

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**EVALUACIÓN DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO BASADO EN
DESPLAZAMIENTOS
APLICADO A EDIFICIOS DE ACERO**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

GONZAGA PARDO GUSTAVO ANDRÉS

gustavoandres_10g@hotmail.com

DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO, M.Sc.

maria.corream@epn.edu.ec

QUITO, marzo 2023

CERTIFICACIONES

Yo, Gonzaga Pardo Gustavo Andrés, declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

GUSTAVO ANDRES GONZAGA PARDO

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por GUSTAVO ANDRES GONZAGA PARDO bajo mi supervisión.

Ing. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO M.Sc.
DIRECTOR

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

Gustavo Andrés Gonzaga Pardo

Ing. María Belén Correa Vallejo. M.Sc.

DEDICATORIA

A mis padres, por ser los mejores padres del mundo. Han sacrificado tanto para darme la mejor educación, la mejor atención y el mejor amor. Me han enseñado a ser fuerte, valiente y compasivo, y siempre han estado ahí para mí en los buenos y en los malos momentos. Les agradezco por ser mi inspiración y por ser los pilares de mi vida.

A mi hermano, por ser mi mejor amigo. No importa cuán lejos estemos, siempre estás ahí para mí cuando te necesito. Me has ayudado a superar los momentos difíciles y a celebrar los buenos.

A mis amigos, gracias por ser la familia que he elegido. Me han dado risas, momentos y recuerdos que atesoraré para siempre. Han estado ahí para mí cuando necesitaba un hombro en el que apoyarme y han celebrado mis triunfos conmigo.

AGRADECIMIENTO

Quiero empezar agradeciendo primeramente a Dios, y a mi familia, que sin duda alguna han sido el motor de vida, a mis amigos y a todas a aquellas personas allegadas que de una u otra manera me han brindado su ayuda durante toda mi formación académica.

Agradezco a la facultad de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica Nacional, por todos los conocimientos adquiridos y todas las oportunidades brindadas a lo largo de la carrera.

Para finalizar quiero agradecer de manera especial a mi tutora, la Ing. María Belén Correa Vallejo, que sin su ayuda y guía no hubiese sido posible culminar con éxito este trabajo.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	IX
RESUMEN.....	XII
ABSTRACT.....	XIII
1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO	1
1.1. Objetivo general.....	2
1.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Alcance	2
1.4. Marco teórico	3
2 METODOLOGÍA	32
2.1. Aspectos iniciales	32
2.2. Modelación de los edificios.....	51
2.3. Aplicación del método DDBD para el edificio de once pisos.....	63
2.4. Aplicación del método DDBD para el edificio de cinco pisos	90
3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	117
3.1. Análisis no lineal estático	117
3.2. Análisis de resultados de las edificaciones.....	118
3.3. Conclusiones	127
3.4. Recomendaciones	129
4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	130
5 ANEXOS	132
5.1. Anexo I: Procedimiento para realizar el análisis no lineal Pushover.....	132

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Zona de fractura de Panamá	6
Figura 1.2. Mapa de amenaza sísmica, de acuerdo a la región geográfica	7
Figura 1.3. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones.....	9
Figura 1.4. Espectro de respuesta elástico de desplazamientos.....	10
Figura 1.5. Fundamentación método DBDD.....	16
Figura 1.6. Factor de reducción de demanda versus la ductilidad.....	20
Figura 1.7. Espectro de respuesta de desplazamiento	21
Figura 1.8. Mecanismo deseado de distribución de rótulas plásticas.....	23
Figura 1.9. Zona de deformaciones inelásticas en estructuras aporricadas de acero estructural.....	25
Figura 1.10. Objetivos básicos de desempeño de acuerdo al periodo de retorno	31
Figura 1.11. Objetivos de desempeño de acuerdo al costo de rehabilitación	31
Figura 2.1. Distribución de la planta arquitectónica en los edificios.....	32
Figura 2.2. Configuración en elevación edificio 11 pisos	33
Figura 2.3. Configuración en elevación edificio 5 pisos	33
Figura 2.4. Esquema en planta de pórtico a ser analizado	34
Figura 2.5. Representación de cargas muertas sobre losa tipo deck.....	38
Figura 2.6. Disposición de área tributaria sobre viga simplemente apoyada	40
Figura 2.7. Esquema de carga repartida sobre viga simplemente apoyada.....	40
Figura 2.8. Disposición de área tributaria sobre viga principal.....	43
Figura 2.9. Esquema de cargas puntuales sobre viga principal.....	43
Figura 2.10. Disposición de área tributaria sobre columnas	48
Figura 2.11. Modelo 3D – Edificio 11 pisos	53
Figura 2.12. Modelo 3D – Edificio 5 pisos	53
Figura 2.13 Espectro elástico de aceleraciones NEC-15.....	57
Figura 2.14. Espectro de desplazamientos	64
Figura 2.15. Esquema de pórtico a ser analizado en elevación – Edificio 11 pisos.....	65

Figura 2.16. Esquema de pórtico a ser analizado en planta – Edificio 11 pisos	66
Figura 2.17. Factor de reducción de demanda sísmica	71
Figura 2.18. Espectro de elástico de desplazamientos – Edificio 11 pisos	72
Figura 2.19. Esquema de pórtico a ser analizado y diseñado en elevación ETABS – Edificio 11 pisos.....	77
Figura 2.20. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+1.6L– Edificio 11 pisos	78
Figura 2.21. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+L+SISMO– Edificio 11 pisos	79
Figura 2.22. Esfuerzos máximos para la combinación 0.9D+SISMO – Edificio 11 pisos .	79
Figura 2.23. Relación demanda/capacidad en columnas – Edificio 11 pisos	85
Figura 2.24. Relación demanda/capacidad en vigas – Edificio 11 pisos	88
Figura 2.25. Espectro de desplazamientos	91
Figura 2.26. Esquema de pórtico a ser analizado en elevación – Edificio 5 pisos	92
Figura 2.27. Esquema de pórtico analizado en planta – Edificio 5 pisos.....	93
Figura 2.28. Factor de reducción de demanda sísmica	98
Figura 2.29. Espectro de elástico de desplazamientos – Edificio 5 pisos	99
Figura 2.30. Esquema de pórtico a ser analizado y diseñado en elevación ETABS – Edificio 5 pisos.....	104
Figura 2.31. Esfuerzos máximos para la combinación 1.4 – Edificio 5 pisos	105
Figura 2.32. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+1.6L – Edificio 5 pisos	105
Figura 2.33. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+L+SISMO Edificio 5 pisos	106
Figura 2.34. Esfuerzos máximos para la combinación 0.9D+SISMO Edificio 5 pisos.....	106
Figura 2.35. Relación demanda/capacidad en columnas – Edificio 5 pisos	112
Figura 2.36. Relación demanda/capacidad en vigas – Edificio 5 pisos	115
Figura 3.1. Modelos tridimensionales de las edificaciones	118
Figura 3.2. Definición conceptual del método pushover.....	118
Figura 3.3. Curva de capacidad – Edificio 11 pisos	119
Figura 3.4. Curva de capacidad – Edificio 5 pisos.....	119
Figura 3.5. Formación del mecanismo plástico al final del caso sísmico – Edificio 11 pisos.....	120
Figura 3.6. Punto de desempeño por el Método de los coeficientes-ASCE 41 -Edificio 11 pisos	121

Figura 3.7. Punto de desempeño por el Método Linealización Equivalente-FEMA 440 – Edificio 11 pisos.....	121
Figura 3.8. Deriva de tope asociada al nivel de desempeño	122
Figura 3.9. Límites de desempeño y ubicación del punto de desempeño – Edificio 11 pisos.....	123
Figura 3.10. Formación del mecanismo plástico al final del caso sísmico – Edificio 5 pisos.....	124
Figura 3.11. Punto de desempeño por el Método de los coeficientes-ASCE 41 –Edificio 5 pisos.....	125
Figura 3.12. Punto de desempeño por el Método Linealización Equivalente-FEMA 440 – Edificio 5 pisos.....	125
Figura 3.13. Límites de desempeño y ubicación del punto de desempeño – Edificio 5 pisos.....	126
Figura 5.1. Creación del caso de carga gravitacional no lineal.....	132
Figura 5.2. Definición del caso de carga no lineal Pushover dirección X	133
Figura 5.3. Desplazamiento de control para la dirección X.....	134
Figura 5.4. Control de número de pasos dirección X	134
Figura 5.5. Definición del caso de carga no lineal Pushover dirección Y	135
Figura 5.6. Desplazamiento de control para la dirección Y	135
Figura 5.7. Control de número de pasos dirección Y	136
Figura 5.8. Colocación de las rótulas plásticas en columnas.....	137
Figura 5.9. Configuración de las Propiedades de rótulas en columnas.....	137
Figura 5.10. Colocación de las rótulas plásticas en vigas.....	138
Figura 5.11. Configuración de las Propiedades de rótulas en vigas.....	138

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Factor de Z, de acuerdo con la zona sísmica.....	8
Tabla 1.2. Tipo de uso y factor de importancia.....	8
Tabla 1.3. Deformación unitaria máxima según el material	23
Tabla 1.4. Niveles de amenaza sísmica	26
Tabla 1.5. Niveles de desempeño para estados de daño	30
Tabla 2.1. Carga sobrepuesta para losa tipo deck.....	37
Tabla 2.2. Propiedades del panel colaborante	37
Tabla 2.3. Tabla auxiliar para diseño	38
Tabla 2.4. Hipótesis de carga en las edificaciones	39
Tabla 2.5. Prediseño de viga secundaria.....	41
Tabla 2.6. Factor amplificador de momento por sismo	44
Tabla 2.7. Módulos plásticos para diseño.....	45
Tabla 2.8. Prediseño de vigas principales	45
Tabla 2.9. Dimensiones vigas principales de prediseño – Edificio 11 pisos.....	46
Tabla 2.10. Dimensiones vigas principales de prediseño – Edificio 5 pisos.....	47
Tabla 2.11. Esfuerzo crítico de compresión	49
Tabla 2.12. Prediseño de columnas.....	50
TABLA 2.13. Dimensiones columnas de prediseño – Edificio 11 pisos.....	51
Tabla 2.14. Dimensiones columnas de prediseño – Edificio 5 pisos	51
Tabla 2.15. Dimensiones finales de secciones del edificio 11 pisos.....	52
Tabla 2.16. Dimensiones finales de secciones del edificio 5 pisos.....	52
Tabla 2.17. Porcentajes de masas modales participativas – Edificio 11 pisos.....	54
Tabla 2.18. Porcentajes de masas modales participativas – Edificio 5 pisos.....	54
Tabla 2.19. Parámetros para la elaboración del espectro de diseño.....	57
Tabla 2.20. Carga sísmica reactiva – Edificio 11 pisos	58
Tabla 2.21. Carga sísmica reactiva edificio – Edificio 5 pisos.....	58

Tabla 2.22. Fuerzas estáticas equivalentes para cada nivel – Edificio 11 pisos	59
Tabla 2.23. Fuerzas estáticas equivalentes para cada nivel – Edificio 5 pisos	60
Tabla 2.24. Cortantes dinámicos del análisis modal espectral – Edificio 11 pisos.....	60
Tabla 2.25. Cortantes dinámicos del análisis modal espectral – Edificio 5 pisos.....	60
Tabla 2.26. Máxima deriva de piso – Edificio 11 pisos (Análisis Estático)	61
Tabla 2.27. Máxima deriva de piso – Edificio 11 pisos (Análisis Dinámico)	61
Tabla 2.28. Máxima deriva de piso – Edificio 5 pisos (Análisis Estático)	62
Tabla 2.29. Máxima deriva de piso – Edificio 5 pisos (Análisis Dinámico)	62
Tabla 2.30. Características geométricas – Edificio 11 pisos.....	63
Tabla 2.31. Factores del espectro de desplazamiento – Edificio 11 pisos	64
Tabla 2.32. Secciones preliminares de la edificación – Edificio 11 pisos	66
Tabla 2.33. Cargas de peso propio de vigas y columnas – Edificio 11 pisos.....	67
Tabla 2.34. Cargas muertas permanentes y cargas vivas – Edificio 11 pisos.....	67
Tabla 2.35. Resumen de masas de piso del pórtico 5 – Edificio 11 pisos.....	67
Tabla 2.36. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño – Edificio 11 pisos.....	69
Tabla 2.37. Distribución de fuerzas para cada piso – Edificio 11 pisos.....	74
Tabla 2.39. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño (corregido) – Edificio 11 pisos.....	75
Tabla 2.40. Resumen de los parámetros usados en el DDBD (corregido) – Edificio 11 pisos.....	75
Tabla 2.41. Distribución de fuerzas para cada piso(corregida) – edificio 11 pisos.....	76
Tabla 2.42. Secciones finales de la edificación – Edificio 11 pisos	76
Tabla 2.43. Esfuerzos máximos columna CM1 – Edificio 11 pisos.....	80
Tabla 2.44. Propiedades mecánicas de la columna CM1 – Edificio 11 pisos.....	81
Tabla 2.45. Resumen de solicitaciones de en columna – Edificio 11 pisos.....	85
Tabla 2.46. Esfuerzos máximos viga V1 – Edificio 11 pisos	86
Tabla 2.47. Propiedades mecánicas de la viga V1 – Edificio 11 pisos	87
Tabla 2.48. Resumen de solicitaciones en la viga – Edificio 11 pisos.....	89
Tabla 2.49. Características geométricas – Edificio 5 pisos.....	90
Tabla 2.50. Factores del espectro de desplazamiento – Edificio 11 pisos	91

Tabla 2.51. Secciones preliminares de la edificación – Edificio 5 pisos	93
Tabla 2.52. Cargas de peso propio de vigas y columnas – Edificio 5 pisos	94
Tabla 2.53. Cargas muertas permanentes y cargas vivas – Edificio 5 pisos.....	94
Tabla 2.54. Resumen de masas de piso del pórtico 5 – Edificio 5 pisos.....	94
Tabla 2.55. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño – Edificio 5 pisos.....	96
Tabla 2.56. Distribución de fuerzas para cada piso – Edificio 5 pisos.....	101
Tabla 2.58. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño (corregido) – Edificio 5 pisos.....	102
Tabla 2.59. Resumen de los parámetros usados en el DDBD (corregido) – Edificio 5 pisos.....	102
Tabla 2.60. Distribución de fuerzas para cada piso(corregida) – edificio 5 pisos.....	103
Tabla 2.61. Secciones finales de la edificación – Edificio 5 pisos	103
Tabla 2.62. Esfuerzos máximos columna CM1 – Edificio 5 pisos.....	107
Tabla 2.63. Propiedades mecánicas de la columna CM1 – Edificio 5 pisos.....	108
Tabla 2.45. Resumen de solicitaciones de en columna – Edificio 5 pisos.....	112
Tabla 2.65. Esfuerzos máximos viga V1' – Edificio 5 pisos	113
Tabla 2.66. Propiedades mecánicas de la viga V1' – Edificio 5 pisos	114
Tabla 2.67. Resumen de solicitaciones en la viga – Edificio 5 pisos	116
Tabla 3.1. Valores límites para derivas de piso según el nivel de desempeño	122
Tabla 3.2. Valores límites de desplazamiento para los niveles de desempeño – Edificio 11 pisos.....	123
Tabla 3.3. Resumen de resultados DDBD, FEMA 440 Y ASCE 41 – Edificio 11 pisos ..	124
Tabla 3.4. Valores límites de desplazamiento para los niveles de desempeño – Edificio 5 pisos.....	126
Tabla 3.5. Resumen de resultados DDBD, FEMA 440 Y ASCE 41 – Edificio 5 pisos	127

RESUMEN

El presente trabajo presenta una metodología de cálculo no tradicional, el cual se basa en el método de diseño sísmico basado en desplazamientos para estructuras regulares aporticadas de acero estructural, direccionado en satisfacer un nivel de daño controlado a través de un desplazamiento objetivo. De la misma manera satisfacer la capacidad de deformación inelástica que se requiere para prevenir el colapso estructural. Los conceptos básicos de la dinámica estructural son los principales fundamentos del método objeto de estudio, el cual se sustenta en la utilización de un sistema de un grado de libertad transformado de un sistema de múltiples grados de libertad en las cuales sus propiedades dinámicas están relacionadas al modo fundamental de vibración de la estructura. De la misma manera este método de diseño determina la rigidez efectiva de cada elemento estructural conforme a su nivel de esfuerzo a través de ecuaciones, donde la resistencia de dichos elementos está considerada de manera explícita.

Se ha considerado plantear dos edificaciones con la misma distribución arquitectónica en planta con diferentes alturas caracterizadas en 11 y 5 niveles. Para la ejecución del método a emplear se utiliza la NEC-15 la cual indica los requisitos establecidos para las edificaciones localizadas en la ciudad de Quito. Una vez diseñadas las estructuras y con el fin de verificar y convalidar el método propuesto, se hace uso técnicas de análisis no lineal pushover mediante el programa comercial ETABS. Y con esto poder comprobar la eficacia del método DDBD.

Para finalizar, este trabajo busca dar a conocer un poco más acerca del Método Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD) y brindar una guía para la aplicación de este método en edificios regulares.

PALABRAS CLAVE: Diseño sísmico, Desplazamientos, Dinámica estructural, Rigidez, Método, Análisis no lineal.

ABSTRACT

This project presents a non-traditional design methodology, which is based on the displacement-based seismic design method for regular steel frames structures, aimed at satisfying a controlled level of damage through a target displacement. It also satisfies the inelastic deformation capacity required to prevent structural collapse. The basic concepts of structural dynamics are the main foundations of the method under study, which is based on the use of a system of one degree of freedom transformed from a system of multiple degrees of freedom in which its dynamic properties are related to the fundamental mode of vibration of the structure. In the same way, this design method determines the effective stiffness of each structural element according to its stress level through equations, where the resistance of such elements is explicitly considered.

Two buildings have been considered with the same architectural distribution in plan with different heights characterized in 11 and 5 levels. For the execution of the method to be used, the NEC-15 is used, which indicates the requirements established for buildings located in the city of Quito. Once the structures are designed and in order to verify and validate the proposed method, nonlinear pushover analysis techniques are used by means of the commercial program ETABS. And with this to verify the effectiveness of the DDBD method. To conclude, this work seeks to make known a little more about the Direct Displacement-Based Design Method (DDBD) and to provide a guide for its application for regular buildings. This method is specified in the Ecuadorian Construction Standard NEC-15.

To conclude, this project seeks to raise awareness about the Direct Displacement-Based Design (DDBD) method and provide a guide for its application in regular buildings.

KEYWORDS: Seismic design, Displacements, Structural dynamics, Stiffness, Method, Nonlinear analysis.

1 DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

En países sudamericanos como Chile, Colombia, Perú y en el Ecuador la actividad sísmica es constante, esto debido a que dichas naciones se encuentran localizadas en lo que se denominó Cinturón de Fuego del Pacífico y cuya liberación de energía es permanente, toda esa energía se da en forma de terremotos. El Ecuador se encuentra localizado en una región de actividad sísmica alta, a través de su historia ha tenido que afrontar eventos sísmicos muy severos, uno de ellos ocurrido en abril del 2016, donde fallecieron cerca de 670 personas y miles resultaron afectados, además de pérdidas económicas con la afectación de edificaciones que colapsaron o terminaron muy dañadas.

La ingeniería estructural tiene como propósito principal resguardar, asegurar y evitar el colapso de las estructuras durante un evento sísmico severo que podría ocurrir durante su vida útil. No obstante, los daños que se pudieran presentar en una estructura que está asociada a un evento sísmico, pudieran llegar a ser considerables desde la parte económica, por tal razón cada vez toma mucha importancia el saber controlar los daños en las estructuras y sus componentes. Es así que se vuelve esencial contar con métodos y procedimientos de cálculo estructural, que ayuden a disminuir y controlar las potenciales afectaciones que pudieran llegar a presentar las estructuras después de un sismo importante.

Actualmente el diseño tradicional basado en fuerzas es el más comúnmente utilizado y que las normas de construcción le dan mayor énfasis, este método está orientado a diseñar estructuras con elementos mecánicos que se derivan de un análisis lineal, cuyas fuerzas se obtienen de manera equivalente o de espectros de diseño elástico, que según el tipo de estructura puede ser afectado con factores de reducción. Así mismo el desempeño de dichas estructuras estará controlado por el daño que pudiesen llegar a tener, dichos daños se los controla mediante las denominadas derivas de entrepiso (Gomel, 2017).

En este trabajo se busca que el ingeniero estructural tenga un método de diseño adicional al que comúnmente utiliza. El mismo será de gran interés para aquellos profesionales que están involucrados en el área de análisis y diseño de estructuras. Finalizar con éxito el presente trabajo aportará en el conocimiento y así mismo poder reducir las dudas que se puede obtener al diseñar por el método tradicional basado en fuerzas, y a su vez poder contar con una herramienta de diseño por desempeño de edificios aportados de acero.

1.1. Objetivo general

Estudiar el comportamiento sísmico de edificios aporticados de acero diseñados mediante el método de Diseño Directo Basadas en Desplazamientos.

1.2. Objetivos específicos

1. Realizar el prediseño de las secciones transversales de los elementos estructurales de cada edificio.
2. Aplicar la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC 15) para la utilización del método Diseño Directo Basado en Desplazamientos
3. Obtener, mediante la aplicación del método directo basado en desplazamientos, un apropiado diseño para las dos edificaciones aporticadas de acero.
4. Verificar el desempeño de las edificaciones mediante un análisis no lineal como paso complementario para la comprobación del método de diseño propuesto.

1.3. Alcance

Este trabajo de titulación se realiza con el objetivo de dar las pautas y brindar una guía metodológica acerca del diseño basado en desplazamientos, conforme a lo planteado por Priestley para edificaciones aporticadas de acero estructural, y con ello solventar ciertas falencias en las que incurre el diseño basado en fuerzas (DBF) que es el método utilizado tradicionalmente. Así mismo dar a conocer un poco más del método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos (DDBD), y mostrar que es un método relativamente fácil de emplear.

Para ello se plantea dos edificios de acero de 11 y 5 pisos respectivamente que serán analizados con el método tradicional DBF, para luego verificar que cumplan los requerimientos de dicho método, posteriormente se escoge un pórtico equivalente y se aplica la metodología del DDBD para cada estructura y con la cual se podrá llegar a tener las fuerzas de diseño, para finalmente ser analizadas mediante un análisis pushover no lineal, con lo que se podrá verificar la veracidad del método DDBD.

1.4. Marco teórico

1.4.1. Antecedentes históricos

Los primeros estudios de Geofísica en el Ecuador estuvieron liderados por la Escuela Politécnica Nacional con investigaciones geológicas y vulcanológicas, por lo que en el año 1900 realizó la adquisición de instrumental sismológico para Ecuador y en 1913 por fuertes temblores que se produjeron en Azuay, Loja y Guayas fue lo que impulsó para adquirir dos sismógrafos adicionales que se instalaron finalmente en 1928 (Rivadeneira et al., 2007).

Por lo que los primeros registros de sismos producidos en Ecuador se obtuvieron después de los años 1900, estos registros sísmicos son muy importante para tener una idea del grado de amenaza sísmica en el Ecuador.

Posteriormente en 1945 se instaló un acelerógrafo y a final de la década de los años 50 Estados Unidos emprendió el proceso de colocar la red "Red Mundial de Estaciones Sismológicas Estandarizadas" la cual procedió a instalar 125 estaciones alrededor del mundo una de ellas colocó en Quito. Luego en 1983 se crea el Instituto Geofísico de la EPN con el fin de estudiar paralelamente los volcanes y la actividad sísmica del Ecuador. Y después de 5 años de esto, en 1988 con la creación del CODIGEM (Corporación de Desarrollo Geológico Minero) se instalaron una red de 10 sensores para el Volcán Guagua Pichincha, y en 1998 con el cierre de la CODIGEM todos estos instrumentos pasaron a cargo del Instituto Geofísico (Rivadeneira et al., 2007).

La implementación de las redes sísmicas es muy importante para emitir avisos, investigar el interior de la tierra y establecer las características de sismicidad (Rivadeneira et al., 2007). La caracterización sísmica del Ecuador permite determinar la amenaza a la cual está expuesta cada zona y poder realizar una disminución del riesgo para evitar que las estructuras colapsen.

El riesgo sísmico de una estructura viene dado por la amenaza sísmica y la vulnerabilidad de la misma, por lo que para reducir el riesgo sísmico se debe disminuir la vulnerabilidad de la estructura ya que la amenaza no se puede eliminar ni disminuir.

Para disminuir el riesgo sísmico de una estructura es obligatorio reducir la vulnerabilidad estructural. Se debe realizar el diseño adecuado de una política de gestión de riesgos, la misma que se pueden perfilar una serie de áreas de intervención, en este caso observaremos la parte estructural la cual desde una manera física y funcional se sugiere las siguientes acciones a considerar (Cardona, 2008):

- Aumentar la resistencia estructural de las líneas vitales mediante el reforzamiento estructural.
- Reforzar edificaciones vulnerables.
- La elaboración de códigos de construcción, las cuales regularán la construcción de inmuebles nuevos.
- Realizar un plan de reordenamiento territorial.
- Reubicación de viviendas o de centros de producción cuya ubicación esté en zonas de amenaza alta.
- La correcta adecuación de hospitales y sus vías de acceso para una pronta atención

La Norma Ecuatoriana de Construcción en su capítulo de Riesgo Sísmico realiza algunas recomendaciones para garantizar los requisitos mínimos de diseño sísmico, de una estructura de acuerdo a niveles amenaza sísmica, para lo cual consideró dos métodos:

- Diseño basado en fuerzas (DBF)
- Diseño directo basado en desplazamientos. (DDBD)

El código de construcción NEC – 15 se apoya de las recomendaciones de otros códigos internacionales como el ATC 40, FEMA 440, ASCE 7, ASCE 41 entre otros por lo que para reforzamientos y análisis de estructuras especiales se debe considerar las recomendaciones de los códigos internacionales.

Los terremotos inducen a una fuerza lateral a las edificaciones, lo cual la estructura deberá ser capaz de resistir dicho evento, dependiendo de la amenaza sísmica y su grado de intensidad, la estructura sufrirá daños de acuerdo a su capacidad.

El diseño sismorresistente de una estructura habitualmente se ha fundamentado en el método de se basa en fuerzas, donde el límite lo determina la resistencia máxima de los elementos, debido a que la mayoría de países utiliza este método a pesar de tener ciertas deficiencias las cuales se analizarán más adelante. Sin embargo, la tendencia reciente de la filosofía de diseño de estructuras sismorresistentes tiende a un diseño Sísmico Basada en Desempeño PBSE, en la cual los niveles de daño están categorizados como límite de desempeño (Ordoñez, 2015).

Una buena guía de análisis por desempeño y reforzamiento de estructuras existentes nos da el ATC 40 el FEMA 273, 356 y 440 así como también el ASCE 41. Debido a la tendencia del diseño por desempeño y para cubrir deficiencias del método DBF se han realizado nuevas metodologías simplificadas. Utilizando el diseño basado en desplazamientos, el mismo que ha sido ampliamente estudiado por Priestley desde 1993 y nuevamente revisado por Priestley y otros en el 2007. Esto se traduce en tener un método muy eficiente para alcanzar un objetivo de desempeño.

De acuerdo al método de diseño elegido las consideraciones son diferentes, en el DBF se considera un espectro de aceleraciones en el cual los elementos deben soportar las solicitaciones que se generan controlando la capacidad por esfuerzos de los elementos y derivas de la estructura, sin tomar en cuenta las deformaciones máximas que el elemento puede soportar de acuerdo a su rigidez. Y a su vez el método basado en fuerzas toma un espectro de desplazamientos y se diseña para un desplazamiento característico de la estructura en donde los elementos no deben sobrepasar las deformaciones, desplazamiento máximas según el tipo de estructura; Ambos métodos de diseño tienen sus ventajas y desventajas las mismas que se verán más adelante.

1.4.2. Acción sísmica en Ecuador

La posición del Ecuador hace que se encuentre ubicado en el denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, esta zona ha tomado tal nombre porque es muy susceptible a experimentar erupciones volcánicas y terremotos, esto se da debido a que la superficie cambia constantemente por la interacción y el movimiento de las placas tectónicas (Rivadeneira et al., 2007).

En la figura 1.1, se observa como las placas que interactúan en la fractura de Panamá, las cuales forman parte del “Cinturón de Fuego del Pacífico”.



Figura 1.1. Zona de fractura de Panamá
Fuente: <http://www.ovsicori.una.ac.cr/index.php/faqs/sismologia>

El Ecuador al estar en del Cinturón de Fuego del Pacífico esto significa que se encuentra en una zona de riesgo sísmico alto, la interacción de las placas libera energía por la actividad volcánica y sísmica, el Ecuador por estar al interior del “Bloque Andino” que es una microplaca que se encuentra localizada dentro de la placa Sudamericana que está estrechamente relacionada con las placas de Nazca, Caribe y con la de Cocos, y tiene un comportamiento tectónico singular (Ayala, 2021).

Una gran cantidad de sismos se encuentra en la zona costera del Ecuador y varias zonas tectónicamente activas dentro del territorio ecuatoriano, por estar dentro de una zona de subducción la misma que se ocasiona por la acción de la placa Sudamericana y la placa de Nazca las cuales interactúan mutuamente (Rivadeneira et al., 2007).

Según Rivadeneira et al. 2007, los fenómenos más peligrosos son los temblores y terremotos por estar en una zona de subducción, alrededor del todo el mundo se estima que se libera el 80% de la energía a través de esta zona de subducción, por lo que en el Ecuador se ha producido sismos de gran magnitud. Entre ellos los más recientes, importantes y destructivos son los terremotos de Ambato en 1949, Esmeraldas 1979, Reventador 1987, Macas 1995 y Bahía 1998, todos estos terremotos han dejado graves problemas económicos, sociales y psicológicos en la sociedad ecuatoriana afectada.

El 16 de abril del 2016 fue el último sismo de gran magnitud que sufrió el Ecuador cuyo epicentro fue Pedernales el cual tuvo una magnitud 7.8 M_w y cuyo tiempo de duración estuvo alrededor de 75 segundos lo que fue suficiente para marcar nuevamente a la sociedad ecuatoriana con daños económicos, sociales y psicológicos, dejando 671 personas muertas y fuertes daños y colapsos de estructuras. (CNN, 2017).

Para la elaboración de los códigos de construcción es necesario tener conocimiento de la sismicidad, de las características del suelo, de la localidad y de todos los factores que intervienen para poder realizar un buen plan de mitigación (Rivadeneira et al., 2007). En este caso se refleja a través de los códigos de construcción uno de ellos es el NEC – 15 de peligro sísmico.

1.4.3. Zonas sísmicas

El Ecuador tiene varias fuentes sísmicas por lo que la NEC - 15 a clasificado por regiones el país, de acuerdo al PGA (máxima aceleración esperada en roca) el cual refleja la aceleración del sismo de diseño, esta aceleración se da en fracciones o múltiplos de la gravedad, en la figura 1.2. se encuentra el mapa de amenaza sísmica.

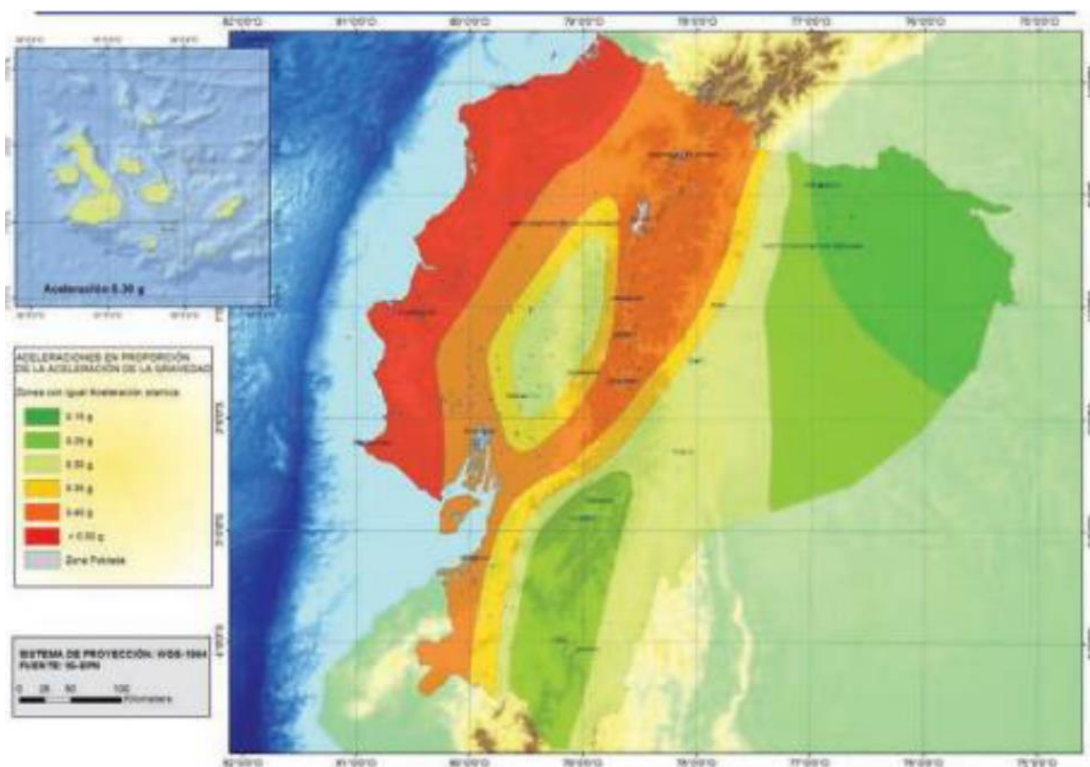


Figura 1.2. Mapa de amenaza sísmica, de acuerdo a la región geográfica
Fuente: NEC 2015

El mapa de amenaza sísmica se determinó a través de estudios de peligro sísmico con un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, estos datos determinan un periodo de retorno de 475 años, saturando a la mayor amenaza con un factor de 0.5g que corresponde a la costa ecuatoriana y la caracteriza como zona VI, la menor amenaza se encuentra en el Nororiente con una amenaza sísmica intermedia (NEC_SE_DS, 2015).

La tabla 1.1. indica la aceleración máxima esperada Z la misma que está en función de la zona sísmica y de la caracterización del peligro sísmico, esta caracterización ya está especificada de acuerdo con las ciudades del Ecuador en la NEC – 15.

Tabla 1.1. Factor de Z, de acuerdo con la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC, 2015

1.4.3.1. Categoría del edificio y factor de importancia

De acuerdo con la NEC – 15 se debe diseñar según la categoría del edificio por lo que dependiendo de esta se asigna un factor de importancia “I” como se puede apreciar en la tabla 1.2.

Tabla 1.2. Tipo de uso y factor de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC, 2015

1.4.3.2. Espectro de respuesta de aceleraciones según la nec-15

El espectro de la respuesta elástica de aceleraciones, está en función de la aceleración de la gravedad y se la representa como un factor de la misma para el sismo de diseño, “Sa” se utiliza como símbolo para representarla, el espectro de aceleraciones se lo puede observar en la figura 1.3. (NEC_SE_DS, 2015).

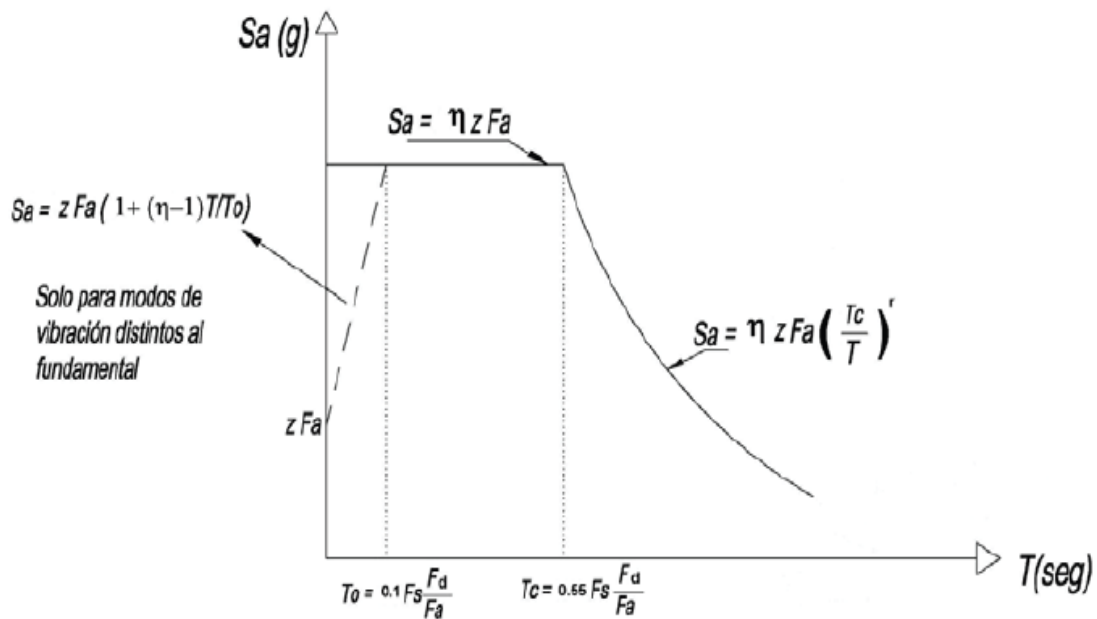


Figura 1.3. Espectro de respuesta elástico de aceleraciones
Fuente: NEC, 2015

El espectro de respuesta elástico depende de la zona sísmica que viene dada por el factor Z , que es la aceleración máxima en roca esperada, expresada como fracción de la gravedad, el tipo de suelo donde está ubicada la estructura, así como también de los coeficientes de ampliación de suelo F_a , F_d , F_s , como también η que es la relación entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el período de retorno seleccionado. Sin dejar de lado T_0 y T_c que son períodos de vibración que limitan el espectro de respuesta.

Los valores de r dependen del tipo suelo siendo $r=1$ para todos los tipos de suelo excepto para el suelo tipo E, y $r=1.5$ cuando el suelo es tipo E, así mismo los valores de η depende de la provincia.

1.4.3.3. Espectro de respuesta elástico de desplazamientos

De acuerdo a la NEC – 15 para el método de diseño por desplazamientos se debe utilizar el espectro elástico de desplazamientos “Sd”, cuyas unidades estarán en metros el mismo que se obtiene a través del espectro de aceleraciones con las siguientes fórmulas:

$$S_d = S_a(g) * \frac{T^2}{4 * \pi^2}$$

Ecuación 1.1. Espectro elástico de desplazamientos para $0 \leq T \leq T_L$

$$S_d = S_a(g) * \frac{T_L^2}{4 * \pi^2}$$

Ecuación 1.2. Espectro elástico de desplazamientos para $T > T_L$

Donde **Sd** es el espectro elástico de diseño de desplazamientos, el mismo que depende del periodo y el modo de vibración de la estructura, **Sa** es el espectro de respuesta elástica de aceleraciones, **T** es el periodo fundamental de la estructura, **g** es la aceleración de la gravedad.

El espectro de respuesta elástico de desplazamientos está indicado en la figura 1.4.

