1a. Irregularidad torsional:** Existe irregularidad torsional donde el desplazamiento máximo de piso, incluyendo la torsión accidental en un extremo de la estructura, es más de 1.2 veces el promedio de los desplazamientos relativos del mismo piso en los dos extremos de la estructura, (ASCE 7, 2016).

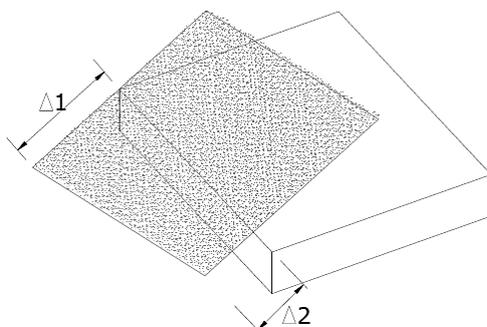
**1b. Irregularidad torsional extrema:** Existe irregularidad torsional extrema donde el desplazamiento máximo de piso (considerando la excentricidad

inherente más la torsión accidental en un piso) en un extremo de la estructura es más de 1.4 veces el promedio de los desplazamientos de piso en los dos extremos de la estructura. Los requisitos de irregularidad torsional extrema en las secciones de referencia se aplican solo a estructuras en las que los diafragmas son rígidos o semirrígidos, (ASCE 7, 2016).

### 3.1.4 Irregularidad torsional según NEC- 15.

En la sección 5.2.3 de NEC-SE-DS (2015), se considera la irregularidad torsional tipo 1a. de las especificaciones ASCE 7-16, pero son dos procedimientos independientes; el primero usa las derivas calculadas en los extremos del piso considerado y en la segunda se basa en el desplazamiento de los extremos del piso considerado; ambos incrementan el momento torsor como se describirá en la siguiente sección. La condición descrita por NEC-SE-DS (2015), penaliza a la estructura con un coeficiente de irregularidad en planta  $\Phi_p = 0.9$  que incrementa el valor del cortante de diseño.

Gráfico 23: Irregularidad torsional



Fuente: Figura de la tabla 13. (NEC-SE-DS, 2015).

### 3.1.5 Amplificación del momento torsional según ASCE7-16 y NEC-15.

ASCE 7-16, sección 12.8.4, especifica que las estructuras asignadas a las categorías de diseño sísmico C, D, E o F, donde exista irregularidad torsional tipo 1a o 1b, tendrán estos efectos modelados multiplicando los momentos torsionales accidentales incluyendo la torsión inherente ( $M_{ta} + M_t$ ) en cada nivel por un factor de amplificación torsional ( $A_x > 1$ ) calculado de acuerdo con la siguiente ecuación.

$$A_x = \frac{\delta_{\text{máx}}}{1.2 \delta_{\text{prom.}}}$$

Ecuación 3-2  
Ecuación 12.8-14 del ASCE 7-16

Al igual que en ASCE 7-16, NEC-SE-DS (2015) considera para este efecto la amplificación del momento torsor, incrementando el momento torsor en cada nivel mediante un factor de amplificación torsional  $A_x$ , calculado con la misma ecuación 3-2.

### 3.1.6 Irregularidad por piso flexible según ASCE 7-16 Y NEC-15.

En ASCE 7-16 en la tabla 12,3-2, se detallan dos tipos de irregularidad por piso flexible que son tipo 1a y 1b. En NEC-SE-DS (2015) en la sección 5.2.3, se considera la irregularidad tipo 1a. con las mismas consideraciones del ASCE 7-16.

**1a. Irregularidad por piso flexible:** esta irregularidad existe donde hay un piso con rigidez lateral menor que el 70% de la rigidez lateral de los pisos superiores o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Irregularidad definida en ASCE 7-16 Y NEC-15.

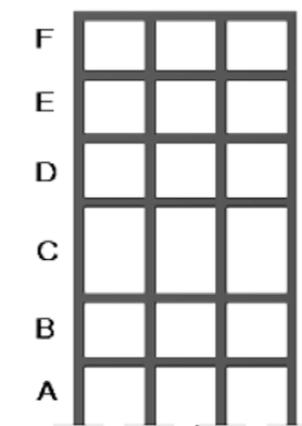
Gráfico 24: Irregularidad piso flexible

#### Tipo 1 - Piso flexible

$$\phi_{EI}=0.9$$

$$\text{Rigidez } K_c < 0.70 \text{ Rigidez } K_D$$

$$\text{Rigidez} < 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$$



Fuente: Figura de la tabla 14. (NEC-SE-DS, 2015).

**1b. Irregularidad por piso flexible extrema:** Irregularidad que existe donde hay un piso con rigidez lateral menor que el 60% de la rigidez lateral de los pisos superiores. Irregularidad que esta descrita en ASCE 7-16 y no está definida en NEC-15.

ASCE 7-16, especifica que, para estructuras con piso flexible tipo 1a y 1b se permite diseñar con un análisis modal de espectro de respuesta, con las

consideraciones de la sección usando 12.9.1, o con un análisis historia tiempo de la respuesta lineal, usando las especificaciones de la sección 12.9.2a.

En NEC-SE-DS (2015) en la sección 5.2.3, se penaliza el efecto de irregularidad por piso flexible con un coeficiente  $\Phi_E=0.9$  que incrementa el valor del cortante de diseño y especifica que se permite usar los métodos lineales estático y dinámico para el análisis.

### **3.1.7 Irregularidad por piso débil según ASCE 7-16.**

En ASCE 7-16 tabla 12,3-2, se detallan dos tipos de irregularidad por piso débil, que son tipo 5a y 5b, detalladas a continuación:

**5.a Discontinuidad en la fuerza lateral - Irregularidad del piso débil:** Se define donde la resistencia lateral del piso es inferior al 80% del piso anterior. La resistencia lateral del piso es la resistencia lateral total de todos los elementos sismorresistentes que soportan la fuerza cortante para la dirección en consideración, (ASCE 7, 2016).

**5.b Discontinuidad en la fuerza lateral - Irregularidad extrema del piso débil:** Existe donde la resistencia lateral del piso es inferior al 65% del piso anterior. La fuerza del piso es la fuerza total de todos los elementos resistentes a los sismos que comparten la fuerza cortante para la dirección en consideración, (ASCE 7, 2016).

ASCE 7-16, no permite el diseño de estructuras con irregularidad tipo 5b para la categoría sísmica D. Para categorías A, B y C que tengan irregularidad tipo 5b se limitan a estructuras de dos pisos o que su altura máxima sean 9 metros.

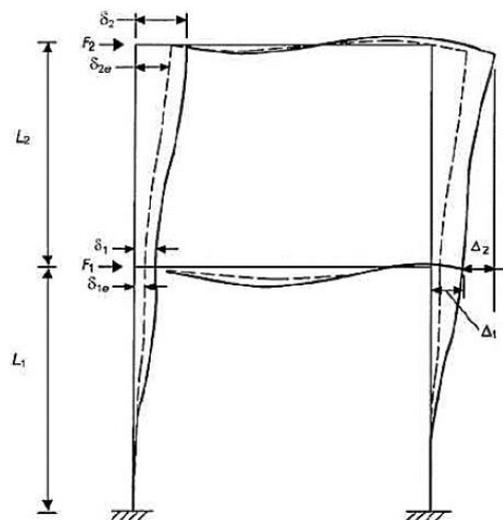
### **3.1.8 Irregularidad por piso débil según NEC-15.**

En NEC-SE-DS (2015), sección 5.2, tabla 12 especifica que existe irregularidad por piso débil cuando la resistencia del piso es menor que el 70% de la resistencia del piso inmediatamente superior. Por lo tanto, en NEC-SE-DS sección 5.2.1 (b) se establece que, al utilizar una configuración similar a las no recomendadas, el diseñador deberá demostrar el adecuado desempeño sísmico de su estructura, siguiendo los lineamientos especificados en los capítulos de NEC-SE-RE. (Riesgo sísmico, Evaluación, Rehabilitación de estructuras).

### 3.1.9 Derivas Elásticas e Inelásticas según ASCE 7-16.

ASCE 7-16 sección 12.8.6, detalla que, La deriva de piso de diseño ( $\Delta$ ) se calcula como la diferencia de los desplazamientos de los centros de masa en la parte superior e inferior del piso en cuestión como muestra el Gráfico 25. Cuando los centros de masa no se alinean verticalmente, se permite calcular la desviación en la parte inferior del piso en función de la proyección vertical del centro de masa en la parte superior del piso. Cuando se usa el diseño por esfuerzos admisibles,  $\Delta$  será calculado utilizando las fuerzas sísmicas de nivel de resistencia especificadas en la Sección 12.8 del ASCE 7-16, sin reducción para el diseño de tensión permisible.

Gráfico 25: Determinación de la deriva de piso



Fuente: Figura 12.8-1 del ASCE 7-16, 2016

Para las estructuras asignadas a la Categoría de diseño sísmico C, D, E o F que tienen irregularidad horizontal Tipo 1a o 1b de la Tabla 12 del ASCE7-16, la deriva inelástica de pisos del diseño,  $\Delta$ , se computará como la mayor diferencia de las desviaciones de los puntos alineados verticalmente en la parte superior e inferior del piso en consideración a lo largo de cualquiera de los bordes de la estructura; a partir de los desplazamientos amplificados por el factor  $C_d$ , correspondiente al sistema estructural diseñado. (ASCE 7, 2016).

$$\Delta_x = \frac{C_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-1} \\ \text{Ecuación 12.8-15 del ASCE 7-16} \end{array}$$

Donde:

$C_d$  = Factor de amplificación de deflexión, Tabla 12-2-1 del ASCE7-16.

$\delta_{xe}$  = Desplazamiento en la ubicación requerida según esta especificación y determinada por un análisis elástico.

$I_e$  = Factor de Importancia definido con la sección 11.5.1. del ASCE 7-16

$\Delta_x$  = Deriva de piso en los puntos considerados para el análisis.

En ASCE 7-16, la deriva  $\Delta_x$  de un piso se expresa en centímetros y se compara con los valores admisibles de la tabla 12.12-1 del ASCE 7-16, donde para estructuras de acero  $\Delta_x \leq 0.02 h_{sx}$ , ( $h_{sx}$  = Altura de piso considerado).

### 3.1.10 Derivas Elásticas e Inelásticas según NEC-15.

NEC-SE-DS (2015) establece que, las derivas elásticas obtenidas como consecuencia de la aplicación de las fuerzas laterales reducidas por el método del diseño basado en fuerzas (DBF) sean estáticas o dinámicas, para cada dirección de aplicación de las fuerzas laterales, se calcularán, para cada piso, realizando un análisis elástico de la estructura sometida a las fuerzas laterales calculadas. Para el cálculo de las derivas elásticas de piso se incluirá lo siguiente:

- Las deflexiones debidas a efectos traslacionales y torsionales.
- Los efectos de segundo orden P- $\Delta$ .

Adicionalmente se especifica que, en el caso de pórticos con estructura acero, debe considerarse la contribución de las deformaciones de las zonas de conexiones a la deriva total de piso. Para obtener las derivas inelásticas determinadas a partir de las combinaciones de cargas, NEC-SE-DS (2015) proporciona la siguiente ecuación:

$$\Delta_M = 0.75 R \cdot \Delta_E \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación NEC-SE-DS (2015)} \\ \text{Ecuación 3-2} \end{array}$$

$\Delta_M$  = Deriva inelástica.

$\Delta_E$  = Deriva elástica

0.75.R = equivale a  $C_d/I_e$  de la especificación del ASCE 7-16.

El valor de  $\Delta_M$  se expresa en porcentaje al dividirse para la altura del entrepiso. no puede exceder la deriva admisible del 2% de la tabla 7 de NEC-15 especificado para estructuras especiales dúctiles de acero.

### 3.1.11 Efectos P–delta (P- $\Delta$ ) e Índice de estabilidad ( $Q_i$ ) según ASCE 7-16.

ASCE7-16, Sección 12.8.7: Los efectos P-delta no son necesarios tomar en cuenta en los cortantes de piso, las fuerzas cortantes y momentos resultantes de los miembros y las derivas de piso cuando el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) es igual o menor que 0,10, determinado por la siguiente ecuación:

$$\theta = \frac{P_x \cdot \Delta \cdot I_e}{V_x \cdot h_{sx} \cdot C_d} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-3} \\ \text{Ecuación 12.8-1} \end{array}$$

Dónde:

$P_x$  = Carga de diseño vertical total ( $P_x = P_L + P_D$ ) por encima del nivel X en [kip (kN)]; para calcular  $P_x$ , ningún factor de carga individual necesita exceder de 1.0.

$\Delta$  = Deriva de piso de diseño causado por  $V_x$  (cm).

$V_x$  = Fuerza de corte sísmica que actúa entre los niveles x y x - 1 [kip (kN)].

$h_{sx}$  = Altura del entrepiso por debajo del nivel x [in. (cm)].

$C_d$  = Factor de amplificación de la tabla 12.2-1 del ASCE 7-16.

El coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) no debe exceder de  $\theta_{\max}$ , determinado de la siguiente manera:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{\beta \cdot C_d} \leq 0.25 \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-4} \\ \text{Ecuación 12.8-17 del ASCE 7-1} \end{array}$$

Dónde:

$\beta$  = Es la relación entre la demanda de corte y la capacidad de corte para el piso entre los niveles X y X - 1. Esta relación se puede tomar de manera conservadora como 1.0. En la mayoría de los diseños de estructuras especiales donde se admite demanda de ductilidad moderada al sismo de diseño se permite usar  $\beta = 0.9$ . ( $\beta = \frac{V_{demanda}}{\Omega \cdot V}$ ), Así cuando se diseña pórticos especiales a flexión con  $R=8$ ,  $C_d= 5.5$ ,  $\Omega_o=0$ ; el valor resultante sería  $\theta_{max} = 0.1$ .

Cuando el coeficiente de estabilidad ( $\theta$ ) sea mayor que 0.10 pero menor o igual que  $\theta_{\text{máx}}$ , el factor incremental relacionado con los efectos P-delta sobre los desplazamientos y las fuerzas de los miembros se determinará mediante un análisis racional. Alternativamente, se permite multiplicar desplazamientos y fuerzas de miembros por  $1.0/(1-\theta)$ , Sección 12.8.7 del (ASCE 7-16, 2016).

Cuando el efecto P-delta se incluye en un análisis automatizado con los resultados de dicho análisis, la ecuación 3-4 debe ser cumplida; sin embargo, el valor de  $\theta$  calculado a partir de la ecuación 3-3 se permite dividir por  $(1 + \theta)$  antes de verificar la ecuación 3-4. Esto implica que se permite incorporar los efectos P-Delta ( $P-\Delta$ ) en cualquier caso; aun cuando  $\theta < 0.1$  y  $\theta < \theta_{\text{máx}}$ . Cuando  $\theta$  es mayor que  $\theta_{\text{máx}}$ , la estructura es potencialmente inestable y debe ser rediseñada, Sección 12.8.7 del (ASCE 7-16, 2016).

### **3.1.12 Efectos P–delta ( $P-\Delta$ ) e Índice de estabilidad ( $Q_i$ ) según NEC-15.**

NEC-SE-DS (2015), especifica que, los efectos  $P-\Delta$  corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

- Para el cálculo de dichos incrementos
- Para la evaluación de la estabilidad estructural global.

El índice de estabilidad ( $Q_i$ ) es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden, calculado para el piso  $i$  y en la dirección bajo estudio puede calcularse con la siguiente ecuación, (NEC-SE-DS (2015)) :

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_i}{V_i \cdot h_i} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación NEC-SE-DS (2015)} \\ \text{Ecuación 3-5} \end{array}$$

$P_i$  = Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso  $i$  y de todos los pisos localizados sobre el piso  $i$ .

$\Delta_i$  = Deriva del piso  $i$  calculada en el centro de masas del piso.

$V_i = V_x =$  Cortante sísmico del piso  $i$

$h_i = h_{sx} =$  Altura del entrepiso  $i$  considerado

Los efectos de segundo orden (Efectos  $P - \Delta$ ), corresponden a las sollicitaciones adicionales en las dos direcciones principales de la estructura, a partir de postular equilibrio sobre la deformada de primer orden del análisis lineal, condición que se considera para amplificar las fuerzas internas y desplazamientos de la estructura y para evaluar la estabilidad global de la estructura. (NEC-SE-DS, 2015).

NEC-SE-DS, 2015 establece que, los efectos  $P - \Delta$  no necesitan ser considerados cuando el índice de estabilidad ( $Q_i$ ) es menor que 0.1. y que deben ser considerados cuando el índice de estabilidad esta entre 0.1 y 0.3, aplicando un factor de mayoración, calculado con la siguiente ecuación:

$$f_{P-\Delta} = \frac{1}{1 - Q_i} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación NEC-SE-DS (2015)} \\ \text{Ecuación 3-6} \end{array}$$

Este factor de mayoración se multiplicará a las siguientes sollicitaciones:

- Las derivas de piso calculada,  $\Delta_{Ei}$
- las fuerzas internas
- los momentos de la estructura que aparecen como producto de la aplicación de las cargas laterales de diseño.

### **3.2. Especificaciones ANSI/AISC 360-16 para el Análisis Lineal de Segundo Orden.**

#### **3.2.1 Análisis y Diseño por Estabilidad.**

Las especificaciones ANSI/AISC 360-16 en su capítulo C, proporcionan los requisitos generales para el análisis por estabilidad en estructuras de acero con los cuales se debe proporcionar estabilidad tanto a la estructura en forma global como para cada uno de sus elementos individuales que componen el sistema estructural. Estos requisitos deben considerar lo siguiente:

- A) Deformaciones por flexión, corte y esfuerzos axiales, y cualquier otra deformación que pueda contribuir a los desplazamientos de la estructura.

- B) Efectos de segundo orden (efectos P- $\Delta$  y P- $\delta$ )
- C) Imperfecciones geométricas.
- D) Reducciones de la rigidez debido a comportamiento inelástico, incluyendo el efecto de la fluencia parcial de la sección transversal, que puede verse agravado por la presencia de esfuerzos de tensión.
- E) Incertidumbre en la determinación de la rigidez y la resistencia del sistema, de los miembros y de sus conexiones.

La Especificación AISC 360-16, en la Sección 7.3, proporciona un procedimiento simplificado conservador para el análisis elástico y diseño de estabilidad de marcos de acero, donde el análisis puede realizarse mediante un Análisis de Primer Orden, ya sea utilizando un programa informático o métodos manuales.

### **3.2.2 Análisis de Segundo Orden mediante un Análisis de Primer Orden Amplificado.**

En el apéndice 7, sección 7.3.1 del AISC 360-16, se especifica que la implementación del método de análisis de primer orden se limita a las siguientes condiciones:

- a) La estructura soporta las cargas gravitacionales primariamente a través de columnas, muros o marcos nominalmente diseñado para soportar dichas cargas verticales.
- b) La razón entre la deriva máxima de segundo orden y la deriva máxima de primer orden (determinadas por las combinaciones de carga LRFD O 1.6 ASD, con rigideces no ajustada como está especificado en la sección C2.3) en todos los pisos es igual o menor a 1,5. ( $B_2 \leq 1.5$ ). Como alternativa  $B_2$  puede ser calculado como se especifica en el apéndice 8 del AISC 360-16.
- c) La resistencia a compresión axial requerida de todos los miembros cuyas rigideces a flexión contribuyan a la estabilidad lateral de la estructura cumple con la siguiente inecuación:

$$\alpha Pr \leq 0.5Pns$$

*Inecuación 3-7*  
*Inecuación A-7-1 de AISC 360-16*

Donde:

$\alpha = 1,0$  (LRFD);  $\alpha = 1,6$  (ASD)

$P_r = (P_u = P_r)$  Resistencia a compresión axial requerida bajo las combinaciones LRFD o ASD, kgf. (N).

$P_{ns}$  = Resistencia de la sección transversal en compresión; para secciones formadas por elementos no esbeltos,  $P_{ns} = F_y \cdot A_g$ , y para secciones formadas por elementos esbeltos,  $P_{ns} = F_y \cdot A_e$ , donde  $A_e$  es el área efectiva definido en la Sección E7 de AISC 360-16, kgf (N).

### 3.2.3 Resistencia requerida de los elementos estructurales.

En AISC 360-16, apéndice 7, sección 7.3.2 se describe que el análisis considerará las deformaciones de los miembros por flexión, cortante y fuerza axial, y todas las demás deformaciones que contribuyen a los desplazamientos de la estructura. Las resistencias requeridas de los componentes se determinarán a partir de un análisis de primer orden, con los requisitos adicionales (a) y (b) dados a continuación.

- a) Se incluirá una carga lateral adicional, aplicado en cada nivel para todas las combinaciones de cargas.

$$N_i = 2,1\alpha(\Delta/L)Y_i \geq 0,0042 Y_i$$

*Ecuación 3-8*  
*Ecuación A-7-2 de AISC 360-16*

Donde:

$Y_i$  = Cargas gravitacionales aplicadas en el nivel  $i$  a partir de las combinaciones de carga LRFD o de las combinaciones de carga ASD, según corresponda, en kg (N)

$\Delta$  = Deriva elástica de entrepiso de primer orden debido a las combinaciones de carga LRFD o ASD, según corresponda, (en cm).  
Donde  $\Delta$  varía sobre la planta de la estructura, debe de ser considerado cómo el promedio de las derivas ponderadas de acuerdo con la carga vertical de cada punto, o alternativamente, la máxima deriva.

$L$  = altura del piso, en cm.

- b) La amplificación continua de los momentos de la viga-columna se incluirá aplicando el factor de amplificación B1 (Apéndice 8 del AISC 360-16) a los momentos totales del miembro.

La carga adicional en cada nivel,  $N_i$ , debe ser distribuida sobre el nivel de la misma manera que las cargas gravitacionales de dicho nivel. Las cargas laterales adicionales deben ser aplicadas en la dirección que proporcione el mayor efecto desestabilizador.

Para la mayoría de las estructuras de edificios, sobre el requisito respecto de la dirección de  $N_i$  para combinaciones de carga que no incluyan cargas laterales, se debe considerar dos direcciones ortogonales para dicha carga lateral adicional, en un sentido positivo y en otro negativo en cada una de las dos direcciones, siendo la misma dirección para todos los niveles; y para combinaciones de carga que incluyan cargas laterales, se deben aplicar las cargas laterales adicionales en la dirección de la resultante de todas las cargas laterales en la combinación. (ANSI/AISC 360-16).

### **3.2.4 Resistencia de los elementos estructurales.**

Para las resistencias de los elementos estructurales se hace referencia a los capítulos D hasta el K de las especificaciones del ANSI/AISC 360-16, las cuales fueron consideradas por Muñiz y Alarcón (2019) para el diseño de los elementos de la edificación propuesta en su trabajo de titulación.

