

UNIVERSIDAD LAICA “ELOY ALFARO” DE MANABÍ
FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



PROYECTO DE TITULACIÓN
MODALIDAD PROYECTO DE INVESTIGACIÓN
PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título:

**ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA
DE LA CIUDAD DE MANTA CON SISTEMA CONVENCIONAL Y DE PROTECCIÓN
SÍSMICA AISLADA**

Autor:

BAILÓN ORTEGA MELANIE BRIGITTE

Tutor:

ING. ABEL ZAMBRANO

MANTA – MANABÍ – ECUADOR

DICIEMBRE 2024

CERTIFICACIÓN

En calidad de docente tutor(a) de la Facultad de Ingeniería, Industria y Construcción de la Universidad Lulca "Eloy Alfaro" de Manabí, CERTIFICO:

Haber dirigido, revisado y aprobado preliminarmente el Trabajo de Integración Curricular bajo la autoría del estudiante Bailón Ortega Melanie Brigitte, legalmente matriculada en la carrera de Ingeniería Civil, período académico 2018 (2) - 2024 (2), cumpliendo el total de 192 horas, cuyo tema del proyecto es "ANÁLISIS SISMICO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA DE LA CIUDAD DE MANTA CON SISTEMA CONVENCIONAL Y DE PROTECCIÓN SISMICA AISLADA".

La presente investigación ha sido desarrollada en apego al cumplimiento de los requisitos académicos exigidos por el Reglamento de Régimen Académico y en concordancia con los lineamientos internos de la opción de titulación en mención, reuniendo y cumpliendo con los méritos académicos, científicos y formales, y la originalidad del mismo, requisitos suficientes para ser sometida a la evaluación del tribunal de titulación que designe la autoridad competente.

Particular que certifico para los fines consiguientes, salvo disposición de Ley en contrario.

Manta, 27 de diciembre de 2024.

Lo certifico,



Ing. Abel Zambrano Mejía, MSc.
Docente Tutor
Área: Estructuras

Nota 1: Este documento debe ser realizado únicamente por el/la docente tutor/a y será receptado sin enmendaduras y con firma física original.

Nota 2: Este es un formato que se llenará por cada estudiante (de forma individual) y será otorgado cuando el informe de similitud sea favorable y además las fases de la Unidad de Integración Curricular estén aprobadas.

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

La egresada de la Facultad de Ingeniería, Industria y Arquitectura de la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí; Melanie Brigitte Bailón Ortega Melanie, declara de manera libre y voluntaria que el contenido de este proyecto de investigación denominado “ANALISIS SISMICO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA DE LA CIUDAD DE MANTA CON SISTEMA CONVENCIONAL Y DE PROTECCION SISMICA AISLADA” es responsabilidad propia; y reconocen el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí.



Melanie Brigitte Bailón Ortega

Estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil

CI: 135185126-4

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL EXAMINADOR




UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ


FACULTAD DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y ARQUITECTURA

Los miembros del Tribunal Examinador aprueban el Trabajo de Titulación siguiendo la modalidad de Proyecto de Investigación, titulado: "ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO DE MEDIANA ALTURA DE LA CIUDAD DE MANTA CON SISTEMA CONVENCIONAL Y DE PROTECCIÓN SÍSMICA AISLADA" elaborado por la egresada: BAILÓN ORTEGA MELANIE BRIGITTE de la Carrera de Ingeniería Civil.

INGENIERO CIVIL

Aprobado por el Tribunal Examinador


Dra. Verónica Avila Ayón
Miembro del tribunal


Ing. Alexi Morán Guzmán MSc
Miembro del tribunal

DEDICATORIA

Toda la experiencia y enseñanza obtenida se la dedico a mis padres, hermanos, abuelos y amigos, por la infinita ayuda que cada uno me brindó en todo el trayecto académico y personal.

A mis padres, Néstor Bailón y Jeannette Ortega, por su apoyo incondicional en cada fase de mi vida, donde siempre me guiaron y brindaron todo lo necesario para mi formación personal y profesional, sin su ayuda no hubiera logrado tanto.

A mis hermanos, Néstor Bailón y Coby Bailón, por asumir el papel de figura paternal, siendo una guía fundamental en mi vida y ayuda necesaria.

A mis abuelos, Gregorio y Carmen, por brindarme apoyo económico y moral en cada trayecto de mi vida.

A mis amigos, Wilmer Rodríguez y Wellington Bravo, por estar presente en gran parte de mi formación académica, me apoyaron moralmente en cada obstáculo que se me presentaba.

Por supuesto, me dedico este gran logro que fue parte fundamental de mi crecimiento profesional y personal.

Con total admiración y amor

Melanie Brigitte Bailón Ortega

AGRADECIMIENTO

Agradezco infinitamente a mis padres por el apoyo dado desde mis inicios académicos y personales, ayudándome a comprender que los objetivos propuestos pueden ser logrados con dedicación, paciencia y fuerza de voluntad.

A mis hermanos por ser los pilares fundamentales para el logro de mi objetivo profesional y por la confianza dada hacia mi persona para cumplir esta meta.

A mis amigos por confiar en mí y brindarme su amistad en gran parte de mi trayecto académico

Agradecimiento total a todos.

Melanie Brigitte Bailón Ortega

SÍNTESIS

La presente investigación tiene como objetivo realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un edificio de mediana altura en la ciudad de Manta, utilizando un sistema convencional con base fija empotrada y un sistema de protección sísmica con dispositivo triple péndulo de fricción, por lo tanto, se implementará las respectivas normas para garantizar que el análisis sea preciso y esté en conformidad con las regulaciones vigentes.