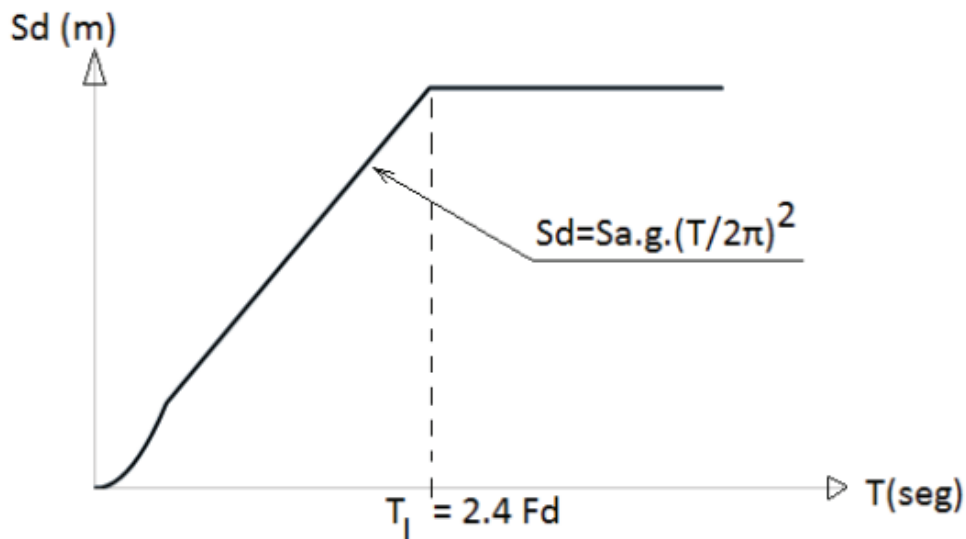


Figura 1.4. Espectro de respuesta elástico de desplazamientos

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

1.4.4. Filosofía de diseño sismo-resistente en el Ecuador

Según la NEC – 15 los parámetros a tomar en cuenta para realizar un diseño sismo resistente son los siguientes:

- El sismo de diseño se considera de acuerdo a la zona sísmica y el tipo de estructura, el espectro de respuesta se lo realiza de acuerdo a la NEC – 15, para análisis dinámicos se puede utilizar acelerogramas que represente la zona sísmica (propiedades dinámicas similares).
- Se considera un sismo de diseño, al evento sísmico que viene dado por la probabilidad de exceder el 10% en 50 años, lo que se refleja en un periodo de retorno de 475 años. Para estructuras especiales se debe tomar varios registros sísmicos y una probabilidad de excedencia menor (terremoto muy raro).
- El objetivo principal es impedir el colapso parcial o total de una estructura ante sismos severos, evitar daños estructurales ante sismos moderados y poco frecuentes, evitar que en los elementos no estructurales y estructurales se produzcan afectaciones ante sismos frecuentes (NEC_SE_DS, 2015).
- Un comportamiento adecuado se obtiene diseñando estructuras donde sean los elementos estructurales los que soporten las fuerzas, y que cumpla con las derivas máximas permitidas (2% y 1% de acuerdo al tipo de estructura) y que la estructura pueda disipar energía haciendo uso de técnicas de verificación de diseño por desempeño (Pushover u otros métodos) o utilizando dispositivos disipadores de energía (NEC-SE-DS, 2015).

1.4.5. Método de diseño basado en fuerzas

El “Diseño Basado en Fuerzas” DBF es el que más se usa a nivel mundial, el cual es de uso obligatorio en las normas de los países. El método se basa en que al tener mayor resistencia los elementos, menor será el daño que sufre la estructura, las posibles afectaciones a la estructura se los controla a través de índices de reducción de resistencia, por considerar la estructura que trabaja en el rango elástico utiliza coeficientes de reducción R que depende del tipo de sistema estructural y ocupación este factor varía dependiendo del país, la rigidez de la estructura siempre permanece constante y es independiente de las deformaciones producidas.

En una estructura el periodo de vibración se calcula de forma aproximada, y está en función al tipo de estructura, altura etc. (Guzmán, 2014).

El diseño sismorresistente es un proceso iterativo que para el método DBF se debe realizar primero un prediseño siguiendo sugerencias de los códigos de diseño para después verificar que la resistencia de los elementos y derivas de la estructura no sea mayor que las máximas permitidas según el código de diseño.

1.4.5.1. Falencias del método de diseño basado en fuerzas

De acuerdo a los estudios de Priestley realizados desde 1993 hasta el 2007 se detallan las deficiencias de este método a continuación:

- El método DBF considera que la rigidez de la estructura no es dependiente de su resistencia, por lo que en el prediseño solo se considera la rigidez de la forma geométrica pero no considera la rigidez del acero de refuerzo, por tanto, se determina mal el periodo de la estructura, así como la demanda sísmica (Priestley et al, 2007).
- La capacidad de ductilidad de las edificaciones está generalizada y utiliza un coeficiente de reducción de la resistencia, el cual considera en el mismo factor la sobrerresistencia, capacidad y ductilidad que posee la estructura, a pesar de que este factor varía según la tipología de la estructura, se acepta la idea de que todas las estructura alcanzan el mismo grado de ductilidad, pues esto es equivocado debido a que cada estructura tiene ductilidad y capacidad diferente por la configuración estructural (Priestley et al, 2007).
- Utiliza análisis elásticos para el diseño, este análisis no brinda el verdadero comportamiento de una estructura, solo brinda información superficial al no considerar la generación de rótulas plásticas lo que provoca una disminución considerable de la rigidez de la estructura y redistribución de fuerzas de la misma al formar rótulas plásticas.

1.4.5.2. Diseño sísmico basado en fuerzas

El diseño sismorresistente se sigue de acuerdo a las recomendaciones de la NEC – 15 siguiendo la filosofía de diseño por lo que los pasos a seguir son los siguientes:

- Se determina el factor Z de acuerdo a la ubicación de la estructura utilizando los valores recomendados por la NEC – 15.
- Se determina el espectro de respuesta de aceleraciones S_a vs T de acuerdo con el tipo suelo y la zona geográfica.
- Se calcula el periodo de vibración de la estructura T_a de acuerdo con la fórmula de la ecuación 1.3.

$$T_a = C_t * h_n^\alpha$$

Ecuación 1.3. Periodo de vibración

Donde T_a es el periodo fundamental de la estructura, C_t y α son coeficientes que dependen del tipo de estructura y h_n es la altura total de la edificación cuyas unidades están en metros.

- Se calcula la carga sísmica reactiva W como se muestra en la ecuación 1.4. y 1.5.

$$W = D$$

Ecuación 1.4. Carga sísmica reactiva para casos generales

$$W = D + 0.25 * L$$

Ecuación 1.5. Carga sísmica reactiva para casos especiales

Donde D, se define como carga muerta total y L es la carga viva de la estructura.

- Se calcula el cortante basal de acuerdo con la ecuación 1.6.

$$V = \frac{S_a * I * W}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Ecuación 1.6. Cortante basal

donde \mathbf{V} es el corte basal, \mathbf{S}_a es la aceleración determinada del espectro de aceleración de acuerdo con el periodo de vibración que tiene la estructura, \mathbf{I} es el factor de importancia y que depende de la ocupación que la estructura vaya a tener, \mathbf{w} es la carga sísmica reactiva, \mathbf{R} es el factor de reducción que depende del sistema estructural escogido, " ϕ_p " y " ϕ_e " son los factores de castigo por irregularidad en planta elevación respectivamente.

- Se calcula la distribución de fuerzas en la estructura de acuerdo a la ecuación 1.7.

$$F_x = \frac{w_x * h_x^k}{\sum_i^n w_i * h_i^k}$$

Ecuación 1.7. Distribución de fuerzas en la estructura

Donde F_x es la fuerza horizontal aplicada al piso x , w_x es el peso del piso x , h_x^k es la altura del piso analizado y k es un coeficiente el cual es dependiente del periodo de vibración de la estructura, $\sum_i^n w_i * h_i^k$ es la suma de valores $w_x * h_x^k$ para todos los pisos de la estructura, n representa el número de pisos de la estructura.

- Se debe comprobar que la deriva no supere a la máxima permitida esto se calcula con la ecuación 1.8.

$$\Delta_i = 0.75 * R * \Delta_e$$

Ecuación 1.8. Deriva inelástica

Donde Δ_i es la deriva inelástica (debe ser menor a la máxima permitida), Δ_e es la deriva elástica calculada y R es el factor de reducción de fuerzas sísmicas.

1.4.6. Método de diseño directo basado en desplazamientos

La importancia de desarrollar métodos de cálculo que no consideren únicamente la resistencia de una estructura ha llevado a crear métodos adicionales como es el caso del método de diseño directo basado en desplazamiento, que enfoca su filosofía en el desempeño apropiado de una estructura cuando está expuesta a cargas de movimiento lateral (sismo). El método mencionado parte de la linealización equivalente que fue propuesta por Shibata en 1976 (Godoy, 2011). El método DDBD busca subsanar las falencias que presenta el método de diseño de se basa en fuerzas.

Por tal razón es conveniente proponer un método de diseño como es el diseño directo

basado en desplazamientos, donde la rigidez y resistencia no es considerado como parámetros iniciales del diseño, y considera un desplazamiento objetivo como parámetro principal del DDBD.

Se indica a continuación de manera resumida el procedimiento a considerar para la utilización de método:

- Predimensionamiento de todos elementos estructurales.
- Hallar el desplazamiento de diseño, en función de los estados límites de deformación.
- Calcular amortiguamiento viscoso efectivo, en función de los requerimientos del desempeño sísmico que se desea llegar.
- Determinar la resistencia y rigidez deseada desde un espectro de desplazamientos de amortiguamiento viscoso equivalente.

1.4.6.1. Fundamentos del método de diseño directo basado en desplazamientos

El objetivo del desarrollo del método directo basado en desplazamientos es para corregir las deficiencias que presenta el método DBF.

El método DDBD al imponerse un desplazamiento característico el cual se impone basándose en el desempeño esperado por la estructura de acuerdo a la norma NEC – 15 y se apoya de al ATC – 40, FEMA 440 y ASCE 41, este desplazamiento impuesto está relacionado con el daño esperado en la estructura, esta metodología de diseño considera la formación de rótulas plásticas las mismas que deben resistir de acuerdo al daño esperado de la estructura.

“El DDBD se fundamenta en el método de linealización equivalente propuesto por Shibata y Sozen (1976), la cual modela la estructura inelástica de varios grados de libertad (MDOF) en su máximo desplazamiento como un sistema elástico equivalente de un grado de libertad (SDOF, en inglés)” (Supe, 2015, p. 14).

Para el uso del método es primordial y necesario transformar la estructura real en una estructura equivalente de un solo grado de libertad donde se considera al primer modo de vibración como el modo que causa los mayores daños además para considerar los otros modos de vibración se considera el factor de amplificación dinámica (Ayala, 2021).

Según Priestley et al, 2007 los fundamentos del método DDBD se aprecian en la figura 1.5.

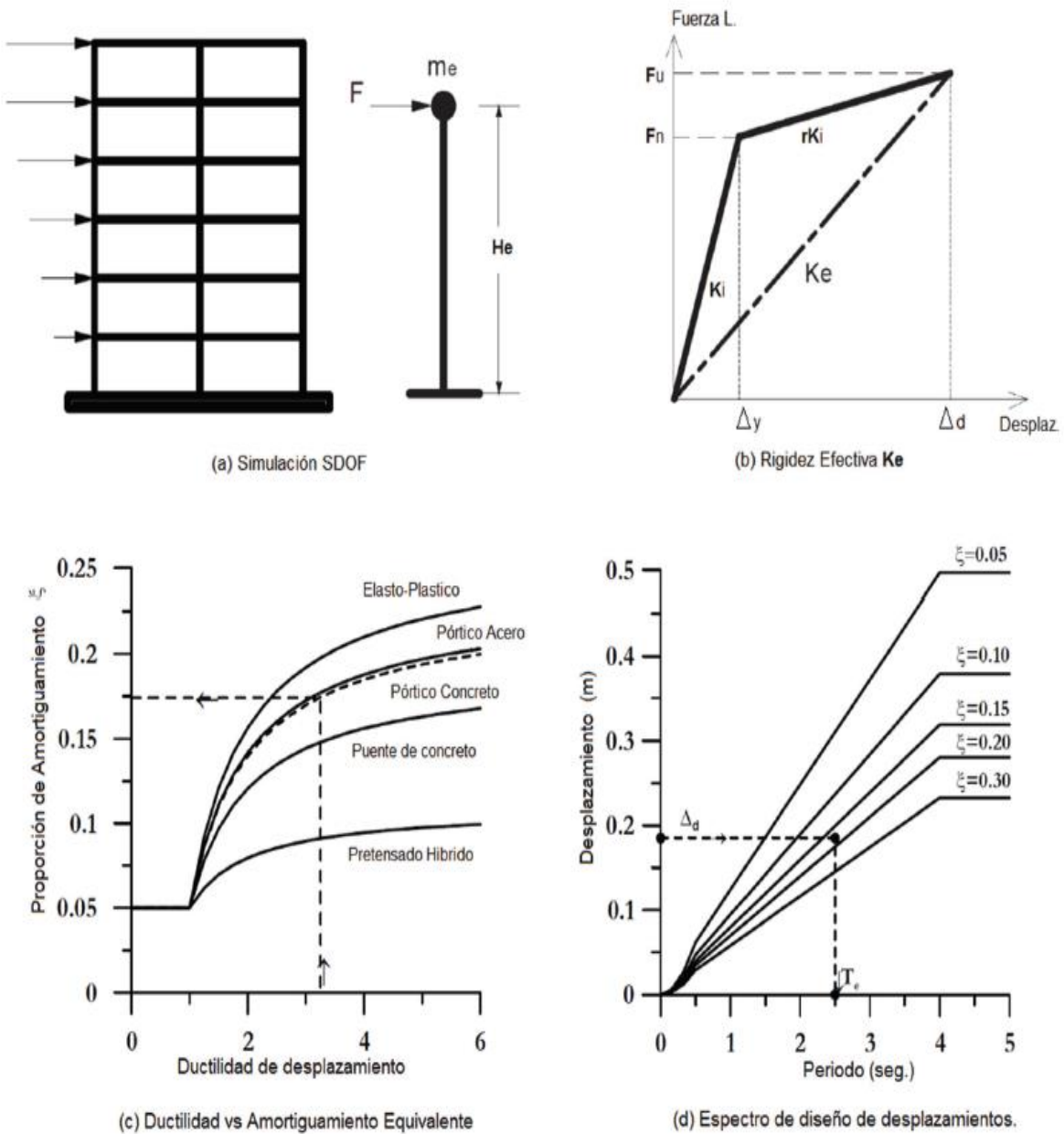


Figura 1.5. Fundamentación método DBDD

Fuente: Priestley et al, 2007

La estructura real se convierte en un sistema equivalente de un solo grado de libertad, donde el desplazamiento característico se determina la masa efectiva, rigidez equivalente y altura equivalente y periodo de vibración equivalente con un amortiguamiento mayor al 5% o el 2% dependiendo si es estructura de hormigón armado o de acero estructural respectivamente.

1.4.6.2. Ventajas del método

Las ventajas que se pueden tener con el método DDBD comparado con el DBF se menciona a continuación:

- El DDBD está enfocado en alcanzar un estado límite de daño por lo que se obtiene un riesgo uniforme, mientras que el DBF se diseña para mantenerse dentro de un estado límite de resistencia y derivas por lo que el riesgo de la estructura es variable.
- El DDBD con el estado límite de daño permite controlar desplazamientos y ductilidad por lo que controla de mejor forma los daños y fallos de la estructura.
- El DDBD por partir de un desplazamiento objetivo de acuerdo a nivel de desempeño deseado y convertir al sistema estructural real a un sistema caracterizado por un grado de libertad, este sistema estructural no depende de un factor de reducción R por lo que se calcula de una mejor forma la rigidez equivalente y el periodo equivalente de la estructura sin ecuaciones empíricas.

1.4.6.3. Desventajas del método

El método de diseño directo basado en desplazamiento DDBD también tiene sus desventajas las cuales se mencionan a continuación:

- Una de las deficiencias del método DDBD es que para determinar el espectro de respuesta de desplazamientos primero se debe obtener el espectro de respuesta de aceleraciones utilizando las ecuaciones del movimiento, sin embargo, no todos los sitios tienen espectros de aceleraciones representativos, además las normas de igual forma encuentran este espectro en base al espectro de aceleraciones llegando a resultados aproximados (Ayala, 2021).
- Las normas de diseño determinan el espectro de desplazamiento utilizando el 5% de amortiguamiento y para determinar espectros con diferente amortiguamiento utiliza el factor R_{ξ} que se puede calcular con varias expresiones lo que genera incertidumbre al llegar a varios resultados (Ayala, 2021).

En el caso de puentes este método sirve para pilas de longitudes cortas y medianas, mientras que para pilas grandes con masa considerables similar a la superestructura no da buenos resultados porque el sistema equivalente no lo representa debido a que la masa de la estructura está distribuida y no concentrada por niveles.

- En estructuras como edificaciones irregulares no ha sido estudiada la contribución de los modos superiores, por lo que puede llegar a subestimarse las acciones en los elementos y derivas para este tipo de estructuras (Ayala, 2021).

1.4.6.4. Metodología del diseño directo basado en desplazamientos según Priestley.

El método de DDBD se realiza de acuerdo a las consideraciones realizadas por NEC – 15 siguiendo la filosofía de diseño sismo resistente, y además lo que recomienda Priestley et al, 2007.

Los pasos a seguir para realizar el diseño sísmico basado en desplazamientos son los siguientes:

- El primer paso es realizar el predimensionamiento el cual se basa en dar dimensiones preliminares a los elementos que conforman la estructura, así mismo definir materiales y resistencia de cada elemento, para poder determinar más adelante porcentaje de elongación y el máximo desplazamiento de la misma.
- Se calcula el factor de amplificación para poder calcular el perfil de desplazamientos de acuerdo a la deriva objetivo considerada y a la geometría de la estructura, el perfil de desplazamientos se calcula de acuerdo a la ecuación 1.9. y 1.10.

$$\Delta_i = \omega_\theta * H_i * \theta_T$$

Ecuación 1.9. Perfil de desplazamiento para $n \leq 4$

$$\Delta_i = \omega_\theta * H_i * \theta_T * \left(\frac{4 * H_n - H_i}{4 * H_n - H_1} \right)$$

Ecuación 1.10. Perfil de desplazamiento para $n > 4$

Donde Δ_i es el perfil de desplazamiento de piso calculado en el centro de masa del piso; ω_θ es el coeficiente de amplificación dinámica de desplazamientos ($\omega_\theta = 1.15 - 0.0034 * H_n \leq 1$); H_i es la altura de piso; H_n es la altura máxima de la estructura; θ_T Deriva de diseño; n es el número de pisos de la estructura.

- Transformación del sistema real al sistema equivalente de un solo grado de libertad, esto se realiza con el perfil de desplazamientos del piso calculado y con las masas de los pisos, se calcula la masa efectiva, la altura efectiva y el desplazamiento característico de acuerdo a las ecuaciones 1.11, 1.12 y 1.13.

$$\Delta_d = \phi_p * \phi_e * \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 1.11. Desplazamiento característico

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 1.12. Altura efectiva

$$M_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}{\Delta_d}$$

Ecuación 1.13. Masa efectiva

Donde Δ_d es el desplazamiento característico; H_{eff} es la altura efectiva; M_{eff} es la masa efectiva; ϕ_p es el factor de irregularidad en planta; y ϕ_e como un factor de irregularidad en elevación; m_i como masa reactiva de cada piso.

- Se determina el desplazamiento de fluencia con las ecuaciones 1.14, 1.15 y 1.16.

$$\theta_y = 0.5 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b}$$

Ecuación 1.14. Deriva de fluencia para hormigón armado

$$\theta_y = 0.65 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b}$$

Ecuación 1.15. Deriva de fluencia para acero estructural

$$\Delta_y = \theta_y * H_{eff}$$

Ecuación 1.16. Desplazamiento de fluencia

Donde θ_y se considera como la deriva de fluencia; Δ_y es el desplazamiento de fluencia; ϵ_y es la deformación unitaria del acero; L_b y h_b es la longitud y la altura de la viga característica.

- Para determinar la ductilidad de la estructura, esta se determina con el desplazamiento característico y con el desplazamiento de fluencia como se observa en la ecuación 1.17.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Ecuación 1.17. Ductilidad

Donde μ es la ductilidad;

- Con la ductilidad se determina el factor de reducción de demanda sísmica R_ξ mediante la figura 1.6 o con la ecuación 1.18.

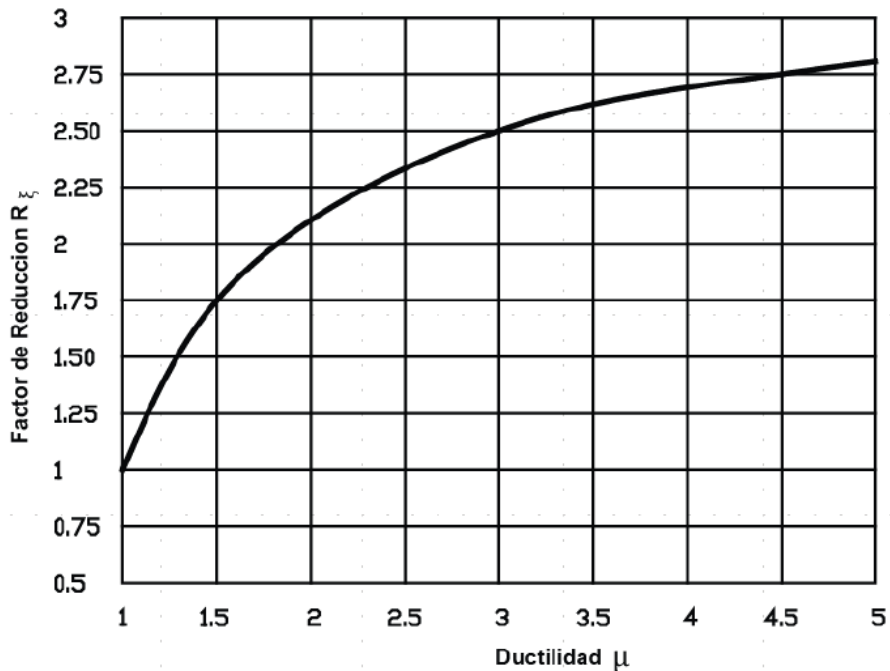


Figura 1.6. Factor de reducción de demanda versus la ductilidad
Fuente: NEC 2015

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equivalente}} \right)^{0.5}$$

Ecuación 1.18. Factor de reducción de demanda

La reducción de la demanda R_{ξ} no se debe considerar con el factor R del método de DBF, son dos coeficientes diferentes.

- Se calcula el periodo efectivo el cual se determina con la ecuación 1.19 o 1.20. dependiendo el rango del periodo.

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d * R_{\xi}}{0.38 * Z * F_d}$$

Ecuación 1.19. Periodo efectivo si $T_c \leq T \leq T_L$

$$T_{eff} = T_L$$

Ecuación 1.20. Periodo efectivo si $T_{eff} > T_L$

Donde T_{eff} es el periodo efectivo; R_{ξ} es el factor de reducción de demanda sísmica; Z es la aceleración máxima en roca; F_d es el factor de amplificación del suelo; T_L es el periodo de vibración límite.

Otra forma de calcular el periodo efectivo ingresando el valor de desplazamiento característico al espectro de respuesta de desplazamiento, el cual se grafica de acuerdo a la figura 1.7. según la NEC – 15.

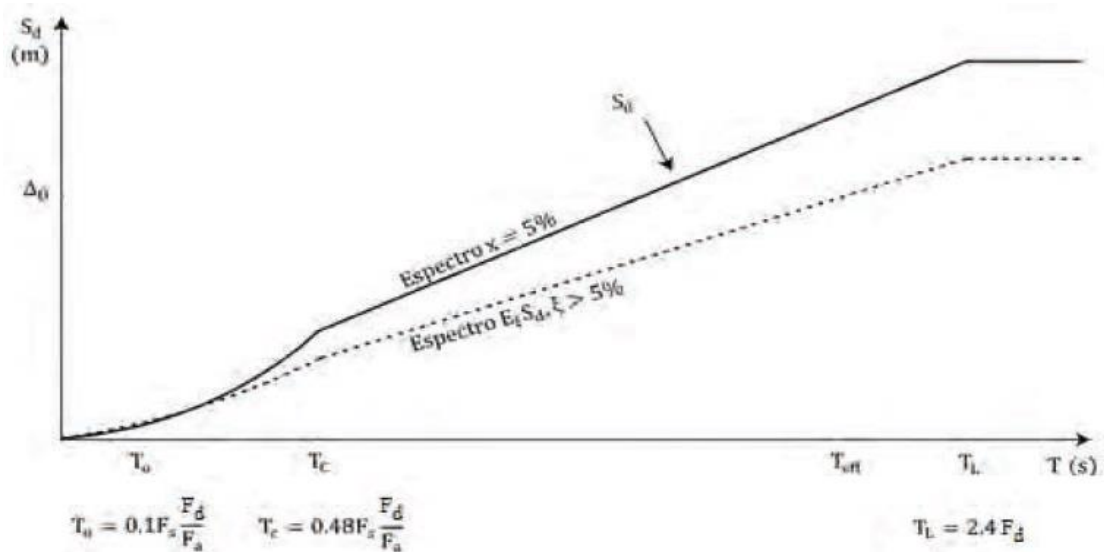


Figura 1.7. Espectro de respuesta de desplazamiento

Fuente: NEC 2015

- El cálculo de la rigidez efectiva viene dado por la ecuación para un sistema vibratorio de un grado de libertad según la ecuación 1.21.

$$K_{eff} = \frac{4 * \pi^2}{T_{eff}^2} * M_{eff}$$

Ecuación 1.21. Rigidez efectiva

- Se determina el cortante basal con la ecuación 1.22 y se procede a realizar la distribución del cortante basal en la estructura con las ecuaciones 1.23 y 1.24.

$$V = K_{eff} * \Delta_d$$

Ecuación 1.22. Rigidez efectiva

$$F_i = 0.9 * V * \frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Ecuación 1.23. Fuerza lateral en el centro de masa desde el piso 1 hasta n-1

$$F_n = 0.1 * V + 0.9 * V * \frac{m_n * \Delta_n}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)} \rightarrow \text{En el piso } n$$

Ecuación 1.24. Fuerza lateral en el centro de masa desde el piso n

Donde V es el corte basal de la estructura; F_i es la fuerza lateral en el centro de masa de cada piso; F_n es la fuerza lateral en el centro de masa del último piso.

- Se debe analizar a la estructura de acuerdo a la distribución de fuerzas laterales calculadas en el paso anterior. Se debe cumplir con el equilibrio estático.
- Para el diseño se debe cumplir con el chequeo de deformaciones de los elementos de la tabla 1.3. la misma que permite deformaciones máximas de acuerdo al tipo de estructura, también el diseño de elementos se debe cumplir de acuerdo a los criterios de capacidad. Este método es también iterativo y se finaliza una vez que todos los requerimientos de diseño se cumplan.

Tabla 1.3. Deformación unitaria máxima según el material

Material	Deformación Unitaria Máxima ϵ (de acuerdo con la sección 7.3)
Hormigón en compresión	$0.004 + 1.4 \frac{\rho_v f_{yh} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} < 0.02$
Acero de refuerzo en tensión	0.06
Acero estructural	0.025

Fuente: NEC 2015

1.4.7. Comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de acero

Las edificaciones construidas de acero estructural, al igual que otros tipos de estructuras buscan como principal objetivo la prevención de colapso y por ende la pérdida de vidas humanas ante un evento sísmico, esto mediante sistemas estructurales capaces de resistir fuerzas extremas y así mismo poder disipar energía adecuadamente. Para lograr dicho objetivo la ingeniería estructural se basa en un adecuado diseño, haciendo que la estructura pueda ingresar en el rango no lineal, esto mediante generación de mecanismos plásticos denominados rótulas plásticas, dichas rótulas se deberán formar en ambos extremos de las vigas y en donde las columnas deberán comportarse en el rango lineal y a su vez las vigas deberán fluir mediante el criterio de columna fuerte - viga débil. De tal forma que se logre que las estructuras lleguen a tener un comportamiento dúctil deseado (Alvear & Ruales, 2014).

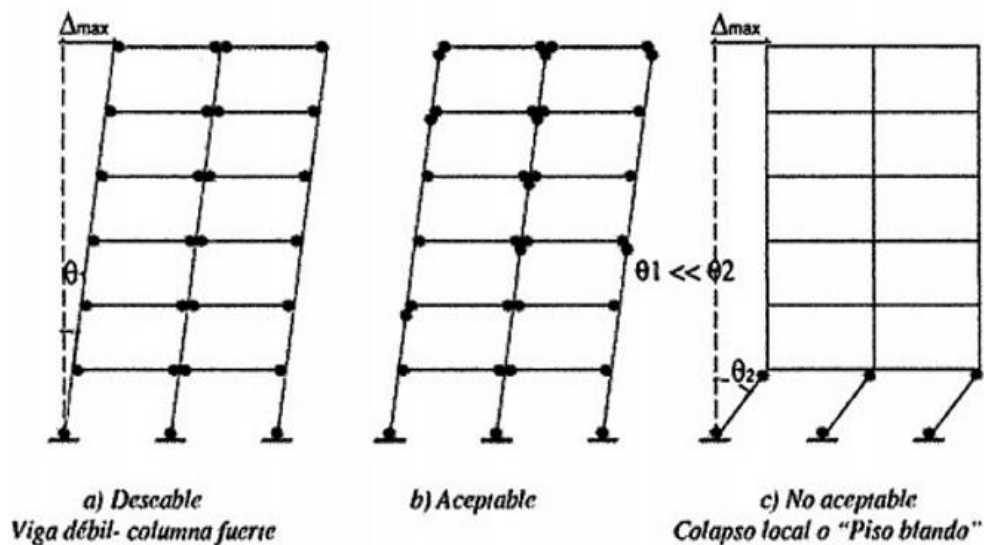


Figura 1.8. Mecanismo deseado de distribución de rótulas plásticas

Fuente: Carrasco 2015

El cálculo de estructuras aporticadas de acero estructural en Ecuador se encuentra regido por la NEC – 15 “Estructuras de Acero” la misma que sigue recomendaciones de otros códigos como el AISI S100, AISC 360, 358, 341 y el manual FEMA 350.

Las especificaciones para este tipo estructuras se describen a continuación:

- **Requerimientos generales de diseño:** Se debe verificar que la resistencia de los elementos no supere los límites permisibles además de revisar el cumplimiento derivas de piso de la estructura no superen los límites permisibles máximos.
- **Diseño por capacidad:** Según la NEC – 15 se utilizan tres tipos de sistemas estructurales basados en pórticos cuyos nombres se describen a continuación: “Pórticos especiales a momento”, “Pórticos especiales concéntricamente” y “Pórticos arriostrados excéntricamente”. En el diseño por capacidad la resistencia que requieren los elementos de la estructura es la resistencia disponible de los miembros denominados como cedentes o fusibles, esta metodología es utilizada para garantizar la ductilidad de la estructura.
- **Clasificación de secciones:** Se debe seguir las recomendaciones del ANSI/AISC 360 y ANSI/AISC 341, las cuales las secciones las clasifica de acuerdo a la relación ancho espesor denominando secciones, compactas, sísmicamente compactas y no compactas, esta es una relación de aspecto de los elementos los mismo que determinan la ductilidad del elemento de acuerdo a los límites permisibles. En el diseño de “Pórticos especiales a momento”, las secciones deberán ser sísmicamente compactas esto para que la estructura tenga un comportamiento dúctil adecuado.
- **Arriostramiento de vigas:** Se debe realizar el arriostramiento lateral de vigas para evitar el pandeo lateral torsional, por lo que debe cumplir, que las alas de la viga estén arriostradas en ambos lados, cumplir con la resistencia a flexión mínima disponible y estar arriostrada la viga con un espaciamiento máximo de acuerdo a las recomendaciones de la NEC - 15.
- **Elementos estructurales tipo columnas:** Estos elementos deberán poseer una adecuada resistencia, la misma que no debe sobrepasar los límites permisibles además de evitar el pandeo local. La capacidad necesaria de la columna es descrita en los códigos anteriormente mencionados.

- **Pórticos especiales a momento (PEM):** “Los pórticos especiales a momento (PEM) deberán tener la capacidad de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estas estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño. El objetivo es que las deformaciones inelásticas ocurran en las articulaciones plásticas de las vigas con limitada fluencia en las zonas de panel. También se espera que ocurran deformaciones inelásticas en las bases de las columnas” (NEC-SE-AC, 2015, p. 41).

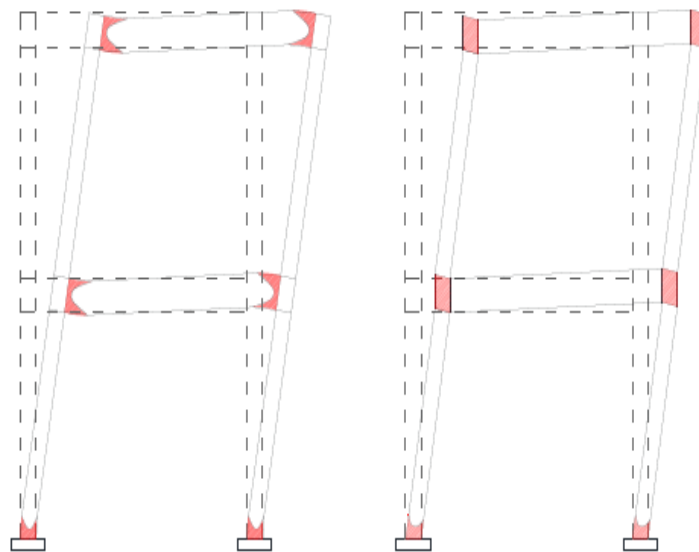


Figura 1.9. Zona de deformaciones inelásticas en estructuras aporticadas de acero estructural

Fuente: NEC-SE-AC, 2015

En la figura 1.9, se observa los lugares donde se cree que habrá altas deformaciones inelásticas en los pórticos de acero, para esto es necesario satisfacer la condición de columna fuerte viga débil, esto permite a las columnas tener mucha más capacidad resistente que las vigas y satisfacer el criterio de que las vigas deben llegar primero al estado límite de fluencia en los diferentes niveles de los pórticos especiales a momento.

1.4.8. Diseño sísmico por desempeño

1.4.8.1. Objetivos de desempeño

Los objetivos de desempeño se refieren al tipo de comportamiento que se espera de una estructura, según la importancia de dicha estructura se podrá identificar los daños máximos tolerables de acuerdo a la respuesta máxima que este alcance tomando en

cuenta de la misma manera como los elementos no estructurales se comportarán ante un evento sísmico. Estos objetivos especifican el comportamiento sísmico deseado de la estructura, esto se obtiene al juntar el daño admisible máximo (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica (movimiento sísmico).

1.4.8.2. Niveles de amenaza sísmica

El principal motivo de la ingeniería sismorresistente es resguardar vidas después de un sismo raro, y así mismo controlar los posibles daños en las estructuras y evitar el colapso o que estas sufran daños irreparables, por tal razón el Comité VISION 2000 (SEAO, 1995), propone cuatro “niveles de sismo” para la amenaza sísmica.

- Sismo frecuente
- Sismo ocasional
- Sismo raro
- Sismo muy raro

Así mismo NEC – 15 adopta estos niveles como niveles de amenaza sísmica para el Ecuador, las cuales se clasifican de acuerdo a la probabilidad de excedencia en 50 años, lo que nos da un periodo de retorno como se observa en la tabla 1.3.

Tabla 1.4. Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa anual de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.00040

Fuente: NEC-SE-AC, 2015

A mayor periodo de retorno el sismo es mucho más severo, por lo que causará mucho más daño, en la norma NEC – 15 se calcula el espectro de diseño para un sismo denominado raro, para estructuras convencionales, y para estructuras especiales con sismos muy raros

1.4.8.3. Niveles de desempeño

En las estructuras se pueden producir daños estructurales, así como daños no estructurales, la cuantificación de los daños tolerables en la estructura se encuentra limitada por los niveles de desempeño.

Se detalla a continuación los niveles propuestos en algunos trabajos de los más detallados que se han publicado hasta ahora: ATC-40, ASCE-41 y el comité VISIÓN 2000.

El Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) propone niveles de desempeño que están especificados en los siguientes cuatro niveles:

- **Totalmente operacional:** Corresponde a un nivel donde los daños son nulos. Los ocupantes estarán seguros pues la estructura permanecerá sin ninguna afectación. No se requerirá de reparaciones en la estructura, los servicios de la edificación permanecen funcionales al igual que su contenido y estarán disponibles para su uso.
- **Operacional:** Los daños que presenta este nivel son moderados. Habrá afectaciones muy leves en elementos no estructurales y posiblemente los elementos estructurales, pero sin que esto ponga en riesgo el contenido y servicios de la edificación después del sismo, ya que el daño es mínimo y la estructura no se encuentra comprometida.
- **Seguridad de vida:** En este nivel ocurrirán daños en elementos estructurales y no estructurales, como también en el contenido del edificio. La rigidez lateral de la estructura se ve disminuida, así como su resistencia, sin embargo, la estructura permanece estable frente al colapso, sus ocupantes no podrán ingresar inmediatamente después de ocurrido el evento sísmico, los daños que sufrieron sus elementos estructurales posiblemente tengan que ser rehabilitados y reforzados, si es el caso.
- **Prevención al colapso:** Se observa en este nivel una importante degradación de rigidez lateral y pérdida de resistencia global, la estructura se encuentra comprometida y próxima al colapso. Por tal razón la estructura se vuelve insegura para quienes la habitan. Posteriormente se tendrá que evaluar su reparación y determinar si es o no económicamente factible.

El ATC-40 y ASCE-41 propone algunos niveles de desempeño tanto para componentes estructurales como para componentes no estructurales, que se define en niveles de desempeño de forma independiente que se describen a continuación:

- **Ocupación inmediata (S – 1):** Se caracteriza como las afectaciones relacionadas con el daño ocurridas en la estructura post sismo en el que la estructura sigue siendo segura para ser ocupada y mantiene su rigidez lateral después del terremoto. Una estructura de ocupación Inmediata se espera alcanzar este estado posterior al terremoto.

El riesgo de afectaciones eventualmente mortales como consecuencia de daños que se presenta en la estructura es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores podrían ser apropiadas, estas reparaciones generalmente no serían necesarias antes de la reocupación. El continuo uso del edificio no está limitado por su condición estructural, pero podría estar limitada por daño o interrupción a elementos no estructurales del edificio, mobiliario o equipamiento y disponibilidad de servicios públicos externos.

- **Control de daños (S – 2):** Se lo considera un nivel intermedio ubicado entre S – 1 y S – 3, podría controlar los daños de tal manera que puede volver a funcionar más rápidamente que seguridad de vida, pero no tan rápida como el de ocupación inmediata.
- **Seguridad de vida (S – 3):** Los riesgos de las personas a ser lastimada es baja, la estructura presenta daños significativos, pero todavía conserva rigidez para evitar el colapso de la misma, el objetivo principal es que un margen de seguridad se mantenga, el regreso de los ocupantes al edificio es un problema secundario, donde se deberá analizar la factibilidad de reforzar el edificio o demoler de acuerdo a los costos que estos impliquen.
- **Seguridad limitada (S – 4):** Este es un estado intermedio entre el S – 3 y S – 5, el objetivo es dotar a una estructura mayor seguridad para evitar el colapso que una estructura que se encuentre en el nivel S – 5.

- **Prevención al colapso (S – 5):** La estructura en este estado se encuentra al borde del colapso después del terremoto, por lo que tiene grandes daños por la deformación lateral permanente de la estructura que es considerable la cual es provocada por la disminución de la rigidez de los elementos estructurales. El riesgo de los ocupantes a salir afectados es significativo por la caída de posibles escombros estructurales. La reparación de la estructura no puede ser técnicamente viable y no podría ser seguro ocupada por el peligro que implica las réplicas, las mismas que podrían hacer colapsar a la estructura.
- **No considerado (S – 6):** Este nivel es para cuando el daño de la estructura no aborde alguno de los anteriores niveles de desempeño, algunos propietarios pueden desear evaluar algunos daños no estructurales, lo cual no entra en estos niveles de afectación.