### **3.2.5 Ventajas y desventaja del método de análisis de primer orden amplificado.**

#### **3.2.5.1. Ventajas.**

- El método de análisis de primer orden amplificado es más simple de usar que el método directo o el método de longitud efectiva, ya que solo requiere un análisis de primer orden y es aplicable la superposición de los casos de carga básica. Sin embargo, se requiere una verificación de análisis de segundo orden de B2 para asegurar que la proporción de desviaciones laterales de segundo orden a primer orden sea menor o igual a 1.5 en cada piso para cada combinación de carga.
- La superposición de las combinaciones de carga es permitida.

- K es tomado como 1 para el diseño de todas las columnas

### 3.2.5.2. Desventajas.

- El método de análisis directo solo es aplicable cuando el sistema resistente a cargas laterales cumple con  $\alpha P_r \leq 0.5P_{ns}$ .
- EL método es restringido a pórticos en los cuales la deriva de segundo orden y primer orden es menor que 1.5
- El método, debido a que se basa en un  $B_2 = 1.5$  implícitamente asumido en la derivación de la carga lateral nominal,  $N_i$ , puede resultar conservador para el diseño de algunos tipos de marcos.

### 3.2.6 Factores de Amplificación $B_1$ y $B_2$

Los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  son utilizados para estimar los efectos de segundo orden producidos por las fuerzas calculadas a partir de un análisis lineal de primer orden.

**Factor de amplificación  $B_1$  por efecto P- $\delta$ .**- La especificación del ANSI/AISC 360-16, en el Anexo 8, describe que el factor amplificador  $B_1$  para cada miembro solicitado a compresión y en cada dirección de flexión del miembro es calculado como sigue:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{e1}} \geq 1 \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-11} \\ \text{Ecuación A-8-3 de AISC 3-16} \end{array}$$

Donde:

$C_m$  = Factor de momento uniforme equivalente, que asume que no hay desplazamiento relativo entre los extremos del miembro. Para el cual se adopta conservadoramente el valor de 1.0 para un sistema viga-columna sometidas a cargas transversales entre los apoyos.

$P_{e1}$  = Resistencia a pandeo elástico del elemento en el plano de flexión calculada suponiendo que no hay desplazamiento de nudos, kgf (N).

$$P_{e1} = \frac{\pi^2 EI}{(Lc1^2)} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-12} \\ \text{Ecuación A-8-5 de AISC 3-16} \end{array}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del acero = 200.000 GPA.

I = Momento de inercia en el plano de flexión en cm<sup>4</sup>.

L<sub>c1</sub> = Longitud efectiva en el plano de flexión, calculado en la hipótesis que no hay desplazamiento lateral en los extremos del miembro, debe suponerse igual a la longitud no arriostrada lateral del miembro.

**Factor de amplificación B<sub>2</sub> por efecto P- Δ.** - La especificación del ANSI/AISC 360-16, en el anexo 8, describe que el factor amplificador B<sub>2</sub> para cada entrepiso y en cada dirección de traslación es calculado como sigue:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1$$

*Ecuación 3-13*  
*Ecuación A-8-6 de AISC 3-16*

Donde:

P story = Carga vertical total soportada por el piso empleando las combinaciones de carga LRFD. Incluyendo las cargas de las columnas que no sean parte del sistema resistente a cargas laterales, en Kgf.

P<sub>e</sub> story = Resistencia al pandeo elástico del entrepiso, en dirección de traslación considerada, determinada mediante análisis al pandeo por desplazamiento lateral, en Kgf (N)

$$P_{e story} = R_M \frac{HL}{\Delta_H}$$

*Ecuación 3-14*  
*Ecuación A-8-7 de AISC 3-16*

H= Esfuerzo de corte de piso, en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales empleadas en el cálculo de ΔH, en kgf (N)

L= Altura de entrepiso, en m. (mm)

R<sub>M</sub>= Evaluado como 0.85 como límite inferior para los pisos que incluyan pórticos de momento; y 1.0 sino hay pórticos de momentos en dicho nivel.

ΔH = Deriva de entrepiso de primer orden en la dirección de traslación considerada, debido a las cargas laterales, en mm (cm).

### **3.3. Especificaciones ASCE 41-17 para el Análisis No lineal.**

#### **3.3.1 Definición del Análisis Sísmico por Desempeño.**

El diseño sísmico basado en desempeño es un proceso formal para el diseño de nuevos edificios, o la mejora sísmica de los edificios existentes, que incluye una intención específica de lograr objetivos de buen desempeño en futuros terremotos. Los objetivos del desempeño se relacionan con las expectativas de la cantidad de daño que un edificio puede experimentar en respuesta a terremotos, y las consecuencias de ese daño.

Existen tres documentos acreditados que sientan las bases para un diseño basado en el desempeño sísmico: Visión 2000 de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), ATC-40 del Consejo de Tecnología Avanzada y FEMA 273/274 (Ghobarah 879) de la Agencia Federal para la Gestión de Emergencias.

#### **3.3.2 Especificaciones ASCE 41-17.**

Después de FEMA 356, la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) produjo el Estándar 41-06 de ASCE, Rehabilitación sísmica de estructuras basado en FEMA 356; sin embargo, ASCE 41-06 incluyó muchas mejoras significativas sobre FEMA 356, que incluyeron:

- Coeficientes revisados para calcular la fuerza pseudo-lateral y el desplazamiento del objetivo de diseño de la estructura.
- Disposiciones integrales de interacción suelo-estructura.
- Criterios de aceptación revisados para marcos de momento de acero.
- Criterios de aceptación ampliados para marcos con diagonales rigidizadores concéntricas.
- Disposiciones no estructurales actualizadas.
- Revisiones de parámetros de modelado y criterios de aceptación para estructuras de hormigón armado.

La versión actual del ASCE 41-17 contiene cuatro procedimientos de diseño basados en el desempeño aceptable para ser utilizados en la evaluación sísmica de edificios. Aunque el estándar no especifica cuándo usar un procedimiento específico, sí presenta límites de aplicabilidad para todos los procedimientos. En la sección 7.2.1 se mencionan estos cuatro procesos de

análisis que son: Proceso Lineal Estático (LSP), Proceso Lineal Dinámico (LDP), Proceso No Lineal Estático (NSP), Proceso No Lineal Dinámico (NDP).

### **3.3.3 Proceso No Lineal Estático (NSP) según ASCE 41-17**

El NSP, comúnmente conocido como análisis Pushover, incorpora directamente la respuesta no lineal de los miembros en la estructura. Un modelo de la estructura que incorpora las "características de deformación de carga no lineal de los componentes individuales de un edificio" se carga con "cargas laterales monotónicamente crecientes que representan las fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se excede el desplazamiento del objetivo"

En ASCE 41-17, sección 7.3 se especifica que se debe realizar un análisis del edificio, incluidas las medidas de modernización, para determinar las fuerzas y deformaciones inducidas en los componentes del edificio por el movimiento del suelo correspondiente al Nivel de Riesgo Sísmico seleccionado, o por otros riesgos del sitio geológico sísmico especificados en la Sección 8.2.2.

El procedimiento de análisis deberá cumplir con uno de los siguientes requisitos:

- El análisis lineal deberá estar sujeto a las limitaciones especificadas en la Sección 7.3.1 y cumplir con el procedimiento estático lineal (LSP) de acuerdo con la Sección 7.4.1 o el procedimiento dinámico lineal (LDP) de acuerdo con la Sección 7.4.2.
- El análisis no lineal deberá estar sujeto a las limitaciones especificadas en la Sección 7.3.2 y cumplir con el procedimiento estático no lineal (NSP) de acuerdo con la Sección 7.4.3 o el procedimiento dinámico no lineal (NDP) de acuerdo con la Sección 7.4.4.
- Análisis racional alternativo de acuerdo con la Sección 7.3.3.

De acuerdo con ASCE 41-17, 7.3.2.1, el NSP será permitido para estructuras con todas las siguientes características:

1. La relación de resistencia  $\mu_{\text{strength}}$ , calculada de acuerdo con la ecuación. (7-31), es menor que  $\mu_{\text{max}}$  calculado de acuerdo con la ecuación. (7-32). Si la resistencia  $\mu_{\text{strength}}$  excede  $\mu_{\text{max}}$ , se realizará un análisis NDP.

2. Los efectos de los modos superiores no son significativos, como se define a continuación:

2.a Para determinar si los modos distintos al fundamental son significativos, se realizará un análisis de espectro de respuesta modal para la estructura utilizando modos suficientes para producir una participación en masas del 90%. Los efectos de los modos no fundamentales se considerarán significativos si el esfuerzo cortante en cualquier piso resultante del análisis modal excede 130% del cortante de piso calculado considerando solamente la primera respuesta de modo.

2.b Si los efectos de modos superiores son significativos, se permitirá el NSP si también se realiza un análisis LDP para complementar el NSP. Los edificios con efectos de modo superiores significativos deben cumplir con los criterios de aceptación de esta norma para ambos procedimientos de análisis, excepto que se permitirá un aumento de un factor de 1.33 en los criterios de aceptación de LDP para acciones controladas por deformación (factores  $m$  de los Capítulos 8 hasta 12 (ASCE 41-17)).

### **3.3.4 Bases del Proceso Estático No Lineal. (NSP)**

El ASCE 41-17, en la sección 7.4.3.1, indica que, si se selecciona el NSP para el análisis sísmico del edificio, un modelo matemático que incorpore directamente las características de deformación de carga no lineal de los componentes individuales del edificio se someterá a cargas laterales monotónicamente crecientes que representan fuerzas de inercia en un terremoto hasta que se exceda el desplazamiento del nodo de control. Los procedimientos de modelado y análisis deben cumplir con los requisitos de la Sección 7.4.3.2. El desplazamiento tope se calculará mediante el procedimiento de la Sección 7.4.3.3.

### **3.3.5 Consideración del modelado y el análisis para el NSP**

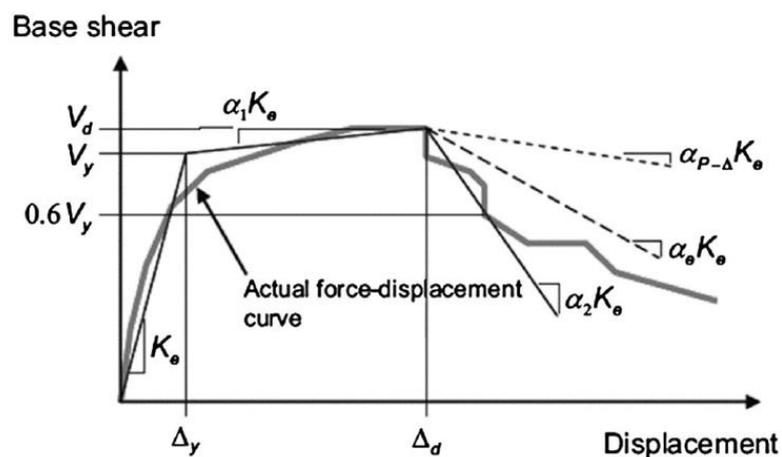
La sección 7.4.3.2 del ASCE 41-17 detallan las consideraciones del modelo matemático y el análisis para el NSP.

En la sección 7.4.3.2.1 del ASCE 41-17, la relación entre la fuerza de corte en la base y el desplazamiento lateral del nodo de control se establecerá para los desplazamientos del nodo de control que oscilan entre 0 y 150% del desplazamiento tope,  $\delta_i$ . Las cargas de gravedad de los componentes se incluirán en el modelo matemático para combinarlas con las fuerzas sísmicas como se especifica en la Sección 7.2.2. Las fuerzas sísmicas se aplicarán en las direcciones positiva y negativa, y los efectos sísmicos máximos se utilizarán para el análisis.

En la sección 7.4.3.2.2 del ASCE 41-17 se indica que el nodo de control estará ubicado en el centro de masa de la cubierta o ultimo nivel de un edificio. Para edificios con un ático, el piso del ático se considerará como el nivel del nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático se calculará para las fuerzas sísmicas especificadas.

En la sección 7.4.3.2.3 del ASCE 41-17 sobre la distribución de carga lateral para NSP, se señala que las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de masas en el plano de cada diafragma del piso. La distribución vertical de estas fuerzas será proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección considerada.

Gráfico 26: Curva idealizada fuerza-deformación



Fuente: Figura 7-3 del ASCE 41-17

En la sección 7.4.3.2.4 del ASCE 41-17 sobre la curva envolvente de capacidad Cortante basal- Desplazamiento del nodo de control se indique que la relación fuerza-desplazamiento no lineal entre el cortante en la base y el desplazamiento del nodo de control, se reemplazará con una relación

idealizada para calcular la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , y el límite elástico efectivo,  $V_y$ , del edificio, como se muestra en el gráfico 26:

El primer segmento de línea de la curva idealizada de fuerza-desplazamiento comenzará en el origen y tendrá una pendiente igual a la rigidez lateral efectiva,  $K_e$ . La rigidez lateral efectiva,  $K_e$ , se tomará como la rigidez secante calculada a una fuerza cortante en la base igual al 60% de la resistencia a la deformación efectiva de la estructura. El límite elástico efectivo,  $V_y$ , no se tomará como mayor que la fuerza de corte basal máxima en ningún punto a lo largo de la curva de fuerza-desplazamiento.

El segundo segmento de línea representará la pendiente positiva ( $\alpha_1 K_e$ ) posterior a la cedencia ( $V_y, \Delta_y$ ) determinada hasta el punto ( $V_d, \Delta_d$ ) y el punto de cedencia equivalente en la intersección con el primer segmento de línea de manera que las áreas por encima y por debajo de la curva real estén aproximadamente equilibradas.

( $V_d, \Delta_d$ ) será un punto en la curva de fuerza-desplazamiento real en el desplazamiento tope calculado, o en el desplazamiento correspondiente a la cortante basal máximo de la base, lo que sea menor. El tercer segmento de línea representará la pendiente negativa ( $\alpha_2 K_e$ ) posterior al corte máximo determinada por el punto al final de la pendiente positiva que termina en ( $V_d, \Delta_d$ ) y el punto en el que la cizalladura de la base se degrada al 60% del límite elástico efectivo ( $0,6 V_y$ ).

En la sección 7.4.3.2.5 del ASCE 41-17 sobre la determinación del período para NSP, se indica que el período fundamental efectivo en la dirección considerada se basará en la curva idealizada de fuerza-desplazamiento definida en la Sección 7.4.3.2.4. El período fundamental efectivo,  $T_e$ , se calculará con la ecuación 3-15.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-15} \\ \text{Ecuación 7-27 de ASCE 41-1} \end{array}$$

Donde:

$T_i$  = Período fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculada por análisis dinámico elástico.

$K_i$  = rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada calculada utilizando los requisitos de modelado de la Sección 7.2.3.4.

$K_e$  = rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

### 3.3.6 Determinación de las fuerzas, desplazamientos y deformaciones por NSP.

En la sección 7.4.3.3.1 del ASCE 41-17 se detalla que, para edificios con diafragmas rígidos en cada nivel del piso, el desplazamiento tope,  $\delta_t$ , se calculará de acuerdo con la ecuación 3-16 para cada nivel de piso.

$$\delta_t = C_0 \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \pi^2} \cdot g \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-16} \\ \text{Ecuación 7-28 de ASCE 41-17} \end{array}$$

Donde:

$S_a$  = aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguación del edificio en la dirección considerada, como se calcula en la Sección 2.4.1 o 2.4.2.

$g$  = Aceleración de la gravedad.

$C_0$  = Factor de modificación para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un solo grado de libertad (SDOF) con el desplazamiento del techo del sistema de múltiples grados de libertad del edificio (MDOF) seleccionado apropiadamente de la tabla 5.

Tabla 5. Valores del factor de modificación  $C_0$

| Number of Stories | Shear Buildings <sup>a</sup>            |                            | Other Buildings  |
|-------------------|-----------------------------------------|----------------------------|------------------|
|                   | Triangular Load Pattern (1.1, 1.2, 1.3) | Uniform Load Pattern (2.1) | Any Load Pattern |
| 1                 | 1.0                                     | 1.0                        | 1.0              |
| 2                 | 1.2                                     | 1.15                       | 1.2              |
| 3                 | 1.2                                     | 1.2                        | 1.3              |
| 5                 | 1.3                                     | 1.2                        | 1.4              |
| 10+               | 1.3                                     | 1.2                        | 1.5              |

Fuente: Tabla 7-5 del ASCE 41-17

$C_1$  = Factor de modificación para relacionar los desplazamientos inelásticos máximos esperados con los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal calculada por la ecuación 3-17. Para períodos de menos de 0.2

s, C1 no necesita tomarse como mayor que el valor en T = 0.2 s. Para períodos mayores de 1.0 s, C1 = 1.0.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{\text{strength}}}{a T_e^2} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-17} \\ \text{Ecuación 7-29 de ASCE 41-17} \end{array}$$

a= Factor de clase de sitio, (a=130 para clase A y B; a=90 para clase C; a=60 para clase D, E y F).

T<sub>e</sub>= Periodo Fundamental Efectivo del edificio en la dirección considerada.

μ<sub>strength</sub> = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia elástica calculada de acuerdo con la ecuación 3-18.

$$\mu_{\text{strength}} = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-18} \\ \text{Ecuación 7-31 de ASCE 41-17} \end{array}$$

Donde:

V<sub>y</sub> = Resistencia elástica del edificio en la dirección considerada calculada con los resultados del NSP para la curva de desplazamiento de fuerza no lineal idealizada para el edificio de acuerdo con la sección 7.4.3.2.4.

W = Peso sísmico efectivo, calculado en la Sección 7.4.1.3.1

C<sub>m</sub> = Factor de masa efectivo de la Tabla 7-4. Alternativamente, se permitirá C<sub>m</sub>, tomado como el factor de participación en masa modal efectivo calculado para el modo fundamental usando un análisis de valor propio. C<sub>m</sub> se tomará como 1.0 si el período fundamental, T, es mayor que 1.0 s.

C<sub>2</sub> = Factor de modificación para representar el efecto de la forma de histéresis pellizcada, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máxima calculada por la ecuación 3-19. Para períodos mayores de 0.7 s, C<sub>2</sub> = 1.0.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left( \frac{\mu_{\text{strength}} - 1}{T_e} \right)^2 \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-19} \\ \text{Ecuación 7-30 de ASCE 41-17} \end{array}$$

Para edificios con rigidez negativa posterior al rendimiento, la relación de resistencia máxima, μ<sub>máx</sub>, se calculará de acuerdo con la ecuación 3-20.

$$\mu_{\text{máx}} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad \begin{array}{l} \text{Ecuación 3-20} \\ \text{Ecuación 7-32 de ASCE 41-17} \end{array}$$

Donde:

$\Delta_d$  = Menor desplazamiento tope,  $\delta t$  o desplazamiento correspondiente al cortante máximo en la base definida en el gráfico 23.

$\Delta_y$  = Desplazamiento con límite elástico efectivo definido en la figura 23.

$h = 1 + 0.15 \ln T_e$ .

$\alpha_e$  = relación de pendiente negativa efectiva después del rendimiento definida en la ecuación 21.

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta})$$

*Ecuación 3-21*

*Ecuación 7-33 de ASCE 41-17*

Donde:

$\alpha_2$  = Relación de pendiente negativa posterior al rendimiento definida en la figura 7-3. Esta relación incluye efectos de P- $\Delta$ , degradación en el ciclo y degradación cíclica.

$\alpha_{(p-\Delta)}$  = Relación de pendiente negativa causada por los efectos P- $\Delta$ .

$\lambda$  = factor de efecto de campo cercano, ( $\lambda=0.8$  si  $S_{x1} \geq 0.6$ ;  $\lambda=0.2$  si  $S_{x1} \leq 0.6$  para BSE-2N).

## CAPÍTULO 4

### ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA DE ACERO

#### 4.1. Descripción del Edificio para análisis.

##### 4.1.1 Tipo de Sistema Estructural.

El edificio que se analizará, fue parte del estudio realizado por Muñiz y Alarcón (2019) que titula “Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación estadounidense de ingenieros civiles; y AISC del instituto estadounidense de construcciones de acero”. El estudio define un edificio de 8 pisos con forma geométrica en L y con un área de 1024 m<sup>2</sup> en planta. El edificio consta de alturas de entrepisos constante de 3.5 metros como se muestra en el gráfico 27, (Muñiz y Alarcón).



*Fuente: Gráfico 20, Tesis Muñiz y Alarcón, 2019*

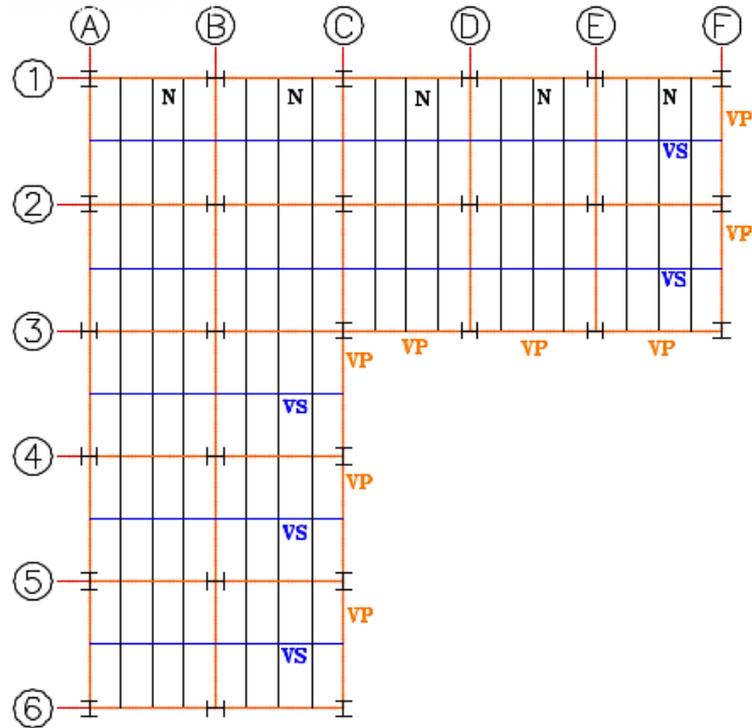
El diseño realizado por Muñiz y Alarcón (2019) consiste de una estructura principal cuyos pórticos dúctiles resistentes a flexión del edificio se oriente en las dos direcciones y que dispone de las siguientes secciones:

- Columnas, primer y segundo piso: W36X527
- Columnas, tercer y cuarto piso: W36X439
- Columnas, quinto y sexto piso: W36X393
- Columnas, séptimo y octavo piso: W36X359

- Vigas principales: W18X55

Como se observa en el gráfico 28, también se incorporaron vigas secundarias en la dirección X, de 8 metros de luz que se apoyan en la mitad del claro de las vigas en dirección Y. Los nervios se colocaron en la dirección Y espaciados cada 2 metros y que tienen un claro de 4 metros, (Muñiz y Alarcón).