La investigación se fundamenta en una base teórica sólida, que incluye la revisión de conceptos y principios de la ingeniería sísmica, aplicando modelos matemáticos para evaluar dicho comportamiento, a su vez, se considerarán factores como la reducción de fuerzas sísmicas, disminución de aceleración sísmica y mejora de la estabilidad del edificio. El análisis sísmico se realiza en el Software Etabs, ya que, es un programa de análisis estructural especializado en el diseño y análisis de edificios sometidos a cargas sísmicas, por lo que, permite realizar una simulación del edificio bajo diferentes escenarios sísmicos con el fin de evaluar la eficacia del sistema de protección sísmica con aislador FPT.

La investigación busca contribuir al desarrollo de estrategias de diseño y construcción de edificios seguros y resistentes a los terremotos de la región, y proporcionar recomendaciones para la implementación de sistemas de protección sísmica en edificios de mediana altura.

Palabras claves: análisis sísmico, aislador de fricción, comportamiento sísmico, triple péndulo de fricción (FPT), respuesta sísmica.

ABSTRACT

The objective of this research is to carry out a comparative analysis of the seismic behavior of a medium-rise building in the city of Manta, using a conventional system with a fixed embedded base and a seismic protection system with a triple friction pendulum device, therefore, the respective standards will be implemented to ensure that the analysis is accurate and in compliance with current regulations.

The research is based on a solid theoretical basis, which includes the review of concepts and principles of seismic engineering, applying mathematical models to evaluate said behavior, in turn, factors such as the reduction of seismic forces, reduction of seismic acceleration and improvement of the stability of the building will be considered. The seismic analysis is carried out in the Etabs Software, since it is a structural analysis program specialized in the design and analysis of buildings subjected to seismic loads, which allows a simulation of the building under different seismic scenarios in order to evaluate the effectiveness of the seismic protection system with FPT isolator.

The research aims to contribute to the development of design and construction strategies for safe and earthquake-resistant buildings in the region, and to provide recommendations for the implementation of seismic protection systems in mid-rise buildings.

Keywords: seismic analysis, friction isolator, seismic behavior, triple friction pendulum (FPT), seismic response.

Tabla de Contenido

INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problema de la investigación	2
1.2. Justificación	3
1.3. Objeto de la investigación.....	4
1.4. Campo de acción.....	4
1.5. Objetivos.....	4
1.5.1. Objetivo General	4
1.5.2. Objetivos específicos.....	4
1.6. Hipótesis	5
CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE.....	6
1.1. <i>Fundamentación</i> teórica.....	6
1.1.1. Cargas de diseño.....	8
1.1.1.1. Carga viva o temporal	8
1.1.1.2. Carga muerta o permanente.....	8
1.2. Edificaciones y su clasificación	8
1.3. Carga y combinación de cargas	10
1.4. Sismo.....	11
1.4.1. Sismicidad en Manta	13
1.5. Riesgo sísmico	14
1.6. Análisis dinámico.....	16
1.7. Suelo	17
1.7.1. Tipo de suelo	18
1.8. Estructura de hormigón armado.....	20
1.8.1. Cimentación.....	22
1.8.1.1. Cimentaciones superficiales.....	24

1.8.1.2.	Cimentaciones profundas	28
1.8.2.	Columnas.....	29
1.8.3.	Vigas.....	30
1.8.3.1.	Unión vigas-columnas	31
1.8.4.	Losa aligerada.....	31
1.9.	Diseño sismorresistente de edificios.....	32
1.10.	Desempeño sísmico	33
1.11.	Capacidad de desplazamiento	35
1.12.	Métodos de diseño sismorresistente.....	35
1.13.	Aisladores sísmicos.....	38
1.13.1.	Principios de aislamiento sísmico	39
1.13.2.	Aisladores de base	41
1.13.2.1.	Sistema de péndulo de Fricción (Friction Pendulum Systems - FPS)	42
1.13.3.	Aislador tipo Triple Péndulo de Fricción (Friction Pendulum Triple - FPT)	45
1.13.3.1.	Metodología de diseño de aisladores FPT.....	48
1.14.	Demanda sísmica para diseño sismorresistente	60
1.15.	Metodología de análisis sísmico	60
1.16.	Criterios de diseño sísmico	64
1.16.1.	Zonificación sísmica y Factor Z.....	64
1.16.2.	Características geológicas	66
1.16.3.	Coefficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s	67
1.16.3.1.	Coefficientes de amplificación de suelo en la zona de periodo corto – F_a	67
1.16.3.2.	Coefficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca – F_d	68

1.16.3.3. Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos - F_s	69
1.16.4. Configuración estructural	69
1.16.4.1. Coeficiente de irregularidad en planta.....	69
1.6.1.1. Coeficiente de irregularidad en elevación	71
1.16.5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	72
1.16.5.1. Relación de amplificación espectral (η)	74
1.16.6. Periodo fundamental de vibración (T).....	74
1.16.6.1. Metodo 1.....	74
1.16.6.2. Metodo 2.....	75
1.16.7. Periodos límites de vibración en el espectro sísmico (T_O y T_C)	76
1.16.8. Coeficiente de corte sísmico (C)	76
1.16.9. Coeficiente de importancia I	77
1.16.10. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica - R.....	78
1.16.11. Coeficiente k.....	80
1.16.12. Cortante basal	80
1.16.12.1. Ajuste del cortante basal.....	81
CAPITULO II: DISEÑO METODOLOGICO	82
2.1. Técnicas	82
2.2. Metodología de investigación.....	82
2.2.1. Métodos	82
2.2.2. Materiales	82
2.3. Metodología de cálculo.....	83
2.3.1. Información general del proyecto.....	83
2.3.2. Análisis de cargas aplicadas en la estructura.....	89
2.3.2.1. Cargas gravitacionales.....	89
2.3.2.2. Sobrecarga viva	89