Para los elementos no estructurales se establecen los siguientes 5 niveles:

- **Desempeño no estructural operacional (N – A):** Es el estado de afectación en el cual los componentes no estructurales después del terremoto mantienen la misma funcionalidad que proporcionaban al edificio antes del terremoto, la mayoría de componentes no estructurales no sufre daños.
- **Retención de la posición no estructural (N – B):** Es un estado de afectación post terremoto, en el cual podría existir daños en algunos componentes, por lo que no podrían funcionar de manera inmediata, a su vez los elementos están asegurados en su lugar para evitar los daños causados por su caída, las puertas, escaleras y ascensores están completamente funcionales.
- **Seguridad de vida (N – C):** En este nivel de desempeño de los componentes no estructurales después del terremoto pueden sufrir daños considerables y costosos, pero no causa un riesgo para la seguridad de vida. Los sistemas de seguridad de vida (sistema contra incendios), almacenamiento y distribución de materiales peligrosos debe ser funcional.
- **Amenaza reducida (N – D):** En este nivel los elementos considerados como no estructurales pueden sufrir daños importantes, pero no hay el descenso de componentes pesados las cuales pueden generar una amenaza para los ocupantes.

- **No considerado (N – E):** En este nivel de desempeño aborda lo concerniente a la no evaluación de los elementos no estructurales, que no interrumpiría los usos normales en la edificación, ya que muchas más muertes resultan del colapso estructural.

VISIÓN–2000 especifica niveles de desempeño que están relacionados con el desplazamiento máximo. Según Visión 2000 los niveles de desempeño están definidos de acuerdo a la tabla 1.5.

Tabla 1.5. Niveles de desempeño para estados de daño

Desplazamiento relativo máximo	Características de desempeño	Periodos de retorno	Probabilidad de ocurrencia
±0.2%	Totalmente Operacional	43 años	50% en 30 años
±0.5%	Operacional	72 años	30% en 50 años
±1.5%	Seguridad vital	475 años	10% en 50 años
±2.5%	Expectativa de colapso	970 años	10% en 100 años

Fuente: Adaptación de SEAOC, 1995

Los niveles de desempeño la relacionan con las derivas de la estructura y el periodo de retorno, por lo que a menor deriva tiene menores daños y viceversa. Es importante mencionar que las derivas pueden variar de acuerdo a las normas de cada país y de acuerdo al tipo de estructura, para pórticos de concreto para un nivel de ocupación inmediata la deriva es del 1% mientras que para las estructuras aporticadas de acero resistente a momento es del 0.7% (FEMA-356, 2000).

Un mejor resumen de los objetivos básicos del desempeño que recomienda VISION – 2000, SEAOC 1995 se observa en la figura 1.10.

Así mismo el FEMA 274 y ASCE-41, establece una relación de aplicación del objetivo de desempeño en función al nivel de amenaza sísmica, el grado de daño que se espera, así también los costos económicos de rehabilitación mostrados en la figura 1.11.

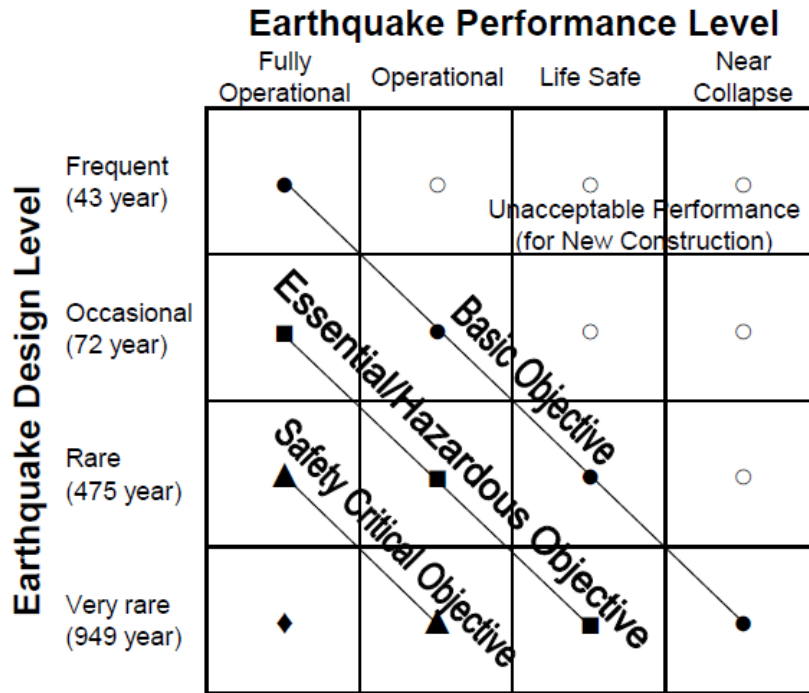


Figura 1.10. Objetivos básicos de desempeño de acuerdo al periodo de retorno
Fuente: SEAOC, 1995

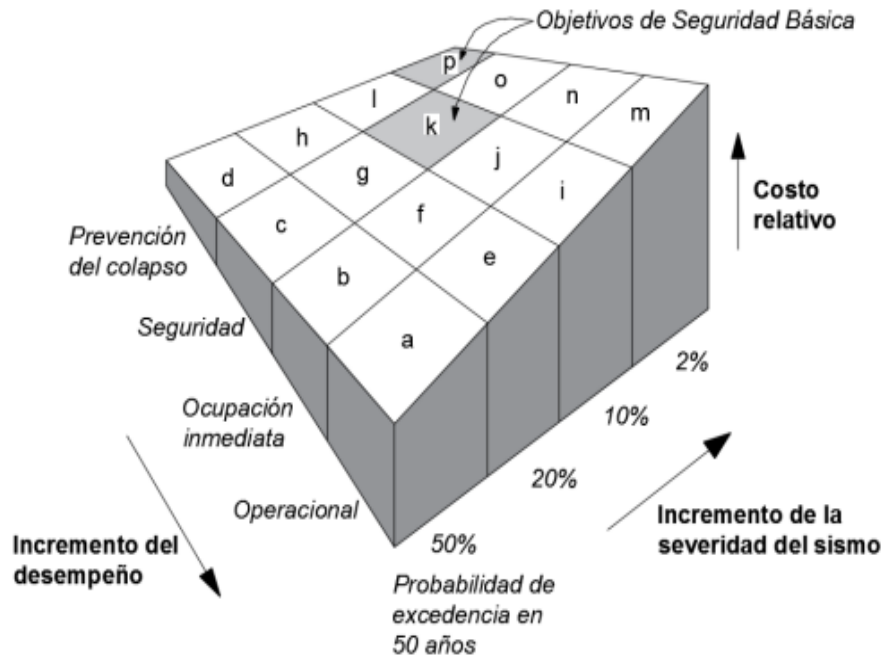


Figura 1.11. Objetivos de desempeño de acuerdo al costo de rehabilitación
Fuente: Adaptación FEMA 274 y ASCE

2 METODOLOGÍA

2.1. Aspectos iniciales

2.1.1 Características geométricas de los edificios

Las edificaciones objeto de estudio para el propósito de este trabajo, constan de 11 y 5 niveles respectivamente, ambos edificios cuentan con la misma distribución arquitectónica en planta con simetría geométrica en ambas direcciones, los edificios están conformados por un sistema estructural de pórticos de acero estructural en ambas direcciones principales X y Y.

A continuación, se detalla la configuración planteada tanto en planta como en elevación para ambos edificios los cuales están definidos por 5 vanos en ambas direcciones de 5m y 4.5m, y una altura de piso de 3m, con altura total de 33m y 15m respectivamente.

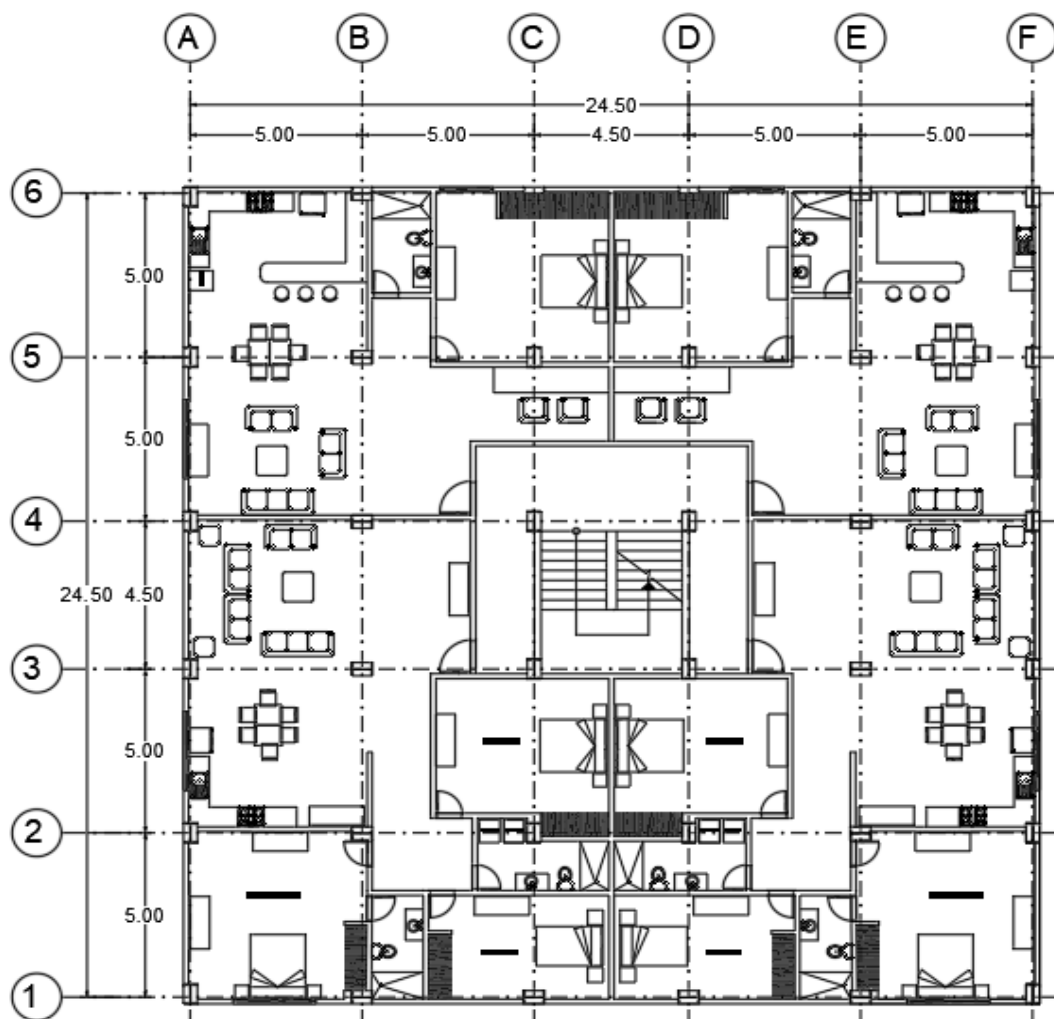


Figura 2.1. Distribución de la planta arquitectónica en los edificios

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

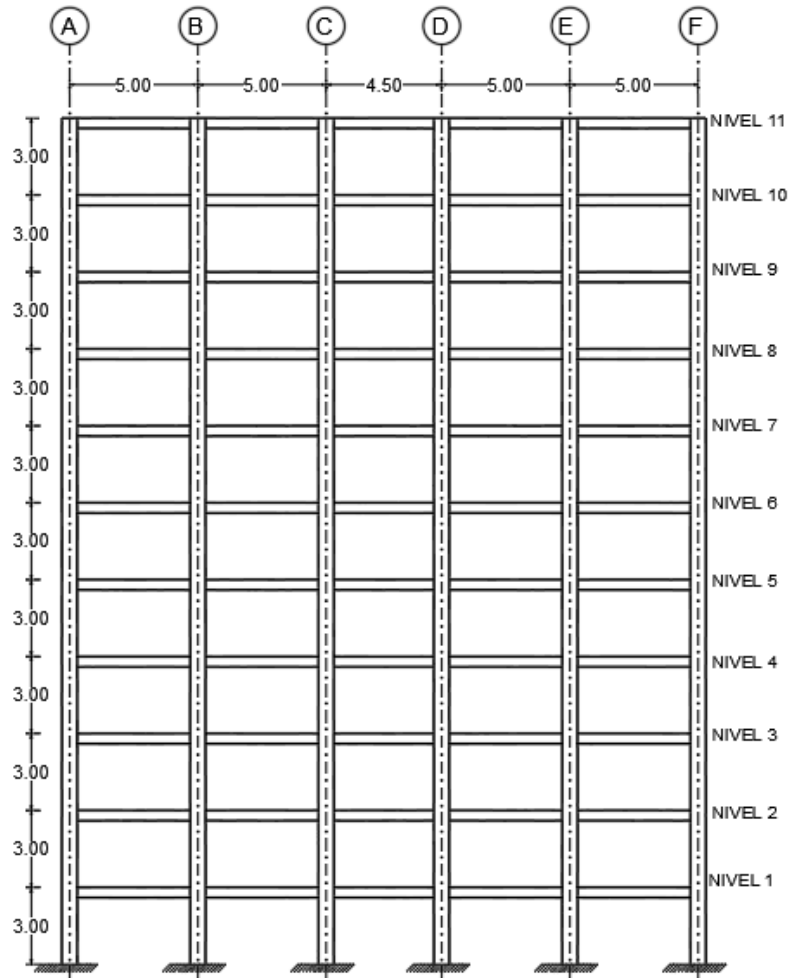


Figura 2.2. Configuración en elevación edificio 11 pisos
 Elaborado por: Gustavo Gonzaga

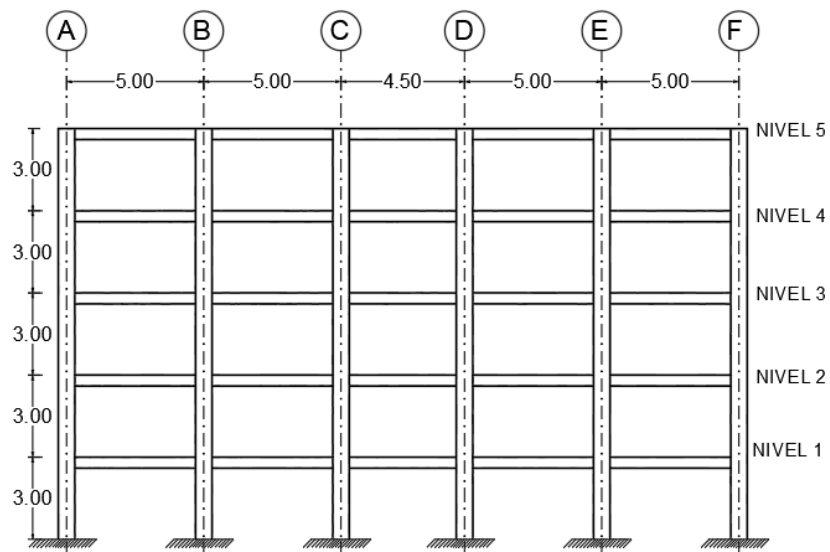


Figura 2.3. Configuración en elevación edificio 5 pisos
 Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.1.2 Descripción del pórtico equivalente a ser analizado

Se selecciona el pórtico del eje 5, por ser el pórtico más representativo y se lo representa con un área sombreada, el pórtico elegido cuenta con 5 vanos, es un pórtico con longitudes de vanos de 5m en los vanos exteriores y 4.5m en el vano interior. En la figura 2.4. se muestra el pórtico mencionado.

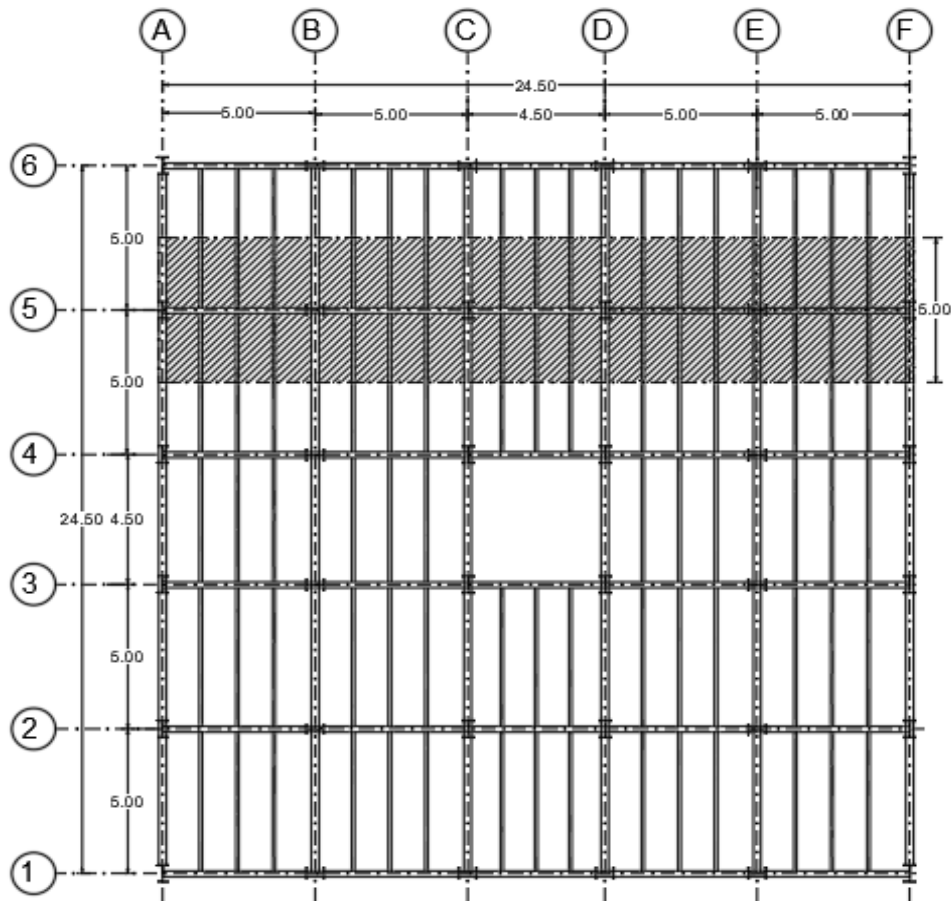


Figura 2.4. Esquema en planta de pórtico a ser analizado
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.1.3 Propiedades mecánicas del acero estructural

Las edificaciones objeto de estudio como se mencionó anteriormente serán de acero estructural, las principales propiedades del material son las siguientes:

- Módulo de elasticidad (E): Es un valor esencial en el análisis, diseño y modelación de una estructura de acero y cuyo valor está estimado en 2043000 kg/cm².
- Módulo de cortante (G): Es un valor que se obtiene mediante la ecuación 2.1:

$$G = \frac{E}{2 * (1 + \mu)}$$

Ecuación 2.1. Módulo de cortante

Donde μ =coeficiente de Poisson, cuyo valor para el acero es 0.3

- Coeficiente de expansión térmica (α): Para el acero tiene un valor aproximado de $\alpha=11.7 \times 10^{-6}(\text{°C}^{-1})$.
- Esfuerzo de fluencia: Para este proyecto se usará acero A572Gr50, que está especificado bajo la norma ASTM 572, y cuyo valor de fluencia es de $F_y=3520 \text{ kg/cm}^2$ y un valor de resistencia última de $F_u=4570 \text{ kg/cm}^2$.

2.1.4 Definición de cargas sísmicas

El concepto de carga sísmica es mayormente utilizado dentro de la ingeniería estructural, que no son más que las acciones provocadas por un sismo, las cuales actúan sobre la estructura de un edificio, la misma que debe ser capaz de resistir dichas acciones o fuerzas.

Para poder definir las cargas sísmicas se asume que las dos edificaciones están ubicadas en la ciudad de Quito, son de uso residencial y, también, se asume que las estructuras se asientan sobre un suelo tipo C, definidas en la Normativa Ecuatoriana de Construcción.

A continuación, se presentan los parámetros y lineamientos que indica la Norma Ecuatoriana de Construcción para la obtención de las cargas sísmicas, para el diseño de las estructuras a ser estudiadas.

- Zona Sísmica= V (sitio donde se asume que construirán las estructuras)
- Factor de Zona, $Z=0.40$
- Tipo de suelo, C (para suelos de Quito, en gran parte de su geografía)

- Coeficientes de amplificación de perfil de suelo:

$$F_a = 1.20$$

$$F_d = 1.11$$

$$F_s = 1.11$$

- Relación de amplificación espectral, $n = 2.48$ (para provincias ubicadas en la serranía ecuatoriana)
- Factor de importancia, $I=1$ (para uso residencial)
- Factor por irregularidad en planta, $\phi_p = 1$
- Factor por irregularidad en elevación, $\phi_E = 1$
- Factor de reducción de respuesta sísmica, $R=8$ (para edificios aporticados)
- Carga reactiva, W =Carga muerta absoluta (peso propio de elementos estructurales y cargas permanentes)
- Aceleración espectral S_a , representado como parte de la aceleración de la gravedad, se lo calcula aplicando las fórmulas propuestas en la norma, según el rango que se ubique el periodo fundamental de la estructura.

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

- Periodo fundamental de vibración de la estructura, $T = C_t * h_n^\alpha$
- Periodo de vibración para edificio de 11 pisos, $T = 0.072 * 33^{0.8} = 1.18\text{seg}$
- Periodo de vibración para edificio de 5 pisos, $T = 0.072 * 15^{0.8} = 0.63\text{seg}$

2.1.5 Prediseño de elementos estructurales

En esta sección se realizará el prediseño de cada elemento estructural para las dos edificaciones de acero.

2.1.5.1. Prediseño de loseta colaborante deck

Las losas colaborantes deck son diseñadas para carga vertical, y a las características geométricas que demande la estructura. Se detalla a continuación las cargas a ser consideradas.

Tabla 2.1. Carga sobrepuesta para losa tipo deck

CARGA SOBREPUESTA		
DESCRIPCION	VALOR	UNIDAD
Peso de acabados , recubrimientos y otros	120	kg/m ²
Peso de paredes divisorias	200	kg/m ²
Carga viva (Nec 2015)	200	kg/m ²
TOTAL CARGA SOBREPUESTA	520	kg/m²

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Considerando las características geométricas de los edificios lo más adecuado es colocar las viguetas o vigas secundarias con una separación de: $5 \text{ m} / 4 = 1.25 \text{ m}$ en los vanos más grandes y $4.5 \text{ m} / 3 = 1.5 \text{ m}$, en el vano central. Se colocará una losa 10 cm de espesor total (5 cm de hormigón por encima de la cresta), sobre la placa colaborante que tendrá un espesor de lámina de 0.65 mm.

Tabla 2.2. Propiedades del panel colaborante

PROPIEDADES DEL PANEL					
ESPESOR mm	PESO kg/m²	I_s (+) cm⁴/m	I_s (-) cm⁴/m	S_s (+) cm⁴/m	S_s (+) cm⁴/m
0.65	6.37	29.3	28.86	9.61	14.54

Fuente: Ficha técnica Kubilosa

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.3. Tabla auxiliar para diseño

MÁXIMA CARGA SOBREPUESTA QUE PUEDE RESISTIR EN Kg/m ²					
ESPESOR DE LOSA DE 10 cm					
ESPESOR DE PLACA COLABORANTE mm	ESPESOR DE LOSA cm	VOLUMEN DE HORMIGON m ³ /m ²	Separacion entre apoyos		
			1.6	1.8	2
0.65	5	0.06950	1940	1487	1164
0.65	6	0.07954	2252	1734	1364
0.65	7	0.08954	2252	1981	1564
0.65	8	0.09954	2252	2228	1764

Fuente: Ficha técnica Kubilosa

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

De los parámetros establecidos anteriormente para el diseño de la losa deck, se verifica que la sección escogida cumple satisfactoriamente las demandas de carga. La carga sobrepuesta que la sección es capaz de resistir es de más de 1940 kg/m² para una separación máxima de 1.50m y 1.25m respectivamente.

2.1.5.2. Obtención de carga muerta de losa

Es esencial considerar las cargas muertas que intervienen sobre una losa considerando el uso y ocupación para el cual están orientadas las edificaciones conforme a sus características geométricas, materiales que las conforman etc., dichas cargas serán transmitidas a todos los elementos que conforman la estructura como viguetas, vigas, columnas y posteriormente a la cimentación.

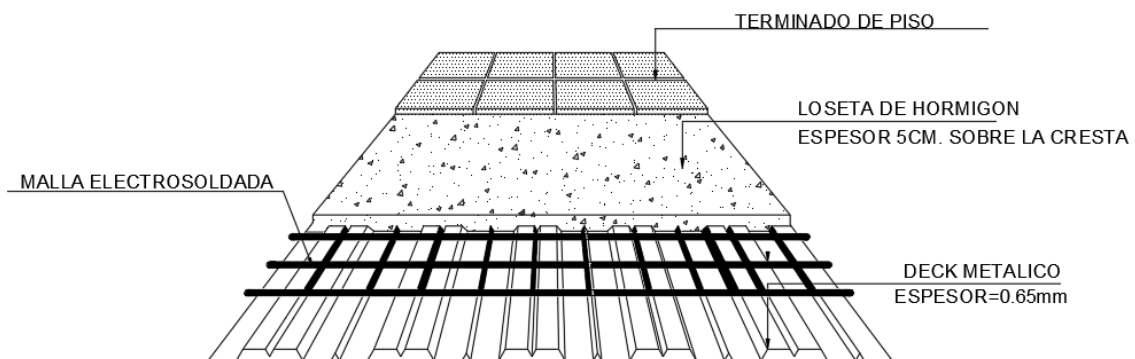


Figura 2.5. Representación de cargas muertas sobre losa tipo deck

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.4. Hipótesis de carga en las edificaciones

CARGA MUERTA WD		
DESCRIPCIÓN	VALOR	UNIDAD
Peso de losa deck (e=10cm)	173.17	kg/m ²
Peso de hormigón (5cm sobre la cresta)	166.80	kg/m ²
Peso de placa colaborante calibre 0.65mm	6.37	kg/m ²
Peso de paredes(asumida)	200	kg/m ²
Peso de acabados ,recubrimientos y otros	120	kg/m ²
CARGA MUERTA TOTAL	493.17	kg/m²
CARGA VIVA WL		
Carga viva de piso	200	kg/m ²
Carga viva de cubierta inaccesible	70	kg/m ²

Fuente: Ficha técnica Kubilosa

Apuntes de clase

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.1.5.3. Prediseño de vigas secundarias

En el caso de las vigas secundarias o viguetas, para su prediseño y posterior modelación y diseño final, se considera que las conexiones entre vigas principales y vigas secundarias son flexibles o simplemente apoyadas.

Para predimensionar las vigas secundarias se tomará de ejemplo la viga de mayor longitud y mayor área tributaria, cuya longitud es de 5.00 metros y un área tributaria de 1.25 metros, ya que esta será la más crítica, adicionalmente se tomarán los valores de carga muerta y viva encontradas anteriormente cuyos valores son:

$$\text{Carga muerta total} = 173.17 \frac{kg}{m^2} + 320 \frac{kg}{m^2} = 493.17 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Carga viva total} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Con fines de prediseño no se tomará en consideración el peso propio de la viga secundaria y se trabajará con la combinación de carga LRFD descrita a continuación:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2(493.17 \frac{kg}{m^2}) + 1.6(200 \frac{kg}{m^2})$$

$$U = 911.80 \frac{kg}{m^2}$$

Multiplicando por el área tributaria de 1.25 metros. Se obtiene una carga de forma distribuida por longitud que actúa a lo largo de toda la viga secundaria.

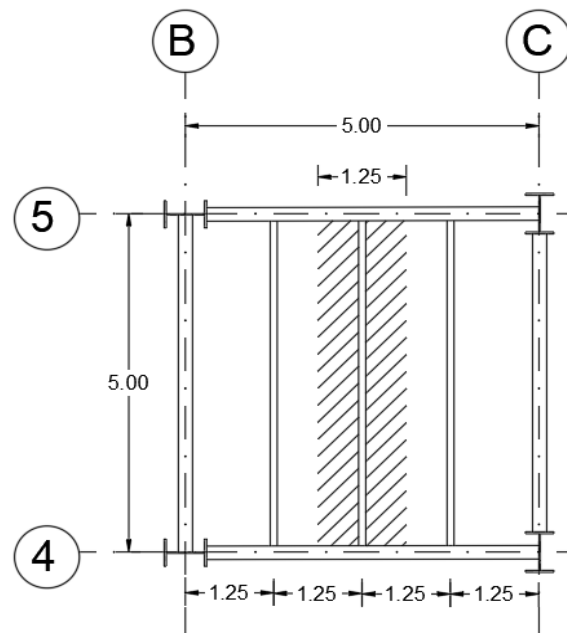


Figura 2.6. Disposición de área tributaria sobre viga simplemente apoyada
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

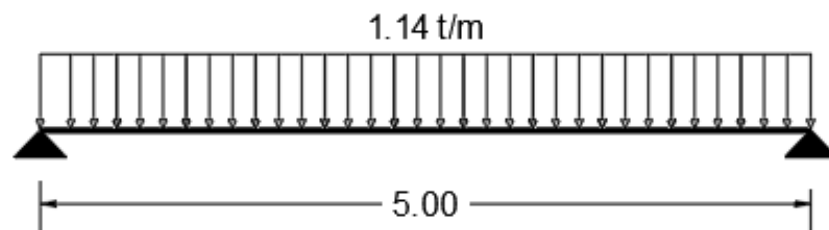


Figura 2.7. Esquema de carga repartida sobre viga simplemente apoyada
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

$$W_u = 911.80 \frac{kg}{m^2} * 1.25m = 1139 \frac{kg}{m} = 1.14 \frac{ton}{m}$$

Encontrado el valor de carga sobre unidad de longitud ya se puede obtener el máximo momento que actúa en la viga simplemente apoyada, las cuales posteriormente transmitirán dichas cargas a las vigas principales.

El momento flector máximo en la viga secundaria viene dada por:

$$Mu = \frac{Wu * L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1.14 \frac{ton}{m} * (5m)^2}{8}$$

$$Mu = 3.56 \text{ ton.m}$$

A continuación, una vez calculado Mu, se determina qué valor de módulo plástico requerirá la sección.

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi_b * fy}$$

$$Zx_{req} = \frac{3.56 \text{ tm} * 10^5}{0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Zx_{req} = 112.37 \text{ cm}^3$$

Mediante una hoja electrónica de cálculo se verifica que la sección propuesta posea un módulo plástico mayor o igual al módulo plástico requerido, y a su vez que el alma y patines sean sísmicamente compactos o al menos compactos al tratarse de una viga secundaria esto con el fin de evitar que la sección sufra por pandeo local.

Tabla 2.5. Prediseño de viga secundaria

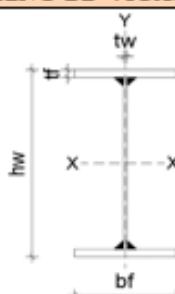
PREDISEÑO DE VIGAS TIPO I			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	188
tw	(mm)	Espesor de alma	4
bf	(mm)	Ancho de patin	90
tf	(mm)	Espesor de patin	6
hw	(mm)	Altura total de la sección	200
L	(mm)	Longitud vigueta	500
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520

Tabla 2.5. Continuación

PROPIEDADES DE LA SECCION		
A (cm ²)	Área de la seccion tranversal	18.32
I _x (cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	1237.99
I _y (cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	73.00
S _x (cm ³)	Modulo elastico	123.80
Z _x (cm ³)	Modulo plastico	140.10
r _x (cm)	Radio de giro xx	8.22
r _y (cm)	Radio de giro yy	2.00
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b		
LIMITES	PATIN	ALMA
λ (b/t o h/t)	7.50	47.00
λ_r	24.09	137.32
λ_p	9.15	90.58
λ_{ps}	7.23	59.02
CASO	COMPACTA	SISMIC. COMPACTA
VALIDACION DE RESULTADOS		
Z _x (Cm ³)	DISPONIBLE	140.10
Z _x (Cm ³)	REQUERIDO	112.37
D/C ≤ 1	RATIO DEMANDA /CAPACIDAD	0.80

Fuente: NEC 2015 NEC-SE-AC
AISC-360

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se cumple satisfactoriamente la condición que el módulo plástico ($Z_{x_{ca1}}$) disponible o calculado sea mayor que el módulo plástico ($Z_{x_{req}}$) requerido, por lo que se dispone colocar una vigueta con las siguientes dimensiones como sección preliminar:

$$hw=200mm, tw=4mm, bf=90mm, tf=6mm$$

2.1.5.4. Prediseño de vigas principales

En lo concerniente al prediseño de las vigas principales se usarán de igual manera vigas de acero estructural de perfil tipo I, construidas con flejes soldados. Las vigas principales se conectan a las columnas mediante varios tipos de conexiones, para el caso de estudio se asumirá una conexión rígida, que sea capaz de transferir de manera eficaz el momento flector a las columnas, este tipo de conexiones se denomina “conexiones o pórticos resistentes a momento” o SMF (Special Moment Frame) por sus siglas en inglés. Sobre las vigas principales actuarán cargas provenientes de las vigas secundarias, las cuales se transmiten como cargas puntuales.

Para el cálculo de las solicitaciones de momento en las vigas principales se considera que estas se encuentran empotradas en cada extremo.

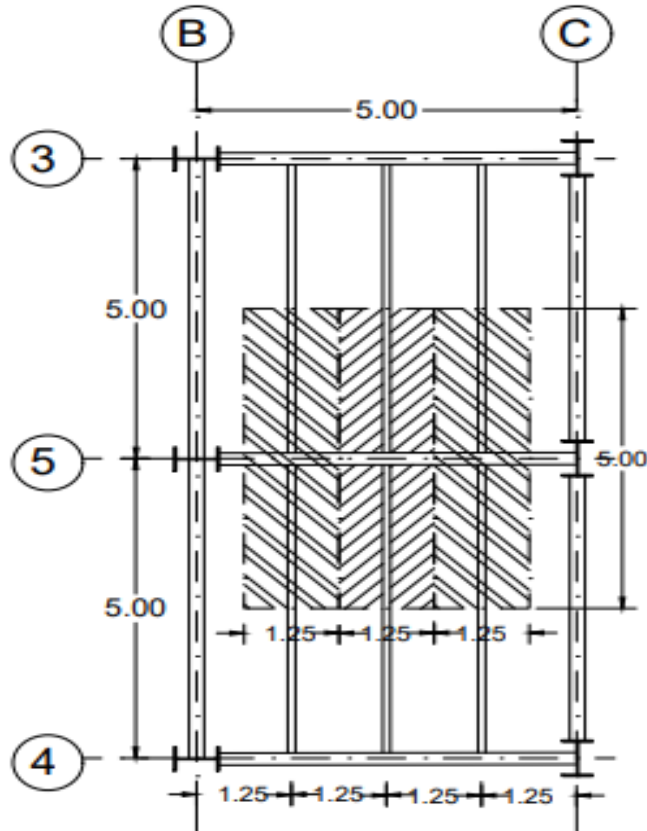


Figura 2.8. Disposición de área tributaria sobre viga principal
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

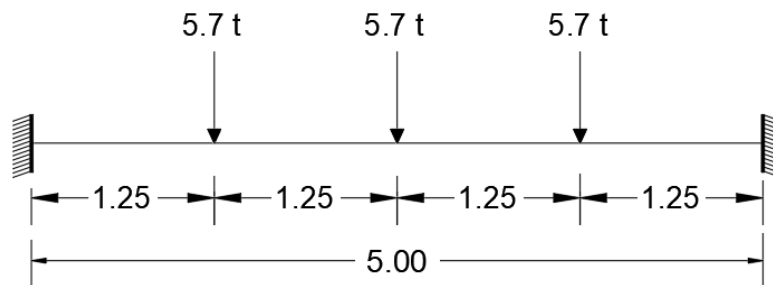


Figura 2.9. Esquema de cargas puntuales sobre viga principal
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

$$P_u = 911.80 \frac{kg}{m^2} * 1.25m * 5m = 5698 kg = 5.70 ton$$

Una vez encontrado los valores de cargas puntuales sobre la viga principal ya se puede obtener el valor del momento máximo para lo cual se considera que la viga se encuentra empotrada, y dichas cargas posteriormente se transmitirán a las columnas.

El momento flector máximo en la viga principal viene dada por:

$$Mu = \frac{5Pu * L}{16}$$

$$Mu = \frac{5Pu * L}{16}$$

$$Mu = 8.90 \text{ ton.m}$$

Se debe tomar en consideración que, en el caso de las vigas principales, se hace un proceso simplificado el cual arroja un valor aproximado al real que se obtendrá del diseño definitivo. Las mismas que además de recibir cargas muertas y vivas, reciben cargas por efecto del sismo.

A continuación, se determina el valor del módulo plástico requerido que tendrá la sección:

$$Zx_{req} = \frac{Mu}{\phi_b * fy}$$

$$Zx_{req} = \frac{8.90 \text{ ton.m} * 10^5}{0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2}}$$

$$Zx_{req} = 280.93 \text{ cm}^3$$

Como se había mencionado anteriormente las vigas principales pertenecen al sistema de “pórticos resistentes a momento”, por tal motivo es necesario que los momentos obtenidos se incrementen, para considerar el efecto causado por el sismo.

Para el efecto causado por el sismo se considera un factor de incremento, dicho valor aumentará el momento en las vigas, cuyo valor es mayor para los primeros niveles, a partir de ahí se selecciona las secciones para cada grupo de pisos.

En la tabla 2.6, se detallan los valores de f que se deben considerar para los distintos pisos de las edificaciones.

Tabla 2.6. Factor amplificador de momento por sismo

NIVEL	f
Pisos Bajos	1.2 - 1.6
Pisos Medios	0.8 - 1.1
Pisos Altos	0.4 - 0.7

Fuente: Guerra, 2010.

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

En la siguiente tabla se consideran los factores amplificadores cuyos valores van desde 0.7, 1.1, y 1.6, de aquí se obtienen los nuevos módulos plásticos Z_x , para cada grupo de pisos.

Tabla 2.7. Módulos plásticos para diseño

MODULOS PLASTICOS				
NIVELES	Mu (tm)	f(factor)	Mu_ampl. (tm)	Zx_req. (cm3)
1 AL 5	8.90	1.6	14.24	449.49495
6 AL 8	8.90	1.1	9.79	309.02778
9 AL 11	8.90	0.7	6.23	196.65404

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Mediante una hoja electrónica de cálculo se verifica que la sección propuesta posea un módulo plástico mayor o igual al módulo plástico requerido, y a su vez que el alma y patines lleguen a ser sísmicamente compactas, esto con el fin de que la sección no sufra de pandeo local.

Tabla 2.8. Prediseño de vigas principales

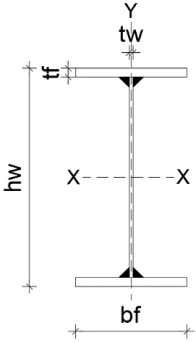
PREDISEÑO DE VIGAS TIPO I			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	330
tw	(mm)	Espesor de alma	6
bf	(mm)	Ancho de patin	100
tf	(mm)	Espesor de patin	10
hw	(mm)	Altura total de la sección	350

Tabla 2.8. Continuación

MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion tranversal	39.80
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	7578.52
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	167.26
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	433.06
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	503.35
rx	(cm)	Radio de giro xx	13.80
ry	(cm)	Radio de giro yy	2.05
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES		PATIN	ALMA
λ (b/t o h/t)		5.00	55.00
λ_r		24.09	137.32
λ_p		9.15	90.58
λ_{ps}		7.23	59.02
CASO		SISMIC. COMPACTA	SISMIC. COMPACTA
VALIDACION DE RESULTADOS			
Zx	(Cm ³)	DISPONIBLE	503.35
Zx	(Cm ³)	REQUERIDO	449.49
D/C \leq 1		RATIO DEMANDA /CAPACIDAD	0.89

Fuente: NEC 2015 NEC-SE-AC
AISC-360

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.9. Dimensiones vigas principales de prediseño – Edificio 11 pisos

NIVEL	ÁREA cm ²	hw cm	tw cm	bf cm	tf cm	Zx cm ³
1 al 5	39.80	35	0.6	10	1	503.35
6 al 9	38.00	32	0.6	10	1	445.00
10 al 11	25.5	27	0.5	8	0.8	248.33

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Bajo las mismas consideraciones de cálculo expuestas anteriormente se procede al prediseño de las vigas principales para la edificación de cinco pisos, dado que las condiciones geométricas en planta son las mismas que en el primer edificio.