Gráfico 28: Vista en planta del edificio sin modificación



Fuente: Gráfico 36, Tesis Muñiz y Alarcón, 2019

#### 4.1.2 Modificaciones para este estudio.

Para la presente investigación se conservó la estructuración en planta, las cargas muertas y cargas vivas aplicadas y se utilizó las mismas secciones diseñadas por Muñiz y Alarcón (2019); Sin embargo, realizaron las siguientes modificaciones:

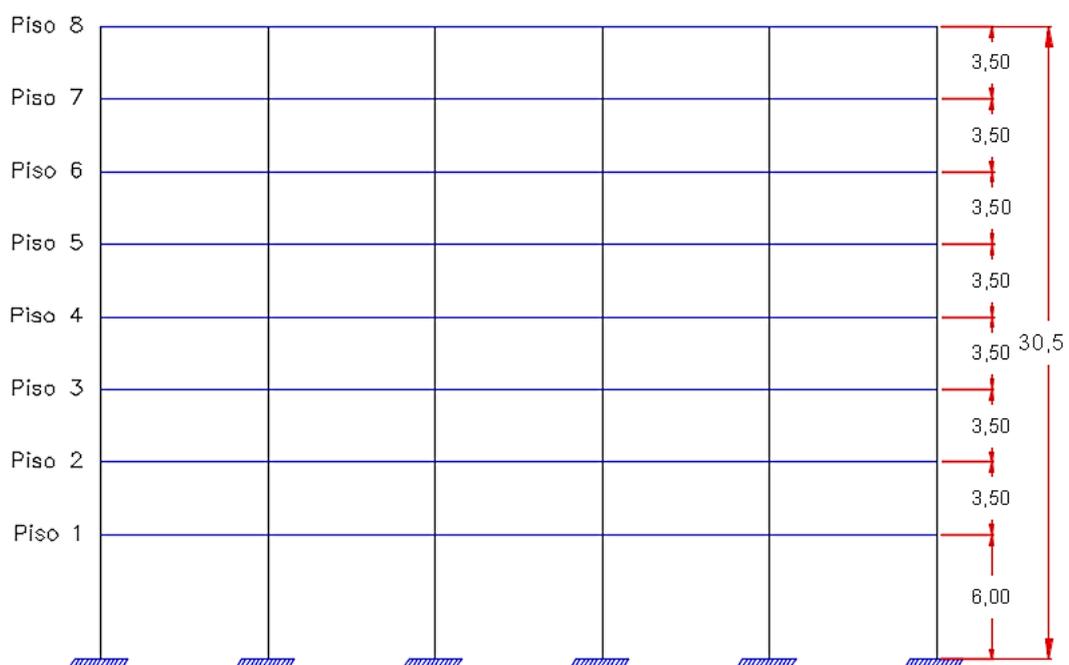
- Aumento de la altura en planta baja a 6 metros.
- Reducción del 50% de la rigidez en las conexiones tipo viga-alma de la columna, que no son conexiones precalificadas.
- Nueva orientación de las inercias de las columnas en cada caso descrito en las siguientes secciones.
- Variación en las condiciones de empotramiento en la base en cada caso descrito en las siguientes secciones.

La primera modificación se la realizó con el fin desarrollar más flexibilidad en planta baja (considerando que en muchos edificios la planta baja es utilizada como mezzanine) y a nivel de la estructura poder obtener mayores desplazamientos que permita incrementar los efectos P-Delta ( $P - \Delta$ ). La reducción de rigidez en las conexiones viga-alma de las columnas se hace para contemplar la incertidumbre de no tener estudios detallados que permitan definir este tipo de conexiones como totalmente rígida, y considerando en el peor de los casos la práctica inadecuada del montaje en obra.

Debido a que, al aumentar la altura en planta baja, aumentar masa en planta baja, modificar algunas de sus conexiones y evaluar otras condiciones mencionadas anteriormente en cada caso, se realizará un nuevo cálculo para obtener el valor del cortante basal que actuará en cada uno de los casos que se presentarán más adelante.

Se recalca que, el diseño de los elementos de la estructura ya fue realizado en el trabajo anterior por Muñiz y Alarcón (2019), en este trabajo se evaluarán los elementos pre-existente más críticos y se señalará el déficit de resistencia adicional requerida para cumplir con las ecuaciones de diseño y con el diseño por estabilidad.

Gráfico 29: Elevación del edificio con modificación en planta baja



Fuente: Elaboración propia.

### **4.1.3 Condiciones para el presente análisis.**

Se plantean 3 modelos matemáticos para el estudio de estabilidad en un edificio con estructura de acero, los cuales serán evaluados y comparados con el fin de obtener datos de diversos escenarios y sus respectivas influencias en los efectos P-Delta ( $P - \Delta$ ) y en la estabilidad de una estructura, tanto de la estabilidad global como de la estabilidad de los elementos críticos. Estas condiciones se describen a continuación con sus respectivas hipótesis.

#### **4.1.3.1. Caso 1. Edificio mejorado para un buen desempeño sísmico.**

El modelo es planteado con una mejor orientación de las inercias de las columnas que conforman el sistema resistente a momentos, las cuales están orientadas para producir rigideces laterales aproximadamente iguales en las dos direcciones (X-Y), y como resultado dar el mejor comportamiento para la estructura.

Para este caso se idealizan las conexiones rígidas en todos los nodos viga-columna, conservando lo planteado en el estudio realizado por Muñiz y Alarcón (2019), el cual consideró el tipo de conexión viga de sección reducida (RBS) descrita en las especificaciones AISC 350-16 capítulo 5 como una conexión totalmente restringida (FR). Un factor importante en este modelo es que se considera empotramiento perfecto en la base y debido a la buena orientación de las inercias de las columnas la torsión inherente es cercana a cero.

#### **4.1.3.2. Caso 2. Edificio modelado con empotramiento perfecto en sus bases, conexiones semirrígidas y torsión.**

Un estudio presentado por FEMA 252 indicó que, durante el sismo de Northridge (California, 17 de enero de 1994), la principal deficiencia fue la falla en las conexiones de estructuras de aceros, presentando baja tenacidad de la soldadura, deficiencia en el montaje, zonas de panel muy débiles, etc. Esto quiere decir que, el edificio se proyectó con un desempeño sísmico aceptable en sus conexiones, pero que en la realidad los comportamientos de las conexiones demostraron deficiencia en sus uniones.

Con respecto a lo anterior, se plantea un modelo con conexiones semirrígidas, ajustando las rigideces de las conexiones a través de las rigideces de las vigas, con el fin de analizar el comportamiento de los marcos resistentes a momentos cuando se presentan deficiencias del montaje en obras o para evaluar las conexiones que no son precalificadas (Conexión Viga- eje débil de la columna) que se dictan en las normas de diseño y el incremento de las deformaciones que puede llegar a tener un edificio.

Es evidente que al proyectar las columnas con una orientación no simétrica (más aun cuando son de grandes dimensiones), por razones arquitectónicas resultan diseños de edificios con comportamiento rotacional, con desempeño deficiente y torsión inherente que puede resultar excesiva. Por tal motivo, en este modelo matemático, se orientan las columnas de manera irregular para obtener torsión y mostrar los posibles efectos sobre la estructura de la combinación de la flexibilidad en sus conexiones y la torsión; y como dicho efecto se traduce en un potencial incremento de los efectos P-delta ( $P - \Delta$ ).

#### **4.1.3.3. Caso 3. Edificio modelado con empotramiento imperfecto en sus bases, torsión, piso flexible y conexiones semirrígidas.**

Este modelo matemático simula los efectos de la interacción suelo-estructura y en el peor de los casos simular la pérdida de la rigidez rotaciones del suelo. Esta condición se hace con el fin de explicar los efectos que se puede llegar a tener sobre la estructura por: deficiente empotramiento dentro del suelo, suelos saturados deformables por escasa densidad o una cimentación flexible que rota.

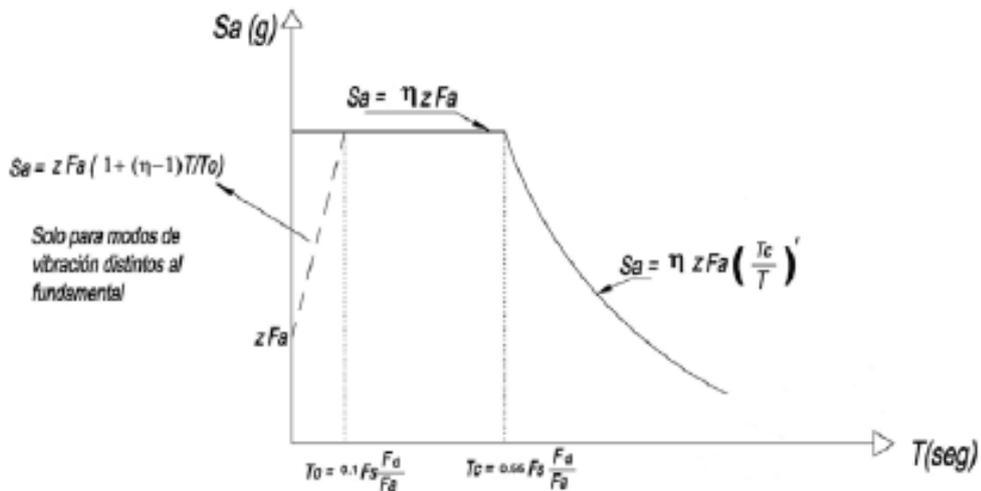
Se plantea esta hipótesis para comparar que el comportamiento de una estructura perfectamente empotrada tiene mejor desempeño que una estructura que tiene deficiencia en su cimentación, evaluando como se puede incrementar los efectos P-delta ( $P - \Delta$ ) e incluso generar inestabilidad en la estructura bajo condiciones extrema (combinación de cimentación flexible, más conexiones viga-columna flexibles y más torsión).

#### **4.1.4 Espectro de diseño según NEC-SE-DS (2015).**

En la investigación de Muñiz y Alarcón (2019) se analizó la presente estructura con dos tipos de columnas, secciones W y HSS; con el fin de comparar los

códigos de diseño de Ecuador y Estados Unidos, logrando resultados similares. Por lo tanto, se usará solamente el espectro de diseño de la norma ecuatoriana NEC-15 mostrado en el siguiente gráfico,

Gráfico 30: Espectro sísmico elástico de aceleraciones NEC-15



Fuente: Extracto de la Figura 3 de NEC-SE-DS, 2015.

En el presente estudio únicamente se analiza el sistema conformado por columnas de secciones W, considerando las especificaciones de NEC-SE-DS (2015), para hallar las solicitaciones sísmicas y el análisis lineal de primer orden. En la tabla 6 se presentan los parámetros necesarios para determinar el espectro de diseño en aceleración obtenido para la ciudad de Santa Elena (gráfico 31), considerando un suelo tipo C.

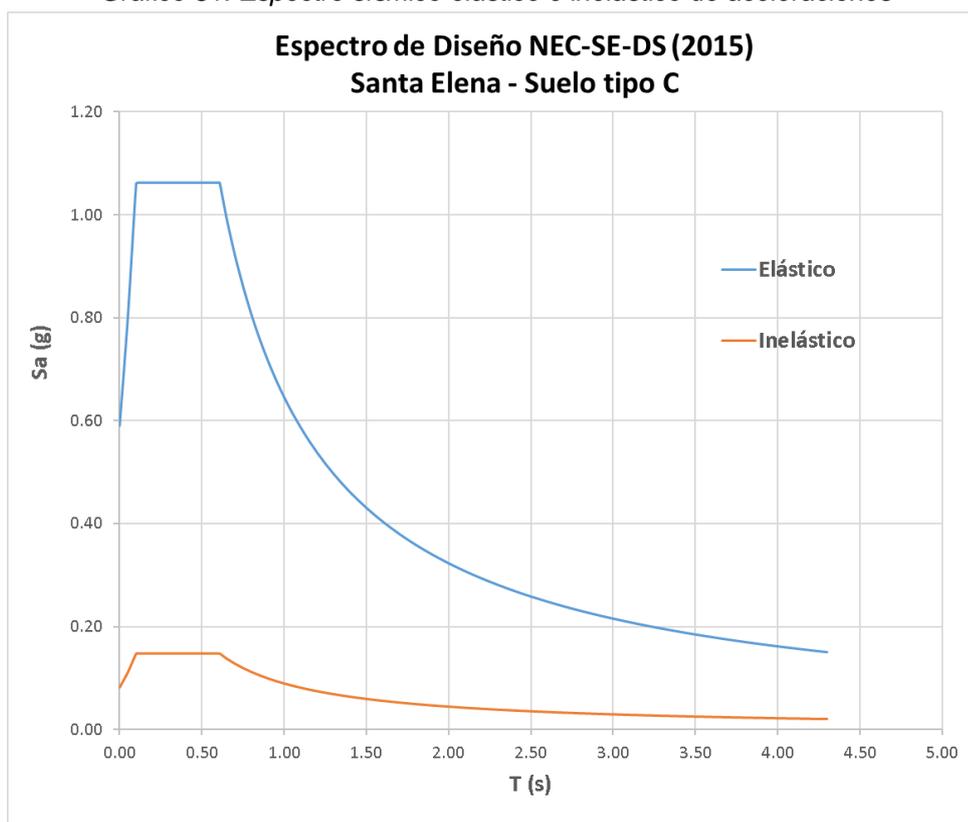
A partir del espectro obtenido se procede en las siguientes secciones a calcular el cortante basal para cada caso en estudio, considerando el incremento de la altura en planta baja y las condiciones propuestas en cada caso; que harán que exista una variación en los periodos fundamentales de cada modelo matemático y esto hará que cada estructura reciba un cortante basal distinto.

Tabla 6. Parámetros del espectro de diseño para la ciudad de Santa Elena

| Parámetros del espectro de diseño NEC-15 |      |      |            |
|------------------------------------------|------|------|------------|
| Z =                                      | 0.5  | To = | 0.110 Seg. |
| Fa =                                     | 1.18 | Tc = | 0.607 Seg. |
| Fd =                                     | 1.06 | Sa = | 0.4303     |
| Fs =                                     | 1.23 | R =  | 8          |
| n =                                      | 1.8  | Φp = | 0.9        |
| l =                                      | 1    | ΦE = | 1          |

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 31: Espectro sísmico elástico e inelástico de aceleraciones



Fuente: Elaboración propia

## 4.2. Análisis Lineal de Primer Orden.

### 4.2.1 Análisis del edificio mejorado para un buen desempeño sísmico (Caso 1).

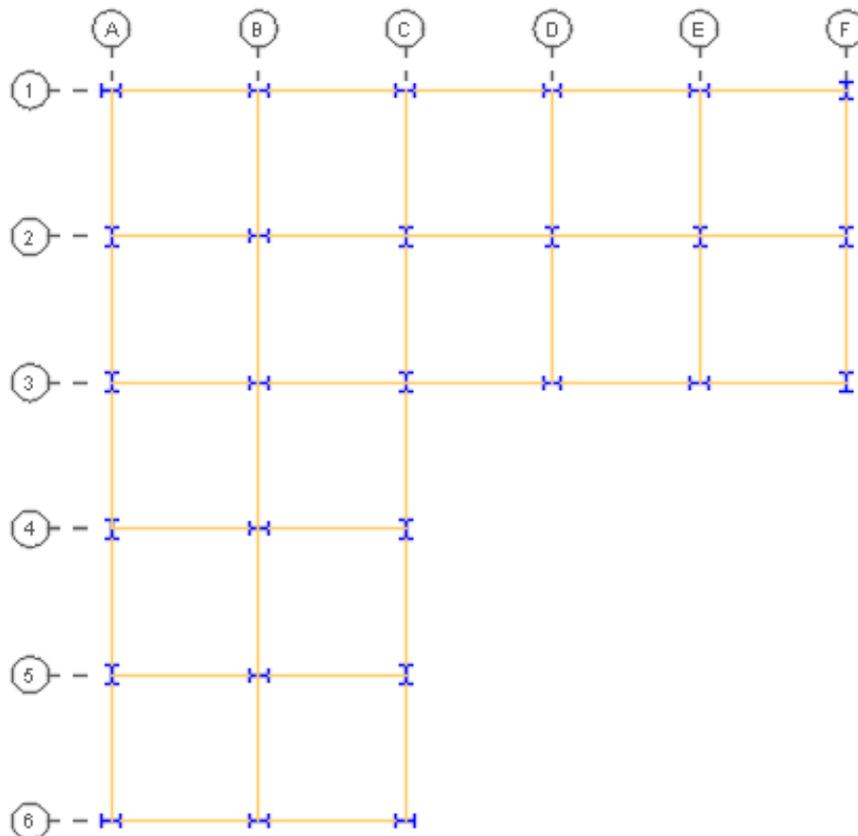
En el gráfico 32 se obtiene una vista en planta del modelo matemático para el caso 1, se observa la orientación de las inercias de las columnas que permiten corregir el efecto de torsión en la estructura y la distribución de las vigas principales. El modelo posee conexiones viga-columna consideradas rígidas en ambas direcciones.

Para determinar la condición rígida en el modelo matemático de este caso, se propuso que el factor  $m$ , definido en la sección 2.5 (comportamiento en conexiones viga-columna), sea igual a 20 y se procedió a calcular la rigidez rotacional de las conexiones viga-columna clasificada como rígida.

| Parámetro de rigidez (m) | Momento de inercia ( $I_x$ ) | Módulo de elasticidad ( $E_{ac}$ ) | Longitud de la viga (L) | Rigidez rotacional (K) |
|--------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------------------|------------------------|
|                          | $m^4$                        | Ton/m <sup>2</sup>                 | m                       | Ton.m /rad             |
| 20                       | 0.015942                     | 21000000                           | 8                       | 836955                 |

La rigidez rotacional se comparó con las rigideces que proporciona por defecto el software Etabs cuando se modela la estructura, y se determinó que los momentos producidos por las cargas impuestas son aproximadamente iguales con ambos métodos. A continuación, se presenta el análisis de primer orden realizado en el software Etabs.

Gráfico 32: Vista en planta y orientación de las columnas Caso 1



Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.1. Análisis modal y cálculo del cortante basal (Caso 1).

Para las condiciones idealizadas en este caso, el modo fundamental tiene mayor participación de masa en la dirección X, siendo un modo trasnacional con un periodo fundamental igual a 1.5 segundos (tabla 7). Con el periodo obtenido se procede a calcular el cortante basal mediante el método estático, el cual se usará en la siguiente sección para corregir el cortante basal obtenido por el método dinámico. A continuación, se presenta la tabla 7 que contiene la distribución de las fuerzas laterales en cada piso y en la tabla 8 el análisis modal verificando que se obtiene el 100% de la masa participativa del edificio.

Tabla 7. Distribución de la fuerza lateral, caso 1

| DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO, CASO 1 |          |               |           |                          |                  |             |                  |
|--------------------------------------------------|----------|---------------|-----------|--------------------------|------------------|-------------|------------------|
| Piso                                             | Wx (ton) | Hx (m)        | Wx* Hx^k  | Wx* Hx^k/<br>Σ(Wx* Hx^k) | Fx = Fi<br>(ton) | Vx<br>(ton) | 0.3* Fx<br>(Ton) |
| 8                                                | 439.15   | 30.5          | 73971.22  | 0.191                    | 55.820           | 55.82       | 16.75            |
| 7                                                | 615.79   | 27            | 86392.96  | 0.223                    | 65.194           | 121.01      | 19.56            |
| 6                                                | 620.58   | 23.5          | 70696.60  | 0.183                    | 53.349           | 174.36      | 16.00            |
| 5                                                | 620.58   | 20            | 55506.23  | 0.143                    | 41.886           | 216.25      | 12.57            |
| 4                                                | 627.06   | 16.5          | 42027.43  | 0.109                    | 31.715           | 247.96      | 9.51             |
| 3                                                | 627.06   | 13            | 29391.52  | 0.076                    | 22.179           | 270.14      | 6.65             |
| 2                                                | 639.45   | 9.5           | 18723.72  | 0.048                    | 14.129           | 284.27      | 4.24             |
| 1                                                | 692.46   | 6             | 10177.11  | 0.026                    | 7.680            | 291.95      | 2.30             |
| Σ W=                                             | 4882.126 | Σ(Wx* Hx^k) = | 386886.78 |                          |                  |             |                  |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Periodo y participación de masa, caso 1

| ANÁLISIS MODAL |      |                   |        |        |        |         |         |         |
|----------------|------|-------------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Caso           | Modo | Periodo<br>(seg.) | UX     | UY     | RZ     | Sum UX  | Sum UY  | Sum RZ  |
| Modal          | 1    | 1.50              | 0.02%  | 79.74% | 0.67%  | 0.02%   | 79.74%  | 0.67%   |
| Modal          | 2    | 1.48              | 80.00% | 0.02%  | 0.02%  | 80.02%  | 79.76%  | 0.69%   |
| Modal          | 3    | 1.27              | 0.04%  | 0.57%  | 78.23% | 80.05%  | 80.33%  | 78.91%  |
| Modal          | 4    | 0.44              | 0.01%  | 12.02% | 0.17%  | 80.06%  | 92.35%  | 79.09%  |
| Modal          | 5    | 0.42              | 12.38% | 0.01%  | 0.00%  | 92.44%  | 92.36%  | 79.09%  |
| Modal          | 6    | 0.36              | 0.01%  | 0.25%  | 12.91% | 92.45%  | 92.61%  | 92.00%  |
| Modal          | 7    | 0.21              | 0.02%  | 4.25%  | 0.11%  | 92.47%  | 96.86%  | 92.11%  |
| Modal          | 8    | 0.2               | 4.51%  | 0.03%  | 0.00%  | 96.98%  | 96.88%  | 92.11%  |
| Modal          | 9    | 0.16              | 0.02%  | 0.14%  | 4.73%  | 97.00%  | 97.02%  | 96.85%  |
| Modal          | 10   | 0.12              | 0.01%  | 1.73%  | 0.05%  | 97.01%  | 98.75%  | 96.90%  |
| Modal          | 11   | 0.12              | 1.82%  | 0.02%  | 0.00%  | 98.83%  | 98.76%  | 96.90%  |
| Modal          | 12   | 0.09              | 0.01%  | 0.07%  | 1.89%  | 98.84%  | 98.83%  | 98.80%  |
| Modal          | 13   | 0.08              | 0.01%  | 0.70%  | 0.02%  | 98.85%  | 99.54%  | 98.82%  |
| Modal          | 14   | 0.08              | 0.73%  | 0.01%  | 0.00%  | 99.58%  | 99.54%  | 98.82%  |
| Modal          | 15   | 0.06              | 0.00%  | 0.03%  | 0.75%  | 99.58%  | 99.57%  | 99.57%  |
| Modal          | 16   | 0.06              | 0.00%  | 0.26%  | 0.01%  | 99.58%  | 99.84%  | 99.58%  |
| Modal          | 17   | 0.06              | 0.27%  | 0.00%  | 0.00%  | 99.85%  | 99.84%  | 99.58%  |
| Modal          | 18   | 0.05              | 0.00%  | 0.10%  | 0.00%  | 99.86%  | 99.94%  | 99.59%  |
| Modal          | 19   | 0.04              | 0.01%  | 0.01%  | 0.27%  | 99.86%  | 99.95%  | 99.85%  |
| Modal          | 20   | 0.04              | 0.09%  | 0.00%  | 0.01%  | 99.95%  | 99.96%  | 99.86%  |
| Modal          | 21   | 0.04              | 0.00%  | 0.04%  | 0.00%  | 99.96%  | 99.99%  | 99.86%  |
| Modal          | 22   | 0.04              | 0.04%  | 0.00%  | 0.00%  | 100.00% | 99.99%  | 99.86%  |
| Modal          | 23   | 0.03              | 0.00%  | 0.00%  | 0.10%  | 100.00% | 100.00% | 99.96%  |
| Modal          | 24   | 0.03              | 0.00%  | 0.00%  | 0.04%  | 100.00% | 100.00% | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.2. Corrección del cortante dinámico, (Caso 1)

Según NEC-SE-DS (2015), se debe realizar un análisis dinámico espectral de manera obligatoria para todo tipo de estructuras irregulares, y la fuerza

cortante dinámica en la base no debe ser menor que el 85% de la fuerza cortante estática en la base, por ello, se corrige la fuerza lateral al 100%.