2.3.2.3.	Sobrecarga permanente	89
2.3.2.3.1.	Metrado de sobrecarga permanente	89
2.3.2.4.	Cargas sísmicas	91
2.3.2.4.1.	Carga sísmica estática.....	92
2.3.2.4.2.	Carga sísmica dinámica espectral.....	94
2.3.3.	Ubicación del aislador FPT	99
2.3.4.	Elaboración del diseño preliminar.....	99
2.3.5.	Relación Fuerza – Desplazamiento	105
2.3.5.1.	Fase I de desplazamiento.....	106
2.3.5.2.	Fase II de desplazamiento	107
2.3.5.3.	Fase III de desplazamiento	108
2.3.6.	Propiedades del Aislador FPT	110
2.3.6.1.	Propiedades “Lower Bound o límite inferior” y “Upper Bound o límite superior” del sistema de aislación	110
2.3.6.2.	Análisis de fuerza lateral equivalente (ELF).....	112
2.3.6.3.	Información para realizar el análisis.....	113
2.3.6.4.	Propiedades del sistema aislado (LI).....	114
2.3.6.5.	Cálculo de propiedades del elemento link “TPI” para modelar el FPT en Etabs	121
2.3.6.5.1.	Propiedades direccionales del aislador.....	123
CAPITULO III: ANALISIS Y RESULTADOS.....		126
3.1.	Análisis del edificio con base fija	126
3.1.1.1.	Derivas de piso	126
3.1.1.1.1.	Derivas generadas por sismo estático.....	126
3.1.1.1.2.	Derivas generadas por sismo dinámico (espectro de aceleraciones)	131
3.1.1.2.	Desplazamientos por nivel	135

3.1.1.2.1.	Desplazamientos generados por sismo estático.....	135
3.1.1.2.2.	Desplazamientos generados por sismo dinámico.....	138
3.1.1.3.	Periodos de vibración y participación de masa	141
3.1.1.4.	Distribución de momentos y cortantes	143
3.2.	Análisis del edificio con aislación sísmica	145
3.2.1.	Periodo de vibración fundamental de la estructura aislada	145
3.2.2.	Control de derivas de piso con aisladores sísmicos	148
3.3.	Análisis comparativo de los resultados.....	152
3.3.1.	Periodos de vibración	152
3.3.2.	Derivas inelásticas.....	153
3.3.3.	Desplazamientos máximos.....	160
3.3.4.	Amplificación de la aceleración de entrada en pisos superiores	166
3.3.5.	Participación de masa.....	169
3.3.6.	Corte basal.....	170
3.3.7.	Momento de volcamiento.....	177
	CONCLUSIONES.....	183
	RECOMENDACIONES.....	186
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	187

Índice de Figuras

Figura 1. a) Teoría del rebote elástico. b) Ondas de cuerpo: longitudinales (ondas P) y transversales (ondas S).	12
Figura 2. Espectro de peligro sísmico uniforme para Manta en roca, para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años.	14
Figura 3. Ubicación regional del Ecuador.	15
Figura 4. Caracterización de suelo mediante ondas de corte Vs30 - Manta.	18
Figura 5. Clasificación de las armaduras pasivas	22
Figura 6. Zapatas aisladas cuadradas, rectangulares (parte superior) y circulares (parte inferior)	25
Figura 7. Zapatas corridas o continuas.	26
Figura 8. Losa de cimentación.	26
Figura 9. Cimiento en zanja	28
Figura 10. Función de los edificios con y sin aisladores sísmicos.....	39
Figura 11. Detalle del aislador elástico de tipo LRB.	42
Figura 12. Detalle de aislador de deslizamiento de tipo FPS.....	43
Figura 13. Partes principales del aislador FPT.....	46
Figura 14. Ejemplo del dispositivo por catálogo de la empresa EPS	58
Figura 15. Capacidad de ductilidad de Muros estructurales	62
Figura 16. Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado.....	62
Figura 17. Representación de las zonas sísmicas del Ecuador	65
Figura 18. Configuración estructural en planta.....	70
Figura 19. Configuración estructural en elevación	72
Figura 20. Representación gráfica del espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	73

Figura 21. Modelo estructural en vista 3D.....	85
Figura 22. Vista en planta del edificio en estudio de los pisos 1, 2, 3, 4, 5.	87
Figura 23. Vista en planta del edificio en estudio del piso 6.	87
Figura 24. Vista en elevación del edificio en estudio.	88
Figura 25. Espectros de aceleración de diseño en el rango elástico e inelástico (T_r = 475 años).....	98
Figura 26. Espectros de aceleración para sismos máximos en el rango elástico e inelástico (T_r = 2500 años).	98
Figura 27. Ubicación de aisladores FTP en la estructura.....	99
Figura 28. Geometría del prediseño del aislador FPT	104
Figura 29. Curva histéresis del aislador FPT - modelo Tri-lineal.....	110
Figura 30. Curva monotónica (LI) y de histéresis del aislador FPT ($DM = 12$ plg)	114
Figura 31. Curva de histéresis aplicando el método de análisis ELF	119
Figura 32. Curva de histéresis aplicando el método de análisis ELF, para sismos máximos.....	120
Figura 33. Propiedades generales del elemento Link "TPI" ingresadas en Etabs	122
Figura 34. Propiedades en dirección U1 del elemento Link "TPI" ingresados en Etabs.....	124
Figura 35. Propiedades en dirección U2 y U3 (caso Sismo de Diseño – límite inferior) del elemento Link "TPI" ingresados en Etabs.....	125
Figura 36. Deriva elástica máxima por sismo estático "SE" – Dirección X....	127
Figura 37. Curva de deriva inelástica por sismo estático en dirección X.	129
Figura 38. Deriva elástica máxima por sismo estático "SE" – Dirección Y....	130
Figura 39. Curva de deriva inelástica por sismo estático en dirección Y.....	131