A continuación, se resumen las dimensiones de vigas principales para la edificación de cinco pisos:

Tabla 2.10. Dimensiones vigas principales de prediseño – Edificio 5 pisos

NIVEL	ÁREA cm ²	hw cm	tw cm	bf cm	tf cm	Zx cm ³
1 al 3	38.00	32	0.6	10	1	445.00
4	35.00	27	0.6	10	1	353.75
5	25.36	25	0.4	10	0.8	248.36

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.1.5.5. Prediseño de columnas

Para el prediseño de las columnas se realizará un análisis práctico debido que al final el diseño se lo realizará con el software ETABS, Se utilizará el método indicado en el manual AISC de construcción en acero, donde se hallan valores de esfuerzos críticos de compresión conforme el valor de Kl / r (relación de esbeltez) de la columna. Se deberá tomar en consideración las cargas verticales últimas multiplicadas por el área tributaria, las mismas que son transmitidas a los elementos columnas. Se consideran los valores de cargas muertas y vivas calculadas anteriormente en el prediseño de vigas secundarias y principales, además se considerará un valor de 50 Kg/m² concerniente al peso de columnas y vigas, cuyos valores son:

$$\text{Carga muerta total} = 493.17 \frac{kg}{m^2} + 50 \frac{kg}{m^2} = 543.17 \frac{kg}{m^2}$$

$$\text{Carga viva total} = 200 \frac{kg}{m^2}$$

Con fines de prediseño se trabajará con combinación de carga LRFD descrita a continuación:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * \left(543.17 \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 * \left(200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$U = 971.80 \frac{kg}{m^2}$$

Se emplea un valor de 1.6 como factor de mayoración para considerar los efectos causados por el sismo y se toma el mayor valor recomendado por Guerra, 2010, debido que se trata de un edificio alto cuya demanda sísmica va a estar controlada únicamente por pórticos:

$$U = 971.80 * 1.60 \frac{kg}{m^2}$$

$$U = 1554.88 \frac{kg}{m^2}$$

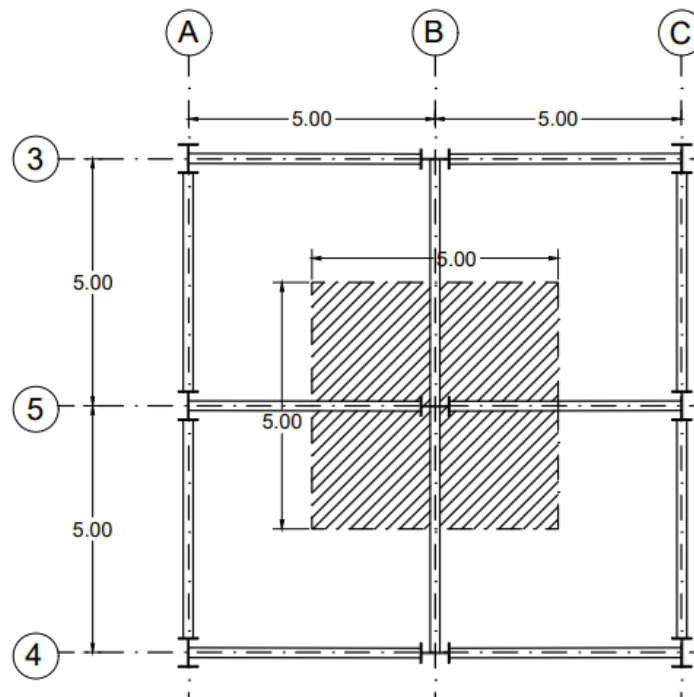


Figura 2.10. Disposición de área tributaria sobre columnas
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para obtener la carga última de carga axial en las columnas, se deberá multiplicar el área tributaria por la carga distribuida de la losa para la columna seleccionada, la cual tiene un área 25 m² por piso y esto por el número total de pisos. De esta manera se obtiene el valor de carga concentrada.

$$Pu = 1554.88 \frac{kg}{m^2} * 25m^2 * 11pisos = 427592 kg$$

$$Pu = 427.60 ton$$

Para una columna de acero la relación de esbeltez está entre 40 y 50 (Guerra, 2010.) para una longitud de 3m a 4.57m, para este caso de prediseño se adopta un valor de 50. Basándose en el manual AISC para diseño en acero, donde se obtiene el valor del esfuerzo crítico en compresión para un acero estructural A572.

Tabla 2.11. Esfuerzo crítico de compresión

Table 4-22 (continued) Available Critical Stress for Compression Members														
$F_y = 35$ ksi			$F_y = 36$ ksi			$F_y = 42$ ksi			$F_y = 46$ ksi			$F_y = 50$ ksi		
$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$	$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$
	ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi		ksi	ksi
	ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD		ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0
49	18.5	27.9	49	19.0	28.5	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8
57	17.7	26.7	57	18.2	27.3	57	20.6	31.0	57	22.1	33.3	57	23.6	35.5
58	17.6	26.5	58	18.1	27.1	58	20.5	30.7	58	22.0	33.0	58	23.4	35.2

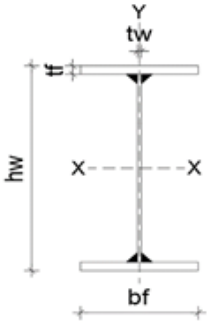
Fuente: AISC-STEEL CONSTRUCTION MANUAL

Para la condición indicada se obtiene un valor de $\phi_c F_{cr}$ de 37.5 ksi lo que equivale a 2636.51 kg/cm². El valor calculado es introducido en la ecuación que presenta el código AISC-360 para elementos a compresión y a partir de ahí se obtiene el área requerida.

$$A_g = \frac{Pu}{\phi_c F_{cr}}$$

$$A_g = \frac{427592 \text{ kg}}{2636.51 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 162.18 \text{ cm}^2$$

Tabla 2.12. Prediseño de columnas

PREDISEÑO DE COLUMNAS TIPO H			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	510
tw	(mm)	Espesor de alma	15
bf	(mm)	Ancho de patin	280
tf	(mm)	Espesor de patin	20
hw	(mm)	Altura total de la seccion	550
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion transversal	188.50
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	95270.71
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	7331.68
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	3464.39
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	3943.38
rx	(cm)	Radio de giro xx	22.48
ry	(cm)	Radio de giro yy	6.24
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC SE AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES		PATIN	ALMA
$\lambda (b/t \text{ o } h/t)$		7.00	34.00
λ_r		24.09	137.32
λ_p		9.15	90.58
λ_{ps}		7.23	59.02
CASO		SISMIC. COMPACTA	SISMIC. COMPACTA
VALIDACION DE RESULTADOS			
Area	(Cm ²)	DISPONIBLE	188.50
Area	(Cm ²)	REQUERIDO	162.18
D/C ≤ 1		RATIO DEMANDA /CAPACIDAD	0.86

Fuente: NEC 2015 NEC-SE-AC
AISC-360

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

TABLA 2.13. Dimensiones columnas de prediseño – Edificio 11 pisos

NIVEL	ÁREA cm ²	hw cm	tw cm	bf cm	tf cm	Zx cm ³
1 al 5	188.50	55	1.5	28	2	3943.38
6 al 9	151.68	55	1.2	25	1.8	3186.59
10 al 11	115.8	55	1	20	1.6	2379.61

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Bajo las mismas consideraciones de cálculo expuestas anteriormente y en función de la tabla 2.11, se procede al prediseño de las columnas para la edificación de cinco pisos, en este caso el área tributaria se multiplicará por el número de pisos expresada de la siguiente manera.

$$Pu = 1554.88 \frac{kg}{m^2} * 25m^2 * 5 \text{ pisos} = 194360 \text{ kg}$$

$$Pu = 194.36 \text{ ton}$$

A continuación, se resumen las dimensiones de las columnas para la edificación de cinco pisos:

Tabla 2.14. Dimensiones columnas de prediseño – Edificio 5 pisos

NIVEL	ÁREA cm ²	hw cm	tw cm	bf cm	tf cm	Zx cm ³
1 al 3	131.40	45	1	25	1.8	2372.49
4	105.80	45	1	20	1.6	1825.61
5	89.76	45	0.8	20	1.4	1576.97

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.2. Modelación de los edificios

Antes de proceder con la implementación del método DDBD las estructuras deberán ser modeladas y posteriormente analizadas como estructuras tridimensionales con el método de diseño basado en fuerzas, dando así cumplimiento a la Norma Ecuatoriana de construcción, que indica que dicho método (DBF) es de uso obligatorio para el análisis y diseño de estructuras, y el método a implementar en este trabajo de titulación es de carácter opcional, dichos modelos matemáticos serán analizados bajo los parámetros de cargas y fuerzas sísmicas expuestas anteriormente.

Los modelos estructurales se los realizará empleando el programa comercial ETABS, que es un programa que se especializa en el análisis y diseño de edificaciones.

Ya definidas las geometrías de las edificaciones, características, materiales y así como las dimensiones finales de los elementos estructurales, como son las columnas y vigas, se procede a su desarrollo.

Dado que las secciones planteadas originalmente en el prediseño no cumplen satisfactoriamente la capacidad que demandan las estructuras se procede a realizar las respectivas modificaciones.

A continuación, se resume las dimensiones finales de las secciones que llevará cada edificación para su respectivo análisis:

Tabla 2.15. Dimensiones finales de secciones del edificio 11 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGA	1 al 5	V1	I 450X8X170X12
VIGA	6 al 9	V2	I 420X8X140X10
VIGA	10 al 11	V3	I 300X6X120X10
VIGUETA	1 al 11	VG	I 220X4X90X8
COLUMNA	1 al 5	CM1	I 600X20X410X30
COLUMNA	6 al 9	CM2	I 600X18X380X28
COLUMNA	10 al 11	CM3	I 600X14X300X22

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.16. Dimensiones finales de secciones del edificio 5 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGA	1 al 3	V1	I 370X6X130X10
VIGA	4	V2	I 300X6X120X10
VIGA	5	V3	I 250X4X100X10
VIGUETA	1 al 5	VG	I 220X4X90X8
COLUMNA	1 al 3	CM1	I 550X14X350X25
COLUMNA	4 al 5	CM2	I 550X12X300X22

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

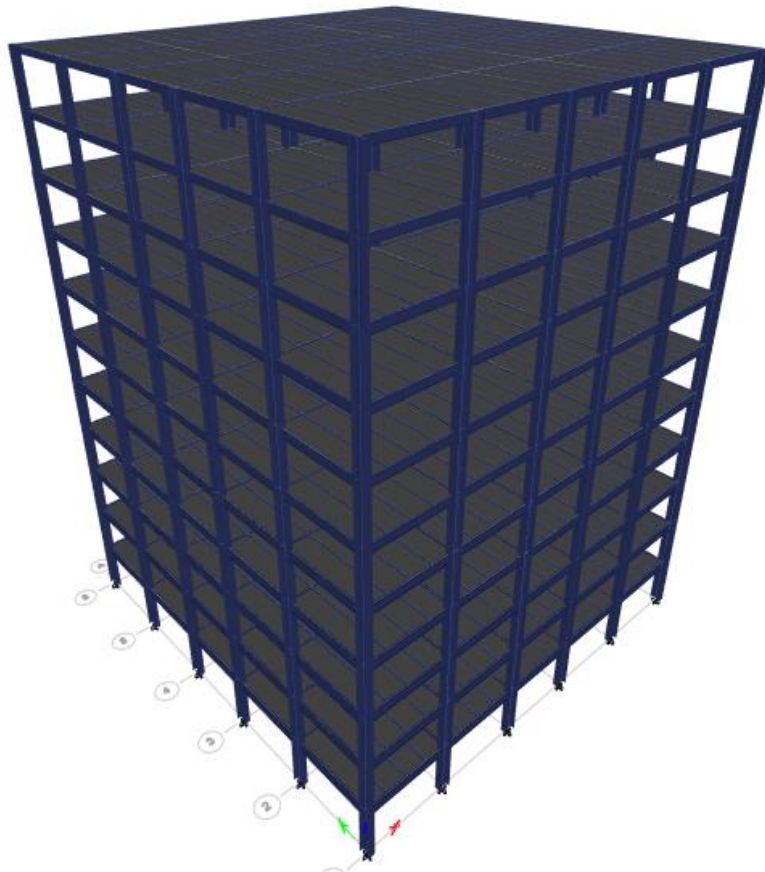


Figura 2.11. Modelo 3D – Edificio 11 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

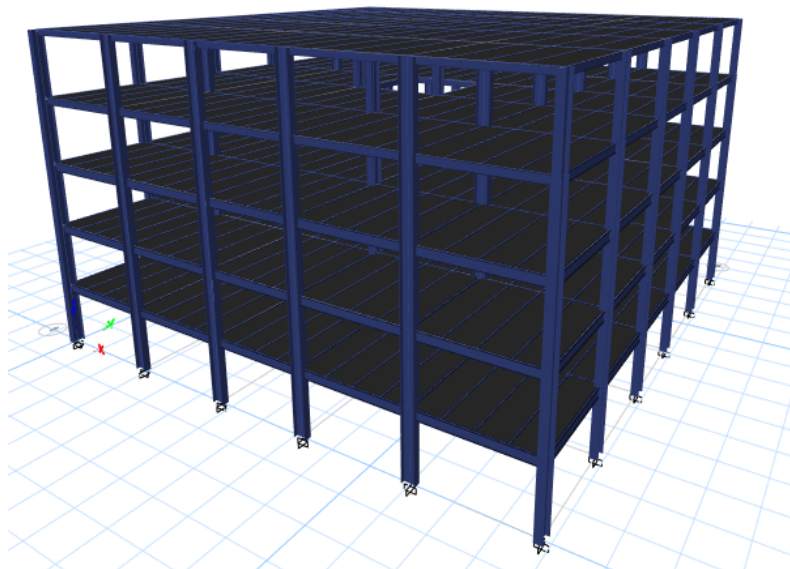


Figura 2.12. Modelo 3D – Edificio 5 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Continuando con el proceso de análisis, se ha calculado mediante un análisis modal los periodos y masas modales participativas de los edificios. Para dicho análisis se empleó el método de la combinación cuadrática completa (CQC) con el que cuenta el programa ETABS.

Tabla 2.17. Porcentajes de masas modales participativas – Edificio 11 pisos

CASO	MODO	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
		seg					
Modal	1	1.55	0.7528	0	0.7528	0	0
Modal	2	1.527	0	0.749	0.7528	0.749	0
Modal	3	1.325	0	0	0.7528	0.749	0.7479
Modal	4	0.547	0.1186	0	0.8714	0.749	0
Modal	5	0.534	0	0.1199	0.8714	0.869	0
Modal	6	0.462	0	0	0.8714	0.869	0.1196
Modal	7	0.306	0.0455	0	0.9169	0.869	0
Modal	8	0.294	0	0.0468	0.9169	0.9157	0
Modal	9	0.252	0	0	0.9169	0.9157	0.0474
Modal	10	0.194	0.0295	0	0.9464	0.9157	0
Modal	11	0.184	0	0.0299	0.9464	0.9456	0
Modal	12	0.157	0	0	0.9464	0.9456	0.0302

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.18. Porcentajes de masas modales participativas – Edificio 5 pisos

CASO	MODO	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
		seg					
Modal	1	0.886	0.748	0	0.748	0	0
Modal	2	0.864	0	0.7419	0.748	0.7419	0
Modal	3	0.743	0	0	0.748	0.7419	0.7383
Modal	4	0.279	0.1457	0	0.8937	0.7419	0
Modal	5	0.265	0	0.1503	0.8937	0.8921	0
Modal	6	0.225	0	0	0.8937	0.8921	0.1528
Modal	7	0.131	0.0641	0	0.9578	0.8921	0
Modal	8	0.122	0	0.0655	0.9578	0.9576	0
Modal	9	0.103	0	0	0.9578	0.9576	0.0663
Modal	10	0.079	0.0295	0	0.9874	0.9576	0
Modal	11	0.073	0	0.0299	0.9874	0.9875	0
Modal	12	0.061	0	0	0.9874	0.9875	0.0301

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Como se puede apreciar los edificios tienen un comportamiento dinámico adecuado para estructuras regulares, donde predominan los dos primeros modos de vibración ya que son traslacionales. Así mismo se observa que ambos edificios cumplen con la participación de masa modal acumulada, la cual deberá ser de al menos el 90% de la masa total de las estructuras para ambas direcciones horizontales X y Y.

2.2.1. Fuerzas laterales por sismo

Las fuerzas de diseño se aplicarán lateralmente a las edificaciones, para esto, se las diseñará mediante el método descrito por la NEC 15.

Para el diseño sismorresistente de las edificaciones con el método de DBF el valor de corte basal de diseño deberá ser distribuido en las correspondientes cargas sísmicas que serán aplicadas a los diferentes niveles de cada losa como una fracción de la carga sísmica total.

Para el edificio de once pisos, el periodo de vibración es de $T_1=1.181$ seg., el cual se lo obtuvo mediante el método 1 expresado en la NEC-15, mientras que con el análisis modal el periodo de vibración obtenido es de $T_2=1.55$ seg., que a su vez es mayor que $T_{max}= T_1*1.3$ que indica la NEC-15 como valor límite, y cuyo valor es $T_{max}=1.535$ seg., para el caso de estudio se escoge el valor de $T=1.535$ seg. como periodo fundamental para el edificio de once pisos. Y para el edificio de cinco pisos, el periodo de vibración con el método 1 es igual a $T_1=0.625$, y con el análisis modal se obtuvo un periodo de $T_2=0.886$ seg., y teniendo como valor límite a $T_{max}= 0.813$ seg., se escoge como valor de periodo de vibración a $T= 0.813$ seg. para el edificio de cinco pisos.

El valor de la aceleración espectral será determinado según el rango donde esté ubicado el periodo de vibración de la estructura.

$$S_a = n * Z * F_a \quad \text{para} \quad 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para} \quad T > T_c$$

Donde T_c es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones, y viene expresada como $T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$, entonces el valor será igual a:

$$T_c = 0.565 \text{ seg.}$$

Para la edificación de once pisos se tiene que el periodo de vibración es $T=1.535$ seg., mayor que $T_c = 0.565$ seg., por lo tanto, para el cálculo del coeficiente de corte basal y previa obtención de la aceleración espectral se aplicarán las siguientes ecuaciones:

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.565}{1.535}\right)^1$$

$$S_a = 0.438$$

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} W$$

$$V = \frac{1 * 0.438}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.0548W$$

De la misma manera para la edificación de cinco pisos se tiene que el periodo de vibración es $T=0.813$ seg., mayor que $T_c = 0.565$ seg., por lo tanto, para el cálculo del coeficiente de corte basal y previa obtención de la aceleración espectral se aplicarán las siguientes ecuaciones

$$S_a = n * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.2 * \left(\frac{0.565}{0.813}\right)^1$$

$$S_a = 0.827$$

$$V = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} W$$

$$V = \frac{1 * 0.827}{8 * 1 * 1} W$$

$$V = 0.103W$$

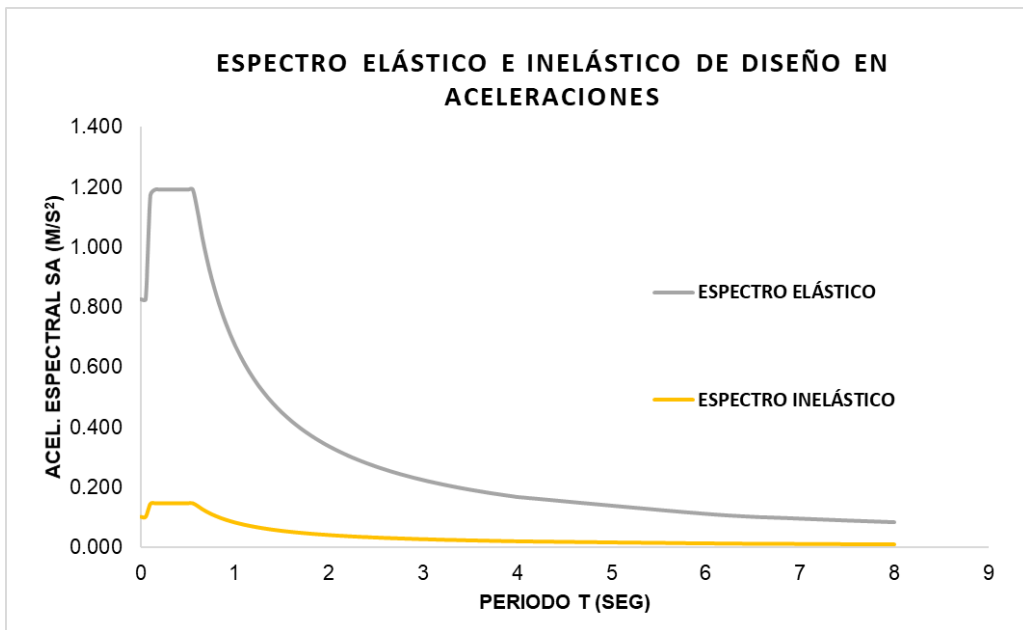


Figura 2.13 Espectro elástico de aceleraciones NEC-15
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.19. Parámetros para la elaboración del espectro de diseño

Localización:	QUITO
Factor de zona sísmica(Z):	0.4
Tipo de perfil de suelo:	C
Fa	1.2
Fd	1.11
Fs	1.11
n	2.48
r	1
To (seg) =	0.103
Tc (seg) =	0.565
TL (seg) =	2.664
Sa-max =	1.190
Sa -PGA =	0.480
Gravedad g=	9.810
Factor de reducción R	8

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

A continuación, se muestra cómo se obtuvo la carga reactiva w para los dos edificios

Tabla 2.20. Carga sísmica reactiva – Edificio 11 pisos

PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS (PP)				
TIPO DE ELEMENTO	SECCIÓN	LONGITUD TOTAL m	PESO UNITARIO kg/m	PESO TOTAL kg
Columna	I 600X20X410X30	486	277.855	135037.53
Columna	I 600X18X380X28	432	243.885	105358.32
Columna	I 600X14X300X22	210	164.724	34592.04
Viguetas	I 220X4X90X8	3900	17.707	69057.30
Vigas V1	I 450X8X170X12	1470	58.781	86407.78
Vigas V2	I 420X8X140X10	1170	47.100	55107.00
Vigas V3	I 300X6X120X10	588	32.028	18832.46
				504392.43

CARGA MUERTA PERMANENTE (D)				
AREA m2	# DE PISOS	LONGITUD TOTAL m	CARGA Kg/m2	PESO TOTAL kg
600.25	1	24.5mx24.5m	300.00	180075.00
580	10	24.5x24.5-(4.5x4.5)	493.17	2860386.00
				3040461.00

W=PP+D	3544853.43
	3544.85

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.21. Carga sísmica reactiva edificio – Edificio 5 pisos

PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS (PP)				
TIPO DE ELEMENTO	SECCIÓN	LONGITUD TOTAL m	PESO UNITARIO kg/m	PESO TOTAL kg
Columna	I 550X14X350X25	270	192.325	51927.75
Columna	550X12X300X22	216	151.285	32677.56
Viguetas	I 220X4X90X8	1783.5	17.709	31584.00
Vigas V1	I 370X6X130X10	882	36.895	32541.39
Vigas V2	I 300X6X120X10	294	32.028	9416.23
Vigas V3	I 250X4X100X10	294	22.922	6739.07
				164886.0015

CARGA MUERTA PERMANENTE (D)				
AREA m2	# DE PISOS	LONGITUD TOTAL m	CARGA Kg/m2	PESO TOTAL kg
600.25	1	24.5mx24.5m	300.00	180075.00
580	4	24.5x24.5-(4.5x4.5)	493.17	1144154.40
				1324229.40

W=PP+D	1489115.40
	1489.12

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Por lo tanto, los valores de corte basal mediante el análisis estático equivalente para cada edificio serán los siguientes:

- Edificio 11 pisos:

$$V = 0.0548 * W$$

$$V = 0.0548 * (3544.85 \text{ Tn})$$

$$V = 194.26 \text{ ton}$$

- Edificio 5 pisos:

$$V = 0.103 * W$$

$$V = 0.103 * (1489.12)$$

$$V = 153.38 \text{ ton}$$

Una vez calculado el cortante basal de diseño, se deberá distribuir dicha carga para cada nivel de los edificios según corresponda:

Tabla 2.22. Fuerzas estáticas equivalentes para cada nivel – Edificio 11 pisos

Nivel	wi(ton)	hi(m)	Wi*hi^k	Fi	Si
11	205.33	33	648010.98	21.62	21.62
10	319.85	30	1098502.10	36.66	58.28
9	329.04	27	977338.72	32.61	90.90
8	332.54	24	830649.18	27.72	118.62
7	332.44	21	678025.00	22.63	141.24
6	332.94	18	537870.31	17.95	159.19
5	336.94	15	415362.89	13.86	173.05
4	338.94	12	298754.38	9.97	183.02
3	338.94	9	193099.97	6.44	189.47
2	339.94	6	104855.86	3.50	192.97
1	337.94	3	36311.37	1.21	194.18
Σ	3544.84		5818780.74	194.18	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.23. Fuerzas estáticas equivalentes para cada nivel – Edificio 5 pisos

Nivel	wi(ton)	hi(m)	Wi*hi^k	Fi	Si
5	227.2	15	12363.96	41.87	41.87
4	311.220	12	13746.88	46.56	88.43
3	315.68	9	10014.51	33.92	122.35
2	315.68	6	6260.95	21.20	143.56
1	319.34	3	2842.61	9.63	153.18
Σ	1489.12		45228.917	153.18	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se detalla a continuación el resumen de los cortantes dinámicos para cada edificio, obtenidos del análisis modal espectral:

Tabla 2.24. Cortantes dinámicos del análisis modal espectral – Edificio 11 pisos

NIVEL	CORTANTE BASAL DINÁMICO	
	VX (ton)	VY(ton)
11	29.03	29.44
10	57.46	58.21
9	76.82	77.80
8	92.13	93.23
7	104.09	105.29
6	114.83	116.18
5	125.99	127.52
4	137.21	138.88
3	147.90	149.68
2	156.51	158.30
1	160.26	162.01

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.25. Cortantes dinámicos del análisis modal espectral – Edificio 5 pisos

NIVEL	CORTANTE BASAL DINÁMICO	
	VX (ton)	VY(ton)
5	37.30	37.45
4	71.35	71.66
3	95.91	96.25
2	113.55	113.74
1	122.54	122.54

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez calculado los cortantes dinámicos a través del método dinámico espectral en ambos edificios, se puede apreciar una diferencia entre los valores obtenidos con el método estático equivalente, pero que se ajustan a los requerimientos de la NEC-15, que

señalan que el cortante dinámico deberá ser por lo menos el 80% del cortante que se obtuvo con el método estático para estructuras regulares.

2.2.2. Derivas máximas de piso para cada edificio

La deriva máxima de piso es un indicativo de que tan afectada puede resultar una estructura después de un evento sísmico, la NEC-15, indica como límite máximo para controlar los daños por desplazamientos laterales que este valor no sea mayor que la deriva inelástica $\Delta_i = 0.02$

Se resume a continuación las máximas derivas de piso para ambos edificios, al tratarse de una estructura simétrica el análisis se lo hace únicamente en dirección X:

Tabla 2.26. Máxima deriva de piso – Edificio 11 pisos (Análisis Estático)

NIVEL	Deriva elástica	Factor de reducción	Deriva inelástica(Δ_i)	
	Δ_e	R	$(\Delta_i)=0,75*R*\Delta_e$	$(\Delta_i)<0,02$
11	0.00151	8	0.0091	OK
10	0.00185	8	0.0111	OK
9	0.00202	8	0.0121	OK
8	0.00236	8	0.0142	OK
7	0.00263	8	0.0158	OK
6	0.00265	8	0.0159	OK
5	0.00253	8	0.0152	OK
4	0.00253	8	0.0152	OK
3	0.00245	8	0.0147	OK
2	0.00211	8	0.0126	OK
1	0.00108	8	0.0065	OK

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.27. Máxima deriva de piso – Edificio 11 pisos (Análisis Dinámico)

NIVEL	Deriva elástica	Factor de reducción	Deriva inelástica(Δ_i)	
	Δ_e	R	$(\Delta_i)=0,75*R*\Delta_e$	$(\Delta_i)<0,02$
11	0.00146	8	0.0088	OK
10	0.00165	8	0.0099	OK
9	0.00163	8	0.0098	OK
8	0.00179	8	0.0107	OK
7	0.00192	8	0.0115	OK
6	0.00190	8	0.0114	OK
5	0.00183	8	0.0110	OK
4	0.00188	8	0.0113	OK
3	0.00188	8	0.0113	OK
2	0.00167	8	0.0100	OK
1	0.00087	8	0.0052	OK

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.28. Máxima deriva de piso – Edificio 5 pisos (Análisis Estático)

PISO	Deriva elastica	Factor de reduccion	Deriva inelastica(Δi)	
	Δe	R	$(\Delta i)=0,75*R*\Delta e$	$(\Delta i)<0,02$
5	0.00292	8	0.0175	OK
4	0.00324	8	0.0194	OK
3	0.00326	8	0.0196	OK
2	0.00304	8	0.0182	OK
1	0.00157	8	0.0094	OK

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.29. Máxima deriva de piso – Edificio 5 pisos (Análisis Dinámico)

PISO	Deriva elastica	Factor de reduccion	Deriva inelastica(Δi)	
	Δe	R	$(\Delta i)=0,75*R*\Delta e$	$(\Delta i)<0,02$
5	0.00239	8	0.0143	OK
4	0.00261	8	0.0157	OK
3	0.00260	8	0.0156	OK
2	0.00238	8	0.0143	OK
1	0.00124	8	0.0074	OK

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se encontró que las derivas de piso se mantuvieron dentro de los límites de seguridad establecidos, lo que indica que las estructuras no experimentarían daños significativos y que son capaces de soportar las cargas de diseño. Las derivas excesivas pueden comprometer la estabilidad de un edificio en caso de un evento sísmico o una carga lateral significativa. Sin embargo, en este caso, el resultado del análisis también demostró que ambos edificios presentan derivas dentro de los límites aceptables.

Mediante un análisis y diseño tradicional se verifica que el sistema estructural de los edificios está diseñado para absorber los movimientos laterales y redistribuir las cargas a través de los diferentes componentes estructurales. Además, los materiales utilizados en el diseño, así como los elementos estructurales, cumplen con las especificaciones requeridas por los códigos de construcción.

En resumen, un buen desempeño estructural puede garantizar la estabilidad y seguridad de un edificio en caso de una situación de emergencia.

2.3. Aplicación del método DDBD para el edificio de once pisos

Para la aplicación del método de diseño directo basado en desplazamientos para el edificio de once pisos se obtuvo el dimensionamiento preliminar de la estructura que está en base a las dimensiones de las secciones de la tabla 2.15, obtenidas anteriormente con el análisis del diseño basado en fuerzas.

2.3.1. Características geométricas edificio once pisos

Para el edificio a ser analizado se tomarán en cuenta los siguientes datos

Tabla 2.30. Características geométricas – Edificio 11 pisos

<i>CARACTERISTICAS EDIFICIO DE CINCO PISOS</i>	
Altura de Entrepiso	3 m
Número de Pisos	11 pisos
Altura Total	33.00 m
Número de Vanos eje "X"	5 vanos
Número de Vanos eje "y"	5 vanos
Dimensiones de Planta	24.50x24.50 m

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.3.2. Cálculo del espectro de desplazamientos

Dentro de las principales características de la edificación de once pisos, para poder obtener el espectro de desplazamientos se tiene los siguientes datos:

Ubicación:	Quito
Uso del Edificio:	Vivienda
Importancia:	Normal
Objetivo de diseño:	Control de Daños

Ya definidas las principales características de la edificación de once pisos, la NEC-2015 esto indica que se deberá emplear los factores de sitio en la elaboración del espectro de desplazamientos.

Tabla 2.31. Factores del espectro de desplazamiento – Edificio 11 pisos

FACTORES PARA ELABORAR EL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO		
Z	Factor de zona sísmica	0.4
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo	1.2
Fd	Coeficiente de amplificación del suelo	1.11
Fs	Coeficiente de amplificación del suelo	1.11
I	Factor de importancia de la estructura	1
ØP	Configuración en planta de la estructura	1
ØE	Configuración en elevación de la estructura	1
hn	Altura de la estructura hn	33
η	Razón entre la aceleración espectral	2.48
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico	0.5647
TL	Período límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos	2.664
To	Período límite de vibración espectro sísmico elástico de aceleraciones	0.1026

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para proceder a desarrollar el espectro elástico de desplazamientos se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$S_d = sa(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L$$

$$S_d = sa(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L$$

Donde:

g Aceleración de la gravedad.

S_d Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura

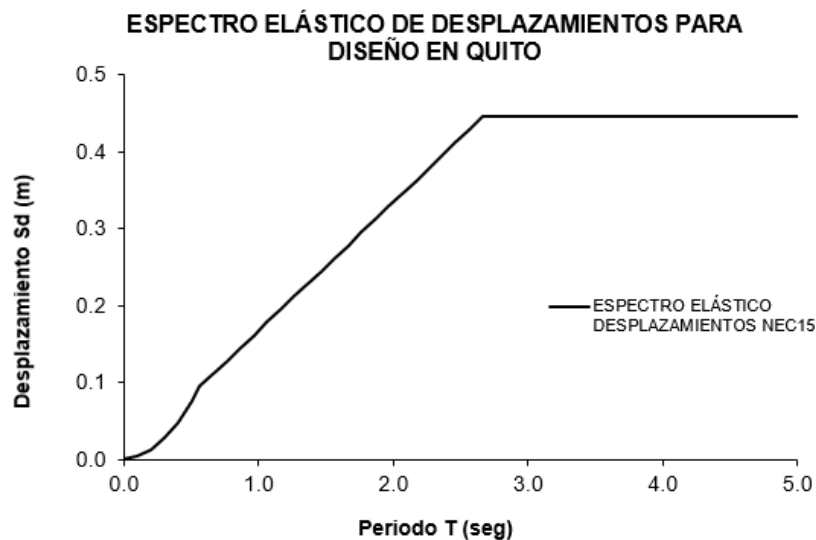


Figura 2.14. Espectro de desplazamientos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.3.3. Parámetros empleados en el diseño directo basado en desplazamientos para el edificio de once pisos

Los parámetros que se emplean en el diseño tienen como principal objetivo obtener el valor del cortante basal del pórtico a ser analizado y por lo cual será necesario calcular los pesos y masas que intervienen en cada piso del pórtico equivalente del edificio.

Cabe recalcar que para que se pueda aplicar este método a una estructura de múltiples grados de libertad, es necesario convertirla a un sistema de un solo grado de libertad, donde se obtienen las propiedades equivalentes al sistema real y con esto las respectivas cargas sísmicas que se aplican a la estructura. Para lo cual, se utiliza las fórmulas propuestas por Priestley y la NEC -15:

A continuación, se detalla los pasos a seguir para la aplicación del método DDBD.

PASO 1. Dimensionamiento preliminar de la estructura

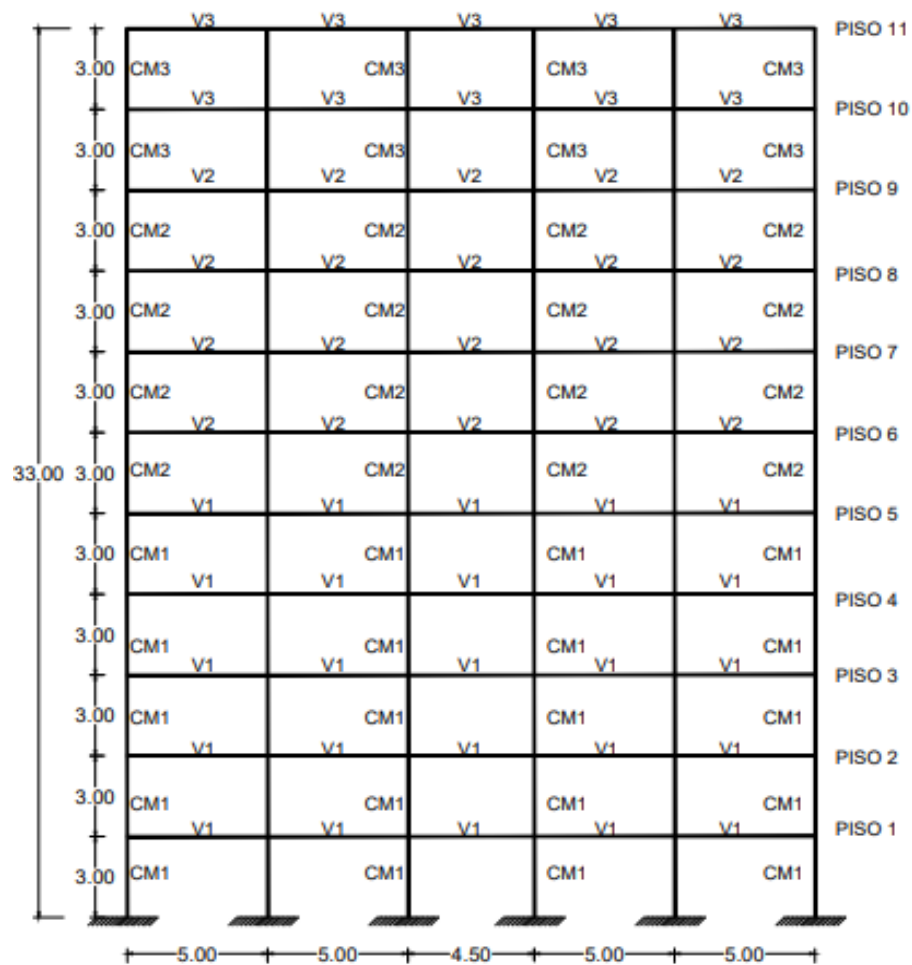


Figura 2.15. Esquema de pórtico a ser analizado en elevación – Edificio 11 pisos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.32. Secciones preliminares de la edificación – Edificio 11 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGAS	1 a 5	V1	I 450X8X170X12
VIGAS	6 a 9	V2	I 420X8X140X10
VIGAS	10 a 11	V3	I 300X6X120X10
COLUMNAS	1 a 5	CM1	I 600X20X410X30
COLUMNAS	6 a 9	CM2	I 600X18X380X28
COLUMNAS	10 a 11	CM3	I 600X14X300X22

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

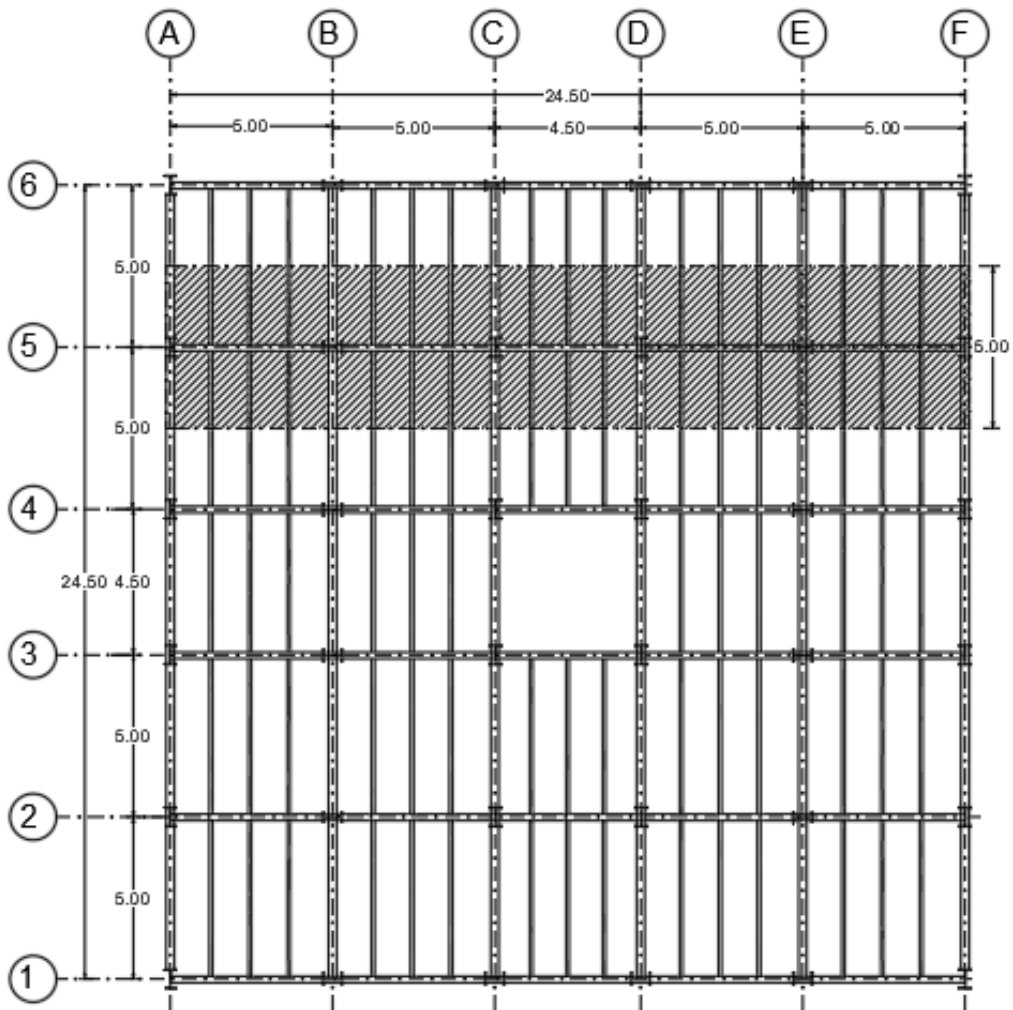


Figura 2.16. Esquema de pórtico a ser analizado en planta – Edificio 11 pisos

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para continuar con el desarrollo del método se obtendrán las masas que posee el pórtico “5” analizado para los once niveles que conforman la edificación.