Tabla 9. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 1

| CORRECCION DEL CORTANTE BASAL            |                |                |                   |
|------------------------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| <b>Sismo estático</b>                    |                |                |                   |
| Carga muerta total + 25% Carga viva (W)= |                | 4882.126       | Ton               |
| Constante Basal (V)=                     |                | 0.0598         |                   |
| Fuerza horizontal calculada (Vo)=        |                | 291.95         | Ton               |
| <b>Sismo dinámico</b>                    |                |                |                   |
| <b>Componentes</b>                       | <b>Eje X-X</b> | <b>Eje Y-Y</b> | <b>Resultante</b> |
| Fuerza Dx (F)=                           | 291.94         | 2.21           | 291.95 Ton        |
| Fuerza Dy (F)=                           | 2.26           | 291.96         | 291.97 Ton        |
| %Sismo (Din./Est.) ( $\epsilon$ )=       | 100%           | 100%           | Ok                |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.3. Centro de masa y centro de rigidez (Caso 1).

Mediante el Software Etabs, se obtuvo el centro de masa y centro de rigidez y se procedió a calcular la excentricidad inherente, que es la distancia que separa al centro de masa y el centro de rigidez en cada dirección de análisis, como se muestra en la tabla 10. Cabe recalcar que en esta propuesta se controló la torsión del edificio mediante una correcta orientación de las columnas.

Tabla 10. Excentricidad inherente, caso 1

| CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ |       |       |       |       |               |         |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|---------------|---------|
| Pisos                    | XCM   | YCM   | XCR   | YCR   | Excentricidad |         |
|                          | m     | m     | m     | m     | XCR (m)       | YCR (m) |
| PISO 1                   | 15.58 | 24.41 | 17.56 | 23.78 | 1.97          | 0.63    |
| PISO 2                   | 15.56 | 24.44 | 17.13 | 24.00 | 1.57          | 0.44    |
| PISO 3                   | 15.56 | 24.44 | 16.80 | 24.17 | 1.24          | 0.27    |
| PISO 4                   | 15.55 | 24.44 | 16.52 | 24.31 | 0.96          | 0.13    |
| PISO 5                   | 15.55 | 24.45 | 16.29 | 24.43 | 0.74          | 0.01    |
| PISO 6                   | 15.55 | 24.45 | 16.09 | 24.54 | 0.54          | 0.09    |
| PISO 7                   | 15.55 | 24.45 | 15.90 | 24.64 | 0.36          | 0.19    |
| PISO 8                   | 15.54 | 24.45 | 15.74 | 24.73 | 0.20          | 0.27    |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.4. Derivas inelásticas (Caso 1).

Se verificó las derivas inelásticas máximas del modelo matemático (desplazamientos según ASCE 7-16) en cada piso, y se determinó que el pórtico ubicado en el eje 6 tiene los mayores desplazamientos en dirección X y el pórtico ubicado en el eje 1 tiene los mayores desplazamientos en

dirección Y; desplazamientos debido a las cargas laterales más críticas generadas por el espectro de diseño en dirección en X y Y respectivamente, con el 5% de excentricidad.

Para el análisis con las especificaciones del ASCE 7-16 (tabla 11 y 12) se consideró el factor de amplificación  $C_d=5.5$  para pórticos de acero especiales a momentos y un factor de importancia de la estructura igual a 1, para así hallar los desplazamientos inelásticos. Mientras que para el análisis con NEC-SE-DS, 2015 (tabla 13 y 14) se verificó las derivas en función de la altura de entrepiso. Con estos parámetros se verifica que los desplazamientos estén en el rango permitido.

Tabla 11. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelástico X |      |                |      |      |                   |                 |                     |                |                                |
|------------------------------|------|----------------|------|------|-------------------|-----------------|---------------------|----------------|--------------------------------|
| Pisos                        | Nudo | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta_{elast.}$ | $\delta_{amp.}$ | $\delta_{inelast.}$ | $\delta_{max}$ | Revisión $\delta_i < \delta_a$ |
|                              |      |                | cm   | cm   | cm                | cm              | cm                  | cm             |                                |
| PISO 8                       | 6    | EX 5%          | 5.89 | 0.58 | 5.92              | 32.55           | 2.60                | 7              | cumple                         |
| PISO 7                       | 6    | EX 5%          | 5.42 | 0.52 | 5.44              | 29.95           | 3.26                | 7              | cumple                         |
| PISO 6                       | 6    | EX 5%          | 4.83 | 0.46 | 4.85              | 26.69           | 3.93                | 7              | cumple                         |
| PISO 5                       | 6    | EX 5%          | 4.12 | 0.38 | 4.14              | 22.76           | 4.53                | 7              | cumple                         |
| PISO 4                       | 6    | EX 5%          | 3.30 | 0.30 | 3.31              | 18.22           | 4.86                | 7              | cumple                         |
| PISO 3                       | 6    | EX 5%          | 2.42 | 0.22 | 2.43              | 13.36           | 4.86                | 7              | cumple                         |
| PISO 2                       | 6    | EX 5%          | 1.54 | 0.14 | 1.55              | 8.50            | 4.36                | 7              | cumple                         |
| PISO 1                       | 6    | EX 5%          | 0.75 | 0.07 | 0.75              | 4.14            | 4.14                | 12             | cumple                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelástico Y |       |                |      |      |                   |                 |                     |                |                                |
|------------------------------|-------|----------------|------|------|-------------------|-----------------|---------------------|----------------|--------------------------------|
| Pisos                        | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta_{elast.}$ | $\delta_{amp.}$ | $\delta_{inelast.}$ | $\delta_{max}$ | Revisión $\delta_i < \delta_a$ |
|                              |       |                | cm   | cm   | cm                | cm              | cm                  | cm             |                                |
| PISO 8                       | 1     | EY 5%          | 1.44 | 5.92 | 6.09              | 33.51           | 2.33                | 7              | cumple                         |
| PISO 7                       | 1     | EY 5%          | 1.33 | 5.51 | 5.67              | 31.18           | 3.12                | 7              | cumple                         |
| PISO 6                       | 1     | EY 5%          | 1.19 | 4.96 | 5.10              | 28.05           | 3.90                | 7              | cumple                         |
| PISO 5                       | 1     | EY 5%          | 1.03 | 4.27 | 4.39              | 24.16           | 4.54                | 7              | cumple                         |
| PISO 4                       | 1     | EY 5%          | 0.83 | 3.47 | 3.57              | 19.62           | 5.03                | 7              | cumple                         |
| PISO 3                       | 1     | EY 5%          | 0.62 | 2.58 | 2.65              | 14.59           | 5.20                | 7              | cumple                         |
| PISO 2                       | 1     | EY 5%          | 0.40 | 1.66 | 1.71              | 9.39            | 4.70                | 7              | cumple                         |
| PISO 1                       | 1     | EY 5%          | 0.20 | 0.83 | 0.85              | 4.70            | 4.70                | 12             | cumple                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS, 2015

| Derivas inelásticas X |      |                      |                   |                   |                  |                   |               |                                    |
|-----------------------|------|----------------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|------------------------------------|
| Pisos                 | Nudo | Combinación de carga | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión $\Delta_i < \Delta_{max}$ |
|                       |      |                      | %                 | %                 | %                | %                 | %             |                                    |
| PISO 8                | 6    | Espectro X 5%        | 0.14%             | 0.02%             | 0.14%            | 0.87%             | 2%            | cumple                             |
| PISO 7                | 6    | Espectro X 5%        | 0.18%             | 0.02%             | 0.18%            | 1.08%             | 2%            | cumple                             |

|        |   |               |       |       |       |       |    |        |
|--------|---|---------------|-------|-------|-------|-------|----|--------|
| PISO 6 | 6 | Espectro X 5% | 0.21% | 0.02% | 0.21% | 1.28% | 2% | cumple |
| PISO 5 | 6 | Espectro X 5% | 0.24% | 0.02% | 0.24% | 1.45% | 2% | cumple |
| PISO 4 | 6 | Espectro X 5% | 0.25% | 0.02% | 0.26% | 1.54% | 2% | cumple |
| PISO 3 | 6 | Espectro X 5% | 0.25% | 0.02% | 0.25% | 1.52% | 2% | cumple |
| PISO 2 | 6 | Espectro X 5% | 0.23% | 0.02% | 0.23% | 1.36% | 2% | cumple |
| PISO 1 | 6 | Espectro X 5% | 0.13% | 0.01% | 0.13% | 0.76% | 2% | cumple |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS, 2015

| Derivas inelásticas Y |      |                |                   |                   |                  |                   |               |                           |
|-----------------------|------|----------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| Pisos                 | Nudo | Comb. de carga | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión                  |
|                       |      |                | %                 | %                 | %                | %                 | %             | $\Delta i < \Delta_{max}$ |
| PISO 8                | 1    | EY 5%          | 0.02%             | 0.13%             | 0.13%            | 0.80%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 7                | 1    | EY 5%          | 0.03%             | 0.17%             | 0.17%            | 1.04%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 6                | 1    | EY 5%          | 0.03%             | 0.21%             | 0.21%            | 1.26%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 5                | 1    | EY 5%          | 0.04%             | 0.24%             | 0.24%            | 1.45%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 4                | 1    | EY 5%          | 0.04%             | 0.26%             | 0.26%            | 1.57%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 3                | 1    | EY 5%          | 0.04%             | 0.26%             | 0.27%            | 1.60%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 2                | 1    | EY 5%          | 0.04%             | 0.24%             | 0.24%            | 1.45%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 1                | 1    | EY 5%          | 0.02%             | 0.14%             | 0.14%            | 0.84%             | 2%            | cumple                    |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.5. Revisión de torsión excesiva (Caso 1).

Para la determinación de la irregularidad por torsión se consideró los nudos 1 y 6 del pórtico del eje A desplazados por la fuerza lateral en dirección X y los nudos 1 y 11 del pórtico del eje 1 desplazados por la fuerza lateral en el eje Y. La revisión se hizo considerando los desplazamientos resultantes elásticos.

Las tablas 15 y 16, muestran los resultados obtenidos del programa Etabs 2016, donde se descartan problemas por torsión excesivas para el modelo matemático del caso 1. Cabe recalcar que la revisión por torsión tipo 1a. se hace con los mismos parámetros tanto para ASCE 7-16 y NEC-SE-DS 2015; y en este caso no es necesario hacer la revisión por torsión extrema tipo 1b considera en las especificaciones ASCE 7-16.

Tabla 15. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X) |       |                |      |      |          |                  |                                   |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta$ | 1.2              | Revisión                          |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm       | $\delta_{prom.}$ | $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
| PISO 8                                          | 1     | EX 5%          | 5.39 | 0.58 | 5.42     | 6.80             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 5.89 | 0.58 | 5.92     |                  |                                   |
| PISO 7                                          | 1     | EX 5%          | 5.00 | 0.52 | 5.03     | 6.28             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 5.42 | 0.52 | 5.44     |                  |                                   |

|        |   |       |      |      |      |      |                         |
|--------|---|-------|------|------|------|------|-------------------------|
| PISO 6 | 1 | EX 5% | 4.48 | 0.46 | 4.50 | 5.61 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 4.83 | 0.46 | 4.85 |      |                         |
| PISO 5 | 1 | EX 5% | 3.85 | 0.38 | 3.87 | 4.80 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 4.12 | 0.38 | 4.14 |      |                         |
| PISO 4 | 1 | EX 5% | 3.11 | 0.30 | 3.12 | 3.86 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 3.30 | 0.30 | 3.31 |      |                         |
| PISO 3 | 1 | EX 5% | 2.30 | 0.22 | 2.31 | 2.84 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 2.42 | 0.22 | 2.43 |      |                         |
| PISO 2 | 1 | EX 5% | 1.48 | 0.14 | 1.49 | 1.82 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 1.54 | 0.14 | 1.55 |      |                         |
| PISO 1 | 1 | EX 5% | 0.73 | 0.07 | 0.73 | 0.89 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 0.75 | 0.07 | 0.75 |      |                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Chequeo por torsión en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (Sentido Y) |       |                |      |      |          |                  |                                   |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta$ | 1.2              | Revisión                          |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm       | $\delta_{prom.}$ | $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
| PISO 8                                          | 1     | EY 5%          | 0.91 | 5.92 | 5.99     | 6.88             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 8                                          | 11    | EY 5%          | 0.91 | 5.40 | 5.48     |                  |                                   |
| PISO 7                                          | 1     | EY 5%          | 0.85 | 5.51 | 5.58     | 6.38             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 7                                          | 11    | EY 5%          | 0.85 | 4.98 | 5.05     |                  |                                   |
| PISO 6                                          | 1     | EY 5%          | 0.76 | 4.96 | 5.02     | 5.71             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 6                                          | 11    | EY 5%          | 0.76 | 4.44 | 4.50     |                  |                                   |
| PISO 5                                          | 1     | EY 5%          | 0.66 | 4.27 | 4.32     | 4.90             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 5                                          | 11    | EY 5%          | 0.66 | 3.79 | 3.85     |                  |                                   |
| PISO 4                                          | 1     | EY 5%          | 0.54 | 3.47 | 3.51     | 3.96             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 4                                          | 11    | EY 5%          | 0.54 | 3.04 | 3.09     |                  |                                   |
| PISO 3                                          | 1     | EY 5%          | 0.40 | 2.58 | 2.61     | 2.93             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 3                                          | 11    | EY 5%          | 0.40 | 2.23 | 2.27     |                  |                                   |
| PISO 2                                          | 1     | EY 5%          | 0.26 | 1.66 | 1.68     | 1.87             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 2                                          | 11    | EY 5%          | 0.26 | 1.42 | 1.44     |                  |                                   |
| PISO 1                                          | 1     | EY 5%          | 0.13 | 0.83 | 0.84     | 0.93             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 1                                          | 11    | EY 5%          | 0.13 | 0.69 | 0.70     |                  |                                   |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.6. Revisión de piso flexible (Caso 1).

Para la revisión de piso flexible se plantean dos casos en cada dirección de análisis, ambos contemplados tanto en las especificaciones ASCE 7-16 y en la norma NEC-15 descritos en la sección 3.1.6 y presentados en las tablas 17 y 18 para la dirección en X y en las tablas 19 y 20 para la dirección en Y. Con estos resultados se determina que no existe piso flexible en planta baja en la

primera revisión con respecto a la planta superior y en la segunda revisión no existe piso flexible respecto al promedio de los 3 pisos superiores.

Tabla 17. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |                |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de carga | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EX 5%          | 60.46    | 13211.66          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EX 5%          | 118.11   | 20578.33          | 9248.16                | No hay piso flexible                                  |
| PISO 6                                        | EX 5%          | 157.62   | 22915.98          | 14404.83               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 5                                        | EX 5%          | 187.60   | 24033.28          | 16041.19               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 4                                        | EX 5%          | 213.82   | 25731.40          | 16823.30               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 3                                        | EX 5%          | 238.96   | 28879.58          | 18011.98               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 2                                        | EX 5%          | 262.05   | 35233.28          | 20215.71               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 1                                        | EX 5%          | 279.74   | 39211.94          | 24663.30               | No hay piso flexible                                  |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |                |          |                   |                         |                                                        |
|----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de carga | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EX 5%          | 60.46    | 13211.66          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 7                                       | EX 5%          | 118.11   | 20578.33          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 6                                       | EX 5%          | 157.62   | 22915.98          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 5                                       | EX 5%          | 187.60   | 24033.28          | 15121.59                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 4                                       | EX 5%          | 213.82   | 25731.40          | 18007.36                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 3                                       | EX 5%          | 238.96   | 28879.58          | 19381.51                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 2                                       | EX 5%          | 262.05   | 35233.28          | 20971.80                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 1                                       | EX 5%          | 279.74   | 39211.94          | 23958.47                | No hay piso flexible                                   |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |                |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de carga | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EY 5%          | 59.85    | 13728.59          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EY 5%          | 117.71   | 20969.24          | 9610.01                | No hay piso flexible                                  |
| PISO 6                                        | EY 5%          | 157.47   | 23054.12          | 14678.47               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 5                                        | EY 5%          | 187.48   | 23895.49          | 16137.88               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 4                                        | EY 5%          | 213.63   | 25264.53          | 16726.84               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 3                                        | EY 5%          | 238.78   | 27752.56          | 17685.17               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 2                                        | EY 5%          | 261.97   | 33725.63          | 19426.79               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 1                                        | EY 5%          | 279.74   | 36794.30          | 23607.94               | No hay piso flexible                                  |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |                |          |                   |                         |                                                        |
|----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de carga | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EY 5%          | 59.85    | 13728.59          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 7                                       | EY 5%          | 117.71   | 20969.24          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 6                                       | EY 5%          | 157.47   | 23054.12          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 5                                       | EY 5%          | 187.48   | 23895.49          | 15400.52                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 4                                       | EY 5%          | 213.63   | 25264.53          | 18111.69                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 3                                       | EY 5%          | 238.78   | 27752.56          | 19257.10                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 2                                       | EY 5%          | 261.97   | 33725.63          | 20510.02                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 1                                       | EY 5%          | 279.74   | 36794.3           | 23131.39                | No hay piso flexible                                   |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.1.7. Índice de estabilidad (Caso 1).

Se determina la carga la carga  $P_x$  a nivel de servicio y las derivas inelásticas ( $\Delta$ ) se calcularon con los desplazamientos resultantes de los nodos del centro de masa. La tabla 21 y 22 muestra que en ningún piso se excede el coeficiente 0.1 permitido por ASCE 7-16 y NEC-15.

Tabla 21. : Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección X |         |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|---------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px      | Vx (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi_i < 0.1$ . |
| PISO 8                            | 492.91  | 60.46    | 2.530         | 0.011    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02 | 118.11   | 3.135         | 0.018    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91 | 157.62   | 3.795         | 0.026    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81 | 187.60   | 4.290         | 0.034    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19 | 213.82   | 4.565         | 0.041    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56 | 238.96   | 4.565         | 0.045    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33 | 262.05   | 4.070         | 0.043    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 1                            | 6226.12 | 279.74   | 3.905         | 0.045    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección Y |         |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|---------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px      | Vx (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi_i < 0.1$ . |
| PISO 8                            | 492.91  | 61.36    | 2.420         | 0.010    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02 | 143.99   | 3.080         | 0.014    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91 | 211.19   | 3.740         | 0.019    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81 | 263.67   | 4.290         | 0.025    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19 | 303.07   | 4.675         | 0.030    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56 | 330.41   | 4.730         | 0.034    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33 | 347.57   | 4.290         | 0.034    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 1                            | 6226.12 | 356.60   | 4.180         | 0.038    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |

Fuente: Elaboración propia

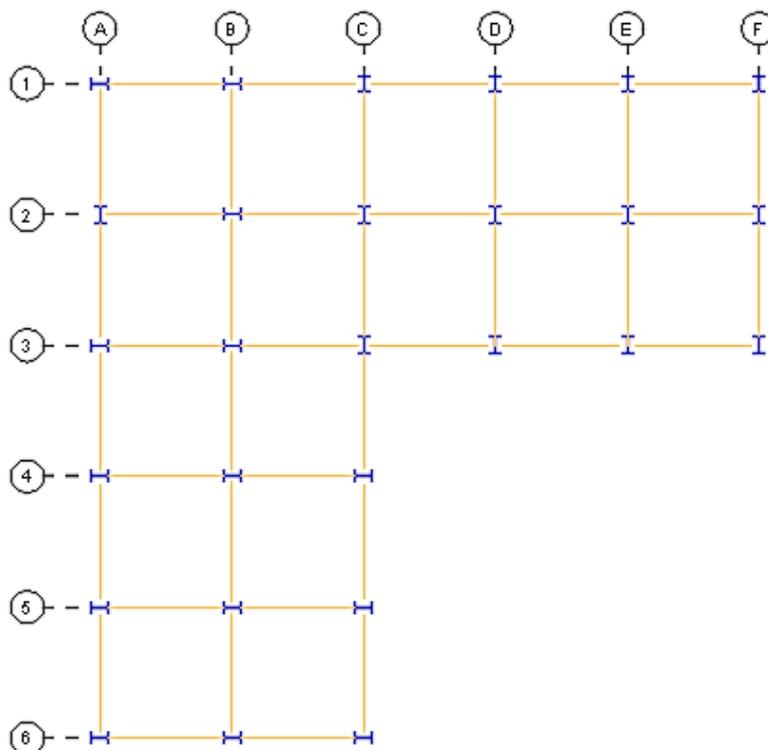
#### 4.2.2 Análisis del edificio con empotramiento perfecto en sus bases, torsión y conexiones semirrígidas, (Caso 2).

Para el caso 2 se procedió a girar los ejes de varias columnas con el fin de desarrollar torsión en el edificio, la nueva implantación se muestra en el gráfico 33. En este modelo se procedió a reducir las rigideces de las vigas principales que se conectan al eje débil de las columnas para establecer conexiones menos rígidas a las del caso 1, ya que dichas conexiones no tienen un patrón de diseño pre-establecidas como las tienen las conexiones precalificadas.

Al igual que en el caso 1, se procedió a determinar la rigidez rotacional de la conexión como se describe en la sección 2.5 a partir de definir un factor de rigidez en el nodo que permita clasificar a la conexión como semirrígida, también se extrae de las propiedades de la viga el momento de inercia y el módulo de elasticidad del acero. El factor hallado modificará las rigideces de las conexiones en el modelo matemático.

| Parámetro de rigidez (m) | Momento de inercia ( $I_x$ ) | Módulo de elasticidad ( $E_{ac}$ ) | Longitud de la viga (L) | Rigidez rotacional (K) |
|--------------------------|------------------------------|------------------------------------|-------------------------|------------------------|
|                          | m <sup>4</sup>               | Ton/m <sup>2</sup>                 | m                       | Ton.m /rad             |
| 0.5                      | 0.015942                     | 21000000                           | 8                       | 20923.875              |

Gráfico 33: Vista en planta y orientación de las columnas Caso 2



Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.1. Análisis modal y cálculo del cortante basal (Caso 2).