Figura 40. Deriva elástica máxima por sismo dinámico “SD” – Dirección X.	132
Figura 41. Curva de deriva inelástica por sismo dinámico en dirección X.	133
Figura 42. Deriva elástica máxima por sismo dinámico “SD” – Dirección Y.	134
Figura 43. Curva de deriva inelástica por sismo dinámico en dirección Y.	135
Figura 44. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo estático en dirección X.....	137
Figura 45. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo estático en dirección Y.	138
Figura 46. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo dinámico en dirección X.....	140
Figura 47. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo dinámico en dirección Y.	141
Figura 48. Distribución de momentos por SX en pórtico 1	144
Figura 49. Distribución de cortantes por SX en pórtico 1	144
Figura 50. Primer modo de vibración de la estructura aislada en Etabs	145
Figura 51. Segundo modo de vibración de la estructura aislada en Etabs	146
Figura 52. Tercer modo de vibración de la estructura aislada en Etabs	146
Figura 53. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección X (LI)	148
Figura 54. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección X (LS)	149
Figura 55. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección Y (LI).	150
Figura 56. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección Y (LS)	151
Figura 57. Comparación de derivas inelásticas por sistema convencional y aislado (Dirección X).....	155
Figura 58. Derivas inelásticas máximas (Dirección X) en grafico de barras...	156

Figura 59. Comparación de derivas inelásticas por sistema convencional y aislado (Dirección Y).....	158
Figura 60. Derivas inelásticas máximas (Dirección Y) en gráfico de barras ...	159
Figura 61. Comparación de desplazamientos por sistema convencional y aislado (Dirección X).	161
Figura 62. Desplazamientos máximos (Dirección X) en gráfico de barras	162
Figura 63. Comparación de desplazamientos por sistema convencional y aislado (Dirección Y).	164
Figura 64. Desplazamientos máximos (Dirección Y) en gráfico de barras.	165
Figura 65. Comparación de Amplificación de aceleración de entrada por sistema convencional y aislado.....	167
Figura 66. Amplificaciones de aceleraciones máximas en gráfico de barras...	168
Figura 67. Participación de masas en gráfico de barras	170
Figura 68. Comparación del corte basal por sistema convencional y aislado (Dirección X)	172
Figura 69. Cortante basal máximo (Dirección X) en gráfico de barras	173
Figura 70. Comparación del corte basal por sistema convencional y aislado (Dirección Y)	175
Figura 71. Cortante basal máximo (Dirección Y) en gráfico de barras.	176
Figura 72. Comparación del momento de volteo por sistema convencional y aislado (Dirección X).....	178
Figura 73. Momentos de volcamiento máximos (Dirección X) en gráfico de barras.....	179
Figura 74. Comparación del momento de volteo por sistema convencional y aislado (Dirección Y).....	181

Figura 75. Momentos de volcamiento máximos (Dirección Y) en gráfico de barras..... 182

Índice de Tablas

Tabla 1. Sobrecargas en edificios para uso particular.....	7
Tabla 2. Clasificación de suelos según los tamaños de sus partículas.	19
Tabla 3. Clasificación de dispositivos de protección	37
Tabla 4. Fases de movimiento del aislador FPT.....	47
Tabla 5. Dimensiones estándar para placas cóncavas de aisladores FPS.....	51
Tabla 6. Factor Z de las diferentes zonas sísmicas del Ecuador.....	66
Tabla 7. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.	67
Tabla 8. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_a	68
Tabla 9. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_d	68
Tabla 10. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	69
Tabla 11. Coeficientes que dependen del tipo de estructura.....	75
Tabla 12. Coeficiente de importancia I.	77
Tabla 13. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles y con ductilidad limitada.	79
Tabla 14. Coeficiente k relacionado con el periodo de la estructura T.....	80
Tabla 15. Elementos estructurales	83
Tabla 16. Propiedades de los materiales del hormigón y acero.....	84
Tabla 17. Geometría de la estructura en estudio.	86
Tabla 18. Geometría y áreas de construcción correspondientes para cada piso.	86
Tabla 19. Datos generales de diseño	89

Tabla 20. Sobrecarga permanente del Primero, Segundo, Tercero, Cuarto y Quinto piso.....	91
Tabla 21. Sobrecarga permanente del Sexto Piso.....	91
Tabla 22. Datos correspondientes al cálculo del cortante basal.	92
Tabla 23. Datos del espectro de aceleraciones	95
Tabla 24. Resultados del espectro de aceleraciones para $T_r = 475$ años (T vs S_a)	97
Tabla 25. Datos correspondientes para el aislador FPT.....	100
Tabla 26. Datos de la geometría del aislador FPT.....	104
Tabla 27. Valores correspondientes para el diagrama de histéresis.....	109
Tabla 37. Factores por envejecimiento y contaminación.	111
Tabla 29. Factores posibles variaciones en la fabricación y en los ensayos.	111
Tabla 30. Coeficientes de fricción LI y LS del aislador.....	112
Tabla 31. Espectro de respuesta elástico para el cálculo de desplazamiento final.	117
Tabla 32. Resultados del método de análisis ELF para los límites inferior y superior.....	118
Tabla 33. Valores de la deriva inelástica por sismo estático "SE" – Dirección X	128
Tabla 34. Valores de la deriva inelástica por sismo estático "SE" – Dirección Y	130
Tabla 35. Valores de la deriva inelástica por sismo dinámico "SD" – Dirección X	133
Tabla 36. Valores de la deriva inelástica por sismo dinámico "SD" – Dirección Y	134