Tabla 2.33. Cargas de peso propio de vigas y columnas – Edificio 11 pisos

PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS				
TIPO DE ELEMENTO	SECCIÓN	LONGITUD TOTAL m	PESO UNITARIO kg/m	PESO TOTAL kg
Columnas CM1	I 600X20X410X30	90	277.855	25006.95
Columnas CM2	I 600X18X380X28	72	243.885	17559.72
Columnas CM3	I 600X14X300X22	36	168.704	6073.344
Viguetas	I 220X4X90X8	825	17.707	14608.275
Vigas V1	I 450X8X170X12	272.5	58.781	16017.768
Vigas V2	I 420X8X140X10	218	47.100	10267.8
Vigas V3	I 300X6X130X10	109	33.598	3662.182
				93196.039

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.34. Cargas muertas permanentes y cargas vivas – Edificio 11 pisos

CARGAS MUERTAS PERMANENTES			
AREA TRIBUTARIA m ²	CARGA DISTRIBUIDA kg/m ²	NUMERO DE PISOS 1 al 11	CARGA TOTAL kg
24.50mx5.00m	493.17	10	604133.25
24.50mx5.00m	300	1	36750
			640883.25
CARGA VIVA			
24.50mx5.00m	200	10	245000
24.50mx5.00m	70	1	8575
			253575

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.35. Resumen de masas de piso del pórtico 5 – Edificio 11 pisos

PISO	PESOS(Ton)				MASA Ton * s ² /m
	COLUMNAS	VIGAS Y VIGUETAS	LOSA	PESO TOTAL	
11	1.482	3.16	36.750	41.392	4.219
10	2.965	3.160	60.413	66.538	6.783
9	3.677	3.722	60.413	67.813	6.913
8	4.390	3.722	60.413	68.525	6.985
7	4.390	3.722	60.413	68.525	6.985
6	4.390	3.722	60.413	68.525	6.985
5	4.696	4.254	60.413	69.363	7.071
4	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
3	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
2	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
1	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 2. Cálculo de desplazamiento de diseño

Conforme a la geometría de la edificación, se calcula el factor de amplificación dinámica y así también se deberá calcular el perfil de desplazamientos en base a la deriva objetivo.

- **Cálculo del factor de amplificación dinámica de derivas**

$$\omega_{\theta} = 1.15 - 0.0034 * Hn \leq 1$$

$$\omega_{\theta} = 1.15 - 0.0034 * 33$$

$$\omega_{\theta} = 1.0378$$

Dado que ω_{θ} debe ser menor o igual a 1.00 según Priestley el valor será $\omega_{\theta} = 1$

- **Cálculo del Perfil de Desplazamientos**

Para $n > 4$ pisos

$$\Delta_i = \omega_{\theta} * H_i * \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

$$\Delta_i = 1 * 33 * 0.02 \frac{4 * 33 - 33}{4 * 33 - 3}$$

$$\Delta_i = 0.507m$$

El valor de Δ_i calculado anteriormente pertenece al último nivel.

En la tabla 2.36, se detalla un resumen de los valores del perfil de desplazamientos de diseño del sistema equivalente para todos los niveles del edificio.

Tabla 2.36. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño – Edificio 11 pisos

PISO i	ALTURA, Hi (m)	MASA, mi Ton * s ² /m	ω_e	θ_T	Δ_i	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i.H_i$
11	33	4.219	1.000	0.020	0.507	2.137	1.082	70.526
10	30	6.783	1.000	0.020	0.474	3.218	1.527	96.534
9	27	6.913	1.000	0.020	0.440	3.038	1.335	82.035
8	24	6.985	1.000	0.020	0.402	2.807	1.128	67.370
7	21	6.985	1.000	0.020	0.361	2.524	0.912	53.013
6	18	6.985	1.000	0.020	0.318	2.222	0.707	40.001
5	15	7.071	1.000	0.020	0.272	1.924	0.523	28.858
4	12	7.102	1.000	0.020	0.223	1.586	0.354	19.026
3	9	7.102	1.000	0.020	0.172	1.219	0.209	10.970
2	6	7.102	1.000	0.020	0.117	0.832	0.098	4.994
1	3	7.102	1.000	0.020	0.060	0.426	0.026	1.278
Σ		74.348				21.934	7.902	474.608

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 3. Transformación del sistema de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad

- Cálculo de desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p * \phi_E * \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

$$\Delta_d = 1 * 1 * \frac{7.902}{21.934}$$

$$\Delta_d = 0.360 \text{ m}$$

- Cálculo de masa efectiva

$$m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}{\Delta_d}$$

$$m_{eff} = \frac{21.934}{0.360}$$

$$m_{eff} = 60.927 \frac{\text{Ton} * s^2}{m}$$

- Cálculo de altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

$$H_{eff} = \frac{474.608}{21.934}$$

$$H_{eff} = 21.638 \text{ m}$$

PASO 4. Cálculo de desplazamiento de fluencia

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 * f_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 * 3520 \frac{kg}{cm^2}}{2040000 \frac{kg}{cm^2}} = 0.00189$$

$$\theta_y = 0.65 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b}$$

$$\theta_y = 0.65 * 0.00189 * \frac{5.00}{0.45}$$

$$\theta_y = 0.0136$$

$$\Delta_y = \theta_y * H_{eff}$$

$$\Delta_y = 0.0136 * 21.638$$

$$\Delta_y = 0.294 \text{ m}$$

PASO 5. Cálculo de la demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$
$$\mu = \frac{0.360}{0.294}$$
$$\mu = 1.224$$

PASO 6. Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente

$$\xi_{equivalente} = 0.05 + 0.577 \frac{\mu - 1}{\mu * \pi}$$
$$\xi_{equivalente} = 0.05 + 0.577 \frac{1.224 - 1}{1.224 * \pi}$$
$$\xi_{equivalente} = 0.0836$$

PASO 7. Cálculo de factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción de demanda sísmica R_ξ se lo puede obtener de la siguiente figura según la demanda de ductilidad μ :

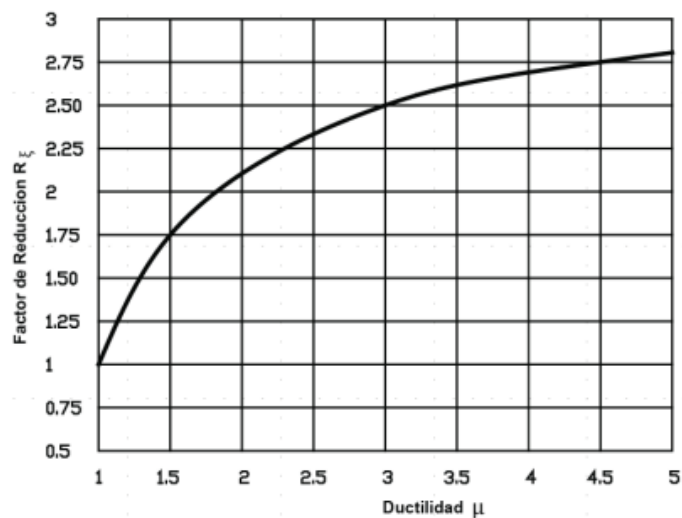


Figura 2.17. Factor de reducción de demanda sísmica
Fuente: NEC 2015

También se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equivalente}} \right)^{0.5}$$

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0836} \right)^{0.5}$$

$$R_{\varepsilon} = 0.822$$

El máximo desplazamiento obtenido en el espectro de desplazamientos para un amortiguamiento del 5% para el $T_L = 2.66$ segundos es igual a $S_{DL,5\%} = 0.445$ m, una vez identificado el valor de desplazamiento máximo, se obtiene el desplazamiento espectral para el amortiguamiento viscoso equivalente cuyo valor será:

$$\Delta_{DL,8.36\%} = S_{DL,5\%} * R_{\varepsilon}$$

$$\Delta_{DL,8.36\%} = 0.445 * 0.822$$

$$\Delta_{DL,8.36\%} = 0.366 \text{ m}$$

$$\Delta_d < \Delta_{DL,8.36\%}$$

$$0.360 \text{ m} < 0.366 \text{ m}$$

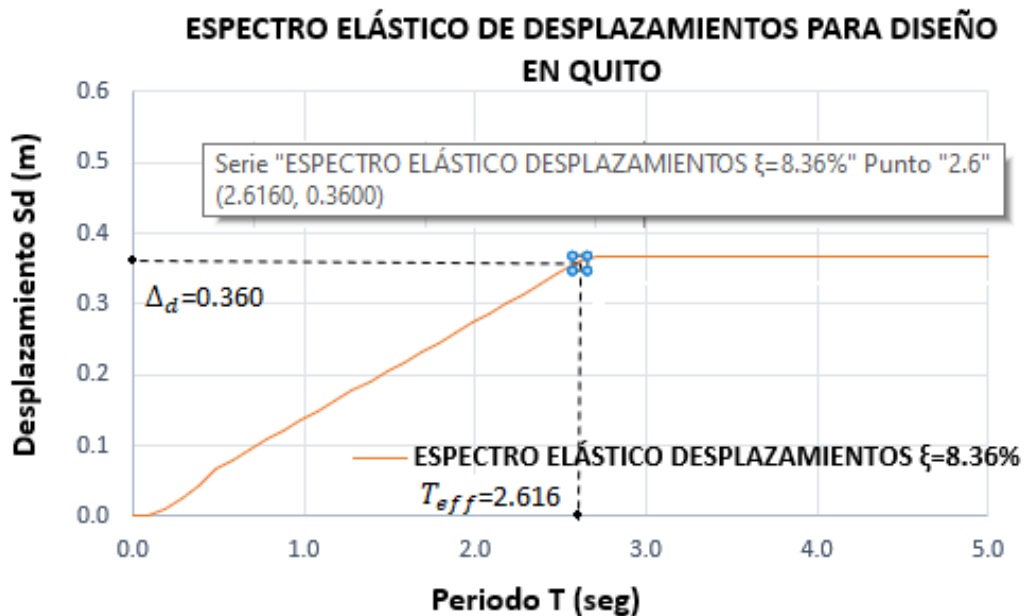


Figura 2.18. Espectro de elástico de desplazamientos – Edificio 11 pisos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 8. Cálculo de período efectivo

Para el cálculo del periodo efectivo existen dos maneras de hacerlo, una de ellas es mediante la siguiente ecuación:

$$T_{eff} = \frac{\Delta_d * R_\varepsilon}{0.38 * z * F_d}$$

También mediante el espectro de desplazamientos con amortiguamiento equivalente, para el caso de estudio se adopta el valor de T_{eff} , obtenido mediante el espectro con amortiguamiento equivalente de $\xi = 8.36\%$ de la figura 2.18

$$T_{eff} = 2.616 \text{ seg}$$

PASO 9. Cálculo de la rigidez efectiva

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * m_{eff}}{T_{eff}^2}$$

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * 60.927}{2.616^2}$$

$$K_{eff} = 351.475 \text{ Ton/m}$$

PASO 10. Cálculo de cortante basal

$$V_{DDBD} = K_{eff} * \Delta_d$$

$$V_{DDBD} = 351.475 * 0.360$$

$$V_{DDBD} = 126.56 \text{ Ton}$$

PASO 11. Distribución vertical de fuerzas del cortante basal

Para pisos desde 1 a N-1: donde N= número de pisos

$$F_i = 0.9 * V_{DDBD} * \frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Para el último piso:

$$F_i = (0.1) * V_{DDBD} + 0.9 * V_{DDBD} * \frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

En la siguiente tabla se indica los valores de fuerzas para cada piso de la edificación:

Tabla 2.37. Distribución de fuerzas para cada piso – Edificio 11 pisos

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS DE PISO			
PISO i	m_i. Δ_i (Ton * s²)	F_i (Ton)	CORTANTE DE PISO (Ton)
11	2.137	23.754	23.754
10	3.218	16.710	40.465
9	3.038	15.778	56.243
8	2.807	14.577	70.820
7	2.524	13.110	83.930
6	2.222	11.540	95.470
5	1.924	9.991	105.461
4	1.586	8.234	113.695
3	1.219	6.330	120.025
2	0.832	4.323	124.347
1	0.426	2.213	126.560
Σ	21.934	126.560	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 12. Análisis y diseño estructural

Una vez calculado los esfuerzos en vigas y columnas mediante el análisis estructural, los esfuerzos hallados de ciertos niveles exceden la capacidad de ciertos elementos de la estructura planteada originalmente. Por lo cual se procede hacer modificaciones en secciones de vigas y columnas de ciertos niveles, manteniendo la sección característica de la viga en la mayoría de los niveles, la cual controla el diseño. Estas iteraciones se harán hasta que la estructura sea adecuada para su diseño final.

Se detallan a continuación, los valores corregidos para el diseño final.

Tabla 2.38. Resumen de masas de piso del pórtico 5 (corregido) – Edificio 11 pisos

PISO	PESOS(Ton)				MASA Ton * s ² /m
	COLUMNAS	VIGAS Y VIGUETAS	LOSA	PESO TOTAL	
11	2.195	3.16	36.750	42.105	4.292
10	4.390	4.050	60.413	68.853	7.019
9	4.390	4.050	60.413	68.853	7.019
8	4.390	4.050	60.413	68.853	7.019
7	4.390	4.254	60.413	69.058	7.040
6	4.390	4.254	60.413	69.058	7.040
5	4.696	4.254	60.413	69.363	7.071
4	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
3	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
2	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102
1	5.001	4.254	60.413	69.669	7.102

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.39. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño (corregido)

– Edificio 11 pisos

PISO i	ALTURA, Hi (m)	MASA, mi Ton * s ² /m	ω_0	θ_T	Δ_i	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i.H_i$
11	33	4.292	1.000	0.020	0.507	2.174	1.101	71.741
10	30	7.019	1.000	0.020	0.474	3.330	1.580	99.894
9	27	7.019	1.000	0.020	0.440	3.085	1.356	83.294
8	24	7.019	1.000	0.020	0.402	2.821	1.133	67.693
7	21	7.040	1.000	0.020	0.361	2.544	0.919	53.425
6	18	7.040	1.000	0.020	0.318	2.240	0.712	40.312
5	15	7.071	1.000	0.020	0.272	1.924	0.523	28.858
4	12	7.102	1.000	0.020	0.223	1.586	0.354	19.026
3	9	7.102	1.000	0.020	0.172	1.219	0.209	10.970
2	6	7.102	1.000	0.020	0.117	0.832	0.098	4.994
1	3	7.102	1.000	0.020	0.060	0.426	0.026	1.278
Σ		74.905				22.180	8.012	481.485

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.40. Resumen de los parámetros usados en el DDBD (corregido)

Edificio 11 pisos

DATOS PARA DISEÑO	
Δ_d	0.361
m_{eff}	61.442 ton*s ² /m
H_{eff}	21.708 m
Δ_y	0.295 m
μ	1.223
R_ϵ	0.822
T_{eff}	2.62 seg
K_{eff}	353.364 tn/m
V_{DDBD}	127.564 tn

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

En la tabla 2.41 se indica el resumen de las fuerzas finales distribuidas para cada piso de la edificación:

Tabla 2.41. Distribución de fuerzas para cada piso(corregida) – Edificio 11 pisos

DISTRIBUCION DE FUERZAS DE PISO			
PISO i	mi. Δi (Ton * s²)	Fi (Ton)	CORTANTE DE PISO (Ton)
11	2.174	24.009	24.009
10	3.330	17.236	41.245
9	3.085	15.969	57.214
8	2.821	14.600	71.814
7	2.544	13.169	84.982
6	2.240	11.593	96.575
5	1.924	9.959	106.533
4	1.586	8.207	114.740
3	1.219	6.309	121.050
2	0.832	4.309	125.358
1	0.426	2.206	127.564
Σ	22.180	127.564	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez realizado todos los pasos anteriores y corregidos, se llega al dimensionamiento final de columnas y vigas con las que contará la edificación a ser diseñada.

Tabla 2.42. Secciones finales de la edificación – Edificio 11 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGAS	1 a 7	V1	I 450X8X170X12
VIGAS	8 a 10	V2'	I 430X8X140X12
VIGAS	11	V3'	I 350X6X120X10
COLUMNAS	1 a 5	CM1	I 600X20X410X30
COLUMNAS	6 a 11	CM2	I 600X18X380X28

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

A continuación, se presenta las secciones definitivas y fuerzas sísmicas obtenidas anteriormente resumidas en la tabla 2.41 que serán ingresadas en el programa ETABS, las cuales cumplen con los requerimientos demandados por el método:

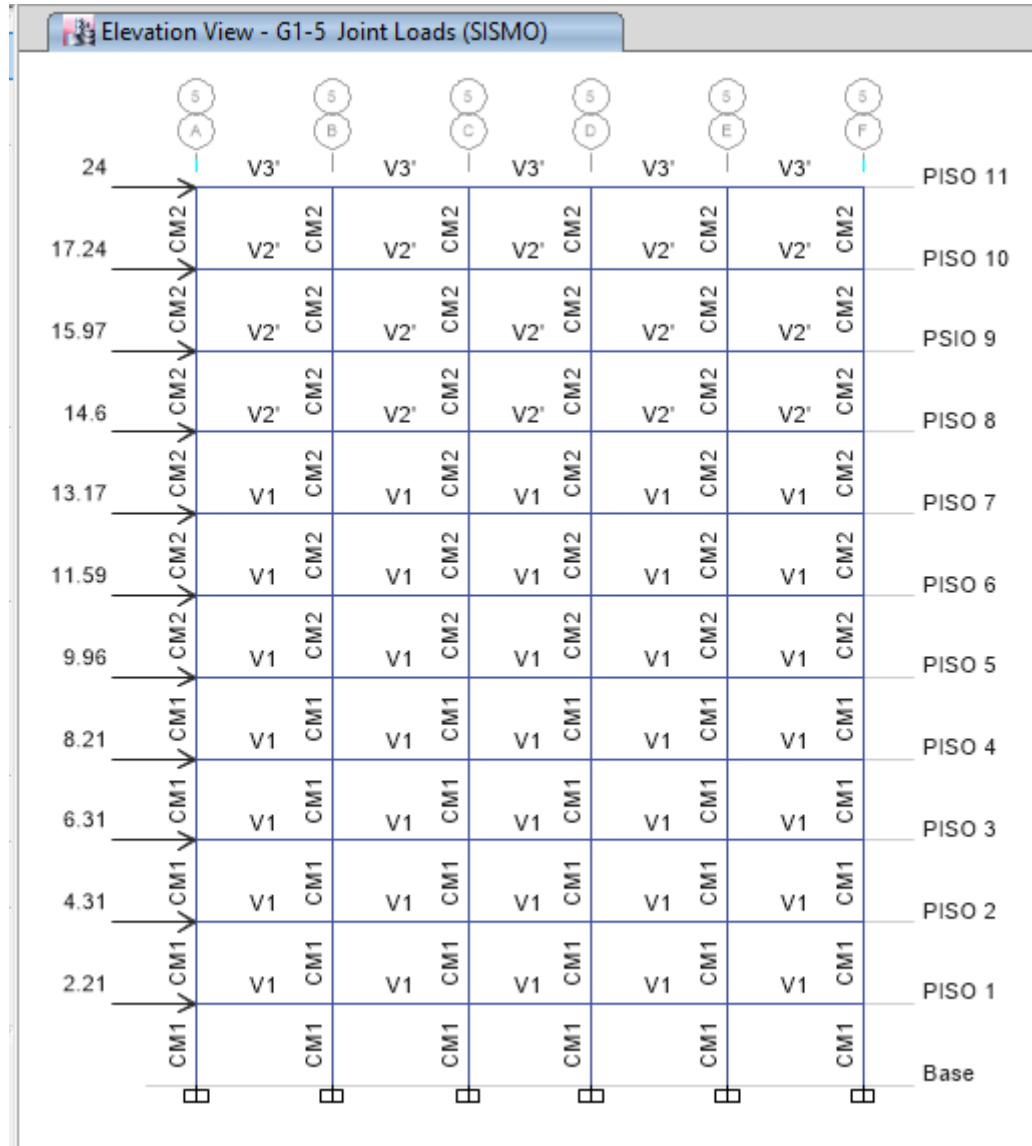


Figura 2.19. Esquema de pórtico a ser analizado y diseñado en elevación ETABS – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Todas las vigas y columnas serán diseñadas mediante las combinaciones de carga indicadas en el NEC-15, para el caso de estudio las combinaciones a ser utilizadas se describen a continuación:

- Combinación 1: 1.4D
- Combinación 2: 1.2D+1.6L
- Combinación 3: 1.2D+L+SISMO
- Combinación 4: 0.9D+SISMO

En las siguientes figuras, se presenta los mayores esfuerzos a los que está siendo sometido el pórtico objeto de estudio, para las diferentes combinaciones de carga:

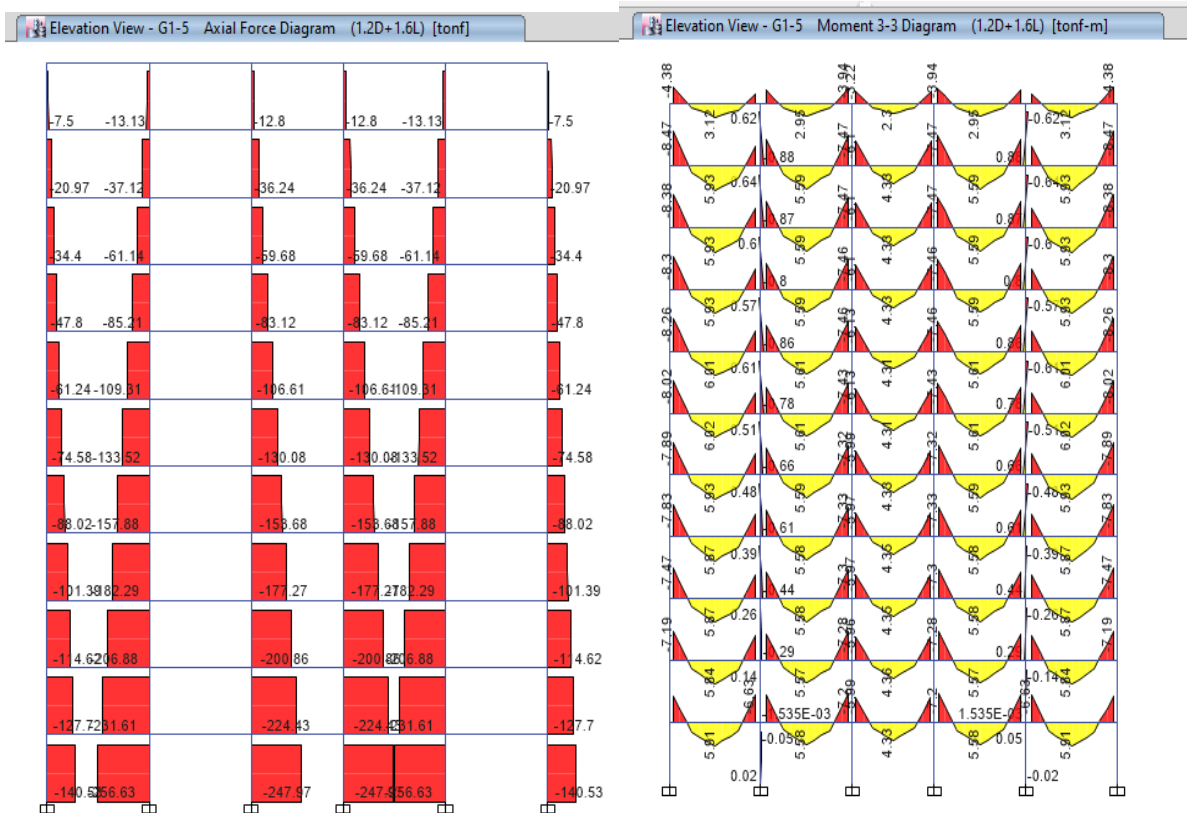


Figura 2.20. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+1.6L – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

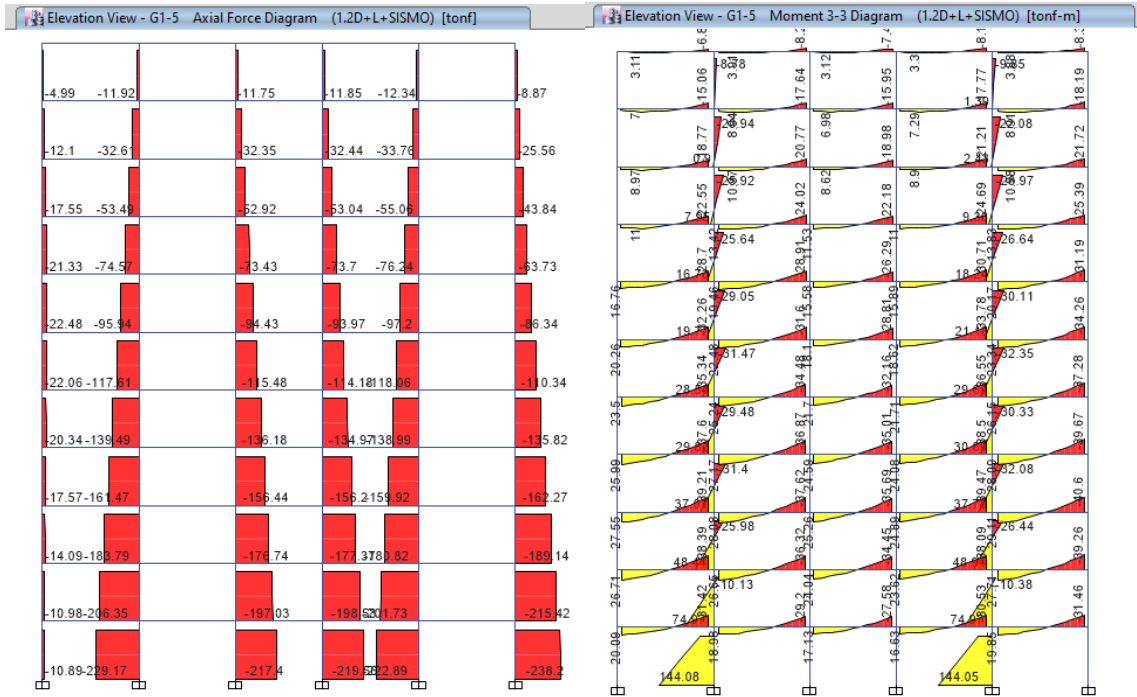


Figura 2.21. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+L+SISMO – Edificio 11 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

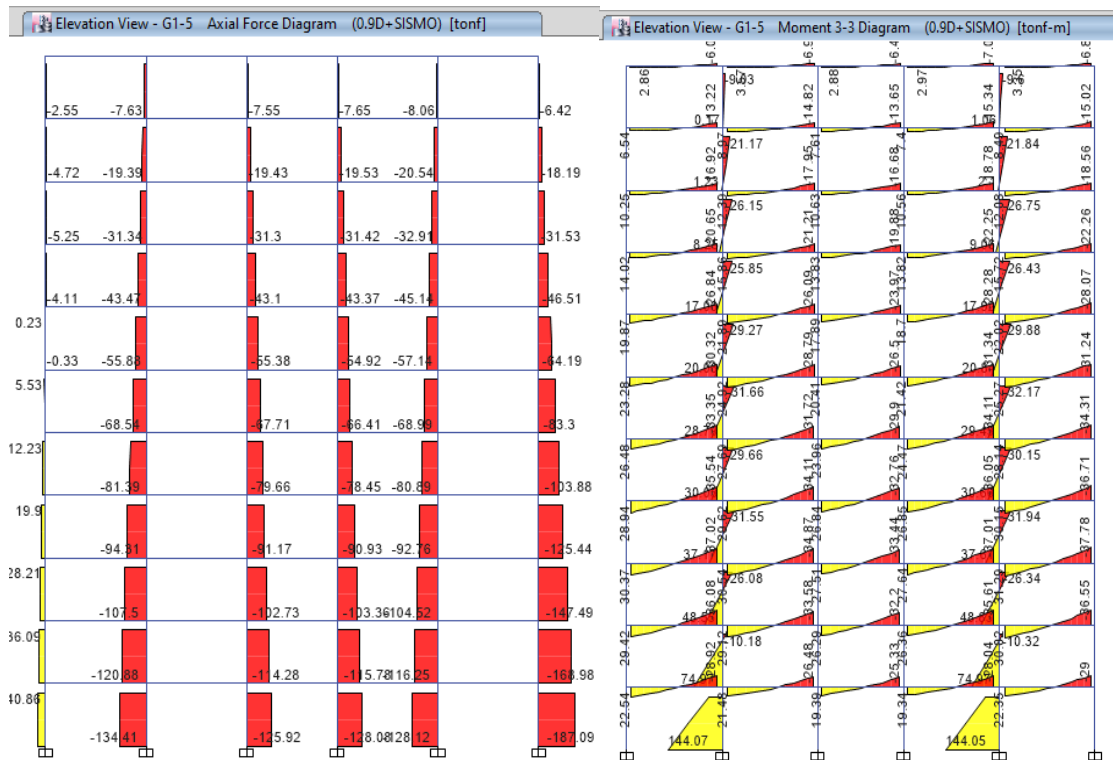


Figura 2.22. Esfuerzos máximos para la combinación 0.9D+SISMO Edificio 11 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.3.4. Diseño de elementos estructurales

Una vez obtenidas las máximas solicitaciones de cargas, se da inicio al cálculo de la capacidad de las secciones. Primero se hará la revisión de las columnas de la edificación. Para continuar con el cálculo de las vigas se escogerá la viga más cargada de cada grupo de piso. Para posteriormente de acuerdo con el código AISC-360 realizar los chequeos de dichos elementos estructurales, de acuerdo a los requisitos sísmicos de la misma.

2.3.4.1. Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas se escoge la columna más esforzada del primer nivel como muestra de cálculo.

Se obtienen las solicitaciones a las que está sometida la columna, estos datos son extraídos del programa ETABS y se resume a continuación:

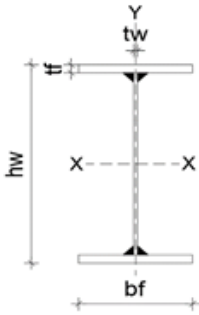
Tabla 2.43. Esfuerzos máximos columna CM1 – Edificio 11 pisos

PISO	SECCIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZOS MÁXIMOS COLUMNA CM1			
			COMBINACIÓN DE CARGA	Pu(ton)	M33(ton.m)	M22(ton.m)
Piso 1	I600x20x410x30	B-5	1.4D	204.19	0.015	0.00
Piso 1	I600x20x410x30	B-5	1.2D+1.6L	256.63	0.019	0.00
Piso 1	I600x20x410x30	B-5	1.2D+L+SISMO	229.17	144.08	0.00
Piso 1	I600x20x410x30	B-5	0.9D+SISMO	134.41	144.07	0.00

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se calculará el valor del momento nominal M_n conforme a lo indicado en el código AISC-360, adicionalmente se deberá emplear el módulo plástico de sección de la columna CM1 tipo I600x20x410x30, además se obtendrá las propiedades mecánicas de la sección y se verificará que la columna sea sísmicamente compacta de acuerdo al código ANSI/AISC-341 estos valores se obtienen mediante una hoja de cálculo empleada a continuación.

Tabla 2.44. Propiedades mecánicas de la columna CM1 – Edificio 11 pisos

PREDISEÑO DE COLUMNAS TIPO H			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	540
tw	(mm)	Espesor de alma	20
bf	(mm)	Ancho de patin	410
tf	(mm)	Espesor de patin	30
hw	(mm)	Altura total de la seccion	600
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion tranversal	354.00
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	226242.00
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	34496.50
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	7541.40
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	8469.00
rx	(cm)	Radio de giro xx	25.28
ry	(cm)	Radio de giro yy	9.87
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES		PATIN	ALMA
$\lambda (b/t \text{ o } h/t)$		6.83	27.00
λ_r		24.09	137.32
λ_p		9.15	90.58
λ_{ps}		7.23	59.02
CASO		SISMIC. COMPACTA	SISMIC. COMPACTA

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

$$M_n = M_p$$

$$M_n = F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2} * 8469 cm^3$$

$$\phi M_n = 26829792 kg.cm = 268.297 ton.m$$

La resistencia axial nominal se calculará empleando la siguiente expresión:

$$\phi P_n = 0.9 * F_{CR} * A_g$$

Bajo las consideraciones del AISC-360 en la sección E2, indica que el valor de K, que es el factor de longitud efectiva, se calculará según lo indicado en el capítulo C o el anexo 7, y que en la sección 2b indica que se puede adoptar un valor de K=1 siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\alpha Pr / P_y \leq 0.5$$

Donde: $\alpha = 1,0$ (LRFD)

Pr = resistencia a compresión axial requerida usando combinaciones de carga LRFD

P_y = resistencia axial de fluencia (= F_y A_g)

Para el cálculo de la tabla 4.42 se escoge la columna más demandada, la cual está gobernada por la combinación de carga 1.2D+L+SISMO.

$$\alpha Pr / P_y \leq 0.5$$

$$1 * 229172.31 \text{kg} / (354 \text{cm}^2 * 3520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}) \leq 0.5$$

$$0.1839 \leq 0.5$$

Dado que la columna cumple con la condición anterior se adopta el valor de K=1 para el cálculo de la resistencia nominal a compresión.

A continuación, se calcula la relación de esbeltez K*L/r, para ambos sentidos:

Para el momento X-X, para una longitud de columna de 3.00 metros.

$$\frac{K * L}{r_x} = \frac{1 * 300}{25.28cm} = 11.86$$

Para el momento Y-Y, para una longitud de columna de 3.00 metros.

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{1 * 300}{9.87cm} = 30.39$$

Se escoge el mayor valor de K*L/r pues será quien gobierne el cálculo de esbeltez, debido que ese lado es el más esbelto, y donde según la sección E3 del código AISC-360 establece que:

$$\frac{K * L}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$30.39 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2043000 \frac{kg}{cm^2}}{3520 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$30.39 \leq 113.47$$

entonces:

$$F_{CR} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] * F_y$$

Donde:

Fe = Esfuerzo de pandeo elástico, según lo especificado en Anexo 7, Sección 7.2.3 (b), o de acuerdo con un análisis de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2043000 \frac{kg}{cm^2}}{11.86^2}$$

$$F_e = 143179.13 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo crítico será:

$$F_{CR} = \left[0.658 \frac{3520}{143179.13} \right] * 3520 = 3483.96 \frac{kg}{cm^2}$$

Según la sección H1 del código AISC-360, indica que la interacción está limitada por las ecuaciones dependiendo del valor obtenido entre la resistencia nominal con respecto a la resistencia requerida:

Cuando:

$$\frac{P_u}{\phi * P_n} \geq 0.2$$

$$\frac{P_u}{0.9 * F_{CR} * A_g} \geq 0.2$$

$$\frac{229722.31kg}{0.9 * 3483.96 \frac{kg}{cm^2} * 354cm^2} \geq 0.2$$

$$0.207 \geq 0.2$$

Entonces se procede ocupar la siguiente ecuación de la sección H1 literal (a) del código AISC-360:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} * \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{uy}} \right) \leq 1$$

Por ende, se tiene la fórmula especificada para flexo compresión y con la cual se obtiene el valor de demanda/capacidad de la columna.

$$\frac{229.722ton}{1109.99ton} + \frac{8}{9} * \left(\frac{144.08ton.m}{268.29 ton.m} + \frac{0}{0} \right) \leq 1$$

$$0.21 + \frac{8}{9} * (0.54) \leq 1$$

$$0.69 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas

Una vez calculados los valores anteriores, se procede a compararlos con los que se obtiene del programa:



Figura 2.23. Relación demanda/capacidad en columnas – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.45. Resumen de solicitaciones de en columna – Edificio 11 pisos

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	Section	Classification
PISO 1	C43	67	0	1.2D+L+SISMO	Special Moment Frame	CM1	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (m)	LLRF	Stress Ratio Limit
3.00	0.4	1

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.184	0.021	1	0.8	0.8

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.45. Continuación

L_{ib}	K_{ib}	C_b
0.85	1	1.424

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

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.692 =	0.215 + 0.477 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
229.1723	1068.1047	1121.472

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	$\phi M_n Cb=1$ (tonf-m)
Major Bending	144.0794	268.2979	268.2979	268.2979
Minor Bending	0	81.5918		

Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.3.4.2. Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas se escoge la viga más esforzada que en este caso se encuentra en la tercera planta del edificio.

En la tabla 2.46. se indica un resumen de las solicitaciones que está sometida la viga a ser analizada, estos valores se los obtiene del programa ETABS.

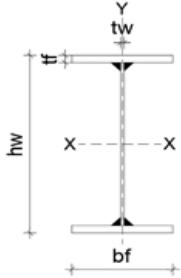
Tabla 2.46. Esfuerzos máximos viga V1 – Edificio 11 pisos

PISO	SECCIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZOS MÁXIMOS VIGA V1			
			COMBINACIÓN DE CARGA	P_u (ton)	M_{33} (ton.m)	M_{22} (ton.m)
Piso 3	I 450X8X170X12	A-5 a B-5	1.4D	0.00	5.765	0.00
Piso 3	I 450X8X170X12	A-5 a B-5	1.2D+1.6L	0.00	7.471	0.00
Piso 3	I 450X8X170X12	A-5 a B-5	1.2D+L-SISMO	0.00	40.60	0.00
Piso 3	I 450X8X170X12	A-5 a B-5	0.9D-SISMO	0.00	37.78	0.00

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Al igual que las columnas, todas las vigas deberán ser sísmicamente compactas con forme a lo que establece el código ANSI/AISC-341, estos valores se obtienen mediante una hoja de cálculo empleada a continuación:

Tabla 2.47. Propiedades mecánicas de la viga V1 – Edificio 11 pisos

VIGAS TIPO I			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	426
tw	(mm)	Espesor de alma	8
bf	(mm)	Ancho de patin	170
tf	(mm)	Espesor de patin	12
hw	(mm)	Altura total de la seccion	450
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion tranversal	74.88
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	24726.90
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	984.42
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	1098.97
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	1256.47
rx	(cm)	Radio de giro xx	18.17
ry	(cm)	Radio de giro yy	3.63
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC-AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES	PATIN		ALMA
$\lambda (b/t \text{ o } h/t)$	7.08		53.25
λ_r	24.09		137.32
λ_p	9.15		90.58
λ_{ps}	7.23		59.02
CASO	SISMIC. COMPACTA		SISMIC. COMPACTA

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez verificado que la viga sea sísmicamente compacta, para el diseño de la viga se emplea la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p$$

$$M_n = F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2} * 1286.71 cm^3$$

$$\phi M_n = 4076297.28 kg.cm = 40.76 ton.m$$

Debido a que en el caso de las vigas la fuerza axial es nula, la resistencia a la compresión nominal tiene un valor de 0. Dado que la relación es inferior a 0.2 se procede ocupar la siguiente ecuación de la sección H1 literal (b) del código AISC-360:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \leq 1$$

Con la ecuación anterior obtenemos el valor de demanda/capacidad de la viga.

$$0 + \left(\frac{40.60 \text{ ton.m}}{40.76 \text{ ton.m}} + \frac{0}{0} \right) \leq 1$$

$$0.996 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas.