Debido a la reorientación de algunas columnas y los cambios de rigideces en varios nodos, el modelo matemático presento un nuevo periodo fundamental de vibración igual a 1.8 segundo. Se observa en la tabla 24 que existe masa participativa significativa en todas las direcciones de análisis por lo que existe participación de otros modos distintos al fundamental. Nuevamente se procede a calcular el cortante basal estático y la distribución de las fuerzas laterales que se muestran en la tabla 23.

Tabla 23. Distribución de la fuerza lateral, caso 2.

| DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO, CASO 2 |          |                           |                     |                                                  |                  |             |                  |
|--------------------------------------------------|----------|---------------------------|---------------------|--------------------------------------------------|------------------|-------------|------------------|
| Piso                                             | Wx (ton) | Hx (m)                    | Wx* Hx <sup>k</sup> | Wx* Hx <sup>k</sup> /<br>Σ(Wx* Hx <sup>k</sup> ) | Fx = Fi<br>(ton) | Vx<br>(ton) | 0.3* Fx<br>(Ton) |
| 8                                                | 439.15   | 30.5                      | 123511.60           | 0.202                                            | 49.035           | 49.04       | 14.71            |
| 7                                                | 615.79   | 27                        | 141639.03           | 0.231                                            | 56.232           | 105.27      | 16.87            |
| 6                                                | 620.58   | 23.5                      | 113516.42           | 0.185                                            | 45.067           | 150.33      | 13.52            |
| 5                                                | 620.58   | 20                        | 86995.39            | 0.142                                            | 34.538           | 184.87      | 10.36            |
| 4                                                | 627.06   | 16.5                      | 63996.39            | 0.105                                            | 25.407           | 210.28      | 7.62             |
| 3                                                | 627.06   | 13                        | 43183.07            | 0.071                                            | 17.144           | 227.42      | 5.14             |
| 2                                                | 639.45   | 9.5                       | 26245.25            | 0.043                                            | 10.420           | 237.84      | 3.13             |
| 1                                                | 692.46   | 6                         | 13315.18            | 0.022                                            | 5.286            | 243.13      | 1.59             |
| Σ W=                                             | 4882.126 | Σ(Wx* Hx <sup>k</sup> ) = | 612402.32           |                                                  |                  |             |                  |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24. Periodo y participación de masa, caso 2

| ANÁLISIS MODAL |      |                   |        |        |        |        |        |        |
|----------------|------|-------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Caso           | Modo | Periodo<br>(seg.) | UX     | UY     | RZ     | Sum UX | Sum UY | Sum RZ |
| Modal          | 1    | 1.80              | 37.32% | 22.91% | 20.12% | 37.32% | 22.91% | 20.12% |
| Modal          | 2    | 1.565             | 32.14% | 46.05% | 0.24%  | 69.46% | 68.96% | 20.37% |
| Modal          | 3    | 1.208             | 9.44%  | 9.73%  | 57.63% | 78.90% | 78.69% | 78.00% |
| Modal          | 4    | 0.512             | 5.63%  | 3.54%  | 3.06%  | 84.53% | 82.23% | 81.06% |
| Modal          | 5    | 0.429             | 5.60%  | 7.79%  | 0.04%  | 90.13% | 90.02% | 81.10% |
| Modal          | 6    | 0.32              | 1.89%  | 1.92%  | 10.69% | 92.02% | 91.95% | 91.79% |
| Modal          | 7    | 0.245             | 2.05%  | 1.32%  | 1.14%  | 94.07% | 93.26% | 92.93% |
| Modal          | 8    | 0.196             | 2.08%  | 2.86%  | 0.01%  | 96.15% | 96.12% | 92.94% |
| Modal          | 9    | 0.142             | 0.11%  | 0.17%  | 4.24%  | 96.26% | 96.29% | 97.17% |
| Modal          | 10   | 0.141             | 1.43%  | 1.08%  | 0.10%  | 97.69% | 97.37% | 97.27% |
| Modal          | 11   | 0.111             | 0.83%  | 1.14%  | 0.00%  | 98.52% | 98.51% | 97.28% |
| Modal          | 12   | 0.093             | 0.31%  | 0.20%  | 0.22%  | 98.83% | 98.71% | 97.49% |
| Modal          | 13   | 0.079             | 0.30%  | 0.30%  | 1.49%  | 99.13% | 99.01% | 98.98% |
| Modal          | 14   | 0.072             | 0.33%  | 0.45%  | 0.00%  | 99.46% | 99.46% | 98.99% |
| Modal          | 15   | 0.067             | 0.12%  | 0.08%  | 0.08%  | 99.58% | 99.53% | 99.06% |
| Modal          | 16   | 0.053             | 0.04%  | 0.03%  | 0.03%  | 99.62% | 99.56% | 99.09% |
| Modal          | 17   | 0.052             | 0.12%  | 0.16%  | 0.00%  | 99.74% | 99.72% | 99.09% |
| Modal          | 18   | 0.051             | 0.12%  | 0.12%  | 0.58%  | 99.86% | 99.84% | 99.67% |
| Modal          | 19   | 0.045             | 0.02%  | 0.01%  | 0.01%  | 99.88% | 99.85% | 99.68% |

|       |    |       |       |       |       |         |         |         |
|-------|----|-------|-------|-------|-------|---------|---------|---------|
| Modal | 20 | 0.041 | 0.04% | 0.06% | 0.00% | 99.92%  | 99.91%  | 99.68%  |
| Modal | 21 | 0.037 | 0.04% | 0.04% | 0.21% | 99.96%  | 99.95%  | 99.89%  |
| Modal | 22 | 0.035 | 0.02% | 0.03% | 0.00% | 99.98%  | 99.98%  | 99.89%  |
| Modal | 23 | 0.029 | 0.01% | 0.01% | 0.07% | 99.99%  | 99.99%  | 99.97%  |
| Modal | 24 | 0.025 | 0.01% | 0.01% | 0.03% | 100.00% | 100.00% | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.2. Corrección del cortante dinámico (caso 2).

Al igual que el caso 1, se procede hacer la corrección del 100% entre el cortante basal estático y el dinámico. Y se muestra el análisis modal y al igual que el caso 1 se logra excitar la masa del edificio al 100% para el caso 2. Además, se evidencia que en los primeros modos de vibración existe masa participativa no solo en una dirección, si no que existen ciertos porcentajes considerables en las otras direcciones. Esto nos indica que en el modelo hemos incorporado torsión y además hemos incrementado el periodo de vibración en el modelo.

Tabla 25. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 2

| CORRECCION DEL CORTANTE BASAL           |                |                |                   |
|-----------------------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| <b>Sismo estático</b>                   |                |                |                   |
| Carga muerta total + 25%Carga viva (W)= |                | 4882.126       | Ton               |
| Constante Basal (V)=                    |                | 0.0497         |                   |
| Fuerza horizontal calculada (Vo)=       |                | 242.64         | Ton               |
| <b>Sismo dinámico</b>                   |                |                |                   |
| <b>Componentes</b>                      | <b>Eje X-X</b> | <b>Eje Y-Y</b> | <b>Resultante</b> |
| Fuerza Dx (F)=                          | 197.1979       | 141.3787       | 242.64 Ton        |
| Fuerza Dy (F)=                          | 136.1011       | 200.8741       | 242.64 Ton        |
| %Sismo (Din./Est.) (ε)=                 | 100%           | 100%           | Ok                |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.3. Centro de masa y centro de rigidez (caso 2).

En la tabla 25 se visualiza que el caso 2 ha desarrollado mayor excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez. Lo que supone que generará una mayor torsión en planta en el edificio.

Tabla 26. Excentricidad inherente, caso 2

| CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ |       |       |       |       |               |         |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|---------------|---------|
| Pisos                    | XCM   | YCM   | XCR   | YCR   | Excentricidad |         |
|                          | m     | m     | m     | m     | XCR (m)       | YCR (m) |
| PISO 1                   | 15.58 | 24.42 | 22.05 | 17.15 | 6.46          | 7.26    |
| PISO 2                   | 15.56 | 24.44 | 21.36 | 17.98 | 5.79          | 6.46    |

|        |       |       |       |       |      |      |
|--------|-------|-------|-------|-------|------|------|
| PISO 3 | 15.56 | 24.44 | 20.74 | 18.72 | 5.18 | 5.72 |
| PISO 4 | 15.56 | 24.44 | 20.17 | 19.40 | 4.61 | 5.04 |
| PISO 5 | 15.55 | 24.45 | 19.64 | 20.03 | 4.09 | 4.42 |
| PISO 6 | 15.55 | 24.45 | 19.15 | 20.61 | 3.60 | 3.83 |
| PISO 7 | 15.55 | 24.45 | 18.69 | 21.16 | 3.15 | 3.29 |
| PISO 8 | 15.54 | 24.45 | 18.31 | 21.61 | 2.77 | 2.84 |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.4. Derivas inelásticas (caso 2).

En el modelo del caso 2, debido a la reducción de rigidez en las conexiones y la nueva orientación de varias columnas perimetrales se obtuvieron nuevas derivas inelásticas que no cumplieron con las derivas límites establecidas en ASCE 7-16 y NEC-15.

En la tabla 26 y 27 se presentan los resultados del nudo 1, ubicado en el pórtico del eje 1, que indican que 3 pisos intermedios tienen el mayor desplazamiento debido al espectro de diseño en sentido X y Y, los mismos que no cumplen con los desplazamientos permisibles según ASCE 7-16. Mientras que en el análisis con NEC-SE-DS 2015, son 5 pisos intermedios que no cumplen con lo establecido, superando en un 25% la deriva permitida.

Tabla 27. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelastico en X |       |                |     |     |                  |                 |                    |                |                                |
|---------------------------------|-------|----------------|-----|-----|------------------|-----------------|--------------------|----------------|--------------------------------|
| Pisos                           | Nudos | Comb. de carga | UX  | UY  | $\delta_{elas.}$ | $\delta_{amp.}$ | $\delta_{inelas.}$ | $\delta_{max}$ | Revisión $\delta_i < \delta_a$ |
|                                 |       |                | cm  | cm  | cm               | cm              | cm                 | cm             |                                |
| PISO 8                          | 1     | EX 5%          | 6.5 | 4.9 | 8.2              | 45.1            | 3.5                | 7              | cumple                         |
| PISO 7                          | 1     | EX 5%          | 6.0 | 4.6 | 7.6              | 41.6            | 4.4                | 7              | cumple                         |
| PISO 6                          | 1     | EX 5%          | 5.4 | 4.1 | 6.8              | 37.2            | 5.3                | 7              | cumple                         |
| PISO 5                          | 1     | EX 5%          | 4.6 | 3.5 | 5.8              | 31.9            | 6.2                | 7              | cumple                         |
| PISO 4                          | 1     | EX 5%          | 3.7 | 2.8 | 4.7              | 25.7            | 6.7                | 7              | cumple                         |
| PISO 3                          | 1     | EX 5%          | 2.8 | 2.1 | 3.5              | 19.0            | 6.8                | 7              | cumple                         |
| PISO 2                          | 1     | EX 5%          | 1.8 | 1.3 | 2.2              | 12.2            | 6.2                | 7              | cumple                         |
| PISO 1                          | 1     | EX 5%          | 0.9 | 0.7 | 1.1              | 6.0             | 6.0                | 12             | cumple                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 28. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelastico en Y |       |                |      |      |            |                 |                    |                |                                |
|---------------------------------|-------|----------------|------|------|------------|-----------------|--------------------|----------------|--------------------------------|
| Pisos                           | Nudos | Combinación de | UX   | UY   | $\delta_e$ | $\delta_{amp.}$ | $\delta_{inelas.}$ | $\delta_{max}$ | Revisión $\delta_i < \delta_a$ |
|                                 |       |                | cm   | cm   | cm         | cm              | cm                 | cm             |                                |
| PISO 8                          | 1     | EY 5%          | 4.35 | 5.93 | 7.35       | 40.43           | 3.19               | 7              | cumple                         |
| PISO 7                          | 1     | EY 5%          | 4.01 | 5.45 | 6.77       | 37.23           | 3.99               | 7              | cumple                         |
| PISO 6                          | 1     | EY 5%          | 3.59 | 4.86 | 6.04       | 33.24           | 4.83               | 7              | cumple                         |

|        |   |       |      |      |      |       |      |    |        |
|--------|---|-------|------|------|------|-------|------|----|--------|
| PISO 5 | 1 | EY 5% | 3.07 | 4.15 | 5.16 | 28.41 | 5.57 | 7  | cumple |
| PISO 4 | 1 | EY 5% | 2.48 | 3.33 | 4.15 | 22.83 | 6.02 | 7  | cumple |
| PISO 3 | 1 | EY 5% | 1.83 | 2.45 | 3.06 | 16.81 | 6.07 | 7  | cumple |
| PISO 2 | 1 | EY 5% | 1.17 | 1.56 | 1.95 | 10.74 | 5.48 | 7  | cumple |
| PISO 1 | 1 | EY 5% | 0.58 | 0.76 | 0.96 | 5.26  | 5.26 | 12 | cumple |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS 2015

| Derivas inelásticas en X |      |                |                   |                   |                  |                   |               |                           |
|--------------------------|------|----------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| Pisos                    | Nudo | Combinación de | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión                  |
|                          |      |                | %                 | %                 | %                | %                 | %             | $\Delta i < \Delta_{max}$ |
| PISO 8                   | 1    | EX 5%          | 0.16%             | 0.12%             | 0.20%            | 1.20%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 7                   | 1    | EX 5%          | 0.20%             | 0.15%             | 0.25%            | 1.50%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 6                   | 1    | EX 5%          | 0.24%             | 0.18%             | 0.30%            | 1.78%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 5                   | 1    | EX 5%          | 0.27%             | 0.20%             | 0.33%            | 2.01%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 4                   | 1    | EX 5%          | 0.28%             | 0.21%             | 0.36%            | 2.14%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 3                   | 1    | EX 5%          | 0.29%             | 0.22%             | 0.36%            | 2.14%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 2                   | 1    | EX 5%          | 0.26%             | 0.19%             | 0.32%            | 1.93%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 1                   | 1    | EX 5%          | 0.15%             | 0.11%             | 0.18%            | 1.09%             | 2%            | cumple                    |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 30. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS 2015

| Derivas inelásticas en Y |      |               |                   |                   |                  |                   |               |                           |
|--------------------------|------|---------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| Pisos                    | Nudo | Comb.de carga | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión                  |
|                          |      |               | %                 | %                 | %                | %                 | %             | $\Delta i < \Delta_{max}$ |
| PISO 8                   | 1    | EY 5%         | 0.11%             | 0.15%             | 0.18%            | 1.10%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 7                   | 1    | EY 5%         | 0.13%             | 0.18%             | 0.23%            | 1.36%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 6                   | 1    | EY 5%         | 0.16%             | 0.22%             | 0.27%            | 1.61%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 5                   | 1    | EY 5%         | 0.18%             | 0.24%             | 0.30%            | 1.81%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 4                   | 1    | EY 5%         | 0.19%             | 0.26%             | 0.32%            | 1.91%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 3                   | 1    | EY 5%         | 0.19%             | 0.26%             | 0.32%            | 1.91%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 2                   | 1    | EY 5%         | 0.17%             | 0.23%             | 0.29%            | 1.71%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 1                   | 1    | EY 5%         | 0.10%             | 0.13%             | 0.16%            | 0.96%             | 2%            | cumple                    |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.5. Revisión de torsión excesiva (caso 2).

Para el caso 2, se eligieron los mismos nodos (1 y 6 para dirección X y 1 y 11 para dirección en Y) que el caso 1, evaluando los desplazamientos debido a la fuerza lateral terminada por el espectro de diseño en cada dirección considerando la torsión accidental del 5%. Los resultados de las tablas 30 y 31, muestran que no se exceden los límites permitido para que exista problemas por torsión excesiva de tipo 1a, pero se observa los desplazamientos máximos de los 5 primeros pisos muestran una mayor aproximación para caer en el rango de torsión excesiva.

Tabla 31. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X) |       |                |      |      |          |                  |                                   |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta$ | 1.2              | Revisión                          |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm       | $\delta_{prom.}$ | $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
| PISO 8                                          | 1     | EX 5%          | 6.54 | 4.94 | 8.19     | 8.84             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 4.30 | 4.94 | 6.55     |                  |                                   |
| PISO 7                                          | 1     | EX 5%          | 6.04 | 4.56 | 7.57     | 8.13             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 3.89 | 4.56 | 5.99     |                  |                                   |
| PISO 6                                          | 1     | EX 5%          | 5.40 | 4.08 | 6.77     | 7.25             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 3.41 | 4.08 | 5.32     |                  |                                   |
| PISO 5                                          | 1     | EX 5%          | 4.63 | 3.50 | 5.80     | 6.19             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 2.86 | 3.50 | 4.52     |                  |                                   |
| PISO 4                                          | 1     | EX 5%          | 3.73 | 2.82 | 4.68     | 4.97             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 2.25 | 2.82 | 3.61     |                  |                                   |
| PISO 3                                          | 1     | EX 5%          | 2.76 | 2.09 | 3.46     | 3.66             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 1.62 | 2.09 | 2.64     |                  |                                   |
| PISO 2                                          | 1     | EX 5%          | 1.77 | 1.34 | 2.22     | 2.33             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 1.00 | 1.34 | 1.67     |                  |                                   |
| PISO 1                                          | 1     | EX 5%          | 0.87 | 0.66 | 1.09     | 1.14             | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 0.48 | 0.66 | 0.81     |                  |                                   |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32. Chequeo por torsión en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (Sentido Y) |       |                |      |      |          |                  |                                   |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|----------|------------------|-----------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | $\delta$ | 1.2              | Revisión                          |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm       | $\delta_{prom.}$ | $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
| PISO 8                                          | 1     | EY 5%          | 4.35 | 5.93 | 7.35     | 8.12             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 8                                          | 11    | EY 5%          | 4.35 | 4.39 | 6.18     |                  |                                   |
| PISO 7                                          | 1     | EY 5%          | 4.01 | 5.45 | 6.77     | 7.45             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 7                                          | 11    | EY 5%          | 4.01 | 3.98 | 5.65     |                  |                                   |
| PISO 6                                          | 1     | EY 5%          | 3.59 | 4.86 | 6.04     | 6.63             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 6                                          | 11    | EY 5%          | 3.59 | 3.49 | 5.01     |                  |                                   |
| PISO 5                                          | 1     | EY 5%          | 3.07 | 4.15 | 5.16     | 5.65             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 5                                          | 11    | EY 5%          | 3.07 | 2.93 | 4.25     |                  |                                   |
| PISO 4                                          | 1     | EY 5%          | 2.48 | 3.33 | 4.15     | 4.52             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 4                                          | 11    | EY 5%          | 2.48 | 2.31 | 3.39     |                  |                                   |
| PISO 3                                          | 1     | EY 5%          | 1.83 | 2.45 | 3.06     | 3.32             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 3                                          | 11    | EY 5%          | 1.83 | 1.66 | 2.47     |                  |                                   |
| PISO 2                                          | 1     | EY 5%          | 1.17 | 1.56 | 1.95     | 2.11             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 2                                          | 11    | EY 5%          | 1.17 | 1.03 | 1.56     |                  |                                   |
| PISO 1                                          | 1     | EY 5%          | 0.58 | 0.76 | 0.96     | 1.03             | No hay Torsión excesiva           |
| PISO 1                                          | 11    | EY 5%          | 0.58 | 0.49 | 0.76     |                  |                                   |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.6. Revisión de piso flexible (caso 2).

Con las especificaciones del ASCE 7-16 y NEC-15 presentadas en las secciones 3.1.3.3 del presente trabajo de titulación, se presentan los resultados para evaluar la existencia de piso flexible en el modelo del caso 2. Terminando que en ningún piso se exceden los parámetros límites.

Para la dirección en X:

Tabla 33. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |          |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EX 5%    | 55.06    | 13525.64          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EX 5%    | 105.76   | 21031.56          | 9467.95                | No hay piso flexible                                  |
| PISO 6                                        | EX 5%    | 137.87   | 23286.59          | 14722.09               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 5                                        | EX 5%    | 160.97   | 24265.03          | 16300.62               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 4                                        | EX 5%    | 182.24   | 26023.41          | 16985.52               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 3                                        | EX 5%    | 203.98   | 29379.51          | 18216.39               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 2                                        | EX 5%    | 225.22   | 36419.23          | 20565.66               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 1                                        | EX 5%    | 242.64   | 41362.17          | 25493.46               | No hay piso flexible                                  |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |          |          |                   |                         |                                                        |
|----------------------------------------------|----------|----------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EX 5%    | 55.06    | 13525.64          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 7                                       | EX 5%    | 105.76   | 21031.56          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 6                                       | EX 5%    | 137.87   | 23286.59          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 5                                       | EX 5%    | 160.97   | 24265.03          | 15425.01                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 4                                       | EX 5%    | 182.24   | 26023.41          | 18288.85                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 3                                       | EX 5%    | 203.98   | 29379.51          | 19620.01                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 2                                       | EX 5%    | 225.22   | 36419.23          | 21244.79                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 1                                       | EX 5%    | 242.64   | 41362.17          | 24485.91                | No hay piso flexible                                   |

Fuente: Elaboración propia

Para la dirección en Y:

Tabla 35. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |          |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EY 5%    | 55.11    | 13904.61          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EY 5%    | 105.59   | 21965.07          | 9733.22                | No hay piso flexible                                  |

|        |       |        |          |          |                      |
|--------|-------|--------|----------|----------|----------------------|
| PISO 6 | EY 5% | 137.83 | 24580.05 | 15375.55 | No hay piso flexible |
| PISO 5 | EY 5% | 161.31 | 25726.43 | 17206.03 | No hay piso flexible |
| PISO 4 | EY 5% | 182.83 | 27657.17 | 18008.50 | No hay piso flexible |
| PISO 3 | EY 5% | 204.63 | 31275.25 | 19360.02 | No hay piso flexible |
| PISO 2 | EY 5% | 225.67 | 38900.68 | 21892.67 | No hay piso flexible |
| PISO 1 | EY 5% | 242.64 | 44248.46 | 27230.47 | No hay piso flexible |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |          |          |                   |                         |                                                     |
|----------------------------------------------|----------|----------|-------------------|-------------------------|-----------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EY 5%    | 55.11    | 13904.6054        | -                       | No Aplica                                           |
| PISO 7                                       | EY 5%    | 105.59   | 21965.0713        | -                       | No Aplica                                           |
| PISO 6                                       | EY 5%    | 137.83   | 24580.0495        | -                       | No Aplica                                           |
| PISO 5                                       | EY 5%    | 161.31   | 25726.4302        | 16119.927               | No hay piso flexible                                |
| PISO 4                                       | EY 5%    | 182.83   | 27657.1685        | 19272.414               | No hay piso flexible                                |
| PISO 3                                       | EY 5%    | 204.63   | 31275.2481        | 20790.306               | No hay piso flexible                                |
| PISO 2                                       | EY 5%    | 225.67   | 38900.6759        | 22575.692               | No hay piso flexible                                |
| PISO 1                                       | EY 5%    | 242.64   | 44248.4581        | 26088.825               | No hay piso flexible                                |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.7. Índice de estabilidad (caso 2).