Tabla 37. Desplazamientos de nivel generados por sismo estático “SEX” – Dirección X.....	136
Tabla 38. Desplazamientos de nivel generados por sismo estático “SEY” – Dirección Y.....	137
Tabla 39. Desplazamientos de nivel generados por sismo dinámico “SDX” – Dirección X.....	138
Tabla 40. Desplazamientos de nivel generados por sismo dinámico “SDY” – Dirección Y.....	140
Tabla 41. Valores de los periodos de vibración y participaciones de masa.....	142
Tabla 42. Modos de vibración y participación de masas con sistema aislado..	147
Tabla 43. Periodos de vibración del sistema convencional y aislado.....	152
Tabla 44. Aumento de los periodos de vibración.	153
Tabla 45. Derivas inelásticas de la estructura (Dirección X).	154
Tabla 46. Deriva inelástica del aislador FPT (Dirección X).	154
Tabla 47. Verificación de derivas inelásticas máximas (Dirección X).....	156
Tabla 48. Derivas inelásticas de la estructura (Dirección Y).	157
Tabla 49. Deriva inelástica del aislador FPT (Dirección Y).....	157
Tabla 50. Verificación de derivas inelásticas máximas (Dirección Y).	159
Tabla 51. Desplazamientos de la estructura (Dirección X).....	160
Tabla 52. Desplazamientos del aislador (Dirección X).....	160
Tabla 53. Verificación de desplazamientos máximos de la estructura (Dirección X).	162
Tabla 54. Desplazamientos de la estructura (Dirección Y).	163
Tabla 55. Desplazamientos del aislador (Dirección Y).....	163

Tabla 56. Verificación de desplazamientos máximos de la estructura (Dirección Y).	165
Tabla 57. Amplificación de aceleración de entrada de la estructura.	166
Tabla 58. Verificación de amplificación de aceleración máxima de entrada.	168
Tabla 59. Comparación de la participación de masa de la estructura.	169
Tabla 60. Cortante basal de la estructura (Dirección X).	171
Tabla 61. Verificación del corte basal máximo de la estructura (Dirección X).	173
Tabla 62. Cortante basal de la estructura (Dirección Y).	174
Tabla 63. Verificación del corte basal máximo de la estructura (Dirección Y).	176
Tabla 64. Momento de volteo de la estructura (Dirección X).	177
Tabla 65. Verificación del momento de volteo máximo de la estructura (Dirección X).	179
Tabla 66. Momento de volteo de la estructura (Dirección Y).	180
Tabla 67. Verificación del momento de volteo máximo de la estructura (Dirección Y).	182

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, los desastres sísmicos han ocasionado que se considere importante el desarrollo de sistemas y dispositivos sismorresistentes que puedan resistir y mitigar los efectos de los terremotos, por lo que, los fenómenos naturales son impredecibles y representan una amenaza constante para las estructuras y la seguridad de las personas en áreas propensas a la actividad sísmica.

La sismorresistencia comprende la capacidad que tiene un sistema o dispositivo para mantener su integridad estructural durante un evento sísmico, minimizando los daños y protegiendo la vida humana centrándose en los edificios de mediana altura ubicados en la ciudadela Barbasquillo de la ciudad de Manta, por tal razón, el objetivo de este proyecto es investigar y analizar los sistemas y dispositivos sismorresistentes específicamente aplicados a edificios medianos, considerando que las alturas que comprende el edificio presentaría desafíos únicos debido a su tamaño y complejidad.

A lo largo de este estudio, se investigará los principios fundamentales de la sismorresistencia, el cual se centrará en el comportamiento dinámicos de los edificios durante un terremoto, las fuerzas sísmicas a las que está expuesta y los mecanismos de falla comunes en estas estructuras. Además, se revisarán avances recientes en investigación y desarrollo en el campo de la ingeniería sismorresistente aplicada a edificios medianos e incluyendo materiales avanzados, técnicas innovadoras y metodologías de diseño específica para este tipo de edificios.

Para el análisis comparativo de una estructura con dispositivos sísmicos contra la que no cuenta con lo antes mencionado, se realizará el diseño de las estructuras que serán modeladas en el programa ETABS tomando en cuenta el espectro del sismo del 16 de abril de

2016 (16A) para evaluar sus ventajas, limitaciones y aplicaciones específicas considerando aspectos como la eficiencia estructural, viabilidad económica y la implementación práctica de estas soluciones en contextos urbanos, así mismo, se espera contribuir al conocimiento existente sobre sistemas y dispositivos sismorresistentes aplicados a edificios medianos, brindando recomendaciones y pautas para su implementación en la práctica de la ingeniería civil.

1.1. Problema de la investigación

Ecuador está situado en el denominado Cinturón Circunpacífico donde se libera la mayor cantidad de energía sísmica y de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2015 la ciudad de Manta se encuentra en zona VI de peligro sísmico muy alto. Esto se vio reflejado en el terremoto del 16 de abril del 2016 con magnitud de 7.8 (Mw) que azotó gran parte de la costa del noroccidente ecuatoriano siendo Manta una de las ciudades más afectadas en donde hubo daños estructurales, tanto profundos como superficiales, y derrumbes de edificaciones.