Una vez calculados los valores anteriores, se procede a compararlos con los que se obtienen del programa:

Elevation View - G1-5 Steel P-M Interaction Ratios (AISC 360-10)						
	(S) (A)	(S) (B)	(S) (C)	(S) (D)	(S) (E)	(S) (F)
PISO 11	0.131	0.607	0.048	0.607	0.159	0.444
PISO 10	0.163	0.622	0.112	0.613	0.215	0.447
PISO 9	0.206	0.744	0.144	0.726	0.282	0.532
PISO 8	0.268	0.869	0.154	0.843	0.371	0.621
PISO 7	0.315	0.765	0.180	0.753	0.438	0.645
PISO 6	0.337	0.841	0.201	0.829	0.469	0.707
PISO 5	0.323	0.915	0.180	0.897	0.465	0.789
PISO 4	0.350	0.973	0.216	0.945	0.493	0.859
PISO 3	0.383	0.996	0.267	0.968	0.522	0.875
PISO 2	0.490	0.963	0.376	0.934	0.535	0.845
PISO 1	0.549	0.772	0.692	0.749	0.560	0.677
Base	0.549	0.772	0.692	0.749	0.560	0.677

Figura 2.24. Relación demanda/capacidad en vigas – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.48. Resumen de solicitaciones en la viga – Edificio 11 pisos

Parameters for Lateral Torsion Buckling				
	L_{lb}	K_{lb}	C_b	
	1	1	2.113	
Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)				
D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$			
0.996 =	0 + 0.996 + 0			
Axial Force and Capacities				
P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)		
0	124.6227	241.7818		
Moments and Capacities				
	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	40.5981	40.7634	40.7634	19.53
Minor Bending	0	5.7408		

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez realizada la comprobación con el programa ETABS, de los elementos estructurales columnas y vigas, se puede apreciar que los valores obtenidos manualmente coinciden con los obtenidos mediante el programa.

2.4. Aplicación del método DDBD para el edificio de cinco pisos

De la misma manera que para el caso del edificio de 11 pisos, el dimensionamiento preliminar de la estructura de 5 pisos se hace también en base a las dimensiones de las secciones de la tabla 2.16, obtenidas anteriormente con el análisis del diseño basado en fuerzas

2.4.1. Características geométricas edificio cinco pisos

Para el edificio a ser analizado se tomarán en cuenta los siguientes datos

Tabla 2.49. Características geométricas – Edificio 5 pisos

<i>CARACTERISTICAS EDIFICIO DE CINCO PISOS</i>	
Altura de Entrepiso	3 m
Número de Pisos	5 pisos
Altura Total	15.00 m
Número de Vanos eje "X"	5 vanos
Número de Vanos eje "y"	5 vanos
Dimensiones de Planta	24.50x24.50 m

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.4.2. Cálculo del espectro de desplazamientos

Dentro de las principales características de la edificación de cinco pisos, para poder obtener el espectro de desplazamientos se tiene los siguientes datos:

Ubicación:	Quito
Uso del Edificio:	Vivienda
Importancia:	Normal
Objetivo de diseño:	Control de Daños

Ya definidas las principales características de la edificación de once pisos, la NEC-2015 esto indica que se deberá emplear los factores de sitio en la elaboración del espectro de desplazamientos.

Tabla 2.50. Factores del espectro de desplazamiento – Edificio 5 pisos

FACTORES PARA ELABORAR EL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO		
Z	Factor de zona sísmica	0.4
Fa	Coeficiente de amplificación del suelo	1.2
Fd	Coeficiente de amplificación del suelo	1.11
Fs	Coeficiente de amplificación del suelo	1.11
I	Factor de importancia de la estructura	1
ØP	Configuración en planta de la estructura	1
ØE	Configuración en elevación de la estructura	1
hn	Altura de la estructura hn	15
η	Razón entre la aceleración espectral	2.48
Tc	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico	0.5647
TL	Período límite de vibración espectro de respuesta en desplazamientos	2.664
To	Período límite de vibración espectro sísmico elástico de aceleraciones	0.1026

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para proceder a desarrollar el espectro elástico de desplazamientos se utilizarán las siguientes ecuaciones:

$$S_d = sa(g) * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L$$

$$S_d = sa(g) * \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L$$

Donde:

g Aceleración de la gravedad.

S_d Es el espectro elástico de diseño de desplazamientos (definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%). Depende del período o modo de vibración de la estructura

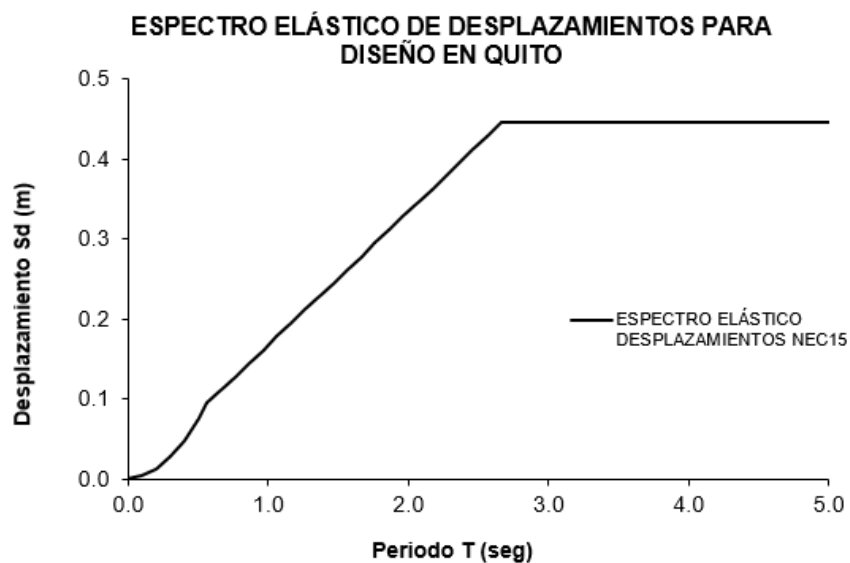


Figura 2.25. Espectro de desplazamientos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.4.3. Parámetros empleados en el diseño directo basado en desplazamientos para el edificio de cinco pisos

Los parámetros que se emplean en el diseño tienen como principal objetivo obtener el valor del cortante basal del pórtico a ser analizado y por lo cual se hará necesario calcular los pesos y masas que intervienen en cada nivel del pórtico equivalente de la edificación.

Cabe recalcar que para que se pueda aplicar este método a una estructura de múltiples grados de libertad, es necesario convertirla a un sistema de un solo grado de libertad, donde se obtienen las propiedades equivalentes al sistema real y con esto las respectivas fuerzas sísmicas que se aplican a la estructura. Para lo cual, se utiliza las fórmulas propuestas por Priestley y la NEC -15:

A continuación, se detalla los pasos a seguir para la aplicación del método DDBD.

PASO 1. Dimensionamiento preliminar de la estructura

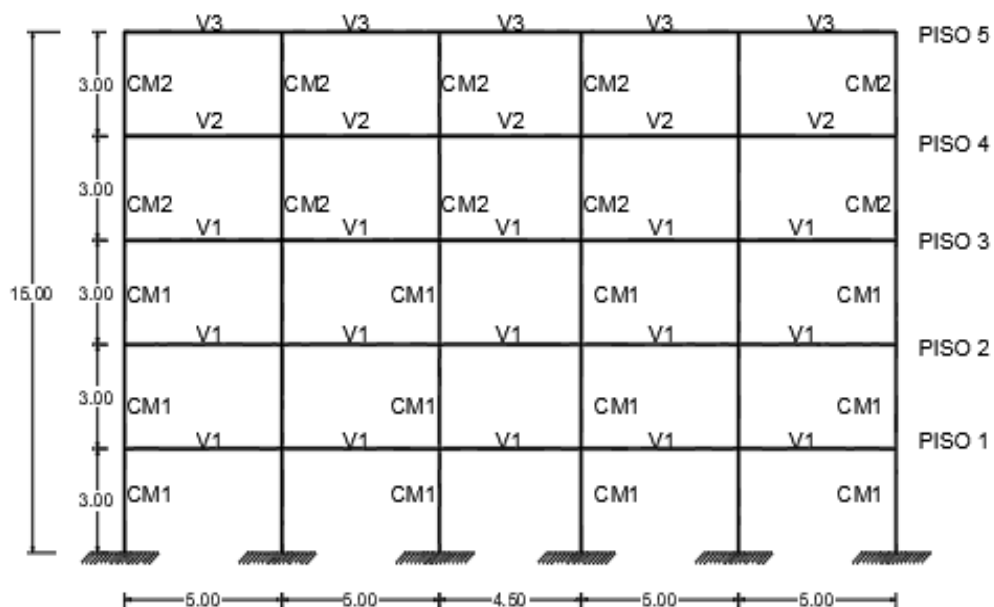


Figura 2.26. Esquema de pórtico a ser analizado en elevación – Edificio 5 pisos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.51. Secciones preliminares de la edificación – Edificio 5 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGA	1 al 3	V1	I 370X6X130X10
VIGA	4	V2	I 300X6X120X10
VIGA	5	V3	I 250X4X100X10
VIGUETA	1 al 5	VG	I 220X4X90X8
COLUMNA	1 al 3	CM1	I 550X14X350X25
COLUMNA	4 al 5	CM2	I 550X12X300X22

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

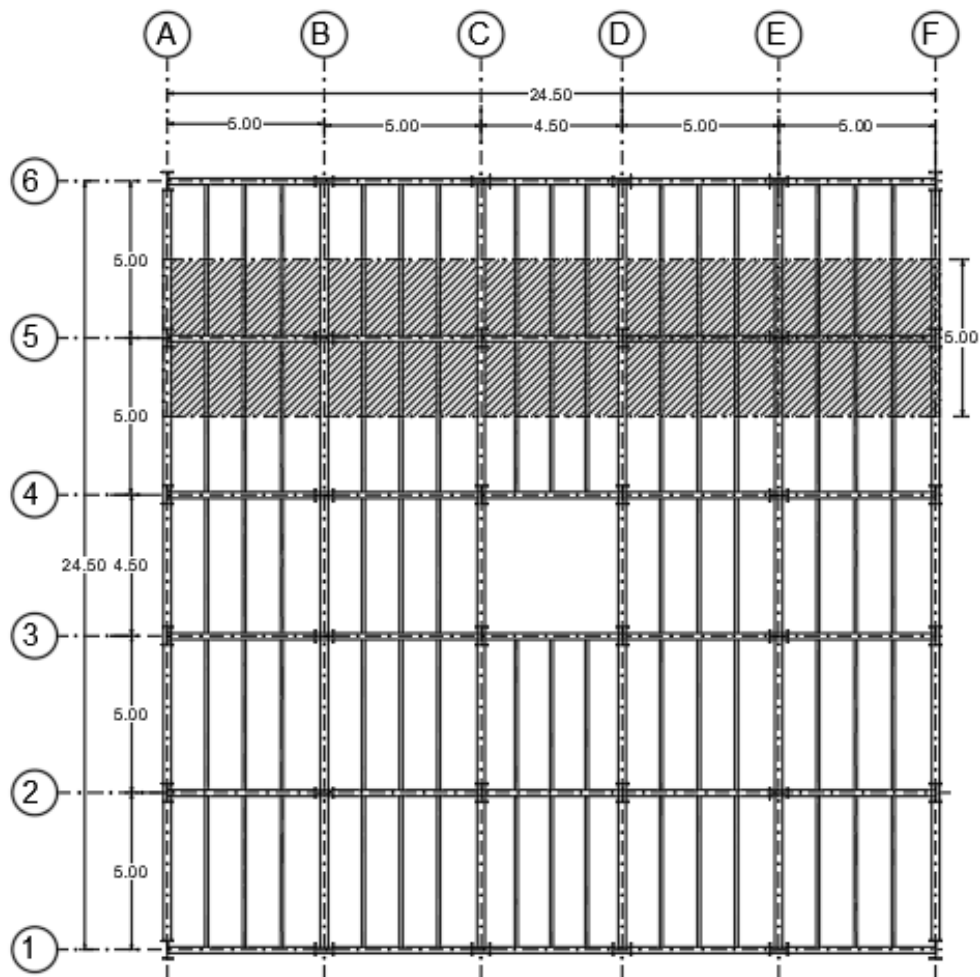


Figura 2.27. Esquema de pórtico analizado en planta – Edificio 5 pisos

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para continuar con el desarrollo del método de la misma manera que en el caso anterior se obtendrá las masas de piso del pórtico “5”.

Tabla 2.52. Cargas de peso propio de vigas y columnas – Edificio 5 pisos

PESO PROPIO DE LOS ELEMENTOS				
TIPO DE ELEMENTO	SECCIÓN	LONGITUD TOTAL m	PESO UNITARIO kg/m	PESO TOTAL kg
Columnas CM1	I 550X14X350X25	54	192.325	10385.55
Columnas CM2	I 550X12X300X22	36	151.285	5446.26
Viguetas	I 220X4X90X8	375	17.709	6640.875
Vigas V1	I 370X6X130X10	163.5	36.895	6032.3325
Vigas V2	I 300X6X120X10	54.5	32.028	1745.526
Vigas V3	I 250X4X100X10	54.5	22.922	1249.249
				31499.7925

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.53. Cargas muertas permanentes y cargas vivas – Edificio 5 pisos

CARGAS MUERTAS PERMANENTES			
AREA TRIBUTARIA m ²	CARGA DISTRIBUIDA kg/m ²	NUMERO DE PISOS 1 al 5	CARGA TOTAL kg
24.50mx5.00m	493.17	4	241653.3
24.50mx5.00m	300	1	36750.00
			278403.3
CARGA VIVA			
24.50mx5.00m	200	4	98000
24.50mx5.00m	70	1	8575
			106575

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.54. Resumen de masas de piso del pórtico 5 – Edificio 5 pisos

PISO	PESOS(Ton)				MASA Ton * s ² /m
	COLUMNAS	VIGAS Y VIGUETAS	LOSA	PESO TOTAL	
5	1.362	2.467	36.750	40.579	4.136
4	2.723	2.920	60.413	66.056	6.734
3	3.092	3.153	60.413	66.658	6.795
2	3.461	3.153	60.413	67.027	6.833
1	3.461	3.153	60.413	67.027	6.833

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 2. Cálculo de desplazamiento de diseño

Conforme a la geometría de la edificación, se calcula el factor de amplificación dinámica y así también se deberá calcular el perfil de desplazamientos en base a la deriva objetivo.

- **Cálculo del factor de amplificación dinámica de derivas**

$$\omega_{\theta} = 1.15 - 0.0034 * Hn \leq 1$$

$$\omega_{\theta} = 1.15 - 0.0034 * 15$$

$$\omega_{\theta} = 1.099$$

Dado que ω_{θ} debe ser menor o igual a 1.00 según Priestley el valor será $\omega_{\theta} = 1$

- **Cálculo del Perfil de Desplazamientos**

Para $n > 4$ pisos

$$\Delta_i = \omega_{\theta} * H_i * \theta_T \frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1}$$

$$\Delta_i = 1 * 15 * 0.02 \frac{4 * 15 - 15}{4 * 15 - 3}$$

$$\Delta_i = 0.237m$$

El valor de Δ_i calculado anteriormente pertenece al último nivel.

En la tabla 2.55, se detalla un resumen del factor de amplificación dinámica y del perfil de desplazamientos de diseño del sistema equivalente para todos los niveles del edificio.

Tabla 2.55. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño – Edificio 5 pisos

PISO i	ALTURA, Hi (m)	MASA, mi Ton * s ² /m	ω_{θ}	θ_T	Δ_i	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i.H_i$
5	15	4.136	1.000	0.020	0.237	0.980	0.232	14.695
4	12	6.734	1.000	0.020	0.202	1.361	0.275	16.331
3	9	6.795	1.000	0.020	0.161	1.094	0.176	9.849
2	6	6.833	1.000	0.020	0.114	0.777	0.088	4.661
1	3	6.833	1.000	0.020	0.060	0.410	0.025	1.230
Σ		31.330				4.622	0.796	46.765

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 3. Transformación del sistema de varios grados de libertad a un sistema de un grado de libertad

- Cálculo de desplazamiento característico

$$\Delta_d = \phi_p * \phi_E * \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

$$\Delta_d = 1 * 1 * \frac{7.902}{4.622}$$

$$\Delta_d = 0.172 \text{ m}$$

- Cálculo de masa efectiva

$$m_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}{\Delta_d}$$

$$m_{eff} = \frac{4.622}{0.172}$$

$$m_{eff} = 26.872 \frac{\text{Ton} * \text{s}^2}{\text{m}}$$

- Cálculo de altura efectiva

$$H_{eff} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i * H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

$$H_{eff} = \frac{46.765}{4.622}$$

$$H_{eff} = 10.118 \text{ m}$$

PASO 4. Cálculo de desplazamiento de fluencia

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 * f_y}{E_s}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1.1 * 3520 \frac{kg}{cm^2}}{2040000 \frac{kg}{cm^2}} = 0.00189$$

$$\theta_y = 0.65 * \varepsilon_y * \frac{L_b}{h_b}$$

$$\theta_y = 0.65 * 0.00189 * \frac{5.00}{0.37}$$

$$\theta_y = 0.0166$$

$$\Delta_y = \theta_y * H_{eff}$$

$$\Delta_y = 0.0166 * 10.118$$

$$\Delta_y = 0.168 \text{ m}$$

PASO 5. Cálculo de la demanda de ductilidad

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$
$$\mu = \frac{0.172}{0.168}$$

$$\mu = 1.024$$

PASO 6. Cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente

$$\xi_{equivalente} = 0.05 + 0.577 \frac{\mu - 1}{\mu * \pi}$$
$$\xi_{equivalente} = 0.05 + 0.577 \frac{1.024 - 1}{1.024 * \pi}$$

$$\xi_{equivalente} = 0.0543$$

PASO 7. Cálculo de factor de reducción de demanda sísmica

El factor de reducción de demanda sísmica R_ξ se lo puede obtener de la siguiente figura según la demanda de ductilidad μ :

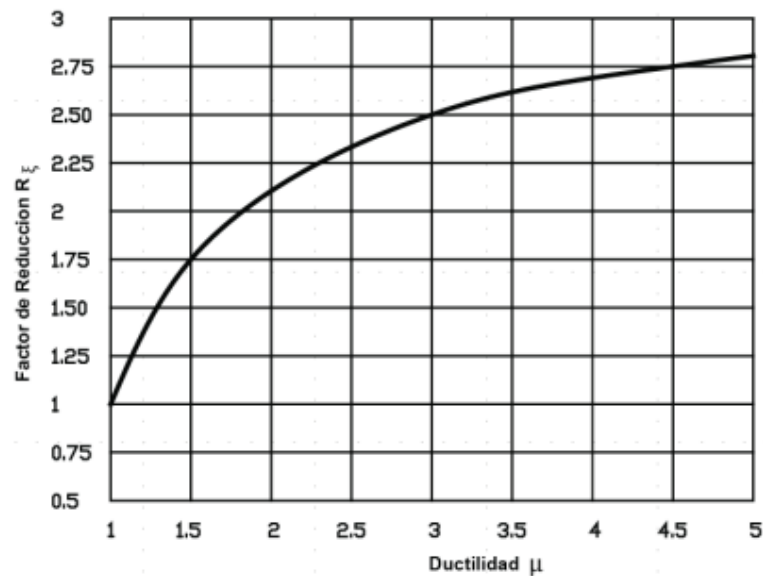


Figura 2.28. Factor de reducción de demanda sísmica
Fuente: NEC 2015

También se puede calcular con la siguiente fórmula:

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{equivalente}} \right)^{0.5}$$

$$R_{\varepsilon} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0543} \right)^{0.5}$$

$$R_{\varepsilon} = 0.970$$

El máximo desplazamiento obtenido en el espectro de desplazamientos para un amortiguamiento del 5% para el $T_L = 2.66$ segundos es igual a $S_{DL,5\%} = 0.445$ m, una vez identificado el valor de desplazamiento máximo, se obtiene el desplazamiento espectral para el amortiguamiento viscoso equivalente cuyo valor será:

$$\Delta_{DL,5.43\%} = S_{DL,5\%} * R_{\varepsilon}$$

$$\Delta_{DL,5.43\%} = 0.445 * 0.970$$

$$\Delta_{DL,5.43\%} = 0.432 \text{ m}$$

$$\Delta_d < \Delta_{DL,5.43\%}$$

$$0.172 \text{ m} < 0.432 \text{ m}$$

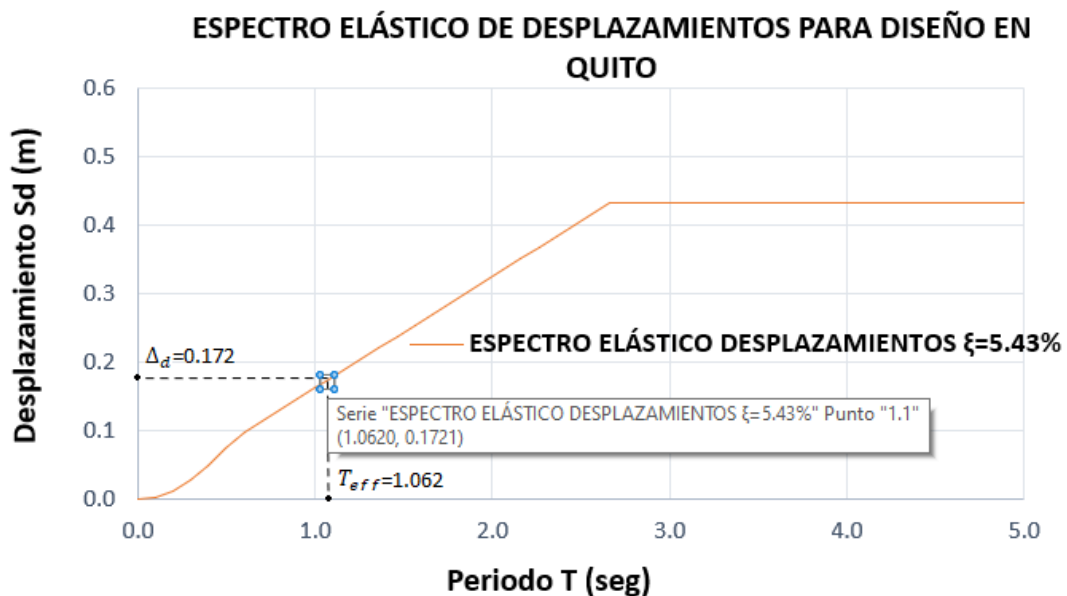


Figura 2.29. Espectro de elástico de desplazamientos – Edificio 5 pisos
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 8. Cálculo de período efectivo

De la misma manera que para el edificio de 11 pisos se adopta el valor de T_{eff} , obtenido mediante el espectro con amortiguamiento equivalente en este caso para el valor de $\xi = 5.43\%$ de la figura 2.19.

$$T_{eff} = 1.062 \text{ seg}$$

PASO 9. Cálculo de la rigidez efectiva

$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * m_{eff}}{T_{eff}^2}$$
$$K_{eff} = \frac{4\pi^2 * 26.872}{1.062^2}$$

$$K_{eff} = 940.612 \text{ Ton/m}$$

PASO 10. Cálculo de cortante basal

$$V_{DDBD} = K_{eff} * \Delta_d$$

$$V_{DDBD} = 940.612 * 0.172$$

$$V_{DDBD} = 161.785 \text{ Ton}$$

PASO 11. Distribución vertical de fuerzas del cortante basal

Para pisos desde 1 a N-1: donde N= número de pisos

$$F_i = 0.9 * V_{DDBD} * \frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

Para el último piso:

$$F_i = (0.1) * V_{DDBD} + 0.9 * V_{DDBD} * \frac{m_i * \Delta_i}{\sum_{i=1}^n (m_i * \Delta_i)}$$

A continuación, se procede a realizar el cálculo de las fuerzas de piso para cada nivel de la edificación:

Tabla 2.56. Distribución de fuerzas para cada piso – Edificio 5 pisos

DISTRIBUCION DE FUERZAS DE PISO			
PISO i	mi. Δi (Ton * s²)	Fi (Ton)	CORTANTE DE PISO (Ton)
5	0.980	47.044	47.044
4	1.361	42.876	89.919
3	1.094	34.478	124.397
2	0.777	24.472	148.869
1	0.410	12.916	161.785
Σ	4.622	161.785	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

PASO 12. Análisis y diseño estructural

Una vez calculado los esfuerzos en vigas y columnas, mediante el análisis estructural, los esfuerzos hallados de ciertos niveles exceden la capacidad de los elementos estructurales de la edificación planteada originalmente. Por lo cual se procede hacer modificaciones en secciones de vigas y columnas de ciertos niveles, manteniendo la sección característica de la viga en la mayoría de los niveles, la cual controla el diseño. Estas iteraciones se harán hasta que la estructura sea adecuada para su diseño final.

Se detallan a continuación, los valores corregidos para el diseño final.

Tabla 2.57. Resumen de masas de piso del pórtico 5 (corregido) – Edificio 5 pisos

PISO	PESOS(Ton)				MASA Ton * s ² /m
	COLUMNAS	VIGAS Y VIGUETAS	LOSA	PESO TOTAL	
5	1.905	3.785	36.750	42.440	4.326
4	3.810	3.785	60.413	68.008	6.933
3	4.179	4.049	60.413	68.641	6.997
2	4.548	4.049	60.413	69.010	7.035
1	4.548	4.049	60.413	69.010	7.035

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.58. Resumen de perfil de desplazamiento de diseño (corregido)
– Edificio 5 pisos

PISO i	ALTURA, Hi (m)	MASA, mi Ton * s ² /m	ω_e	θ_T	Δ_i	mi. Δ_i	mi. Δ_i^2	mi. $\Delta_i.H_i$
5	15	4.331	1.000	0.020	0.237	1.026	0.243	15.387
4	12	6.986	1.000	0.020	0.202	1.412	0.285	16.943
3	9	7.072	1.000	0.020	0.161	1.139	0.183	10.251
2	6	7.072	1.000	0.020	0.114	0.804	0.091	4.824
1	3	7.072	1.000	0.020	0.060	0.424	0.025	1.273
Σ		32.534				4.805	0.829	48.678

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.59. Resumen de los parámetros usados en el DDBD (corregido)
– Edificio 5 pisos

DATOS PARA DISEÑO	
Δ_d	0.172
m_{eff}	27.678 ton*s²/m
H_{eff}	10.135
Δ_y	0.155
μ	1.108
R_ε	0.892
T_{eff}	1.157 seg
K_{eff}	816.267 tn/m
V_{DDBD}	140.804 tn

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

En la tabla 2.60 se indica el resumen de las fuerzas finales distribuida para casa pisos de la edificación:

Tabla 2.60. Distribución de fuerzas para cada piso(corregida) – Edificio 5 pisos

DISTRIBUCION DE FUERZAS DE PISO			
PISO i	mi. Δi (Ton * s²)	Fi (Ton)	CORTANTE DE PISO (Ton)
5	1.025	41.276	41.276
4	1.401	37.188	78.464
3	1.127	29.910	108.374
2	0.800	21.227	129.601
1	0.422	11.203	140.804
Σ	4.774	140.804	

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez realizado todos los pasos anteriores y corregidos, se llega al dimensionamiento final de las secciones de vigas y columnas que contará la edificación a ser diseñada.

Tabla 2.61. Secciones finales de la edificación – Edificio 5 pisos

ELEMENTO	NIVEL	TIPO	SECCIÓN
VIGAS	1 al 3	V1'	I 400X8X170X12
VIGAS	4 al 5	V2'	I 400X8X140X12
COLUMNAS	1 al 3	CM1'	I 600X18X400X28
COLUMNAS	4 al 5	CM2'	I 600X16X350X26

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

A continuación, se presenta las secciones definitivas y fuerzas sísmicas obtenidas anteriormente, resumidas en la tabla 2.60 que serán ingresadas en el programa ETABS, las cuales cumplen con los requerimientos demandados por el método:

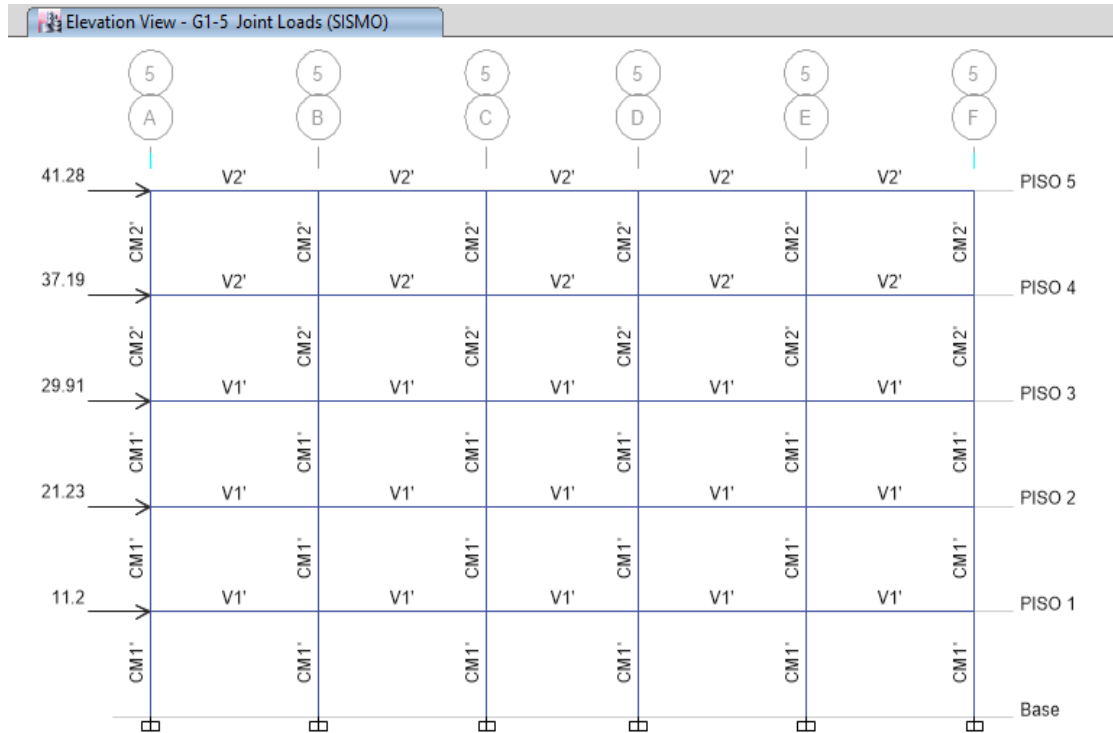


Figura 2.30. Esquema de pórtico a ser analizado y diseñado en elevación ETABS – Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Todas las vigas y columnas serán diseñadas mediante las combinaciones de carga indicadas en el NEC-15, para el caso de estudio las combinaciones a ser utilizadas son las siguientes:

- Combinación 1: 1.4D
- Combinación 2: 1.2D+1.6L
- Combinación 3: 1.2D+L+SISMO
- Combinación 4: 0.9D+SISMO

En las siguientes figuras, se presenta los mayores esfuerzos a los que está siendo sometido el pórtico objeto de estudio, para las diferentes combinaciones de carga:

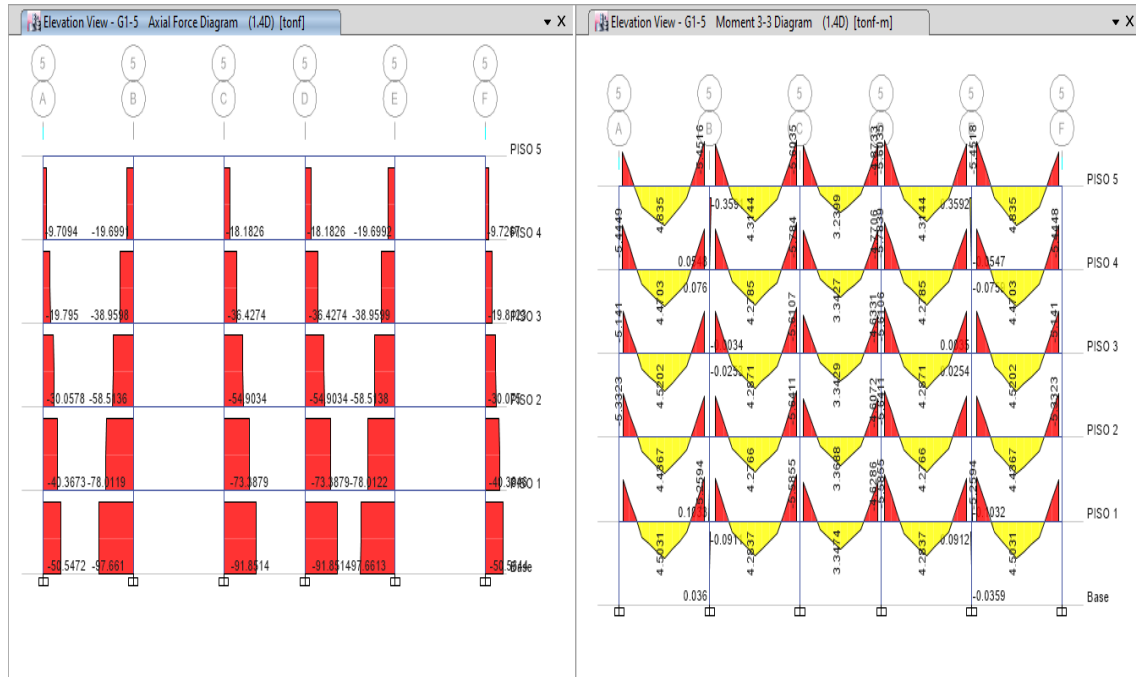


Figura 2.31. Esfuerzos máximos para la combinación 1.4D – Edificio 5 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

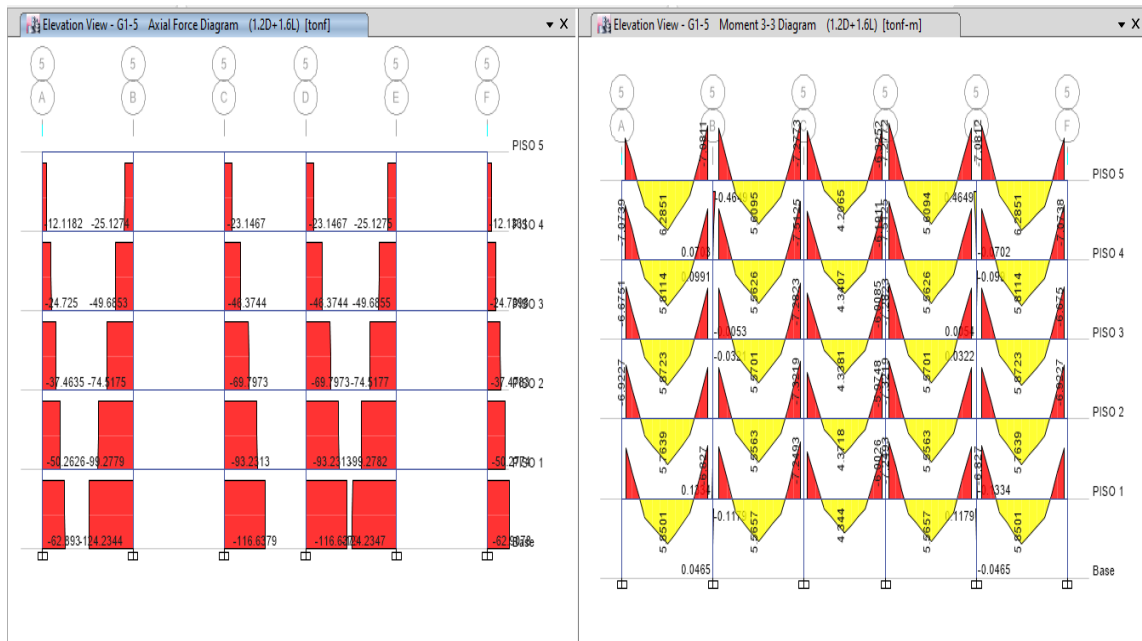


Figura 2.32. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+1.6L – Edificio 5 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

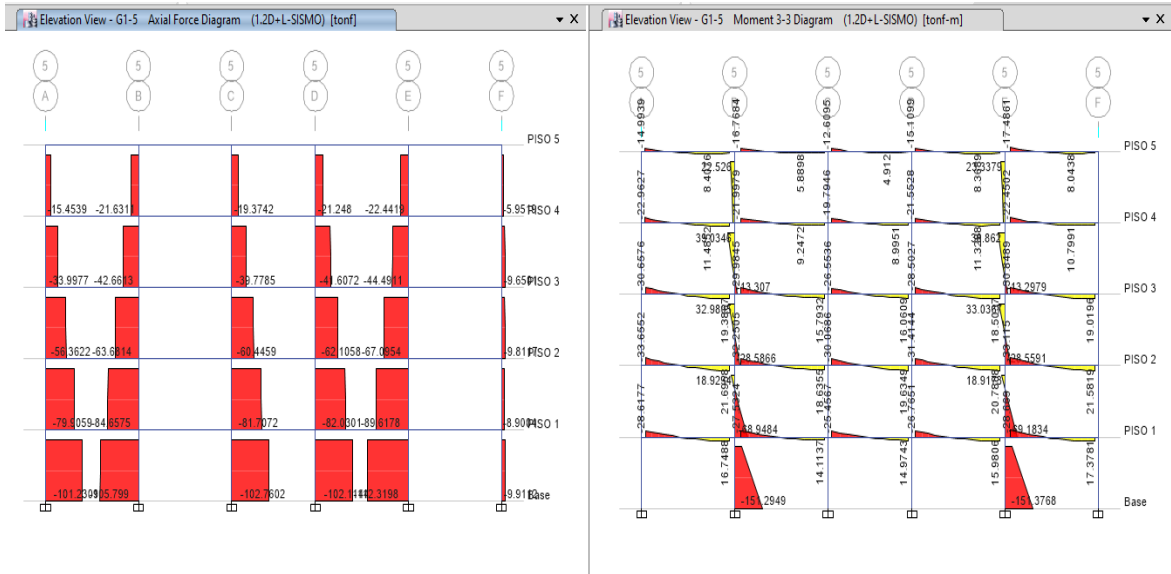


Figura 2.33. Esfuerzos máximos para la combinación 1.2D+L+SISMO – Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

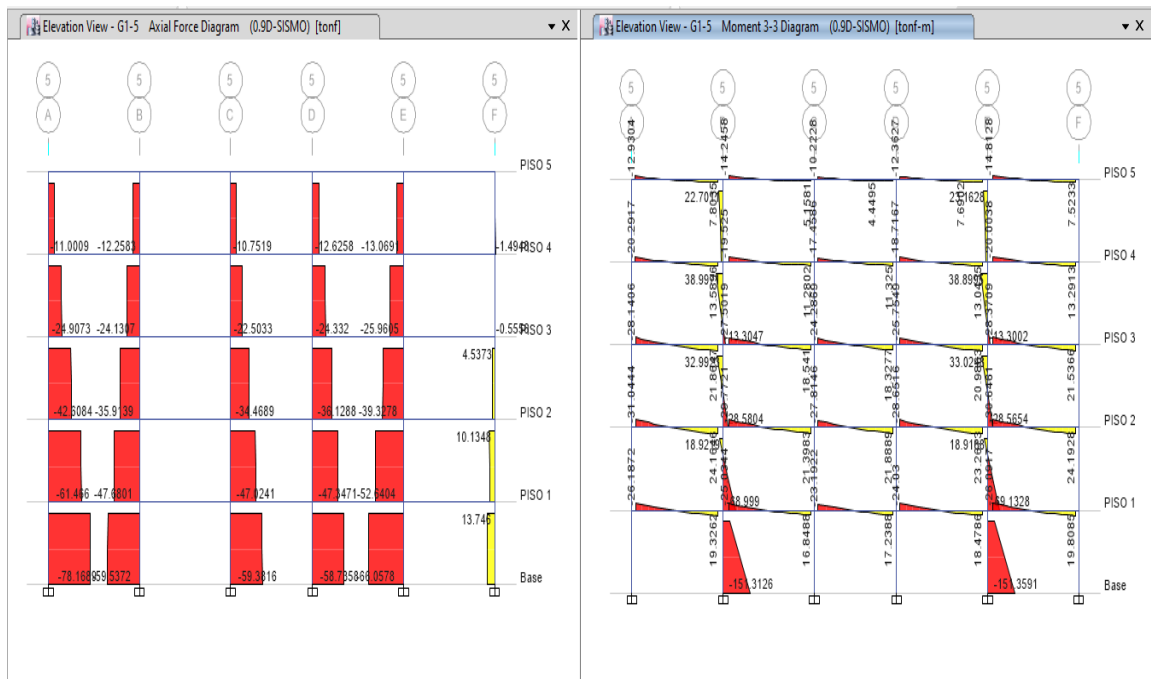


Figura 2.34. Esfuerzos máximos para la combinación 0.9D+SISMO – Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.4.4. Diseño de elementos estructurales

Una vez obtenidas las máximas solicitaciones de cargas, se da inicio al cálculo de la capacidad de las secciones. Primero se hará la revisión de las columnas de la edificación, para el análisis se escogerá la columna mayormente cargada de cada grupo de piso. Para continuar con el cálculo de las vigas se escogerá la viga más cargada de cada grupo de piso. Para posteriormente de acuerdo con el código AISC-360 realizar los chequeos de dichos elementos estructurales, de acuerdo a los requisitos sísmicos de la misma.