Para evaluar la estabilidad del modelo del caso 2, se muestran las tablas 36 y 37, se observa que en ningún piso se excede el valor de 0.1, por lo tanto, según ASCE 7-16 y NEC-15 no hay necesidad de considerar los efectos P-DELTA. A pesar de que se cumple con el requisito de estabilidad en el presente trabajo de titulación se evaluará este modelo matemático incorporando los efectos P-delta.

Tabla 37. Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección X |          |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|----------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px (ton) | Vx (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi_i < 0.1$ . |
| PISO 8                            | 492.91   | 55.06    | 2.440         | 0.011    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02  | 105.76   | 3.026         | 0.019    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91  | 137.87   | 3.647         | 0.029    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81  | 160.97   | 4.191         | 0.039    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19  | 182.24   | 4.515         | 0.048    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56  | 203.98   | 4.539         | 0.052    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33  | 225.22   | 4.077         | 0.050    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 1                            | 6226.12  | 242.64   | 3.889         | 0.030    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |

Tabla 38. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección Y |          |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|----------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px (ton) | Vy (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi < 0.1$ .   |
| PISO 8                            | 492.91   | 55.11    | 2.41          | 0.011    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02  | 105.59   | 2.95          | 0.019    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91  | 137.83   | 3.53          | 0.028    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81  | 161.31   | 4.03          | 0.038    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19  | 182.83   | 4.32          | 0.046    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56  | 204.63   | 4.31          | 0.050    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33  | 225.67   | 3.85          | 0.047    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 1                            | 6226.12  | 242.64   | 3.63          | 0.028    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3 Análisis del edificio con empotramiento parcial en sus bases, torsión, piso flexible y conexiones semirrígidas (Caso 3).

El modelo matemático del caso 3 tiene las mismas características que en el caso 2 en cuanto a la orientación de los ejes de las columnas y sus conexiones consideradas flexibles. La única diferencia que existe en el presente caso es la modificación del empotramiento parcial en las bases de las columnas para tener mayor desplazamiento en planta baja y modelar piso flexible con el fin de analizar problemas de estabilidad.

##### 4.2.3.1. Análisis modal y cálculo del cortante basal, (caso 3).

Como se comprobó en el caso 2, a medida que se flexibiliza la estructura, el periodo fundamental aumenta (para este caso  $T=2.78$  segundos), haciendo que la estructura tenga mayores desplazamientos. Por lo tanto, se vuelve a definir el cortante basal estático para este modelo matemático y la distribución de las cargas laterales en cada piso.

Tabla 39. Distribución de las cargas laterales, caso 3

| DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO, CASO 3 |          |                    |                     |                                           |                  |             |                  |
|--------------------------------------------------|----------|--------------------|---------------------|-------------------------------------------|------------------|-------------|------------------|
| Piso                                             | Wx (ton) | Hx (m)             | Wx* Hx <sup>k</sup> | Wx* Hx <sup>k</sup> /<br>$\sum(Wx* Hx^k)$ | Fx = Fi<br>(ton) | Vx<br>(ton) | 0.3* Fx<br>(Ton) |
| 8                                                | 439.15   | 30.5               | 658070.64           | 0.236                                     | 37.150           | 37.15       | 11.14            |
| 7                                                | 615.79   | 27                 | 710944.16           | 0.255                                     | 40.135           | 77.28       | 12.04            |
| 6                                                | 620.58   | 23.5               | 532348.97           | 0.191                                     | 30.053           | 107.34      | 9.02             |
| 5                                                | 620.58   | 20                 | 377007.86           | 0.135                                     | 21.283           | 128.62      | 6.38             |
| 4                                                | 627.06   | 16.5               | 252414.23           | 0.090                                     | 14.249           | 142.87      | 4.27             |
| 3                                                | 627.06   | 13                 | 151561.45           | 0.054                                     | 8.556            | 151.43      | 2.57             |
| 2                                                | 639.45   | 9.5                | 79003.53            | 0.028                                     | 4.460            | 155.89      | 1.34             |
| 1                                                | 692.46   | 6                  | 32007.52            | 0.011                                     | 1.807            | 157.69      | 0.54             |
| $\sum W=$                                        | 4882.126 | $\sum(Wx* Hx^k) =$ | 2793358.36          |                                           |                  |             |                  |

Tabla 40. Periodo y participación de masa, caso 3

| ANÁLISIS MODAL |      |                |        |        |        |         |         |         |
|----------------|------|----------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| Caso           | Modo | Periodo (seg.) | UX     | UY     | RZ     | Sum UX  | Sum UY  | Sum RZ  |
| Modal          | 1    | 2.78           | 44.34% | 26.33% | 21.80% | 44.34%  | 26.33%  | 21.80%  |
| Modal          | 2    | 2.463          | 36.70% | 54.09% | 0.32%  | 81.05%  | 80.41%  | 22.12%  |
| Modal          | 3    | 1.941          | 10.40% | 10.88% | 68.66% | 91.45%  | 91.29%  | 90.79%  |
| Modal          | 4    | 0.642          | 2.49%  | 1.55%  | 1.28%  | 93.94%  | 92.84%  | 92.07%  |
| Modal          | 5    | 0.543          | 2.60%  | 3.64%  | 0.02%  | 96.55%  | 96.48%  | 92.09%  |
| Modal          | 6    | 0.411          | 0.93%  | 0.94%  | 5.23%  | 97.47%  | 97.43%  | 97.32%  |
| Modal          | 7    | 0.28           | 0.67%  | 0.43%  | 0.36%  | 98.14%  | 97.85%  | 97.68%  |
| Modal          | 8    | 0.226          | 0.73%  | 1.00%  | 0.00%  | 98.87%  | 98.85%  | 97.68%  |
| Modal          | 9    | 0.164          | 0.25%  | 0.25%  | 1.44%  | 99.12%  | 99.11%  | 99.12%  |
| Modal          | 10   | 0.153          | 0.24%  | 0.16%  | 0.10%  | 99.36%  | 99.27%  | 99.22%  |
| Modal          | 11   | 0.121          | 0.25%  | 0.34%  | 0.00%  | 99.61%  | 99.60%  | 99.22%  |
| Modal          | 12   | 0.097          | 0.08%  | 0.05%  | 0.06%  | 99.69%  | 99.65%  | 99.28%  |
| Modal          | 13   | 0.086          | 0.09%  | 0.09%  | 0.45%  | 99.78%  | 99.75%  | 99.73%  |
| Modal          | 14   | 0.076          | 0.09%  | 0.12%  | 0.00%  | 99.87%  | 99.86%  | 99.73%  |
| Modal          | 15   | 0.069          | 0.03%  | 0.02%  | 0.02%  | 99.89%  | 99.88%  | 99.75%  |
| Modal          | 16   | 0.054          | 0.03%  | 0.03%  | 0.16%  | 99.92%  | 99.91%  | 99.91%  |
| Modal          | 17   | 0.053          | 0.00%  | 0.01%  | 0.01%  | 99.93%  | 99.93%  | 99.92%  |
| Modal          | 18   | 0.053          | 0.04%  | 0.03%  | 0.00%  | 99.97%  | 99.96%  | 99.92%  |
| Modal          | 19   | 0.045          | 0.00%  | 0.00%  | 0.00%  | 99.97%  | 99.96%  | 99.92%  |
| Modal          | 20   | 0.042          | 0.01%  | 0.01%  | 0.00%  | 99.98%  | 99.98%  | 99.92%  |
| Modal          | 21   | 0.038          | 0.01%  | 0.01%  | 0.05%  | 99.99%  | 99.99%  | 99.97%  |
| Modal          | 22   | 0.035          | 0.00%  | 0.01%  | 0.00%  | 99.99%  | 99.99%  | 99.97%  |
| Modal          | 23   | 0.03           | 0.00%  | 0.00%  | 0.02%  | 100.00% | 100.00% | 99.99%  |
| Modal          | 24   | 0.025          | 0.00%  | 0.00%  | 0.01%  | 100.00% | 100.00% | 100.00% |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.2. Corrección del cortante dinámico (caso 3).

Debido a que la estructura se hizo más flexible en planta baja, se modificó el periodo de la estructura. Por tanto, se hace una nueva corrección del cortante basal estático y dinámico al 100%.

Tabla 41. Corrección del cortante basal estático y dinámico, caso 3

| CORRECCION DEL CORTANTE BASAL            |                |                |                   |
|------------------------------------------|----------------|----------------|-------------------|
| <b>Sismo estático</b>                    |                |                |                   |
| Carga muerta total + 25% Carga viva (W)= | 4882.126       | Ton            |                   |
| Constante Basal (V)=                     | 0.0323         |                |                   |
| Fuerza horizontal calculada (Vo)=        | 157.69         | Ton            |                   |
| <b>Sismo dinámico</b>                    |                |                |                   |
| <b>Componentes</b>                       | <b>Eje X-X</b> | <b>Eje Y-Y</b> | <b>Resultante</b> |
| Fuerza Dx (F)=                           | 131.9056       | 86.4102        | 157.69 Ton        |
| Fuerza Dy (F)=                           | 83.2032        | 133.9428       | 157.68 Ton        |
| %Sismo (Din./Est.) (ε)=                  | 100%           | 100%           | Ok                |

#### 4.2.3.3. Centro de masa y centro de rigidez (caso 3).

Tabla 42. Excentricidad inherente, caso 3

| CENTRO DE MASA Y RIGIDEZ |       |       |       |       |                         |         |
|--------------------------|-------|-------|-------|-------|-------------------------|---------|
| Pisos                    | XCM   | YCM   | XCR   | YCR   | Excentricidad inherente |         |
|                          | m     | m     | m     | m     | XCR (m)                 | YCR (m) |
| PISO 1                   | 15.58 | 24.42 | 22.05 | 17.15 | 6.46                    | 7.26    |
| PISO 2                   | 15.56 | 24.44 | 21.36 | 17.98 | 5.79                    | 6.46    |
| PISO 3                   | 15.56 | 24.44 | 20.74 | 18.72 | 5.18                    | 5.72    |
| PISO 4                   | 15.56 | 24.44 | 20.17 | 19.40 | 4.61                    | 5.04    |
| PISO 5                   | 15.55 | 24.45 | 19.64 | 20.03 | 4.09                    | 4.42    |
| PISO 6                   | 15.55 | 24.45 | 19.15 | 20.61 | 3.60                    | 3.83    |
| PISO 7                   | 15.55 | 24.45 | 18.69 | 21.16 | 3.15                    | 3.29    |
| PISO 8                   | 15.54 | 24.45 | 18.31 | 21.61 | 2.77                    | 2.84    |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.4. Derivas inelásticas (Caso 3).

Para el modelo matemático del caso 3, se considera el nudo 1 tanto para revisar las derivas inelásticas por la aplicación del espectro en dirección X y Y. Los mayores desplazamientos se presentan en los pisos 1 y 2, debido a que se proyecta una base articulada, que causa el aumento de 2 veces más las derivas inelásticas permitidas por ASCE 7-16 y NEC-15.

Tabla 43. Desplazamientos inelásticos en X, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelastico X |       |                |      |      |        |       |          |    |                  |
|------------------------------|-------|----------------|------|------|--------|-------|----------|----|------------------|
| Pisos                        | Nudos | Combinación de | UX   | UY   | δelas. | δamp. | δinelas. | δa | Revisión δi < δa |
|                              |       |                | cm   | cm   | cm     | cm    | cm       | cm |                  |
| PISO 8                       | 1     | EX 5%          | 8.88 | 6.30 | 10.89  | 59.88 | 2.39     | 7  | cumple           |
| PISO 7                       | 1     | EX 5%          | 8.53 | 6.04 | 10.45  | 57.49 | 3.12     | 7  | cumple           |
| PISO 6                       | 1     | EX 5%          | 8.07 | 5.71 | 9.88   | 54.37 | 4.06     | 7  | cumple           |
| PISO 5                       | 1     | EX 5%          | 7.46 | 5.29 | 9.15   | 50.31 | 5.17     | 7  | cumple           |
| PISO 4                       | 1     | EX 5%          | 6.70 | 4.74 | 8.21   | 45.13 | 6.41     | 7  | cumple           |
| PISO 3                       | 1     | EX 5%          | 5.74 | 4.07 | 7.04   | 38.72 | 7.92     | 7  | no cumple        |
| PISO 2                       | 1     | EX 5%          | 4.57 | 3.24 | 5.60   | 30.81 | 9.58     | 7  | no cumple        |
| PISO 1                       | 1     | EX 5%          | 3.15 | 2.24 | 3.86   | 21.23 | 21.23    | 12 | no cumple        |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44. Desplazamientos inelásticos en Y, según ASCE 7-16

| Desplazamientos Inelastico Y |       |                |      |      |        |       |          |    |                  |
|------------------------------|-------|----------------|------|------|--------|-------|----------|----|------------------|
| Pisos                        | Nudos | Combinación de | UX   | UY   | δelas. | δamp. | δinelas. | δa | Revisión δi < δa |
|                              |       |                | cm   | cm   | cm     | cm    | cm       | cm |                  |
| PISO 8                       | 1     | EY 5%          | 5.52 | 8.11 | 9.81   | 53.96 | 2.25     | 7  | cumple           |
| PISO 7                       | 1     | EY 5%          | 5.30 | 7.77 | 9.40   | 51.72 | 2.90     | 7  | cumple           |
| PISO 6                       | 1     | EY 5%          | 5.01 | 7.33 | 8.87   | 48.81 | 3.74     | 7  | cumple           |
| PISO 5                       | 1     | EY 5%          | 4.63 | 6.76 | 8.19   | 45.07 | 4.73     | 7  | cumple           |
| PISO 4                       | 1     | EY 5%          | 4.15 | 6.05 | 7.34   | 40.34 | 5.82     | 7  | cumple           |
| PISO 3                       | 1     | EY 5%          | 3.56 | 5.17 | 6.28   | 34.52 | 7.14     | 7  | no cumple        |
| PISO 2                       | 1     | EY 5%          | 2.84 | 4.09 | 4.98   | 27.38 | 8.58     | 7  | no cumple        |
| PISO 1                       | 1     | EY 5%          | 1.95 | 2.80 | 3.42   | 18.79 | 18.79    | 12 | no cumple        |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45. Derivas inelásticas en X, según NEC-SE-DS 2015

| Derivas inelásticas en X |      |                |                   |                   |                  |                   |               |                           |
|--------------------------|------|----------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| Pisos                    | Nudo | Comb. de carga | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión                  |
|                          |      |                | %                 | %                 | %                | %                 | %             | $\Delta i < \Delta_{max}$ |
| PISO 8                   | 1    | EX 5%          | 0.18%             | 0.10%             | 0.20%            | 1.23%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 7                   | 1    | EX 5%          | 0.22%             | 0.11%             | 0.25%            | 1.49%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 6                   | 1    | EX 5%          | 0.27%             | 0.13%             | 0.30%            | 1.79%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 5                   | 1    | EX 5%          | 0.32%             | 0.15%             | 0.35%            | 2.12%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 4                   | 1    | EX 5%          | 0.38%             | 0.17%             | 0.41%            | 2.48%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 3                   | 1    | EX 5%          | 0.45%             | 0.20%             | 0.49%            | 2.92%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 2                   | 1    | EX 5%          | 0.52%             | 0.23%             | 0.57%            | 3.41%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 1                   | 1    | EX 5%          | 0.63%             | 0.29%             | 0.70%            | 4.19%             | 2%            | no cumple                 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 46. Derivas inelásticas en Y, según NEC-SE-DS 2015

| Derivas inelásticas en Y |      |                |                   |                   |                  |                   |               |                           |
|--------------------------|------|----------------|-------------------|-------------------|------------------|-------------------|---------------|---------------------------|
| Pisos                    | Nudo | Comb. de carga | $\Delta x$ elast. | $\Delta y$ elast. | $\Delta$ result. | $\Delta$ inelast. | $\Delta$ max. | Revisión                  |
|                          |      |                | %                 | %                 | %                | %                 | %             | $\Delta i < \Delta_{max}$ |
| PISO 8                   | 1    | EY 5%          | 0.09%             | 0.18%             | 0.20%            | 1.21%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 7                   | 1    | EY 5%          | 0.10%             | 0.22%             | 0.24%            | 1.46%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 6                   | 1    | EY 5%          | 0.12%             | 0.26%             | 0.29%            | 1.74%             | 2%            | cumple                    |
| PISO 5                   | 1    | EY 5%          | 0.14%             | 0.31%             | 0.34%            | 2.05%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 4                   | 1    | EY 5%          | 0.15%             | 0.37%             | 0.40%            | 2.39%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 3                   | 1    | EY 5%          | 0.18%             | 0.43%             | 0.47%            | 2.80%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 2                   | 1    | EY 5%          | 0.21%             | 0.50%             | 0.54%            | 3.25%             | 2%            | no cumple                 |
| PISO 1                   | 1    | EY 5%          | 0.27%             | 0.60%             | 0.66%            | 3.94%             | 2%            | no cumple                 |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.5. Revisión de torsión excesiva (Caso 3).

En las tablas 45 y 46 se presentan el análisis por torsión en dirección X y dirección Y respectivamente. Se observa que a pesar que se han aumentado derivas el edificio no presentan problemas por torsión excesiva de tipo 1a. Concluyendo que los elementos estructurales propuestos contrarrestan los efectos de rotación en el edificio.

Tabla 47. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (sentido X) |       |                |      |      |                  |                      |                                   |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|------------------|----------------------|-----------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | Result. $\delta$ | $1.2 \delta_{prom.}$ | Revisión                          |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm               |                      | $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
| PISO 8                                          | 1     | EX 5%          | 8.88 | 6.30 | 10.89            | 11.71                | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 5.90 | 6.30 | 8.63             |                      |                                   |
| PISO 7                                          | 1     | EX 5%          | 8.53 | 6.04 | 10.45            | 11.21                | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 5.59 | 6.04 | 8.23             |                      |                                   |
| PISO 6                                          | 1     | EX 5%          | 8.07 | 5.71 | 9.88             | 10.57                | No hay Torsión excesiva           |
|                                                 | 6     | EX 5%          | 5.21 | 5.71 | 7.73             |                      |                                   |

|        |   |       |      |      |      |      |                         |
|--------|---|-------|------|------|------|------|-------------------------|
| PISO 5 | 1 | EX 5% | 7.46 | 5.29 | 9.15 | 9.75 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 4.74 | 5.29 | 7.10 |      |                         |
| PISO 4 | 1 | EX 5% | 6.70 | 4.74 | 8.21 | 8.72 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 4.18 | 4.74 | 6.32 |      |                         |
| PISO 3 | 1 | EX 5% | 5.74 | 4.07 | 7.04 | 7.45 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 3.51 | 4.07 | 5.38 |      |                         |
| PISO 2 | 1 | EX 5% | 4.57 | 3.24 | 5.60 | 5.90 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 2.73 | 3.24 | 4.24 |      |                         |
| PISO 1 | 1 | EX 5% | 3.15 | 2.24 | 3.86 | 4.05 | No hay Torsión excesiva |
|        | 6 | EX 5% | 1.83 | 2.24 | 2.89 |      |                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48. Chequeo por torsión en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Revisión de Irregularidad Torsional (Sentido Y) |       |                |      |      |                  |                      |                                            |
|-------------------------------------------------|-------|----------------|------|------|------------------|----------------------|--------------------------------------------|
| Pisos                                           | Nudos | Comb. de carga | UX   | UY   | Result. $\delta$ | $1.2 \delta_{prom.}$ | Revisión $\delta_{max} < 1.2\delta_{prom}$ |
|                                                 |       |                | cm   | cm   | cm               |                      |                                            |
| PISO 8                                          | 1     | EY 5%          | 5.52 | 8.11 | 9.81             | 10.78                | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 8                                          | 11    | EY 5%          | 5.52 | 6.01 | 8.16             |                      |                                            |
| PISO 7                                          | 1     | EY 5%          | 5.30 | 7.77 | 9.40             | 10.31                | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 7                                          | 11    | EY 5%          | 5.30 | 5.69 | 7.78             |                      |                                            |
| PISO 6                                          | 1     | EY 5%          | 5.01 | 7.33 | 8.87             | 9.70                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 6                                          | 11    | EY 5%          | 5.01 | 5.31 | 7.30             |                      |                                            |
| PISO 5                                          | 1     | EY 5%          | 4.63 | 6.76 | 8.19             | 8.93                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 5                                          | 11    | EY 5%          | 4.63 | 4.84 | 6.70             |                      |                                            |
| PISO 4                                          | 1     | EY 5%          | 4.15 | 6.05 | 7.34             | 7.97                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 4                                          | 11    | EY 5%          | 4.15 | 4.27 | 5.95             |                      |                                            |
| PISO 3                                          | 1     | EY 5%          | 3.56 | 5.17 | 6.28             | 6.80                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 3                                          | 11    | EY 5%          | 3.56 | 3.59 | 5.06             |                      |                                            |
| PISO 2                                          | 1     | EY 5%          | 2.84 | 4.09 | 4.98             | 5.37                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 2                                          | 11    | EY 5%          | 2.84 | 2.79 | 3.98             |                      |                                            |
| PISO 1                                          | 1     | EY 5%          | 1.95 | 2.80 | 3.42             | 3.67                 | No hay Torsión excesiva                    |
| PISO 1                                          | 11    | EY 5%          | 1.95 | 1.87 | 2.71             |                      |                                            |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.5 Revisión de piso flexible (Caso 3)

Debido a que las bases de las columnas se modelan articuladas, para el caso 3 se presentan irregularidad por piso flexible en planta baja, evaluadas para las dos revisiones establecidas en la sección 3.1.3.3 del presente trabajo de titulación. Se observa que en peores condiciones (conexiones flexibles y fallo en la cimentación de las columnas) el edificio tiende a reducir la rigidez en las columnas. Los resultados se presentan a continuación.