Actualmente varios países de Sudamérica como Chile, Perú, México y demás que están fomentando la utilización de dispositivos de protección sísmica en las edificaciones, sin embargo, en Ecuador no se cuenta con la experiencia necesaria para utilizar este tipo de dispositivos en las construcciones.

El país cuenta con pocas estructuras sismorresistentes como es el caso de los tres puentes con luces de 108, 120 y 160 m ubicados sobre el estuario del río Esmeraldas que cuentan con 30 aisladores de triple péndulo de fricción FPT 8836/14-12/10-7 que no tuvieron ningún daño en su estructura a causa del terremoto del 16A, de igual manera, el puente que une la ciudad de Bahía de Caráquez con San Vicente cuenta con una longitud de 1.8 km con 152

aisladores FPT 8836/14-12/10-7 y en la Ciudad de Guayaquil existe otro puente con aisladores de base.

La ciudad pesquera cuenta con pocos edificios con dispositivos de protección sísmica siendo una zona vulnerable por presentar daños estructurales ante cualquier evento sísmico. Sin embargo, en la actualidad recién se están ejecutando dos proyectos de gran envergadura que incorporan sistemas de protección sísmica utilizando aisladores de base, estos proyectos representan un avance significativo en la ingeniería estructural del país.

1.2. Justificación

El creciente desarrollo urbano de la ciudad de Manta ha ocasionado la construcción de edificaciones verticalmente, demandando que el Ingeniero Civil garantice diseños estructurales donde se implementen métodos que permitan la disipación de energía al momento de presentarse un movimiento telúrico como sería el caso de utilizar dispositivos de protección sísmica en los diseños de las edificaciones considerando la peligrosidad sísmica en la que se encuentra la zona costera.

A causa de los aspectos mencionados con anterioridad, surge la necesidad de fomentar el uso de métodos sismorresistentes para asegurar la capacidad resistente de una estructura frente sismos, de igual manera, reducir la cantidad de pérdidas económicas y de vida humana en la ciudad de Manta.

La presente investigación plantea realizar un estudio comparativo de ciertos edificios de mediana altura de la ciudad de Manta que no aplican dispositivos de protección sísmica como aisladores y amortiguadores de base para determinar la eficiencia de las estructuras con estos métodos constructivos.

1.3. Objeto de la investigación

Edificaciones de mediana altura con sistema de protección sísmica en la ciudad de Manta.

1.4. Campo de acción

Dispositivo de protección sísmica en edificaciones de mediana altura

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Realizar un análisis sísmico comparativo de un edificio de mediana altura, considerando dos configuraciones estructurales: una con base fija empotrada y otra con aisladores sísmicos (aislador de triple péndulo de fricción)

1.5.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis sísmico del edificio en el rango lineal con base fija empotrada, evaluando la respuesta estructural en términos de desplazamientos, fuerzas internas y derivas, con el fin de determinar el desempeño sísmico dentro del rango elástico
- Analizar sísmicamente el edificio en el rango lineal utilizando aisladores de fricción de triple péndulo, evaluando su capacidad para limitar las demandas sísmicas.
- Comparar los resultados de los análisis sísmicos lineales, tanto del edificio con base empotrada y, el mismo, con aislamiento de triple péndulo en la base.

1.6.Hipótesis

Las edificaciones de mediana altura que cuentan con un diseño sismorresistente tienen un comportamiento estructural más adecuado ante eventos sísmicos severos garantizando la seguridad de la edificación y de sus ocupantes. Por otro lado, uno de los sistemas de protección sísmica que se ajusta a las características de las edificaciones de mediana altura de la ciudad de Manta son aisladores sísmicos.

CAPITULO I: ESTADO DEL ARTE

1.1. Fundamentación teórica

Una estructura es sencillamente un sistema organizado y diseñado compuesto por elementos interconectados que proporcionan estabilidad y resistencias a las fuerzas y cargas que actúan sobre ellas, siendo las promotoras para que edificios, puentes, torres, presas, entre otras, puedan mantener su equilibrio. También, las estructuras se diseñan para soportar y distribuir diversas fuerzas externas para cumplir con el objetivo de mantener la integridad de la construcción.

Por otro lado, la estructura al enfrentar eventos sísmicos adquiere una importancia mayor ya que deben ser capaces de absorber y disipar la energía liberada durante un terremoto para evitar colapsos.

El diseño sismorresistente es una rama específica del comportamiento estructural que se enfoca en desarrollar técnicas y metodologías para proteger a las estructuras contra eventos sísmicos. Los ingenieros sismorresistentes incorporan elementos como amortiguadores, aisladores y sistemas estructurales especiales para mejorar la capacidad de respuesta de los edificios y minimizar los daños durante un terremoto.

Los edificios están sometidos a cargas vivas uniformes que dependerán del diseño de este, además de encontrarse sobrecargas mínimas mostradas en la *Tabla 1*, dichos valores fueron tomados de la NEC-SE-CG-2015 Cargas (No sísmicas) realizando énfasis en las sobrecargas actuantes de los edificios para uso particular.

Tabla 1. Sobrecargas en edificios para uso particular.