2.4.4.1 Diseño de columnas

Para el diseño de las columnas se escoge la columna más esforzada del primer nivel como muestra de cálculo.

Se obtienen las solicitaciones a las que está sometida la columna, estos datos son extraídos del programa y se resume a continuación:

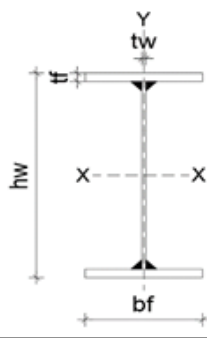
Tabla 2.62. Esfuerzos máximos columna CM1 – Edificio 5 pisos

PISO	SECCIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZOS MÁXIMOS COLUMNA CM1'			
			COMBINACIÓN DE CARGA	Pu(ton)	M33(ton.m)	M22(ton.m)
Piso 1	I 600x18x400x28	E-5	1.4D	97.69	0.092	0.00
Piso 1	I 600x18x400x28	E-5	1.2D+1.6L	124.26	0.119	0.00
Piso 1	I 600x18x400x28	E-5	1.2D+L-SISMO	112.32	151.38	0.00
Piso 1	I 600x18x400x28	E-5	0.9D-SISMO	66.06	151.36	0.00

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se calculará el valor del momento nominal M_n conforme a lo indicado en el código AISC-360, adicionalmente se deberá emplear el módulo plástico de sección de la columna CM1 tipo I600x20x410x30, además se obtendrá las propiedades mecánicas de la sección y se verificará que la columna sea sísmicamente compacta de acuerdo con el código ANSI/AISC-341 estos valores se obtienen mediante una hoja de cálculo empleada a continuación.

Tabla 2.63. Propiedades mecánicas de la columna CM1 – Edificio 5 pisos

PREDISEÑO DE COLUMNAS TIPO H			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	544
tw	(mm)	Espesor de alma	18
bf	(mm)	Ancho de patin	400
tf	(mm)	Espesor de patin	28
hw	(mm)	Altura total de la seccion	600
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion tranversal	321.92
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	207517.76
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	29893.11
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	6917.26
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	7738.11
rx	(cm)	Radio de giro xx	25.39
ry	(cm)	Radio de giro yy	9.64
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES	PATIN		ALMA
$\lambda (b/t \text{ o } h/t)$	7.14		30.22
λ_r	24.09		137.32
λ_p	9.15		90.58
λ_{ps}	7.23		59.02
CASO	SISMIC. COMPACTA		SISMIC. COMPACTA

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

$$M_n = M_p$$

$$M_n = F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2} * 7738.11 cm^3$$

$$\phi M_n = 24514332 kg.cm = 245.143 ton.m$$

La resistencia axial nominal se calculará empleando la siguiente expresión:

$$\phi P_n = 0.9 * F_{CR} * A_g$$

Bajo las consideraciones del AISC-360 en la sección E2, indica que el valor de K, que es el factor de longitud efectiva, se calculará según lo indicado en el capítulo C o el anexo 7, y que en la sección 2b indica que se puede adoptar un valor de K=1 siempre y cuando se cumpla la siguiente condición:

$$\alpha Pr / P_y \leq 0.5$$

Donde: $\alpha = 1,0$ (LRFD)

Pr = resistencia a compresión axial requerida usando combinaciones de carga LRFD

P_y = resistencia axial de fluencia (= F_y A_g)

Para el cálculo de la tabla 4.42 se escoge la columna más demandada, la cual está gobernada por la combinación de carga 1.2D+L+SISMO.

$$\alpha Pr / P_y \leq 0.5$$

$$1 * 112320kg / (321.92cm^2 * 3520 \frac{kg}{cm^2}) \leq 0.5$$

$$0.099 \leq 0.5$$

Dado que la columna cumple con la condición anterior se adopta el valor de K=1 para el cálculo de la resistencia nominal a compresión.

A continuación, se calcula la relación de esbeltez K*L/r, para ambos sentidos:

Para el momento X-X, para una longitud de columna de 3.00 metros.

$$\frac{K * L}{r_x} = \frac{1 * 300}{25.28cm} = 11.86$$

Para el momento Y-Y, para una longitud de columna de 3.00 metros.

$$\frac{K * L}{r_y} = \frac{1 * 300}{9.64cm} = 31.12$$

Se escoge el mayor valor de K*L/r pues será quien gobierne el cálculo de esbeltez, debido que ese lado es el más esbelto, y donde según la sección E3 del código AISC-360 establece que:

$$\frac{K * L}{r_y} \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$31.12 \leq 4.71 * \sqrt{\frac{2043000 \frac{kg}{cm^2}}{3520 \frac{kg}{cm^2}}}$$

$$31.12 \leq 113.47$$

entonces:

$$F_{CR} = \left[0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] * F_y$$

Donde:

Fe = Esfuerzo de pandeo elástico, según lo especificado en Anexo 7, Sección 7.2.3 (b), o de acuerdo con un análisis de pandeo elástico.

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\left(\frac{K * L}{r}\right)^2}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 2043000 \frac{kg}{cm^2}}{11.83^2}$$

$$F_e = 144427.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto, el esfuerzo crítico será:

$$F_{CR} = \left[0.658 \frac{3520}{144427.87} \right] * 3520 = 3484.27 \frac{kg}{cm^2}$$

Según la sección H1 del código AISC-360, indica que la interacción está limitada por las ecuaciones dependiendo del valor obtenido entre la resistencia nominal con respecto a la resistencia requerida:

Cuando:

$$\frac{P_u}{\phi * P_n} < 0.2$$

$$\frac{P_u}{0.9 * F_{CR} * A_g} < 0.2$$

$$\frac{112319.80kg}{0.9 * 3484.27 \frac{kg}{cm^2} * 321.92cm^2} < 0.2$$

$$0.111 < 0.2$$

Entonces se procede ocupar la siguiente ecuación de la sección H1 literal (b) del código AISC-360:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b * M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b * M_{uy}} \right) \leq 1$$

Por ende, se tiene la fórmula especificada para flexo compresión y con la cual obtenemos el valor de demanda/capacidad de la columna.

$$\frac{112.32ton}{2 * 1009.49ton} + \left(\frac{151.38ton.m}{245.14 ton.m} + \frac{0}{0} \right) \leq 1$$

$$0.056 + (0.618) \leq 1$$

$$0.674 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas

Una vez calculados los valores anteriores, se procede a compararlos con los que se obtiene del programa:

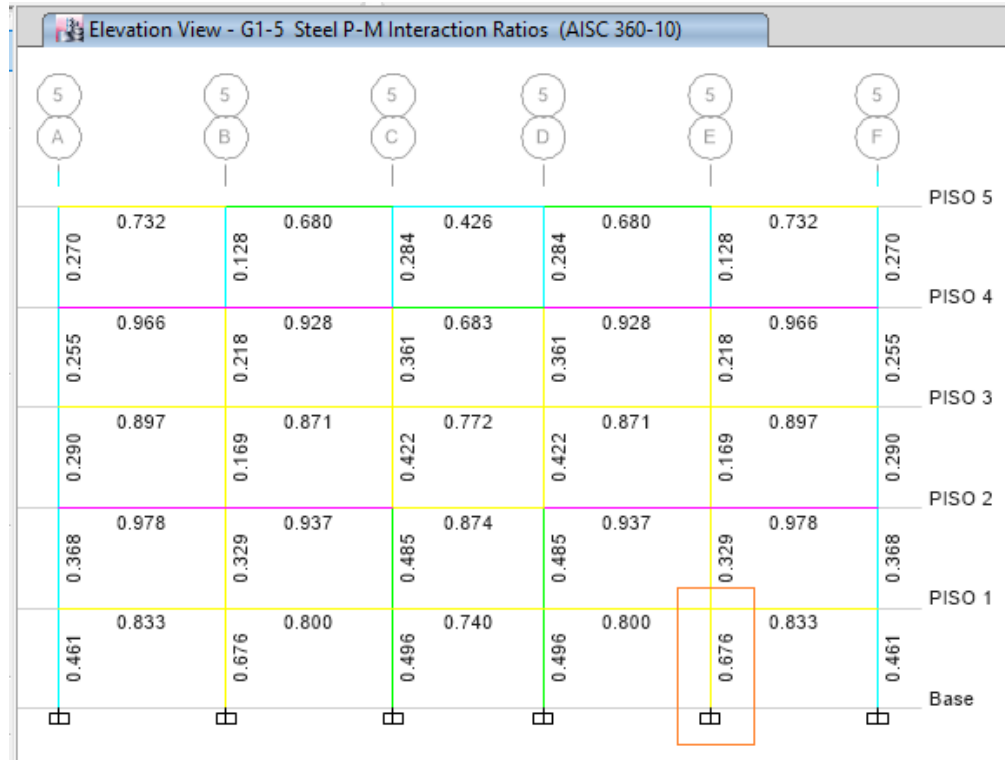


Figura 2.35. Relación demanda/capacidad en columnas – Edificio 5 pisos
Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.45. Resumen de solicitaciones de en columna – Edificio 5 pisos

Element Details							
Level	Element	Unique Name	Location (mm)	Combo	Element Type	Section	Classification
PISO 1	C42	63	0	1.2D+L-SISMO	Special Moment Frame	CM1'	Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (mm)	LLRF	Stress Ratio Limit
3000.00000	0.453	1

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.099	0.013	1	0.8	0.8

Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.45. Continuación

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{lb}	K_{lb}	C_b
0.867	1	1.437

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

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.676 =	0.058 + 0.618 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
112.3198	967.0127	1019.8426

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	151.3768	245.1434	245.1434	245.1434
Minor Bending	0	72.3591		

Fuente: ETABS
Elaborado por: Gustavo Gonzaga

2.4.4.2 Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas se escoge la viga más esforzada que en este caso se encuentra en la tercera planta del edificio.

En la tabla 2.65. se indica un resumen de las solicitaciones que está sometida la viga a ser analizada, estos valores se los obtiene del programa ETABS.

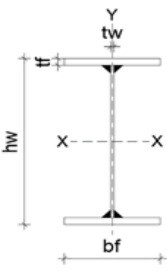
Tabla 2.65. Esfuerzos máximos viga V1' – Edificio 5 pisos

PISO	SECCIÓN	UBICACIÓN	ESFUERZOS MÁXIMOS VIGA V1'			
			COMBINACIÓN DE CARGA	Pu(ton)	M33(ton.m)	M22(ton.m)
Piso 2	I 400X8X170X12	E-5 a F-5	1.4D	0.00	5.329	0.00
Piso 2	I 400X8X170X12	E-5 a F-5	1.2D+1.6L	0.00	6.918	0.00
Piso 2	I 400X8X170X12	E-5 a F-5	1.2D+L-SISMO	0.00	33.12	0.00
Piso 2	I 400X8X170X12	E-5 a F-5	0.9D-SISMO	0.00	30.65	0.00

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Al igual que las columnas, todas las vigas deberán ser sísmicamente compactas con forme a lo que establece el código ANSI/AISC-341, estos valores se los obtiene mediante una hoja de cálculo empleada a continuación:

Tabla 2.66. Propiedades mecánicas de la viga V1' – Edificio 5 pisos

PREDISEÑO DE VIGAS TIPO I			
			
DIMENSIONES DE LA SECCION			
h1	(mm)	Altura libre del alma	376
tw	(mm)	Espesor de alma	8
bf	(mm)	Ancho de patin	170
tf	(mm)	Espesor de patin	12
hw	(mm)	Altura total de la seccion	400
MATERIAL			
E	(Kg/cm ²)	Modulo de elasticidad	2043000
FY	(Kg/cm ²)	Esfuerzo de fluencia	3520
PROPIEDADES DE LA SECCION			
A	(cm ²)	Area de la seccion tranversal	70.88
Ix	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de xx	18904.21
Iy	(cm ⁴)	Momento de inercia alrededor de yy	984.20
Sx	(cm ³)	Modulo elastico	945.21
Zx	(cm ³)	Modulo plastico	1074.27
rx	(cm)	Radio de giro xx	16.33
ry	(cm)	Radio de giro yy	3.73
ANALISIS DE ESBELTEZ (NEC_SE_AC- AISC-10) Tabla 4 , Tabla B4.1b			
LIMITES	PATIN		ALMA
λ (b/t o h/t)	7.08		47.00
λ_r	24.09		137.32
λ_p	9.15		90.58
λ_{ps}	7.23		59.02
CASO	SISMIC. COMPACTA		SISMIC. COMPACTA

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez verificado que la viga sea sísmicamente compacta, para el diseño de la viga se emplea la siguiente ecuación:

$$M_n = M_p$$

$$M_n = F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * F_y * Z$$

$$\phi M_n = 0.9 * 3520 \frac{kg}{cm^2} * 1074.27 cm^3$$

$$\phi M_n = 4076297.28 kg.cm = 34.032 ton.m$$

Debido a que en el caso de las vigas la fuerza axial es nula, la resistencia a la compresión nominal tiene un valor de 0. Dado que la relación es inferior a 0.2 se procede ocupar la siguiente ecuación de la sección H1 literal (b) del código AISC-360:

$$\frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi_b M_{ux}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{uy}} \right) \leq 1$$

Con la ecuación anterior se obtiene el valor de demanda/capacidad de la viga.

$$0 + \left(\frac{33.12 \text{ ton.m}}{34.03 \text{ ton.m}} + \frac{0}{0} \right) \leq 1$$

$$0.973 \leq 1$$

El valor es menor a 1 por lo tanto cumple la sollicitación de cargas.

Una vez calculados los valores anteriores, se procede a compararlos con los que se obtiene del programa:

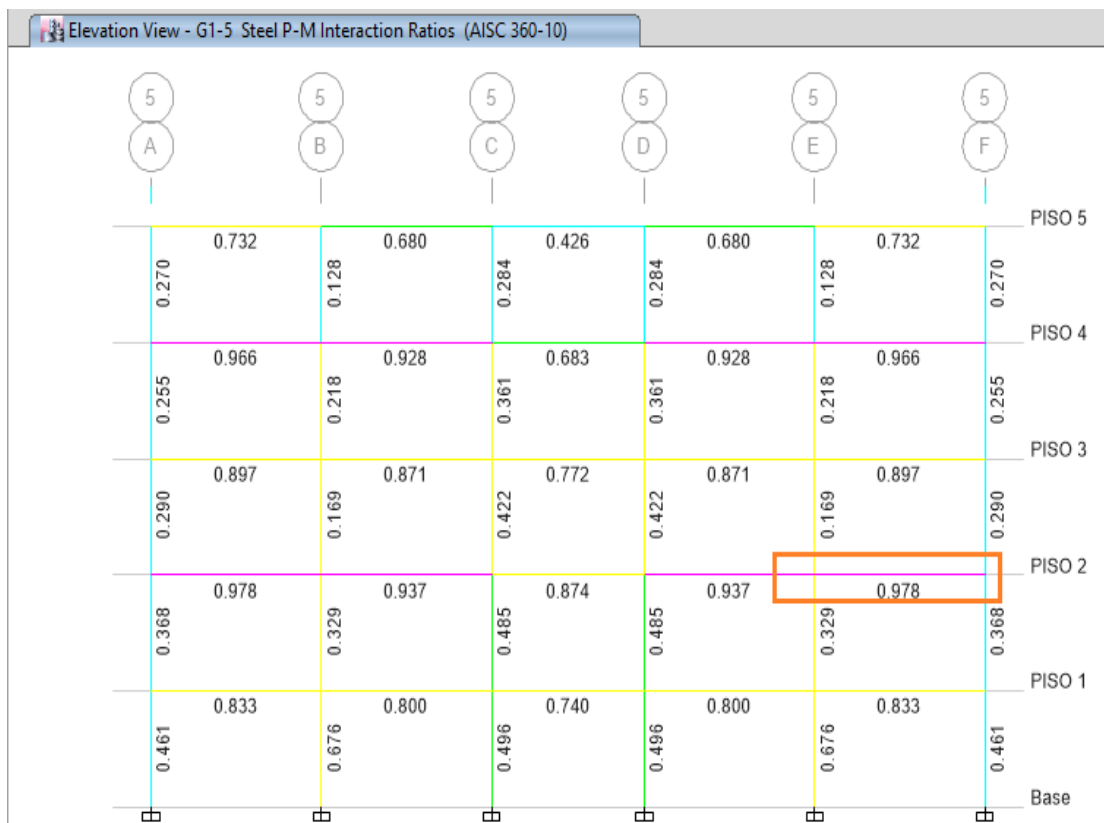


Figura 2.36. Relación demanda/capacidad en vigas– Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Tabla 2.67. Resumen de solicitaciones en la viga – Edificio 5 pisos

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{lb}	K_{lb}	C_b
1	1	2.133

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

D/C Ratio =	$(P_r / 2P_c) + (M_{r33} / M_{c33}) + (M_{r22} / M_{c22})$
0.978 =	0 + 0.978 + 0

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	ϕP_{nc} Capacity (tonf)	ϕP_{nt} Capacity (tonf)
0	125.9571	226.5754

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	ϕM_n (tonf-m)	ϕM_n No LTB (tonf-m)	ϕM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	33.6552	34.4102	34.4102	18.0067
Minor Bending	0	5.696		

Source: ETABS

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez realizada la comprobación con el programa ETABS, de los elementos estructurales columnas y vigas, se puede apreciar que los valores obtenidos manualmente coinciden con los obtenidos mediante el programa.

3 RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

3.1. Análisis no lineal estático

Para validar el método propuesto, Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD), se vuelve esencial realizar la verificación del desempeño de las estructuras diseñadas en el rango no lineal. Por tal razón es importante emplear un análisis no lineal, que para este caso de estudio se ha decidido emplear un análisis no lineal estático (pushover), que es un método rápido y simple de implementar, el cual se basa en colocar un vector de fuerzas cuyo valor incrementa monotónicamente a lo largo de cada piso.

Cuando se desea verificar el desempeño de una estructura, existen varios métodos de análisis para ello, entre esas las más comúnmente utilizadas como es el caso del análisis no lineal dinámico Time-History (no considerado en este trabajo de titulación debido a que la NEC no lo establece como requisito), y el análisis no-lineal estático (pushover), que es una opción válida para hallar la respuesta sísmica de una edificación versus a un análisis dinámico no lineal tiempo-historia, aunque este último entrega resultados muy fiables, pero a su vez es mucho más complejo y que conlleva más tiempo de ejecución. Sin embargo, el pushover es una buena alternativa y recomendada para estructuras regulares o de poca irregularidad, como es el caso de estudio del presente trabajo.

Con el pushover lo que se obtiene es principalmente una respuesta de fuerza vs desplazamiento que se la representa como una curva. Dicha curva interactúa con la curva de "Demanda" de la estructura, y a partir de ahí poder determinar un desplazamiento objetivo.

3.1.1. Modelos matemáticos

Para el análisis complementario y la verificación del método de ambas edificaciones de 11 y 5 pisos objeto de estudio. A las mismas se evaluará como estructuras ensambladas de manera tridimensional, de tal forma que representen las características geométricas completas de ambas edificaciones, dichas estructuras anteriormente se analizaron como pórticos equivalentes.

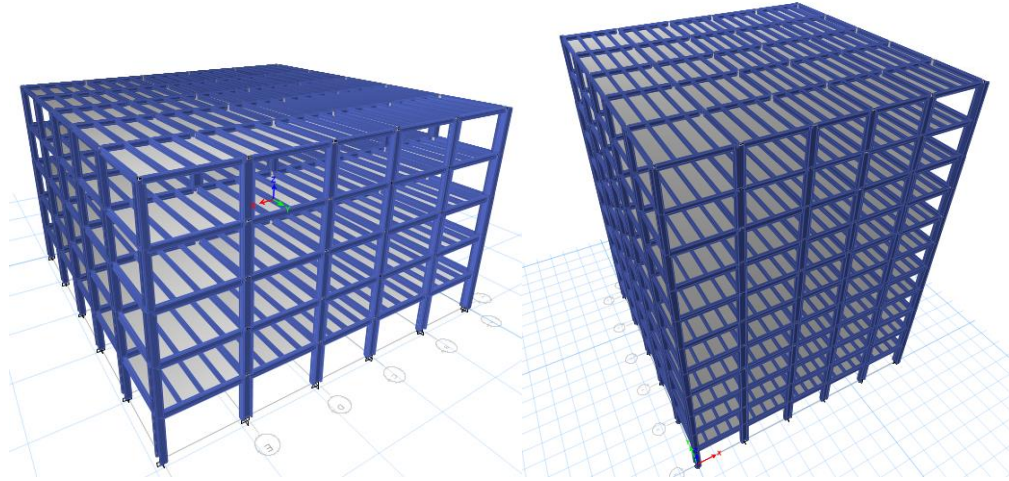


Figura 3.1. Modelos tridimensionales de las edificaciones

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

3.2. Análisis de resultados de las edificaciones

Para el análisis de resultados se emplea el método estático no lineal (Pushover) cuyo procedimiento se indica en el **Anexo 1**, esto como herramienta de análisis para cada edificación. Se utiliza el programa ETABS de acuerdo a los lineamientos y requisito propuestos por ASCE-41 y FEMA 440, con el propósito de obtener la curva de capacidad de las estructuras y evaluar la máxima respuesta que pueden llegar a tener las mismas ante un evento sísmico, esto como paso complementario para la comprobación del método.

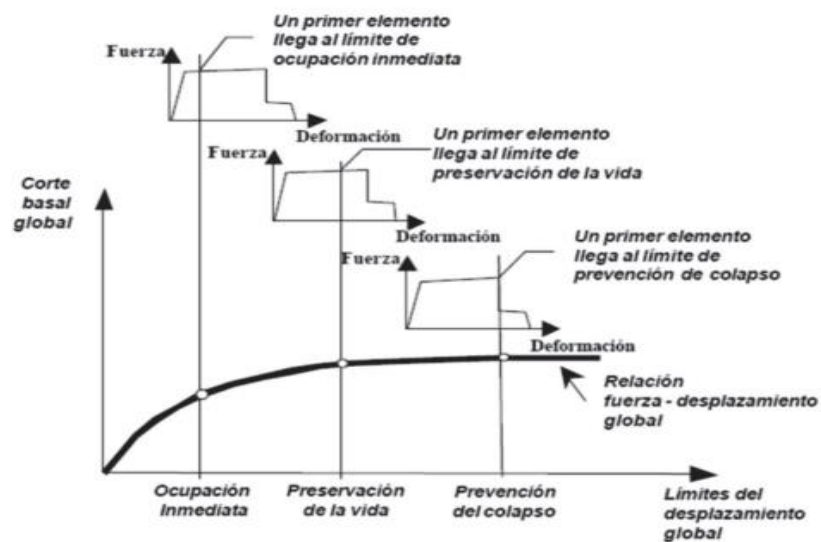


Figura 3.2. Definición conceptual del método pushover

Fuente: FEMA (1997)

A continuación, se muestra los resultados obtenidos para cada edificación

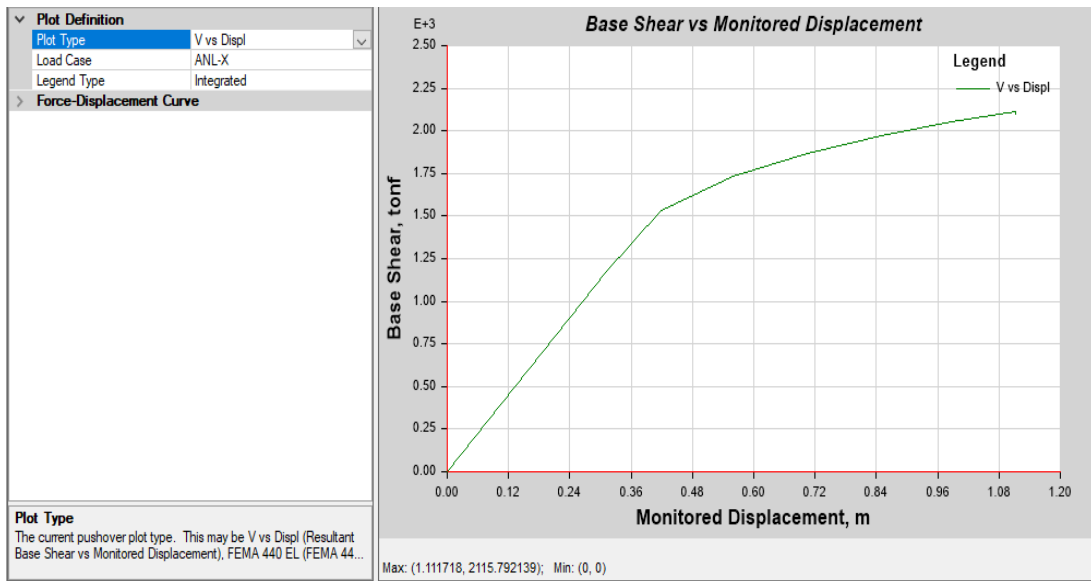


Figura 3.3. Curva de capacidad – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

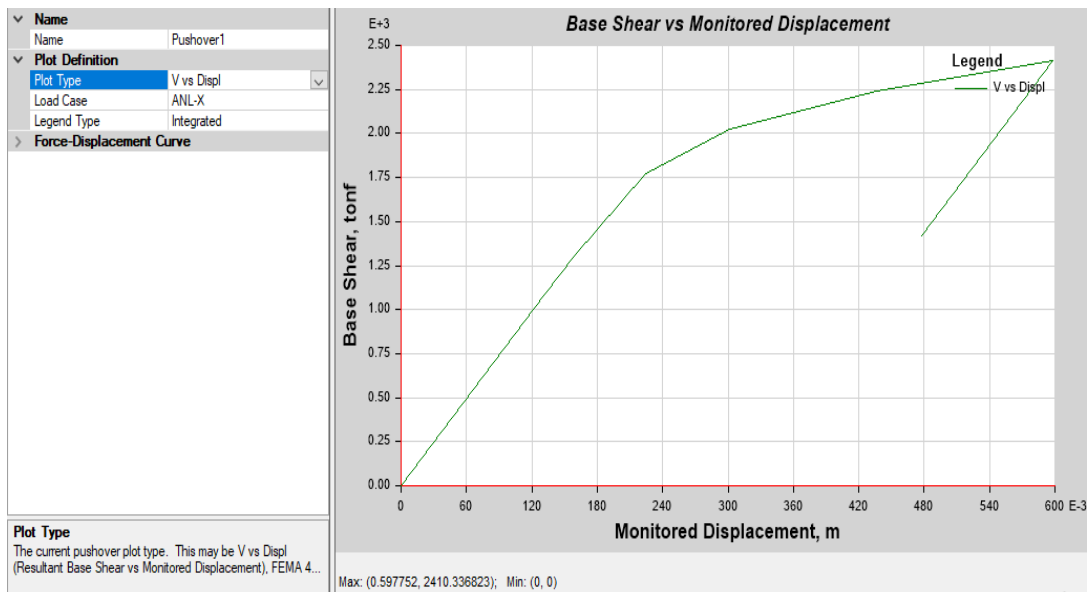


Figura 3.4. Curva de capacidad – Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

3.2.1. Niveles de desempeño para el edificio de 11 pisos

Cómo se puede observar en la figura 3.5, las rótulas plásticas se forman en la mayoría de elementos vigas y columnas, dichos elementos han llegado a fluir con el mecanismo deseado, es decir que la deformación inelástica para pórticos involucre la formación de rótulas plásticas de flexión en los extremos de las vigas y únicamente la formación de rótulas en pie de columnas de la primera planta. Además, se puede observar que solo una viga ha llegado a sufrir daños importantes y que esta viga se encuentra ubicada en la cuarta planta, dicha viga alcanza el nivel de prevención al colapso (CP).

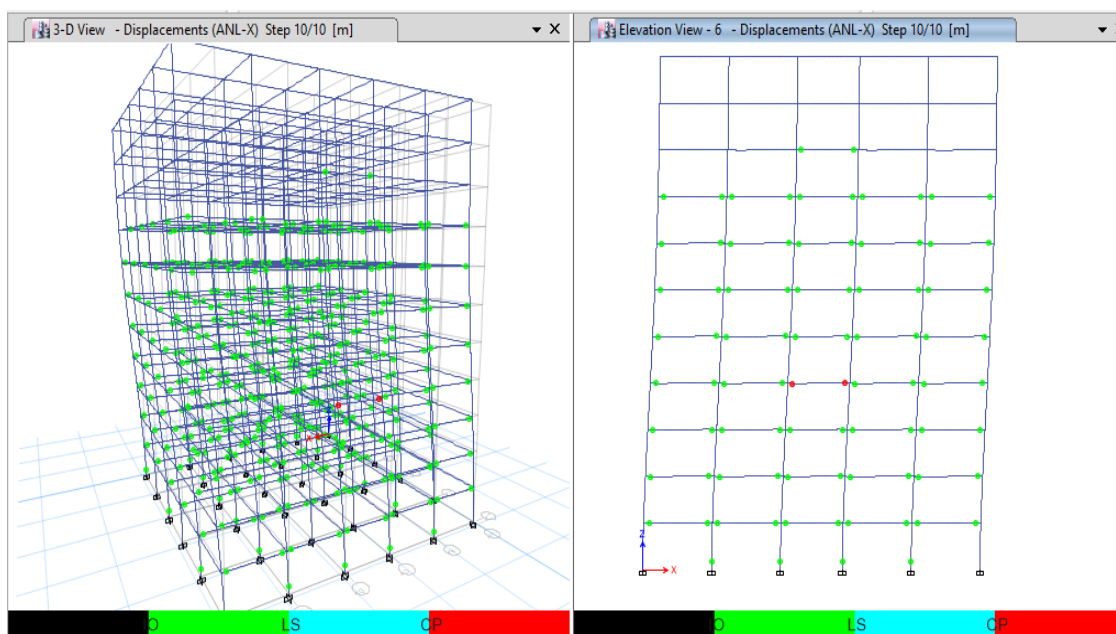


Figura 3.5. Formación del mecanismo plástico al final del caso sísmico
– Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

También se verifica los valores del punto de desempeño objetivo con los datos que se obtienen en el software de acuerdo códigos FEMA 440 y ASCE-41, para poder encontrar el punto de desempeño de debe aplicar la función espectral respectiva de acuerdo a la norma NEC-15 para la ciudad de Quito, este espectro no es más que el espectro elástico con un valor de $R=1$ para un periodo de retorno de 475 años.

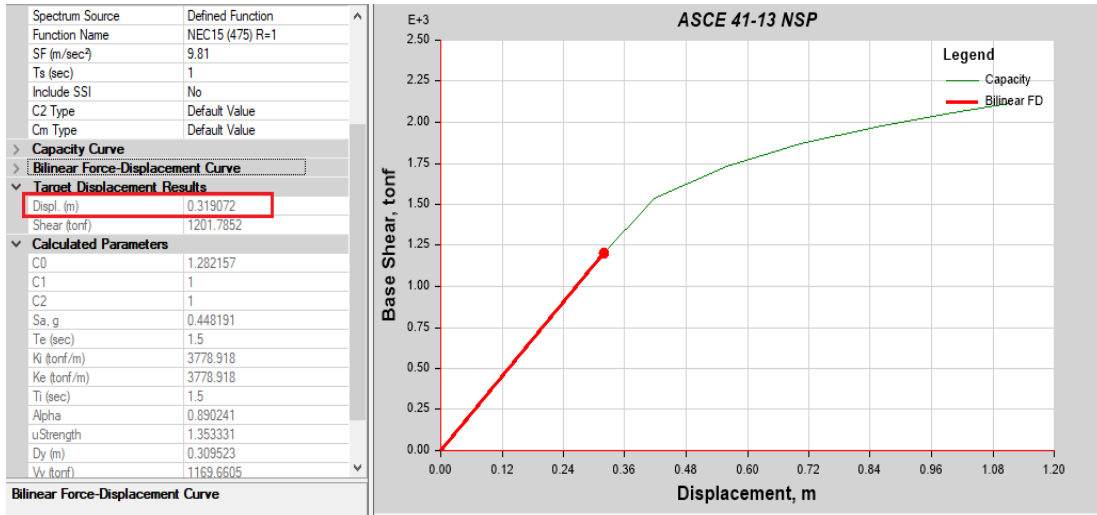


Figura 3.6. Punto de desempeño por el Método de los coeficientes-ASCE 41 – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

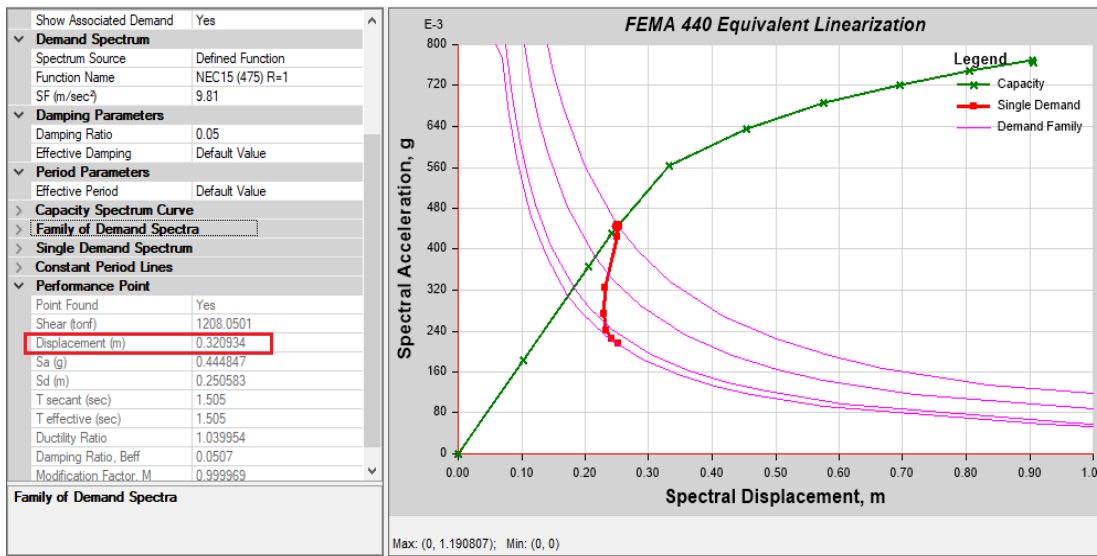


Figura 3.7. Punto de desempeño por el Método Linealización Equivalente-FEMA 440 – Edificio 11 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Una vez encontrado el punto de desempeño se obtiene el máximo desplazamiento de la estructura y se investiga el nivel de daño que puede llegar a tener la misma. El nivel de daño está relacionado con la máxima deriva del tope (maximum total drift), está definida como la deriva de piso en el valor de desplazamiento correspondiente al punto de desempeño; y la deriva máxima inelástica (maximum inelastic drift). Para la evaluación de los niveles de desempeño, en este trabajo se adopta el criterio propuesto por la Structural Engineers Association of California (SEAOC) VISION 2000.

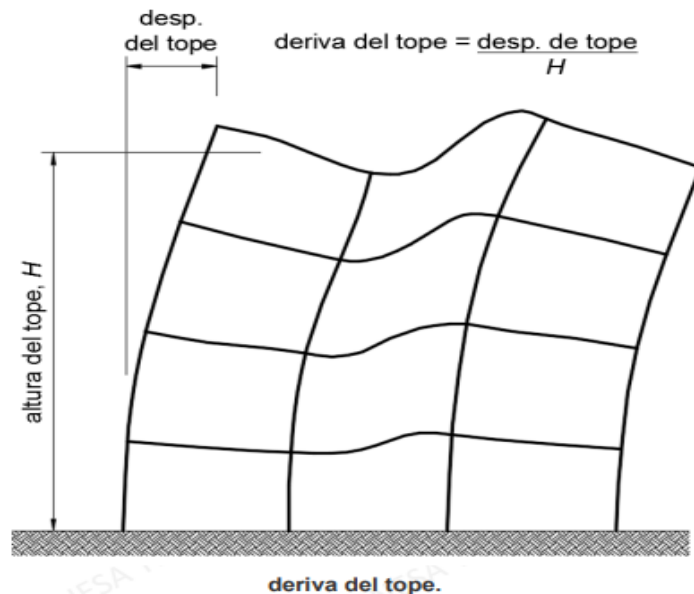


Figura 3.8. Deriva de tope asociada al nivel de desempeño
Fuente: Adaptación ATC-40

De acuerdo a la propuesta de VISION 2000, se presentan los niveles de desempeño según la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Valores límites para derivas de piso según el nivel de desempeño

Performance level	Performance description	Story drift
Fully operational	Continuous service, negligible damage	<0.2 %
Operational	Safe for occupancy, light damage, repairs for Non-essential operation	<0.5 %
Life safety	Moderate damage, life safety protection, repair may be possible but impractical	<1.5 %
Near collapse	Severe damage, collapse prevented, falling Non-structural elements	<2.5 %
Collapse		>2.5 %

Fuente: Adaptación VISION 2000

Se presentan a continuación los valores obtenidos para la dirección X para la edificación, debido a que la estructura es simétrica, y presenta el mismo tipo de daño en la otra dirección.

De acuerdo a la propuesta que presenta VISION 2000 se define los límites de desempeño para el edificio de 11 pisos, que tiene una altura total de 33 metros, estos valores límites son los siguientes:

Tabla 3.2. Valores límites de desplazamiento para los niveles de desempeño Edificio 11 pisos

LÍMITES DE DESEMPEÑO				
LIMITE DE DERIVA	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCANO AL COLAPSO
MAXIMA DERIVA TOTAL	0.066	0.165	0.495	0.825

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se puede apreciar en la figura 3.9, el punto de desempeño para la edificación de 11 pisos, se ubica dentro de la zona de seguridad de vida, lo cual indica que el procedimiento del diseño directo basado en desplazamientos cumple satisfactoriamente lo indicado en la filosofía de diseño que propone Priestley.