Tabla 49. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |                |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de carga | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EX 5%          | 32.58    | 11093.73          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EX 5%          | 65.54    | 17618.06          | 7765.61                | No hay piso flexible                                  |
| PISO 6                                        | EX 5%          | 87.98    | 18944.30          | 12332.64               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 5                                        | EX 5%          | 103.89   | 18236.21          | 13261.01               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 4                                        | EX 5%          | 116.90   | 17033.25          | 12765.35               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 3                                        | EX 5%          | 129.72   | 15648.26          | 11923.27               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 2                                        | EX 5%          | 143.51   | 14541.68          | 10953.78               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 1                                        | EX 5%          | 157.69   | 7398.09           | 10179.18               | Piso flexible                                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50. Chequeo por piso flexible en dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección X) |                |          |                   |                         |                                                        |
|----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de carga | Vx (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EX 5%          | 32.58    | 11093.73          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 7                                       | EX 5%          | 65.54    | 17618.06          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 6                                       | EX 5%          | 87.98    | 18944.30          | -                       | No Aplica                                              |
| PISO 5                                       | EX 5%          | 103.89   | 18236.21          | 12708.29                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 4                                       | EX 5%          | 116.90   | 17033.25          | 14612.95                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 3                                       | EX 5%          | 129.72   | 15648.26          | 14457.00                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 2                                       | EX 5%          | 143.51   | 14541.68          | 13578.06                | No hay piso flexible                                   |
| PISO 1                                       | EX 5%          | 157.69   | 7398.09           | 12592.85                | Piso flexible                                          |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 1era. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |                |          |                   |                        |                                                       |
|-----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|------------------------|-------------------------------------------------------|
| Pisos                                         | Comb. de carga | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.70 K <sub>sup.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.70 K <sub>sup.</sub> |
| PISO 8                                        | EY 5%          | 32.77    | 11039.34          | -                      | No Aplica                                             |
| PISO 7                                        | EY 5%          | 65.70    | 17823.68          | 7727.54                | No hay piso flexible                                  |
| PISO 6                                        | EY 5%          | 88.08    | 19380.08          | 12476.58               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 5                                        | EY 5%          | 103.93   | 18792.18          | 13566.06               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 4                                        | EY 5%          | 116.91   | 17677.95          | 13154.53               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 3                                        | EY 5%          | 129.73   | 16458.73          | 12374.56               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 2                                        | EY 5%          | 143.56   | 15434.96          | 11521.11               | No hay piso flexible                                  |
| PISO 1                                        | EY 5%          | 157.68   | 7859.11           | 10804.47               | Piso flexible                                         |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52. Chequeo por piso flexible en dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| 2da. Revisión de Piso Flexible (Dirección Y) |                |          |                   |                         |                                                        |
|----------------------------------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------|--------------------------------------------------------|
| Pisos                                        | Comb. de carga | Vy (ton) | Rigidez K (ton/m) | 0.80 K <sub>prom.</sub> | Revisión<br>K <sub>inf.</sub> >0.80 K <sub>prom.</sub> |
| PISO 8                                       | EY 5%          | 32.77    | 11039.34          | -                       | No Aplica                                              |

|        |       |        |          |           |                      |
|--------|-------|--------|----------|-----------|----------------------|
| PISO 7 | EY 5% | 65.70  | 17823.68 | -         | No Aplica            |
| PISO 6 | EY 5% | 88.08  | 19380.08 | -         | No Aplica            |
| PISO 5 | EY 5% | 103.93 | 18792.18 | 12864.828 | No hay piso flexible |
| PISO 4 | EY 5% | 116.91 | 17677.95 | 14932.253 | No hay piso flexible |
| PISO 3 | EY 5% | 129.73 | 16458.73 | 14893.390 | No hay piso flexible |
| PISO 2 | EY 5% | 143.56 | 15434.96 | 14114.363 | No hay piso flexible |
| PISO 1 | EY 5% | 157.68 | 7859.11  | 13219.103 | Piso flexible        |

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.6. Índice de estabilidad (Caso 3).

En el caso 3 se concluye que el índice de estabilidad tanto para ASCE 7-16 ( $\Phi_{\max}=0.25$ ) y NEC-15 ( $\Phi_{\max}=0.3$ ) es superada en planta baja, por lo tanto, la estructura es potencialmente inestable y colapsaría debido a la condición de modelar columnas articuladas en sus bases.

Tabla 53. Índice de estabilidad dirección X, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección X |         |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|---------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px      | Vx (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi_i < 0.1$ . |
| PISO 8                            | 492.91  | 32.58    | 1.74          | 0.014    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02 | 65.54    | 2.23          | 0.023    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91 | 87.98    | 2.86          | 0.035    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81 | 103.89   | 3.61          | 0.052    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19 | 116.90   | 4.44          | 0.073    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56 | 129.72   | 5.42          | 0.098    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33 | 143.51   | 6.49          | 0.126    | 0.1          | Considerar P- $\Delta$    |
| PISO 1                            | 6226.12 | 157.69   | 14.07         | 0.168    | 0.1          | Considerar P- $\Delta$    |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 54. Índice de estabilidad dirección Y, según ASCE 7-16 y NEC-15

| Índice de Estabilidad Dirección Y |         |          |               |          |              |                           |
|-----------------------------------|---------|----------|---------------|----------|--------------|---------------------------|
| Pisos                             | Px      | Vy (ton) | $\Delta$ (cm) | $\Phi_i$ | $\Phi < 0.1$ | Revisión $\Phi_i < 0.1$ . |
| PISO 8                            | 492.91  | 32.77    | 1.74          | 0.014    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 7                            | 1293.02 | 65.70    | 2.20          | 0.022    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 6                            | 2097.91 | 88.08    | 2.79          | 0.035    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 5                            | 2902.81 | 103.93   | 3.50          | 0.051    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 4                            | 3714.19 | 116.91   | 4.28          | 0.071    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 3                            | 4525.56 | 129.73   | 5.19          | 0.094    | 0.1          | No considerar P- $\Delta$ |
| PISO 2                            | 5349.33 | 143.56   | 6.18          | 0.120    | 0.1          | Considerar P- $\Delta$    |
| PISO 1                            | 6226.12 | 157.68   | 13.22         | 0.158    | 0.1          | Considerar P- $\Delta$    |

Fuente: Elaboración propia

### 4.3. Análisis de Segundo Orden por el método de primer orden Amplificado.

#### 4.3.1 Casos de Análisis.

En esta sección se evalúan dos casos, el primer donde no hay problemas de estabilidad y el segundo caso donde existe problemas de estabilidad, con el fin de comparar las demandas de resistencia por efectos segundo orden. Estos casos se nombran a continuación:

Caso 2: Edificio con empotramiento perfecto y conexiones semirrígidas.

Caso 3: Edificio con empotramiento parcial, con torsión, piso flexible y conexiones semirrígidas.

#### 4.3.2 Cargas nocionales.

Para que se aplique el método de análisis de primer orden, B2 debe ser menor o igual a 1.5 y  $\alpha Pr$  debe ser menor o igual a 0.5Py para todos los miembros cuyas rigideces a la flexión contribuyen a la estabilidad lateral. El factor de longitud efectiva puede tomarse igual a 1.0 en este método. Para el cálculo de la carga lateral nocional adicional, se selecciona la deriva elástica más desfavorable calculada a nivel de combinaciones LRFD, mostradas a continuación:

Tabla 55. Combinaciones de carga

| Combinaciones de carga LRFD |                                |
|-----------------------------|--------------------------------|
| Comb. 1                     | 1.4 D + Ni (x-y)               |
| Comb. 2                     | 1.2 D + 1.6 L + Ni (x-y)       |
| Comb. 3                     | 1.2 D + 1L + 1Ex + 0.3Ey + Nix |
| Comb. 4                     | 1.2 D + 1L - 1Ex + 0.3Ey - Nix |
| Comb. 5                     | 1.2 D + 1L + 1Ey + 0.3Ex + Niy |
| Comb. 6                     | 1.2 D + 1L - 1Ey + 0.3Ex - Niy |
| Comb. 7                     | 0.9 D + 1Ex + 0.3Ey + Nix      |
| Comb. 8                     | 0.9 D - 1Ex + 0.3Ey - Nix      |
| Comb. 9                     | 0.9 D + 1Ey + 0.3Ex + Niy      |
| Comb. 10                    | 0.9 D - 1Ey + 0.3Ex - Niy      |

Fuente: Datos extraída de NEC-15

Luego, con la ecuación 3-8 se halla el factor para la carga nocional:

Para el eje X, con la combinación más desfavorable  $1.2D+1L+1E_x+0.3E_y$ :

$$Ni = 2,1\alpha(\Delta/L)Yi \geq 0,0042 Yi$$

$$Ni = 2,1(1)(14.1/3500)Yi \geq 0,0042 Yi$$

$$Ni = 0.0048 Yi \geq 0,0042 Yi \text{ (OK.)}$$

Para el eje Y, con la combinación más desfavorable  $1.2D+1L+1E_x+0.3E_y$ :

$$N_i = 2,1\alpha(\Delta/L)Y_i \geq 0,0042 Y_i$$

$$N_i = 2,1(1)(14.7/3500)Y_i \geq 0,0042 Y_i$$

$$N_i = 0.00504 Y_i \geq 0,0042 Y_i \text{ (OK.)}$$

Con los factores 0.0048 y 0.00504 hallados para cada dirección de análisis se procede a calcular las cargas nocionales en cada dirección en función de las cargas de gravedad que actúan en cada combinación de carga. A continuación, se ilustra el procedimiento para la combinación 5, para el quinto piso, de tal manera que usaremos el peso por carga muerta y carga viva que actúa en ese nivel mostrado en la siguiente tabla:

Tabla 56. Cargas Gravitacionales

| CARGAS DE LA ESTRUCTURA |               |                 |                 |                   |
|-------------------------|---------------|-----------------|-----------------|-------------------|
| Piso                    | C. Viva (Ton) | C. Muerta (Ton) | P. Propio (Ton) | Carga total (Ton) |
| Piso 8                  | 71.68         | 327.68          | 93.55           | 492.91            |
| Piso 7                  | 245.76        | 460.8           | 93.55           | 800.11            |
| Piso 6                  | 245.76        | 460.8           | 98.339          | 804.899           |
| Piso 5                  | 245.76        | 460.8           | 98.339          | 804.899           |
| Piso 4                  | 245.76        | 460.8           | 104.817         | 811.377           |
| Piso 3                  | 245.76        | 460.8           | 104.817         | 811.377           |
| Piso 2                  | 245.76        | 460.8           | 117.21          | 823.77            |
| Piso 1                  | 245.76        | 460.8           | 170.224         | 876.784           |
| TOTAL                   |               |                 |                 | 6226.126          |

Fuente: Elaboración propia

Luego se define la carga de gravedad para la combinación:

$$1.2 D = 1.2 (460.80 + 98.339) = 670.99 \text{ Ton.}$$

$$1 L = 245.76 \text{ Ton.}$$

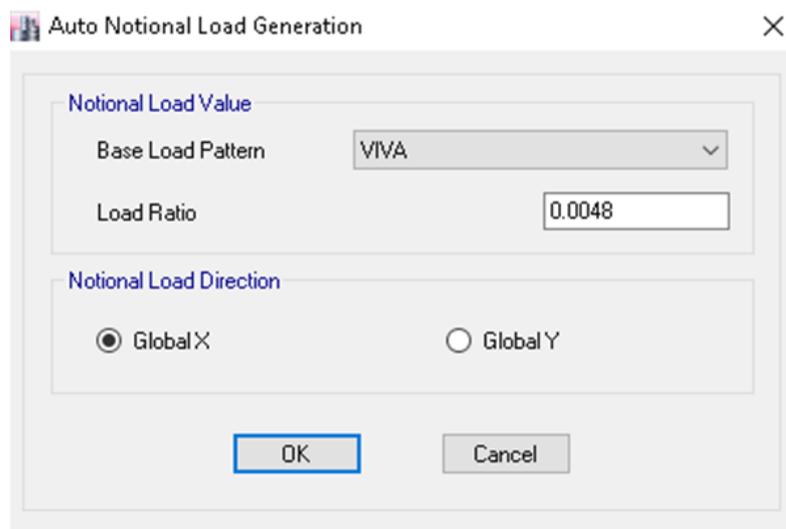
$$N_{iy} = 0.00504 (670.99 + 245.76) = 4 \text{ Ton.}$$

La carga nocional calculada se proyectará en cada dirección ortogonal para combinaciones que solo posean cargas de gravedad y en combinación que contengan carga lateral ( $E_x$  o  $E_y$ ), la carga nocional se aplicara en la dirección de la fuerza lateral (viento o sismo), que cause el mayor el mayor efecto desestabilizador, para el ejemplo anterior, usando la combinación 5, se tiene:  $1.2D+1L+1E_x+0.3E_y+ 4 \text{ ton}$ , en dirección X. Este procedimiento se repite para cada combinación mostrada en la tabla 57.

El software Etabs facilita este procedimiento repetitivo, permitiendo hacer un cálculo automatizado para ellos se deben agregar los factores para hallar las cargas ncionales (0.0048 y 0.00504) en función de cada patrón de carga (gráfico 34 y 35).

Adicionalmente se activa la opción para considerar las cargas por los efectos P-Delta en función de las cargas verticales (cargas de gravedad), y de esta manera hallar las cargas ncionales. El software distribuye internamente esta fuerza en cada dirección para cada combinación de carga y halla los nuevos esfuerzos internos en los elementos estructurales.

Gráfico 34: Factor de carga nccional, dirección X



Auto Notional Load Generation

Notional Load Value

Base Load Pattern: VIVA

Load Ratio: 0.0048

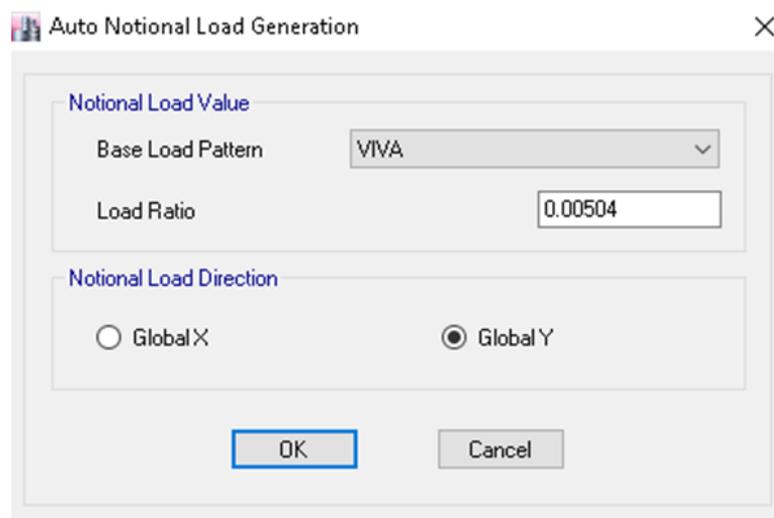
Notional Load Direction

Global X  Global Y

OK Cancel

Fuente: Ventana extraída del programa Etabs 2016

Gráfico 35: Factor de carga nccional, dirección Y



Auto Notional Load Generation

Notional Load Value

Base Load Pattern: VIVA

Load Ratio: 0.00504

Notional Load Direction

Global X  Global Y

OK Cancel

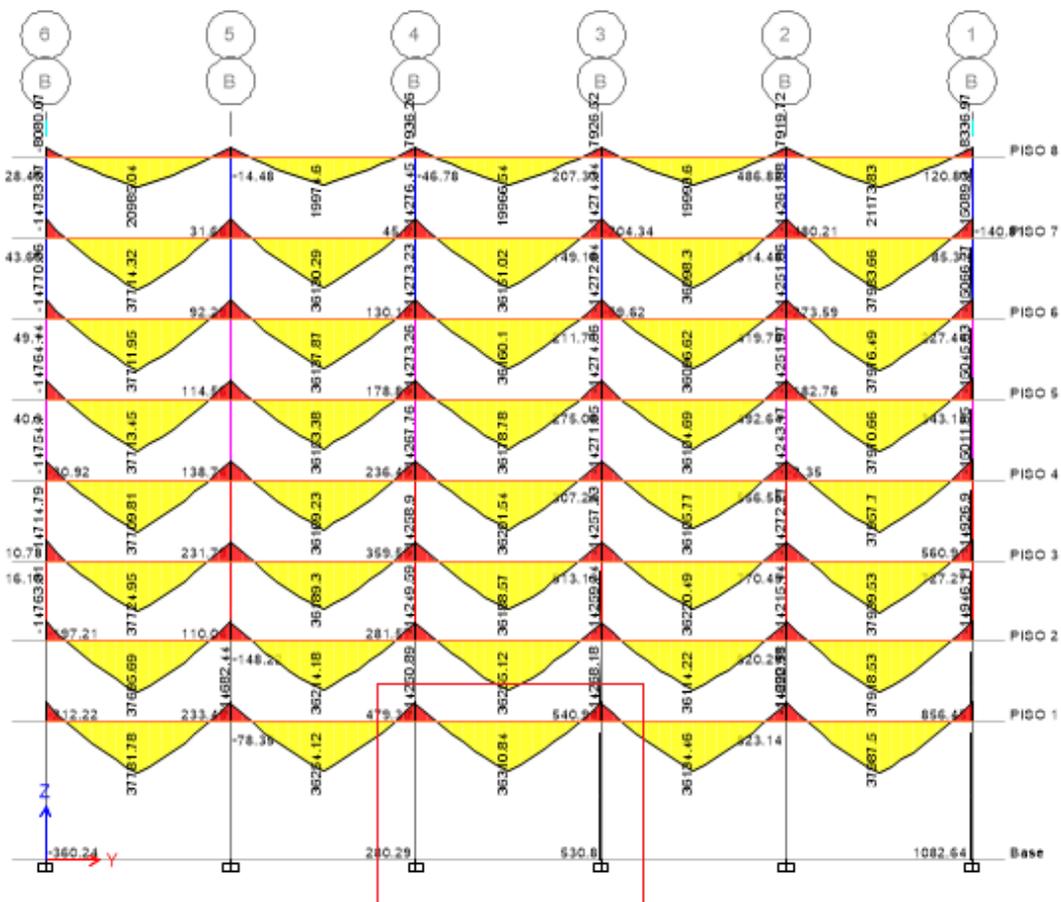
Fuente: Ventana extraída del programa Etabs 2016

### 4.3.3 Análisis de la estructura, caso 2.

Para revisar las demandas requeridas por momentos y fuerza axial en los elementos más críticos de la estructura. Se selecciona las fuerzas internas calculadas en la columna del eje 4 del pórtico B, y la viga ubicada entre los ejes 4 y 3 del primer piso mostrado en el gráfico 36 (son los elementos con los máximos valores). En la tabla 57, se muestra los esfuerzos internos no amplificados para los elementos mencionados anteriormente; y en la tabla 60 se muestran sus esfuerzos internos amplificados por los factores  $B_1$  y  $B_2$  en cada combinación de carga.

Debido a que existe reducción de rigidez en las conexiones, el pórtico crítico tiene mayores demandas por combinaciones para cargas verticales, y la combinación que controla será la combinación  $1,2D+ 1,6L$ .

Gráfico 36: Esfuerzos críticos, pórtico del eje B



Fuente: Vista en elevación extraída del programa Etabs 2016

Tabla 57. Esfuerzos internos no amplificados, caso 2

| Esfuerzos internos no amplificados (VIGA)      |            |            |          |           |           |            |
|------------------------------------------------|------------|------------|----------|-----------|-----------|------------|
| Esfuerzos                                      | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3  | Comb. 4   | Comb. 7   | Comb. 8    |
| Mr (Kg-m)                                      | 14479,89   | 20664,39   | 17569,49 | 17569,49  | 9308,5    | 9308,5     |
| Esfuerzos requeridos no amplificados (COLUMNA) |            |            |          |           |           |            |
| Esfuerzos                                      | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3  | Comb. 4   | Comb. 7   | Comb. 8    |
| Mnt (Kg-m)                                     | 206,08     | 280,29     | 241,42   | 241,42    | 132,48    | 132,48     |
| Mlt (Kg-m)                                     | 0          | 0          | 134556,8 | -134556,8 | 134556,8  | -134556,82 |
| Pnt (Kg)                                       | -363041,86 | -490122,34 | -423018  | -423018,5 | -233384,1 | -233384,05 |
| Plt (Kg)                                       | 0          | 0          | 34,4     | -34,4     | 34,4      | -34,4      |

Fuente: Elaboración propia

Los valores de la tabla 57 calculados para cada combinación de carga incluyendo las cargas nocionales, se deben amplificar por el factor  $B_1$  para los momentos causados por la carga vertical ( $M_{nt}$ ) en las columnas; y por el factor  $B_2$  a todos los momentos y fuerzas axiales causados por la fuerza lateral ( $P_{lt}$  y  $M_{lt}$ ) en los elementos que componen el sistema resistente a cargas laterales, incluyendo vigas, columnas o elementos de arriostramiento.

Cabe recalcar que el valor de  $B_2$  será el mayor valor calculado bajo las combinaciones de carga. Los esfuerzos requeridos ( $P_r$  y  $M_r$ ) para la columna y viga en consideración están tabulados en la tabla 60.

Tabla 58. Factor de amplificación  $B_1$  por P-δ. Caso 2

| FACTOR B1, COLUMNA DEL PRIMER PISO. CASO 2 |       |                    |                 |                 |          |          |
|--------------------------------------------|-------|--------------------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| COMB.                                      | $C_m$ | $\alpha P_r$ (Ton) | $P_{e1x}$ (Ton) | $P_{e1y}$ (Ton) | $B_{1x}$ | $B_{1y}$ |
| Comb. 1                                    | 0.83  | 363041.86          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0000   | 1.0000   |
| Comb. 2                                    | 0.82  | 490122.34          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0000   | 1.0000   |
| Comb. 3                                    | 1.00  | 422984.09          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0046   | 1.0763   |
| Comb. 4                                    | 1.00  | 423052.89          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0046   | 1.0763   |
| Comb. 5                                    | 1.00  | 422978.96          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0046   | 1.0763   |
| Comb. 6                                    | 1.00  | 423058.02          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0046   | 1.0763   |
| Comb. 7                                    | 1.00  | 233349.65          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0025   | 1.0407   |
| Comb. 8                                    | 1.00  | 233418.45          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0025   | 1.0407   |
| Comb. 9                                    | 1.00  | 233344.52          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0025   | 1.0407   |
| Comb. 10                                   | 1.00  | 233423.58          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.0025   | 1.0407   |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59. Factor de amplificación  $B_2$  por P-Δ. Caso 2

| FACTOR B2, PRIMER PISO. CASO 2 |                            |                |       |                |                |                  |        |
|--------------------------------|----------------------------|----------------|-------|----------------|----------------|------------------|--------|
| COMB.                          | $\alpha \sum P_{nt}$ (Ton) | $\sum H$ (Ton) | L (m) | $\Delta H$ (m) | R <sub>M</sub> | $\sum P_e$ (Ton) | $B_2$  |
| Comb. 1                        | 6207.78                    | 190.4          | 6     | 0.00753        | 0.85           | 128919.85        | 1.0506 |
| Comb. 2                        | 8188.15                    | 190.4          | 6     | 0.00753        | 0.85           | 128919.85        | 1.0678 |
| Comb. 3                        | 7112.95                    | 190.4          | 6     | 0.00753        | 0.85           | 128919.85        | 1.0584 |

|          |         |       |   |         |      |           |        |
|----------|---------|-------|---|---------|------|-----------|--------|
| Comb. 4  | 7112.95 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0584 |
| Comb. 5  | 7112.95 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0584 |
| Comb. 6  | 7112.95 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0584 |
| Comb. 7  | 3990.71 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0319 |
| Comb. 8  | 3990.71 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0319 |
| Comb. 9  | 3990.71 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0319 |
| Comb. 10 | 3990.71 | 190.4 | 6 | 0.00753 | 0.85 | 128919.85 | 1.0319 |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60. Esfuerzos requeridos por análisis de segundo orden. Caso 2

| Esfuerzo requeridos amplificados (COLUMNA) |            |            |            |            |            |            |
|--------------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Miembros                                   | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3    | Comb. 4    | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mnt (Kg-m)                                 | 206,08     | 280,29     | 242,54     | 242,54     | 132,82     | 132,82     |
| Mlt (Kg-m)                                 | 0,00       | 0,00       | 143682,61  | -143682,61 | 143682,61  | -143682,61 |
| Mr (Kg-m)                                  | 206,08     | 280,29     | 143925,14  | -143440,07 | 143815,42  | -143549,79 |
| Pnt (Kg)                                   | -363041,86 | -490122,34 | -423018,49 | -423018,49 | -233384,05 | -233384,05 |
| Plt (Kg)                                   | 0,00       | 0,00       | 36,73      | -36,73     | 36,73      | -36,73     |
| Pr (Kg)                                    | -363041,86 | -490122,34 | -422981,76 | -423055,22 | -233347,32 | -233420,78 |
| Esfuerzo requeridos amplificados (VIGA)    |            |            |            |            |            |            |
| Miembros                                   | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3    | Comb. 4    | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mr (Kg-m)                                  | 14479,89   | 20664,39   | 17569,49   | 17569,49   | 9308,5     | 9308,5     |

Fuente: Elaboración propia

Del trabajo de Muñiz y Alarcón, se obtuvieron las resistencias que disponen los elementos seleccionados, como son:

Momento Nominal de la viga W18x55 -  $M_n = 58067.08 \text{ Kg} - \text{m}$ .