Ocupación o uso	Carga Uniforme L_0 (Kn/m ²)	Carga concentrada P_0 (kN)
Edificios de oficinas Sala de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista) Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80	9.00
Oficinas	2.40	9.00
Corredores sobre el primer piso	4.00	9.00
Residencias Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	
Hoteles y residencias multifamiliares Habitaciones	2.00	
Salones de uso público y sus corredores	4.80	

Nota. Adaptado de NEC (2015)

Para algunos edificios que cuentan con áreas muy grandes se realiza una reducción de la carga viva uniforme aplicado en el elemento estructural calculándose con las siguientes ecuaciones:

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (\text{Unidades PLS})$$

$$L = L_0 \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (\text{Unidades SI})$$

Donde:

- L = carga viva de diseño reducida por el pie o metro cuadrados de área sostenida por el elemento
- L_0 = carga viva de diseño sin reducir por pie o metro cuadrados de área reducida por el elemento
- K_{LL} = factor de carga viva del elemento. Para columnas interiores, $K_{LL} = 4$

- A_T = área tributaria en pies o metros cuadrados. (Sanchez Quiroga & Asenjo, 1982)

1.1.1. Cargas de diseño

1.1.1.1. Carga viva o temporal

La carga viva es la carga que se genera por los movimientos de personas y objetos en el espacio del edificio, vivienda o cualquier construcción, por lo tanto, incluiría el peso de las personas, muebles, equipos y cualquier otra cosa que este en constante movimiento o que sea cambiada de posición o lugar. Es una carga importante en el diseño estructural porque así se asegura de que el diseño de la construcción sea lo suficientemente resistente para soportar todas estas actividades sin riesgo del colapso.

1.1.1.2. Carga muerta o permanente

La carga muerta es el peso de los elementos u objetos que quedan permanentes en una estructura, por lo tanto, sería el peso de las columnas, vigas, losas, paredes, además, del peso de los materiales de construcción como el concreto, acero, ladrillos o bloques, entre otros.

Sin embargo, es diferente a la carga viva ya que está siempre estará en movimiento y cambiará, mientras que la carga muerta permanece y no cambia en el tiempo, a su vez, este tipo de carga es esencial en el diseño estructural ya que adecua la base sobre la cual se calculan las capacidades de carga lo que ayuda a concluir si la estructura resiste su propio peso y el de los otros elementos permanentes.

1.2. Edificaciones y su clasificación

El componente principal de una edificación es la supraestructura que se encuentra sobre la superficie y es visible en la mayoría de los casos, existiendo casos diferentes de acuerdo con la solidez, características propias de los materiales que lo componen y sus sistemas de

construcción, por lo que la Ordenanza General de Construcción y Urbanismo menciona las siguientes clases:

- **Clase A.** – son construcciones que cuentan con una estructura soportante de acero, además de entrepisos de perfiles de acero y losa de hormigón armado
- **Clase B.** – son construcciones que cuentan con una estructura resistente de hormigón armado o mixta de acero con hormigón armado, en la cual los suelos se sustituyen con losas de hormigón armado.
- **Clase C.** – son construcciones con muro soportantes de albañilería de ladrillo confinado entre cadenas y pilares de hormigón, además cuentan con entrepisos de losas de hormigón o entramados de madera, empleadas en edificaciones de hasta cuatro pisos y las losas de hormigón armado en edificaciones de hasta tres pisos, la altura libre del piso a cielo no podrá exceder de 5 m.
- **Clase D.** – son construcciones con muros soportantes de albañilería de bloques o piedras, colocados entre cadenas y pilares de hormigón armado, además cuentan con entrepisos de losas de hormigón armado o entramados de maderas, empleadas en edificaciones de dos pisos o más, la altura libre del piso a cielo no podrá exceder de 2,60 m.
- **Clase E.** – son construcciones con estructura soportante de madera, además de tener paneles de madera, fibrocemento, yeso cartón o similares, incluye tabiquerías de adobe y entrepisos de madera.
- **Clase F.** – son construcciones de adobe, tierra cemento u otros materiales livianos aglomerados de cemento y entrepisos de madera.
- **Clase G.** – son construcciones prefabricadas con estructura metálica, además de tener paneles de madera, prefabricados de hormigón, yeso cartón o similares,

empleadas para edificios de no más de dos pisos, la altura libre del piso a cielo no podrá exceder de 2,60 m.

- **Clase H.** – son construcciones prefabricadas de madera, además de tener paneles de madera, yeso cartón, fibrocemento o similares, empleadas en edificios de no más de dos pisos, la altura libre del piso a cielo no podrá exceder de 2,60 m.
- **Clase G.** – son construcciones de placas o paneles prefabricados, además de tener paneles de hormigón liviano, fibrocemento o paneles de hormigón armado liviano, fibrocemento o de poliestireno colocado entre malla de acero para recibir un mortero proyectado, empleadas en edificios de no más de dos pisos, la altura libre de piso a cielo no podrá exceder de 2,60 m. (Solminihac T. & Thenoux Z., 2011)

1.3.Carga y combinación de cargas

Las combinaciones de carga son un conjunto de cargas y fuerzas aplicadas en una estructura para evaluar su resistencia y seguridad bajo diversas condiciones durante su vida útil, en ellas se incluye la carga muerta, viva, de viento, sísmica y otras específicas según el tipo de estructura y ubicación geográfica.

El objetivo de utilizar las combinaciones de carga es garantizar que la estructura sea lo suficientemente resistente para soportar todas las fuerzas que puedan actuar sobre ella sin exceder los límites de seguridad y estabilidad, por lo tanto, la estructura debe cumplir los requisitos de diseño al implementarlas.