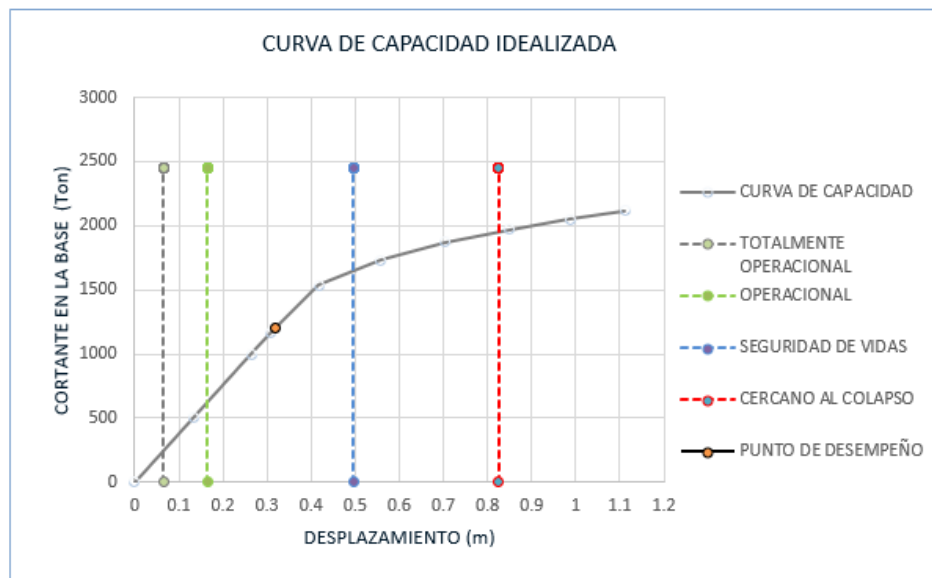


Figura 3.9. Límites de desempeño y ubicación del punto de desempeño – Edificio 11 pisos

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Para finalizar se resume de los resultados de las figuras 3.6 y 3.7, y se muestran en la tabla 3.3, los valores para los distintos métodos de análisis que se utilizó en la verificación del método DDBD, donde se observa valores muy cercanos entre el método DDBD y los métodos tradicionales de análisis no lineal, lo cual resulta ser satisfactorio para el caso de estudio.

Tabla 3.3. Resumen de resultados DDBD, FEMA 440 Y ASCE 41 Edificio 11 pisos

MÉTODO DE ANÁLISIS	DESPL. MAX. ESPERADO Δd (m)	DESPL. DE FLUENCIA Δy (m)	DUCTILIDAD μ	Teff seg
DDBD	0.361	0.295	1.223	2.62
LINEALIZACION EQUIV. FEMA 440	0.321	-	1.039	1.05
COEFICIENTES ASCE 41	0.319	0.309	1.350	1.50

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

3.2.2. Niveles de desempeño para el edificio de 5 pisos

Para el edificio de 5 pisos se observa la formación de las rótulas plásticas en todos los elementos vigas y columnas con el mecanismo plástico deseado. Para esta estructura se puede apreciar que existen daños importantes en ciertas columnas de la primera planta que alcanzan el nivel de prevención al colapso (CP).

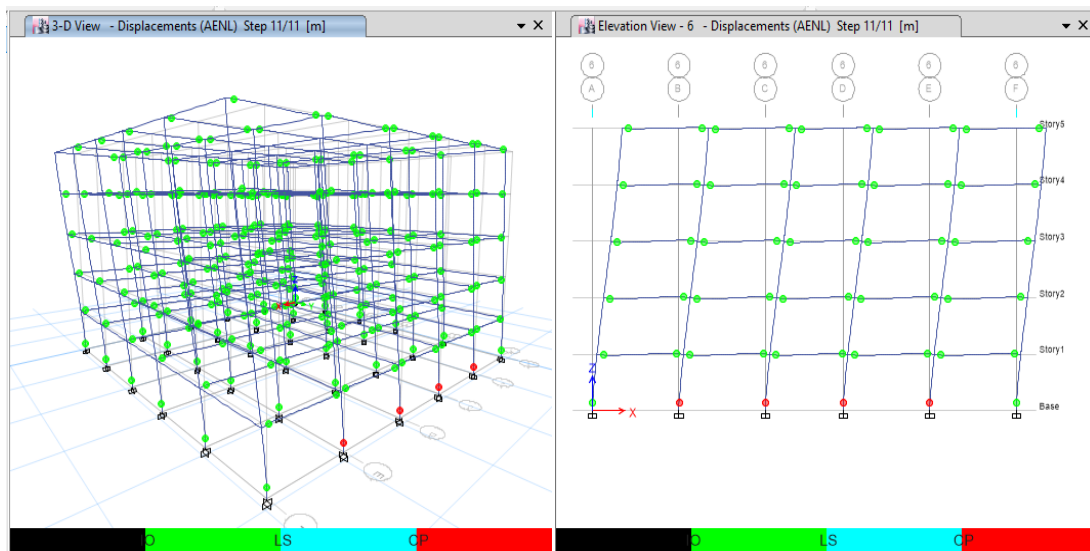


Figura 3.10. Formación del mecanismo plástico al final del caso sísmico – Edificio 5 pisos

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

De la misma manera que en el caso anterior se verifica los valores del punto de desempeño objetivo con los datos que se obtienen en el software de acuerdo códigos FEMA 440 y ASCE-41, para poder encontrar el punto de desempeño se debe aplicar la función espectral respectiva de acuerdo a la norma NEC-15 para la ciudad de Quito, este espectro no es más que el espectro elástico con un valor de $R=1$ para un periodo de retorno de 475 años.

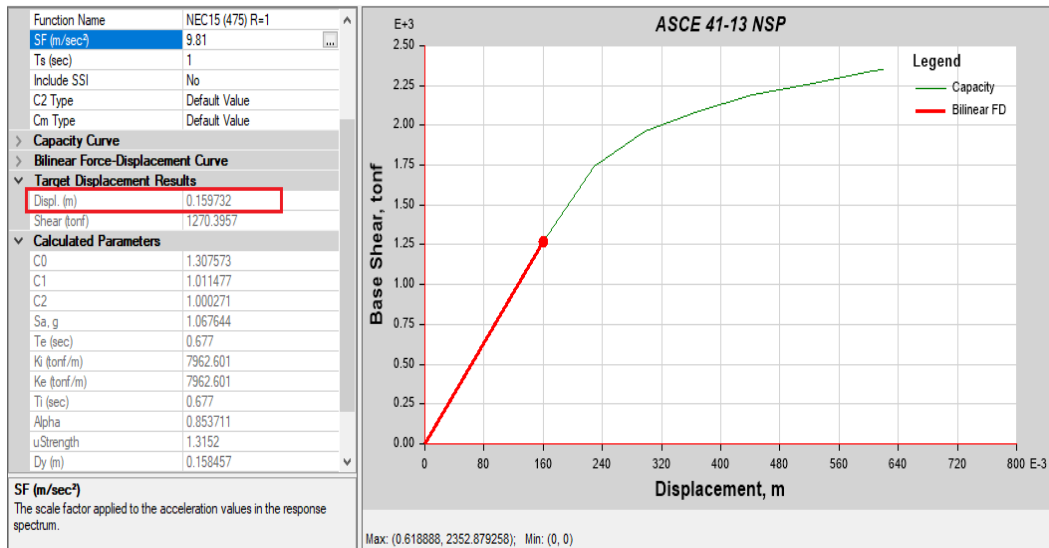


Figura 3.11. Punto de desempeño por el Método de los coeficientes-ASCE 41
 – Edificio 5 pisos
 Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

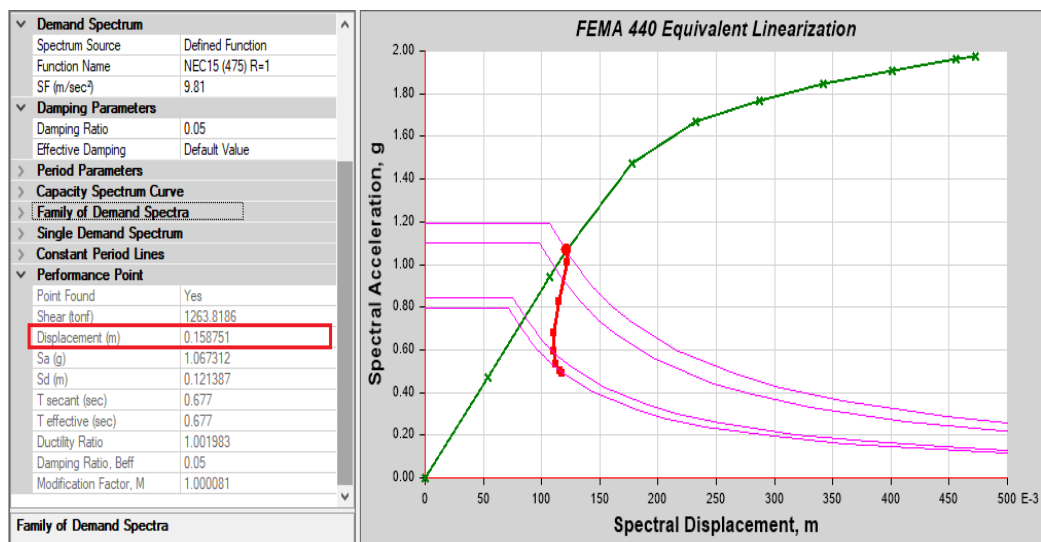


Figura 3.12. Punto de desempeño por el Método Linealización Equivalente-FEMA 440
 – Edificio 5 pisos
 Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

A continuación, se presentan los resultados obtenidos siguiendo los mismos lineamientos de la estructura anterior.

Para edificio de 5 pisos, que tiene una altura total de 15 metros, los valores límites son los siguientes:

Tabla 3.4. Valores límites de desplazamiento para los niveles de desempeño Edificio 5 pisos

LÍMITES DE DESEMPEÑO				
LÍMITE DE DERIVA	TOTALMENTE OPERACIONAL	OPERACIONAL	SEGURIDAD DE VIDA	CERCANO AL COLAPSO
MAXIMA DERIVA TOTAL	0.030	0.075	0.225	0.375

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Al igual que la edificación de 11 pisos, se puede apreciar en la figura 3.13, que el punto de desempeño se ubica dentro de la zona de seguridad de vida, lo cual indica que el procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos, cumple satisfactoriamente lo indicado en la filosofía de diseño que propone Priestley.

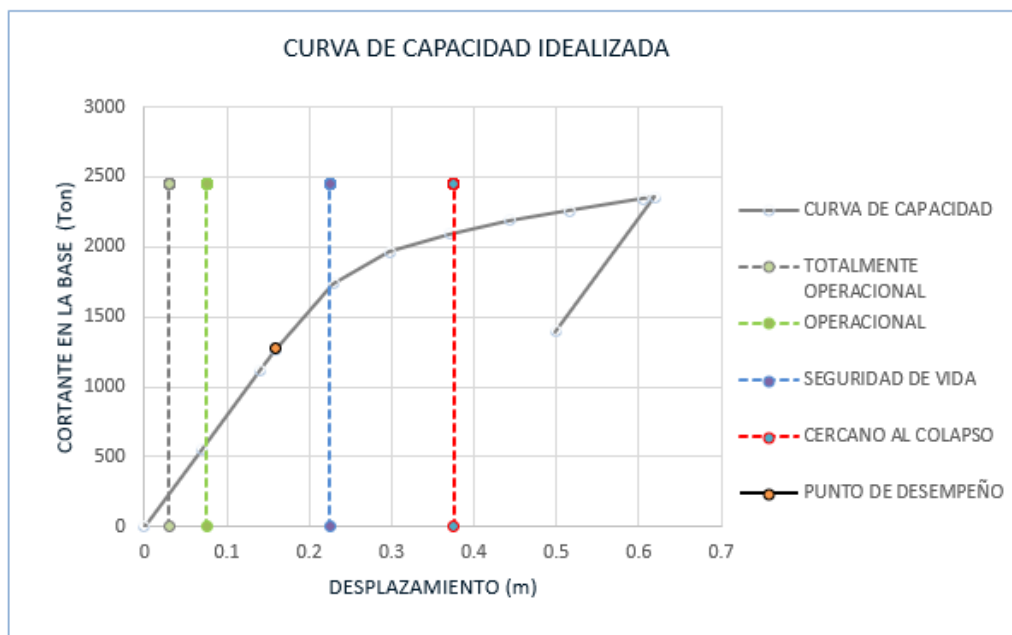


Figura 3.13. Límites de desempeño y ubicación del punto de desempeño – Edificio 5 pisos

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

De la misma manera que para el caso anterior se resume de los resultados de las figuras 3.11 y 3.12, se verifica de igual manera que los valores obtenidos mediante el método DDBD, resultan ser muy cercanos a los obtenidos mediante los métodos no lineales tradicionales, por ende, el método del DDBD objeto de estudio en el presente trabajo, resulta ser satisfactorio.

Tabla 3.5. Resumen de resultados DDBD, FEMA 440 Y ASCE 41
Edificio 5 pisos

MÉTODO DE ANÁLISIS	DESPL. MAX. ESPERADO Δd (m)	DESPL. DE FLUENCIA Δy (m)	DUCTILIDAD μ	Teff seg
DDBD	0.172	0.155	1.108	1.157
LINEALIZACIÓN EQUIV. FEMA 440	0.158	-	1.001	0.677
COEFICIENTES ASCE 41	0.159	0.158	1.315	0.677

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

3.3. Conclusiones

Una vez evaluados los resultados del análisis de las dos edificaciones aporticadas de once y cinco pisos, se pueden obtener varias conclusiones descritas a continuación.

- El método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) propuesto en el presente trabajo, es un método relativamente fácil de aplicar que no conlleva mayor complejidad en su desarrollo para sistemas estructurales de pórticos de acero en edificios regulares.
- Como análisis preliminar y punto de partida de la aplicación del método propuesto en este trabajo se realizó un análisis con el método tradicional de diseño basado en fuerzas, para posteriormente emplear el DDBD, donde finalmente se observa que existe diferencia entre el método de diseño basado en fuerzas (DBF) con respecto al DDBD. Ya que con el método de DDBD las estructuras terminan con secciones finales de mayor dimensión, esto da a entender que el método basado en fuerzas conlleva a estructuras que ante sismos importantes podrían llegar a tener un comportamiento no adecuado, esto posiblemente de la relación entre el factor de reducción sísmica R y de los valores de ductilidad, que conlleva finalmente a solicitaciones de carga y esfuerzos más bajos en las estructuras.

- Las edificaciones diseñadas con el método de DDBD, podría ser una alternativa de diseño confiable según los resultados obtenidos, ya que este método adopta ciertas consideraciones que el método tradicional del DBF no considera, y por lo cual la estructura podría tener un mejor comportamiento frente a un sismo no esperado durante su vida útil.
- En función a los resultados obtenidos en el análisis sísmico estático y el análisis modal espectral dinámico analizados mediante método DBF, tanto para el edificio de 11 y 5 pisos, se observa que el cortante basal obtenido es bastante inferior al que se obtuvo mediante el método DDBD. Dadas las condiciones de análisis los valores obtenidos con DBF tanto para el cortante estático como para el cortante dinámico fueron de 194.18 T y 160.26 T respectivamente para el edificio de 11 pisos de acuerdo a las tablas 2.22 y 2.24, mientras que con DDBD se obtuvo un cortante basal de 127.56 T de acuerdo a la tabla 2.40, esto debido que se analizó como pórtico equivalente y su m_{eff} es menor, y que al ser transformado a una estructura tridimensional resulta tener un cortante basal mucho mayor como se había mencionado. Lo mismo ocurre con el edificio de 5 pisos donde se obtiene un cortante estático de 153.18 ton y un cortante dinámico de 122.54 T de acuerdo a las figuras 2.23 y 2.25 respectivamente, mientras que con método DDBD se obtuvo un cortante de 140.80 T, lo que refleja que dicho método llega a ser un método conservador.
- El método pushover empleado para la validación de los resultados en ambas edificaciones, resultó ser una alternativa práctica y confiable para verificar la respuesta de las estructuras, dado que se llegó a obtener resultados previstos por el método DDBD.
- De acuerdo a los resultados obtenidos de manera global se cumple satisfactoriamente los objetivos planteados y se demuestra que el método propuesto solventa de manera eficaz el cumplimiento de un nivel límite de desempeño esperado.
- En la propuesta que plantea Priestley acerca del método DDBD asume que el mecanismo de colapso adecuado para un sistema apórticado ya sea este de concreto armado o pórticos de acero estructural como es el caso de estudio del presente trabajo, este mecanismo de colapso se deberá llevar a cabo con

la formación de rótulas plásticas en los bordes de vigas y en pie las columnas. Para cumplir adecuadamente con esta hipótesis el pórtico debe cumplir el criterio columna fuerte-viga débil. Y donde las estructuras analizadas cumplen satisfactoriamente ese requerimiento como se aprecia en las figuras 3.5 y 3.10.

- En la validación de resultados que se realizó con el análisis no lineal pushover, observa que los valores obtenidos mediante los métodos ASCE 41 Y FEMA 440 son muy aproximados de los que se obtienen con el método DDBD, esto nos indica que el método es congruente con su propuesta. Esto se ve reflejado para ambas edificaciones como se observa en las tablas en 3.3 y 3.5 respectivamente.
- En las figuras 3.9 y 3.13, se puede apreciar que el punto de desempeño que se obtuvo para ambas edificaciones con los diferentes métodos y con el método DDBD, se encuentran en una zona aceptable de daño el cual es seguridad de vida, cumpliendo así con el nivel de desempeño esperado.

3.4. Recomendaciones

- Se recomienda que para próximos estudios se implemente la metodología de DDBD en estructuras aporticadas de acero con muros estructurales, para edificios altos y de mediana altura.
- Se recomienda implementar la metodología de DDBD en edificios aporticados de acero de gran altura y evaluar los efectos que causan los modos altos de vibración en la respuesta sísmica de la estructura y qué efecto podría esto tener en la aplicación de método para la transformación de un sistema de múltiples grados de libertad a un sistema de un grado de libertad.
- Para estructuras irregulares o de gran altura se recomienda la utilización de un análisis dinámico no lineal time-history, como herramienta de validación de resultados, debido que este análisis conlleva más exactitud en la entrega de resultados.

4 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2016). Análisis de los edificios que colapsaron en Portoviejo durante el terremoto del 16 de abril de 2016. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, 257-282.
- Aguilera, M. (2011). Métodos de diseño sísmico basado en desplazamientos con aplicación a estructuras reticulares de concreto reforzado. Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Alvear, J., & Ruales, J. (2014). Diseño por desempeño de edificios de hormigón armado, de acero estructural, y mixtos. Tesis de pregrado, Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Quito - Ecuador.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago-Illinois.
- ASCE-41. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers. Virginia.
- Ayala, C. (2021). Desarrollo de Programas Para el Análisis de Estructuras Aperticadas Usando el Método de Diseño Basado en Desplazamientos para el Software "DISENOSM", Tesis Pregrado, Escuela Politécnica Nacional. Quito-Ecuador.
- Cardona, O. (2008). Medición de la gestión del riesgo en América Latina. *Revista Internacional Sostenibilidad, Tecnología y Humanismo*.
- CNN. (13 de 04 de 2017). A un año de la tragedia que sacudió a Ecuador: ¿qué ha pasado desde el terremoto? Recuperado el 05 de 02 de 2022, de CNN Español: <https://cnnespanol.cnn.com/2017/04/13/a-un-ano-de-la-tragedia-que-sacudio-a-ecuador-que-ha-pasado-desde-el-terremoto/>.
- Espinoza, V. (2015). Estudio comparativo entre el diseño por fuerzas y el diseño por medio de desplazamientos de la estructura del edificio matriz guaranda "plan diez millones en el bolívar" según la norma nec 2014. Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Ambato, Ambato - Ecuador.

- FEMA-356. (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. American Society of Civil Engineers. Virginia.
- Godoy, V. (2011). Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos diseñados mediante el método de diseño de desplazamientos. Tesis de maestría, Universidad Politécnica de Catalunya, Catalunya - España.
- Gomel, F. (2017). Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras aporticadas de concreto armado. Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna, Tacna - Perú. Guzmán, J. (2014).
- Guzmán, J. (2014). Análisis comparativo de los métodos de diseño sismorresistentes basado en fuerzas y basado en desplazamientos para edificaciones en el Ecuador. Tesis pregrado. Universidad San Francisco de Quito, Quito - Ecuador.
- NEC_SE_DS. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Peligro Sísmico. Diseño Sismorresistente. Dirección de Comunicación Social. MIDUVI, Quito -Ecuador.
- NEC-SE-AC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Acero. Diseño Sismorresistente. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI, Quito - Ecuador.
- Ordoñez, J. (2015). Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras de hormigón armado aporticadas y estructuras con muros de corte. Tesis de maestría, Escuela Politécnica Nacional, Quito - Ecuador.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Ered, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yepes, H. (2007). Breves Fundamentos de los Terremotos en el Ecuador. Corporación Editorial Nacional, Quito - Ecuador:
- Sánchez, F. (2012). Desarrollo de un modelo estructural aplicado al método de diseño directo basado en desplazamientos en el diseño sismorresistentes de pilas para puentes en la ciudad de Guayaquil. Tesis de pregrado, Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, Guayaquil - Ecuador.
- Supe, M. (2015). "Estudio del comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado por el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) para tres, seis y nueve pisos. Tesis de pregrado. Universidad Técnica de Ambato, Ambato - Ecuador.

5 ANEXOS

5.1. Anexo I: Procedimiento para realizar el análisis no lineal Pushover

En esta sección se indicará los pasos a seguir para realizar un análisis PUSHOVER a través del programa ETABS, los pasos que se mostrarán están referenciados al edificio de 11 pisos, los mismos pasos servirán para la otra edificación.

5.1.1. Caso de carga gravitacional no lineal

Como primer paso se debe incluir cargas muertas y vivas, especificado en el FEMA 356. La importancia que conlleva a crear una carga no lineal gravitacional se debe a que la estructura en condiciones reales ya se encuentra con cierta deformación producto de la acción de cargas gravitacionales, esto antes de ser sometida a cargas sísmicas.

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA SIMICA

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PESO PROPIO	1.1
Load Pattern	CARGA PERMANENTE	1.1
Load Pattern	CARGA VIVA	0.275

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 5.1. Creación del caso de carga gravitacional no lineal

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

5.1.2. Caso de carga no lineal pushover

Este estado de carga da inicio a partir de la carga gravitacional no lineal, previamente es necesario ingresar las fuerzas siguiendo el procedimiento del FEMA-356 que indica que todos los patrones de carga inducida a la estructura siguen una tendencia triangular ascendente según lo establecido en los códigos FEMA-356 y ATC-40. Existen varios métodos de distribución del vector de cargas sísmicas PUSHOVER en la literatura, para el caso de estudio se adoptará el caso de distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración, cabe recalcar que los valores ingresados de la fuerza son independientes dado que estos no reflejan un valor sino la forma de la fuerza.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER X	1

Figura 5.2. Definición del caso de carga no lineal Pushover dirección X

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se detalla a continuación el procedimiento de ajustes del caso de carga en dirección X:

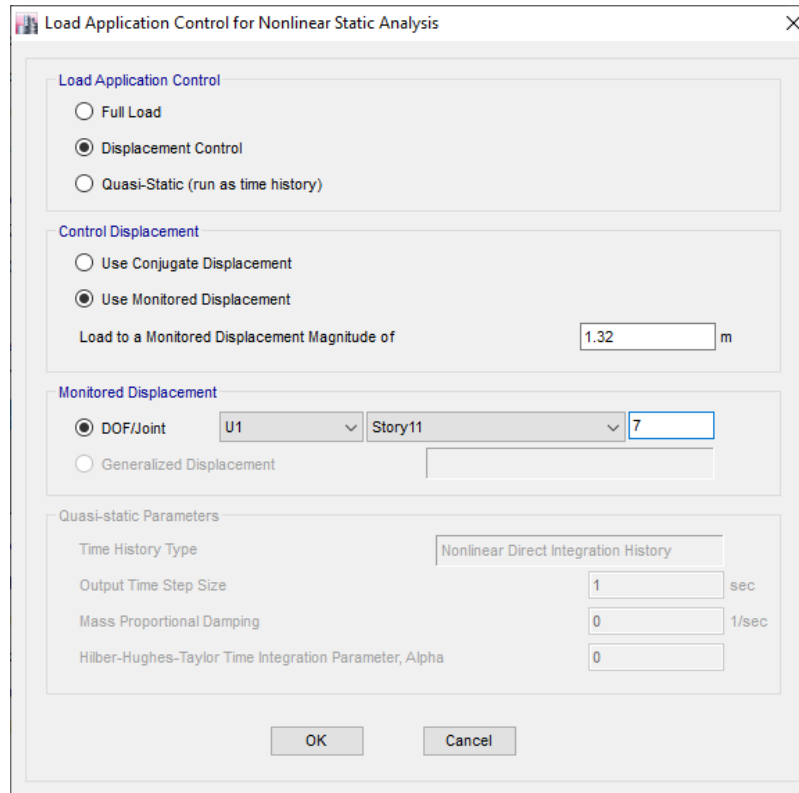


Figura 5.3. Desplazamiento de control para la dirección X

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

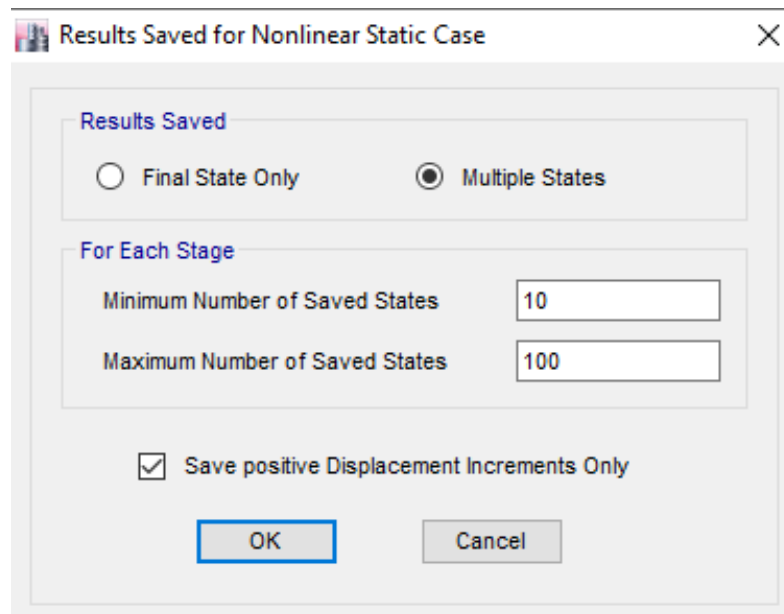


Figura 5.4. Control de número de pasos dirección X

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

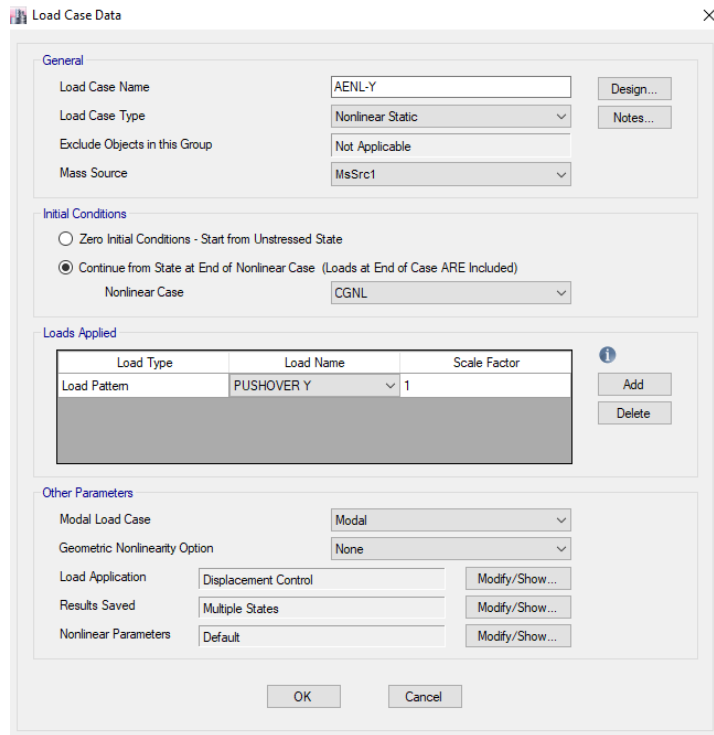


Figura 5.5. Definición del caso de carga no lineal Pushover dirección Y

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Se detalla a continuación el procedimiento de ajustes del caso de carga en dirección Y:

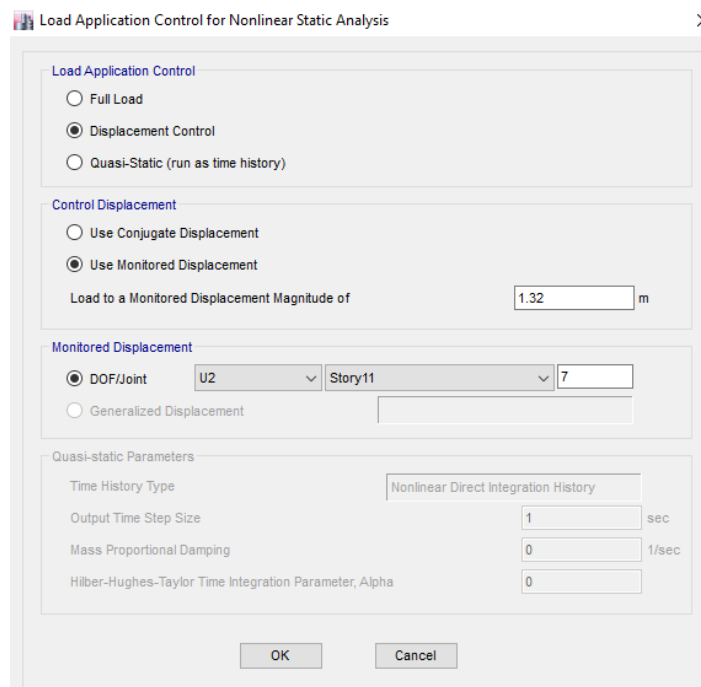


Figura 5.6. Desplazamiento de control para la dirección Y

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

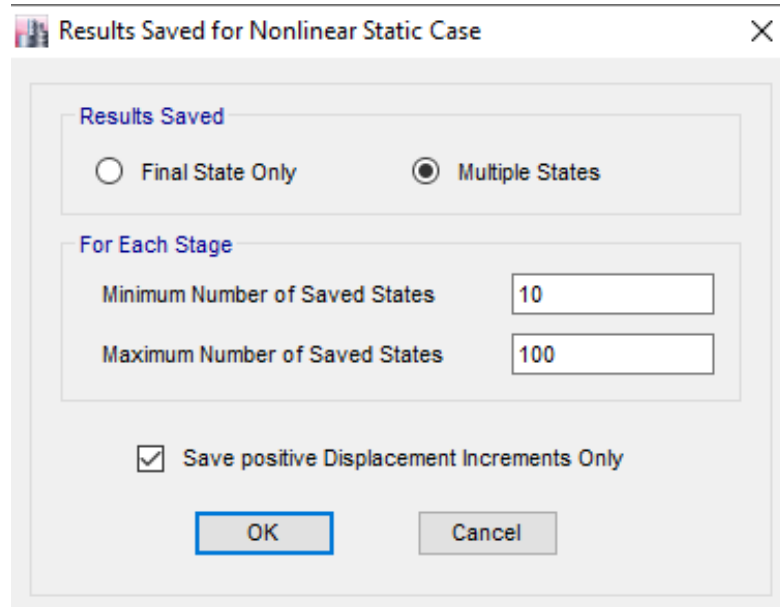


Figura 5.7. Control de número de pasos dirección Y

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

5.1.3. Asignación de las rótulas plásticas

Para finalizar con el proceso de análisis, se debe asignar las rótulas plásticas en las columnas y vigas que conforman la estructura, esto ya que dichas rótulas son los mecanismos localizados que permiten a la edificación ingresar en el rango no lineal, y al mismo tiempo poder disipar energía. Existen varios criterios y recomendaciones en la asignación de la longitud que están ubicadas las rótulas plásticas, en el presente trabajo se opta por colocarlas de manera simplificada al 17% y 83% de la longitud de las columnas y 7.5% y 92.5% de la longitud de vigas, y de esta manera asegurar que la rótula plástica no caiga dentro de la unión viga-columna.

- **Columnas**

Conforme a lo expuesto anteriormente se asignan las rótulas plásticas a los elementos columnas.

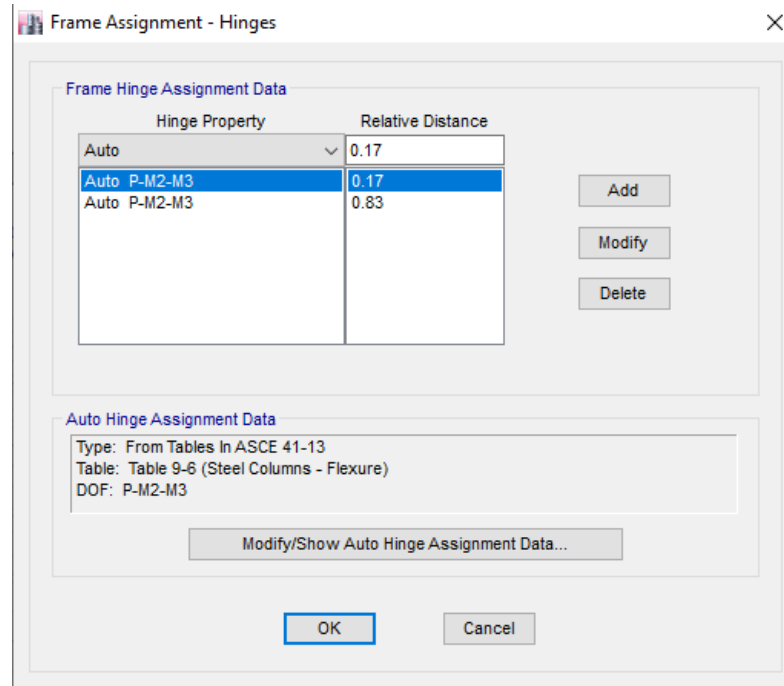


Figura 5.8. Colocación de las rótulas plásticas en columnas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

Debido que en las columnas predominan los efectos de carga axial y flexión de manera conjunta, esto quiere decir que el elemento trabaja a flexo-compresión, por tal motivo, esa es la asignación que se le coloca a las rótulas plásticas para estos elementos.

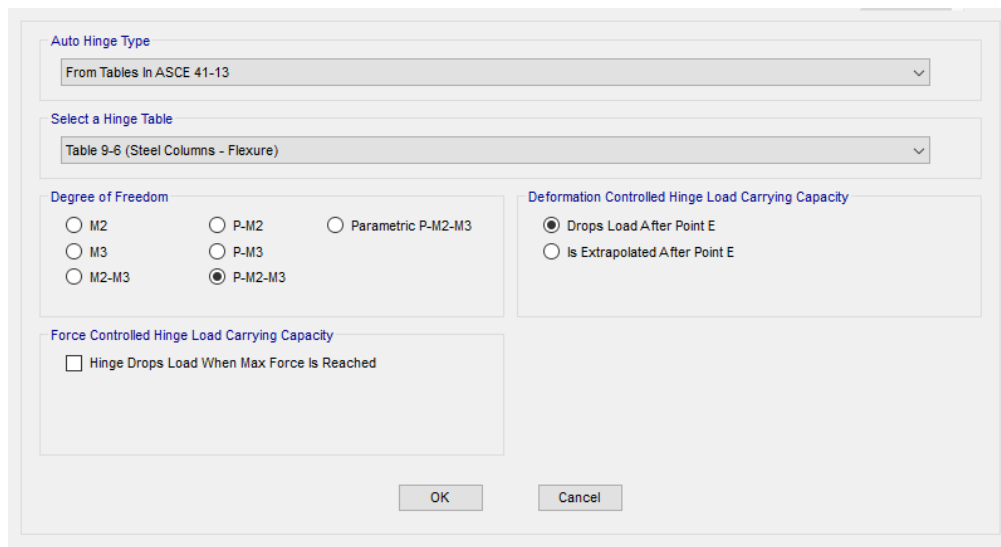


Figura 5.9. Configuración de las Propiedades de rótulas en columnas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

- Vigas

De la misma manera como en el caso de las columnas a los elementos vigas también se les asignará las rótulas plásticas.

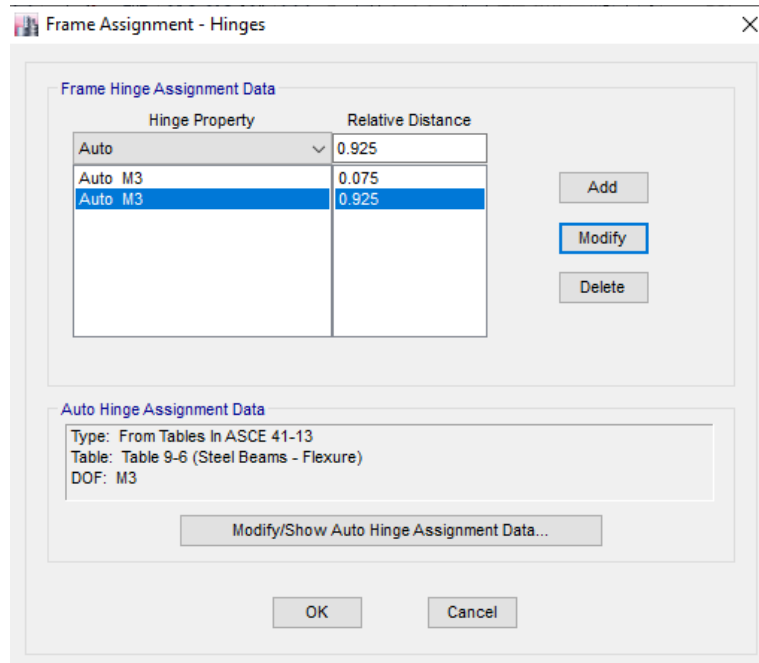


Figura 5.10. Colocación de las rótulas plásticas en vigas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga

En la asignación de las rótulas plásticas de las vigas se deberá tener en cuenta el comportamiento dúctil que estas deben presentar, en dichos elementos predomina la flexión, por tal motivo, esa es la asignación que se le coloca a las rótulas plásticas para estos elementos.

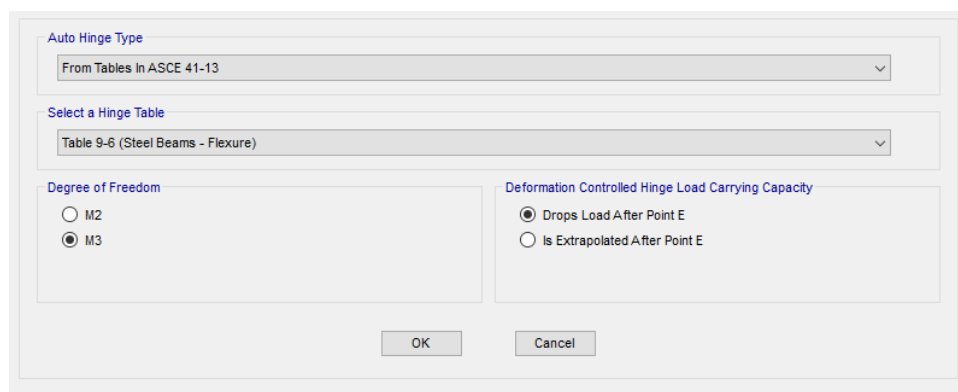


Figura 5.11. Configuración de las Propiedades de rótulas en vigas

Fuente: ETABS

Elaborado por: Gustavo Gonzaga