Carga Puntual Nominal de la columna W36x527 -  $P_n = 13387811.35 \text{ Kg}$ .

Momento Nominal de la columna W36x527 -  $M_{nx} = 1182079.94 \text{ Kg} - \text{m}$ .

Se puede observar que ningún elemento es excedido por las nuevas demandas y condiciones a la que fue sometida. Se concluye que el diseño por Muñiz y Alarcón es óptimo y pasa sin ningún inconveniente el diseño por estabilidad y los efectos aproximados de segundo orden.

#### 4.3.4 Análisis de la estructura, caso 3.

Para este caso se hace el mismo proceso anterior, calculándose las cargas nomencladas para agregarlas en el sentido más desfavorable para la estabilización de la estructura. Luego se revisan la columna y la viga, los mismos elementos localizados en la misma posición que el caso 2. En la tabla 61 se muestran los resultados de las fuerzas internas obtenidas por el análisis de primer orden para cada combinación.

Tabla 61. Esfuerzos internos no amplificados, caso 3

| Esfuerzos internos no amplificados (VIGA)      |            |           |            |           |            |            |
|------------------------------------------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|------------|
| Esfuerzos                                      | Comb. 1    | Comb. 2   | Comb. 3    | Comb. 4   | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mr (Kg-m)                                      | 13779,78   | 19667,8   | 16731,58   | 16712,02  | 8868,23    | 8848,91    |
| Esfuerzos requeridos no amplificados (COLUMNA) |            |           |            |           |            |            |
| Esfuerzos                                      | Comb. 1    | Comb. 2   | Comb. 3    | Comb. 4   | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mnt (Kg-m)                                     | 1469,63    | 2064,82   | 1762,89    | 1762,89   | 944,77     | 944,77     |
| Mlt (Kg-m)                                     | 0          | 0         | 117979,53  | -117979,5 | 117979,53  | -117979,53 |
| Pnt (Kg)                                       | -352654,21 | -475701,2 | -410666,39 | -410666,4 | -226706,28 | -226706,28 |
| Plt (Kg)                                       | 0          | 0         | 1559,28    | -159,28   | 1559,28    | -159,28    |

Fuente: Elaboración propia

En las siguientes tablas (62 y 63) se muestran los cálculos de los factores  $B_1$  y  $B_2$ . Se observa que no hay mucha diferencia con el caso 2.

Tabla 62. Factor de amplificación  $B_1$  por  $P-\delta$ . Caso 3

| FACTOR $B_1$ , COLUMNA DEL PRIMER PISO. CASO 3 |       |                    |                 |                 |          |          |
|------------------------------------------------|-------|--------------------|-----------------|-----------------|----------|----------|
| COMB.                                          | $C_m$ | $\alpha P_r$ (Ton) | $P_{e1x}$ (Ton) | $P_{e1y}$ (Ton) | $B_{1x}$ | $B_{1y}$ |
| Comb. 1                                        | 0.826 | 352654.21          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.000    | 1.000    |
| Comb. 2                                        | 0.819 | 475701.2           | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.000    | 1.000    |
| Comb. 3                                        | 1.000 | 410507.11          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.004    | 1.074    |
| Comb. 4                                        | 1.000 | 410825.67          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.004    | 1.074    |
| Comb. 5                                        | 1.000 | 410528.23          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.004    | 1.074    |
| Comb. 6                                        | 1.000 | 410804.55          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.004    | 1.074    |
| Comb. 7                                        | 1.000 | 226547             | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.002    | 1.039    |
| Comb. 8                                        | 1.000 | 226865.56          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.002    | 1.040    |
| Comb. 9                                        | 1.000 | 226568.12          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.002    | 1.039    |
| Comb. 10                                       | 1.000 | 226844.44          | 91782815.38     | 5964558.82      | 1.002    | 1.040    |

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63. Factor de amplificación  $B_2$  por  $P-\Delta$ . Caso 3

| COMB.    | $\alpha \sum P_{nt}$ (Ton) | $\sum H$ (Ton) | L (m) | $\Delta_H$ (m) | $R_M$ | $\sum P_e$ (Ton) | $B_2$  |
|----------|----------------------------|----------------|-------|----------------|-------|------------------|--------|
| Comb. 1  | 6207.776                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0573 |
| Comb. 2  | 8188.151                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0770 |
| Comb. 3  | 7112.951                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0662 |
| Comb. 4  | 7112.951                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0662 |
| Comb. 5  | 7112.951                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0662 |
| Comb. 6  | 7112.951                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0662 |
| Comb. 7  | 3990.713                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0361 |
| Comb. 8  | 3990.713                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0361 |
| Comb. 9  | 3990.713                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0361 |
| Comb. 10 | 3990.713                   | 171.85         | 6     | 0.00765        | 0.85  | 114552.50        | 1.0361 |

Fuente: Elaboración propia

Al igual que el caso 2, para este caso no se ven excedidas las demandas disponibles de los elementos, cumpliendo con el diseño por estabilidad y los

efectos de segundo orden. A continuación, se muestra la tabla con los esfuerzos amplificados.

Tabla 64. Esfuerzos requeridos por análisis de segundo orden. Caso 3

| Esfuerzo requeridos amplificados (COLUMNA) |            |            |            |            |            |            |
|--------------------------------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Miembros                                   | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3    | Comb. 4    | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mnt (Kg-m)                                 | 1469.63    | 2064.82    | 1893.19    | 1893.30    | 982.07     | 947.11     |
| Mlt (Kg-m)                                 | 0.00       | 0.00       | 127061.84  | -127061.84 | 127061.84  | -127061.84 |
| Mr (Kg-m)                                  | 1469.63    | 2064.82    | 128955.03  | -125168.55 | 128043.91  | -126114.73 |
| Pnt (Kg)                                   | -352654.21 | -475701.20 | -410666.39 | -410666.39 | -226706.28 | -226706.28 |
| Plt (Kg)                                   | 0.00       | 0.00       | 1679.32    | -171.54    | 1679.32    | -171.54    |
| Pr (Kg)                                    | -352654.21 | -475701.20 | -408987.07 | -410837.93 | -225026.96 | -226877.82 |
| Esfuerzo requeridos amplificados (VIGA)    |            |            |            |            |            |            |
| Miembros                                   | Comb. 1    | Comb. 2    | Comb. 3    | Comb. 4    | Comb. 7    | Comb. 8    |
| Mr (Kg-m)                                  | 13779.78   | 19667.8    | 16731.58   | 16712.02   | 8868.23    | 8848.91    |

Fuente: Elaboración propia

Se recalca que, en este estudio se realizó un análisis racional alternativo (Análisis de primer orden amplificados) para considerar los efectos P-delta sobre los desplazamientos y fuerzas en los elementos estructurales. Es decir, los valores de los esfuerzos internos ya están amplificados por las cargas nocionales y los factores de amplificación  $B_1$  y  $B_2$  para tomar en cuenta los efectos de segundos orden en cada elemento y a nivel global de la estructura ( $P-\delta$  y  $P-\Delta$  respectivamente); y no es necesario ajustar o amplificar estos esfuerzos por el factor  $f_{p-\Delta}$  descrito en ASCE 7-16.

## CAPÍTULO 5

### ANÁLISIS COMPARATIVOS DE LOS RESULTADOS

#### 5.1. Variables para el análisis comparativo de los casos propuestos.

A partir de las condiciones implementadas en cada caso, el análisis lineal de primer orden y el análisis lineal de segundo orden, se procede a interpretar los resultados obtenidos y cuantificar los efectos de inestabilidad en cada escenario descrito en este trabajo de titulación.

Las variables para la comparación de los efectos P-DELTA en el rango lineal se establecen considerando los análisis modales, cortantes basales, derivas máximas, desplazamientos máximos, efectos de irregularidad por torsión, piso flexible e índice de estabilidad.

#### 5.2. Análisis comparativo entre los análisis modales.

Para el caso 1 la estructura muestra en el primer modo un periodo de vibración de  $T=1.5$  segundos, siendo el modo fundamental de traslación en X con un 80% de la masa participativa debido a que las disposiciones de los ejes de las columnas reducen casi en su totalidad los efectos torsionales. No obstante, en el caso 2 se evidencia un aumento en el periodo de vibración a  $T=1.80$  segundos, como consecuencia de flexibilizar las conexiones viga-eje débil de las columnas; y además se evidencia que el modo fundamental de la estructura es rotacional, teniendo en X un 37.32% de la masa participativa y en Y un 22.91%.

El caso 3 posee un periodo fundamental  $T= 2.78$  segundos. Reportando un aumento al 154%  $\left(\frac{2.78}{1.8}\right)$  del periodo vibración con respecto al caso 2 y el 185%  $\left(\frac{2.78}{1.5}\right)$  con respecto al caso 1. Para el caso 3 se articuló la planta baja con el fin de incrementar los desplazamientos en la estructura. El primer modo tiene un comportamiento similar al del caso 2, presentando masa participativa en la dirección X y Y con 44.3% y 54% respectivamente, calificando como un modo rotacional.

### **5.3. Análisis comparativo entre los cortante sísmicos.**

En el análisis lineal se calculó tres cortantes basales distintos para cada caso. Esto debido a que en cada modificación que se les dio a los modelos matemáticos tuvieron nuevos periodos de vibración cada vez más alto. Este incremento en el periodo de vibración hace que una estructura obtenga un cortante sísmico de diseño menor que aquellas estructuras más rígidas.

Para el caso 1 la estructura tiene un cortante basal de 291.95 Ton, mientras que el caso 2 tiene un cortante basal más reducido con respecto al primero de 243.13 Ton, y para el caso 3 la estructura solo tiene un cortante sísmico de 157.69 Ton. Cabe destacar que los cálculos de los cortante basales son para suelos tipo C; y el incremento del corte sísmico (V) no ocurriría de forma tan grande en suelos tipo E o F.

### **5.4. Análisis comparativo entre las derivas inelástica.**

El aumento de la altura en planta baja a 6 metros no evidencia ningún problema en cuanto a las derivas inelásticas para el caso 1, teniendo una deriva máxima de 1.54% en el piso 4 en dirección X. Mientras que caso 2 sobrepasa la deriva permitida con norma NEC-15, presentando una deriva inelástica máxima del 2.14% en el piso 4 en la dirección X. No obstante, con el control de desplazamiento inelásticos de ASCE 7-16 la estructura del caso 2 está en el rango permitido con un desplazamiento máximo de 6.80 cm que es menor al desplazamiento de 7cm permitido.

En el caso 3 las derivas aumentan notablemente, siendo la planta baja la que tiene las derivas inelásticas más crítica con un 4.19% en dirección X superando a la deriva permitida del 2% según norma NEC-15. El caso 3 presenta un exceso de derivas inelásticas en los 5 pisos inferiores, mientras que en el caso 2 solo se evidencio que los pisos intermedios son los que poseen mayores derivas inelásticas.

### **5.5. Análisis comparativo entre las irregularidades por torsión.**

Este tipo de irregularidad no afecta tanto a ninguno de los casos presentados. Para el caso 1 la torsión inherente es casi nula, mientras que para el caso 2 y 3 si existe problemas de torsión, pero ésta no llega al nivel de torsión excesiva.

La torsión al no ser excesiva no tiene influencia sobre los efectos P- $\Delta$ ; pero debido a la rotación del edificio, las columnas tienden a sufrir incrementos del cortante por torsión, que aumentan los esfuerzos requeridos; pero para el caso 2 y 3 no son significativas, dado que el elemento más crítico no está sobre el perímetro del edificio.

#### **5.6. Análisis comparativo entre las irregularidades por piso flexible.**

A pesar que la planta baja tiene el doble de altura que las plantas superiores en el caso 1 y 2 no se presenta una baja rigidez en ese piso. Pero en el caso 3 las columnas están articuladas en sus bases lo que lleva a que la rigidez de la planta baja se reduzca a 7398.09 Ton/m, comparado con la rigidez de ese piso en el caso 1 y 2 de 39211.94 Ton/m. y 41362.17 ton/m respectivamente, existe una reducción del 182% en la dirección X.

Cabe destacar que las rigideces están en función de la relación entre las fuerzas laterales aplicadas en cada piso y los desplazamientos elásticos, destacándose que las fuerzas sísmicas en el caso 3 son menores que las correspondientes para los casos 1 y 2; al igual que las derivas elásticas presentadas en las tablas del análisis lineal de primer orden, en mayor proporción.

#### **5.7. Análisis comparativo entre los índices de estabilidad.**

Para el primer caso los índices de estabilidad están totalmente por debajo del límite permisible  $\theta_i < 0.1$  demostrándose que una estructura bien diseñada está muy lejos de tener efectos de inestabilidad. Mientras que, para el caso 2 donde la estructura tiene conexiones flexibles, el índice de estabilidad tiene un incremento del 20% con respecto al primer caso; estando también en un 50% por debajo del límite permitido para considerar efectos P-delta.

Para el caso 3, la estructura presenta un aumento significativo del índice de estabilidad en los dos primeros pisos, teniendo valores de 0.126 y 0.168 respectivamente. Por lo tanto, resulta que cuando se articulan las columnas en una estructura bien diseñada, se producen grandes desplazamientos y la estructura es gravemente afectada por los efectos P-delta.

### **5.8. Análisis comparativo entre el análisis de segundo orden.**

Para este caso de estudio no se encontró un aumento significativo en las demandas de resistencia de los elementos estructurales al considerar los efectos P-delta mediante el método de análisis de primer orden amplificado. Los casos 2 y 3 fueron analizados bajo este método pudiendo determinar que sus resistencias nominales no fueron excedidas en ninguno de los casos y que los elementos están trabajando en un 50% de sus resistencias disponible, debido a que las columnas se diseñaron fuertes.

# CAPÍTULO 6

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. Conclusiones.

- Del análisis de primer orden se puede concluir que la estructura (caso 2) no tendría problemas de inestabilidad si se le aumenta la altura de su planta baja a 6 metros y se tienen conexiones entre viga-eje débil de la columna que califiquen como semirrígidas. Sin embargo, sus derivas crecerían cerca del 30% comparadas con una estructura que tienen buenas rigideces en sus conexiones (caso 1), excediendo ligeramente los requerimientos de derivas permisibles de NEC-15 en 10%.
- La estructura no requiere considerar los efectos P-delta en los dos primeros casos y si lo requiere en el caso 3 según NEC -15, que no restringe realizar un análisis de segundo orden cuando  $(0.1 < \theta_i > 0.3)$  y establecen que se puede realizar cualquier análisis racional. Mientras que en ASCE 7-16 no permite estructuras que excedan el  $(\theta_i < \theta_{max} = 0.1)$ .
- Nótese que NEC-15 no impone el límite máximo al valor de  $Q_i$ , tal cual se establece para  $Q_i$  en las especificaciones del ASCE 7-16; esto conlleva consecuencias, por ejemplo en ASCE 7-16, si se considera una estructura especial diseñada con  $R=8$ ,  $C_d= 5.5$  y  $\Omega_0= 3$ , que soporta una demanda de ductilidad moderada al sismo de diseño con  $\beta = 0.9$  se obtendría un  $\theta_{max} = 0.1$ , mientras que NEC-15 establece un  $\theta_{max} = 0.3$  en cualquier caso, pudiendo ser limitado en el futuro a  $\theta_{max} = \frac{0.5}{0.9(6)} = 0.11$ .
- Con respecto a la irregularidad por torsión excesiva, es necesario mencionar que la estructura no llega a ese estado a pesar de que se orientó las columnas para crear torsión. Por lo tanto, se concluye que

debido a que la estructura posee elementos bien diseñados, dentro del rango de torsión no excesiva, no hay notables consecuencias sobre los efectos P-delta. Es necesario también aclarar que en estructuras sin volados difícilmente se llegará a tener torsión excesiva.

- Mediante el método de análisis de primer orden amplificado, se incorporó los efectos de segundo orden a través de dos factores de amplificación, con el fin de analizar si las demandas de los elementos estructurales son excedidas. Es así que se comprueba que, a nivel global la estructura no se ve tan afectada por los efectos de segundo orden, y que, si se incorporan estos efectos a través de los factores de amplificación en sus elementos, los esfuerzos finales no son significativamente mayores para las que fueron diseñadas estos elementos en la estructura original, dado que fueron diseñados con sobre-resistencia al 50% de su demanda.

## 6.2. Recomendaciones.

- Es recomendable que los edificios tengan en lo posible configuraciones regulares, tal como las recomiendan las normas de diseño, con el fin de obtener estructuras menos vulnerables a sismos y más económicas.
- Se recomienda que los diseñadores estructurales tengan un conocimiento completo de las posibles condiciones que causen inestabilidad en estructuras, tanto por factores internos como externos al análisis. Y que autoridades públicas tengan más control en la aprobación de permisos de construcción de nuevas estructuras y evalúen el proceso constructivo.
- Para un análisis simplificado en donde las cargas de gravedad no sean tan significativas en la estructura cuando interactúan con las cargas laterales, es recomendable utilizar el método de análisis de primer orden amplificado, para analizar los efectos de segundo orden. Para estructuras con una altura apreciable es recomendable utilizar un análisis no lineal que incorporen los efectos P-delta.
- Dado que el tipo de suelo adoptado para este estudio (tipo C), se reduce el cortante de diseño a la par del incremento de la flexibilidad de la estructura, se recomienda evaluar los efectos P-delta en estructuras flexibles sobre suelos de tipo E o F, para encontrar los peores efectos de estabilidad, dadas las condiciones impuestas en este estudio.
- Se recomienda explorar que consecuencias se tendría en un diseño que cumple con diseño LRFD por resistencia, usando  $f_{p-\Delta}$  pero que tiene derivas del 4% y  $\Phi > 0.1$

## REFERENCIAS

- Theodore V. Galambos and Andrea E.Surovek,(2008). Structural stability of steel: concepts and applications for structural engineers, New Jersey.
- McCormac, J. &. (2012). Diseño de estructura de acero. Mexico D.F.: Alfaomega Grupo Editor
- Richard RM (1993), "Moment-rotation curves for partially restrained connections", *PRCONN, RMR Design Group, Tucson, Arizona*.
- Cárdenas Mesías & Talmatch González. (2016). Comparación técnica de estructuras metálicas, analizadas mediante el método Lineal de segun orden y análisis estático No Lineal (Pushover). Quito, Ecuador. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/123099>
- ASCE 7-16. (2016). Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Reston, Virginia,United States of America: American Society of Civil Engineers. Obtenido de <https://www.asce.org/>
- ANSI/AISC 360-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 341-10. (2010). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>
- ANSI/AISC 358-10. (2010). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. Chicago, United States of America: American Institute of Steel Construction. Obtenido de <https://www.aisc.org/>

- NEC-SE-AC. (2015). Estructuras de Acero. Quito - Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico (Diseño Sismo Resistente). Quito - Ecuador, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>
- Steel Construction Manual. (2005). American Institute of Steel Construction Inc. (Tercera ed.). United States of America.
- ATC - 40. (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (Vol. 1). (A. T. Council, Ed.) California, EE.UU.
- R. Shankar Nair, James O. Malley and John D. Hooper. (2008). Design of Steel Buildings for Earthquake and Stability by Application of ASCE 7 and AISC 360, Obtenido de <https://www.aisc.org/Design-of-Steel-Buildings-for-Earthquake-and-Stability-by-Application-of-ASCE-7-and-AISC-360>
- Lawrence G. Griffis and Donald W. White, (2013). Steel Design Guide, Stability Design of Steel Buildings. Obtenido de <http://s2.konkuryha.ir/dl/post/96/01/AISC/AISC%20Design%20Guide%2028%20-%20Stability%20Design%20of%20Steel%20Buildings-konkuryha.ir.pdf>
- Muñiz y Alarcón, (2019). Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una estructura de pórticos dúctiles resistentes a flexión de acero, usando las especificaciones NEC-2015, ASCE 7-16 de la asociación estadounidense de ingenieros civiles; y AISC del instituto estadounidense de construcciones de acero. Obtenido de <https://repositorio.upse.edu.ec/xmlui/handle/46000/4966>

- Jorge Pintado y Diego Ortiz, (2013). Diseño por desempeño de estructuras metálicas de acero mediante el código F.E.M.A, utilizando Etabs. Obtenido de <https://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/6270/1/AC-CIVIL-040216.PDF>
- Carolina A. García, (2015). Calificación de conexiones de perfiles I de acero - viga conectada al eje débil de la columna. Obtenido de <http://bdigital.unal.edu.co/49151/1/52514887.2015.pdf>
- Javier Piqué del Pozo, (2016). Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas. Obtenido de [https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UUNI\\_ebae00db9bd4b5275da59e6598e3fd9c](https://alicia.concytec.gob.pe/vufind/Record/UUNI_ebae00db9bd4b5275da59e6598e3fd9c)
- FEMA 350, (2000). Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings. California, EE.UU.
- FEMA 454, (2006). Risk Management Series. Designing for Earthquakes. A Manual for Architects. California, EE.UU.
- Roberto Aguiar F. (2008). Análisis sísmico de edificios, 1era. Edición. Quito – Ecuador.