A continuación, se presentan las combinaciones de carga de acuerdo con la norma NEC-SE-CG-2015 Cargas (No sísmicas):

- **Combinación 1**

1,4 D

- **Combinación 2**

$1,2 D + 1,6 L + 0,5 \max [L_r; S; R]$

- **Combinación 3**

$1,2 D + 1,6 \max [L_r; S; R] + \max [L; 0,5 W]$

- **Combinación 4**

$1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 \max [L_r; S; R]$

- **Combinación 5**

$1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$

- **Combinación 6**

$0,9 D + 1,0 W$

- **Combinación 7**

$0,9 D + 1,0 E$

(NEC-SE-CG, 2015)

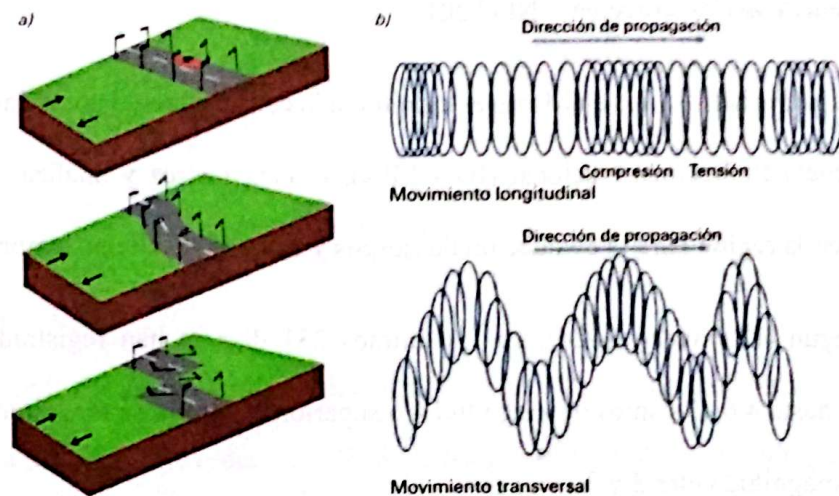
1.4.Sismo

Son fenómenos geológicos producto de la liberación súbita de energía acumulada en una zona interna del planeta tierra, por lo tanto, el sismo no tiene relación con el calor, frío u otros procesos meteorológicos.

Para un mejor entendimiento, el origen de los sismos se da por movimiento que provee energía, fricción que almacena la misma y deformación de las placas tectónicas, siendo un

movimiento relativo entre estas originando esfuerzos que se concentran principalmente en sus límites y se deforme el medio, lo cual, funciona como resortes que acumulan energía potencial o también llamada energía sísmica, esta acumulación se da hasta que el límite elástico del medio lo permita provocando que se rompa, fracture o disloque, es decir, se desplace súbitamente y origina el sismo.

Figura 1. a) Teoría del rebote elástico. b) Ondas de cuerpo: longitudinales (ondas P) y transversales (ondas S).



Fuente: Espíndola Castro & Pérez Campo. (2018)

La teoría del rebote es una propuesta dada por el geofísico Harry Fielding Reid después del terremoto de San Francisco en 1906, la cual se basa en una acumulación de tensión o estrés en las rocas a lo largo de las fallas de las placas tectónicas cuando están en constante movimiento. Sin embargo, cuando la acumulación de tensión supera la resistencia de las rocas provoca una ruptura repentina en la falla, la cual libera la energía en forma de ondas sísmica como la onda longitudinal y transversal (*Figura 1b*), la primera consiste en la transmisión de compresiones y tensiones que se dan a lo largo de la trayectoria de la onda, mientras que la segunda onda se da por las partículas del medio que se mueven de manera perpendicular a la

trayectoria viajando más rápido que las ondas longitudinales. (Espíndola Castro & Pérez Campos, 2018)

1.4.1. Sismicidad en Manta

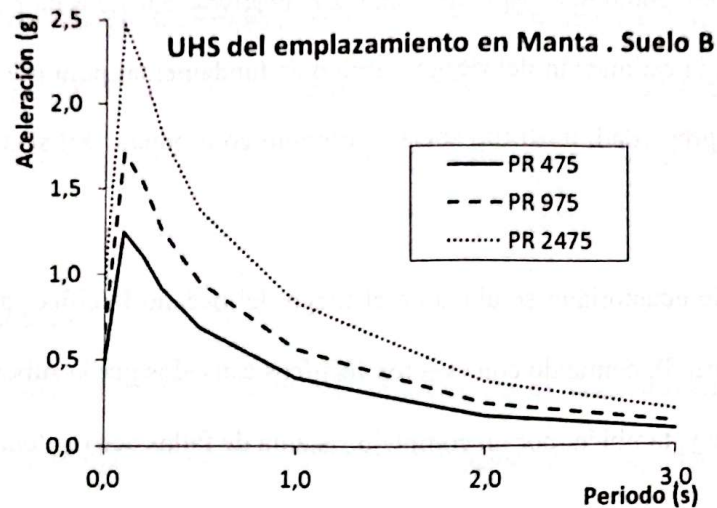
La ciudad de Manta está ubicada en una región con significativa actividad sísmica debido a su proximidad al borde tectónico entre la placa de Nazca y Sudamericana, siendo la principal fuente de sismicidad de la región. Dado el riesgo sísmico, las estructuras de la ciudad de Manta deben diseñarse y construirse por medio de normas sismorresistentes como la Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC 2015.

La actividad sísmica en Manta es monitoreada continuamente por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IG - EPN), el cual rastrea y analiza los movimientos sísmicos en la región para la evaluación de riesgos y emisión de alertas tempranas.

Según (Discovery, 2024), en los últimos 231 días se han registrado 13 sismos de magnitud hasta 4.6; 3 sismos de magnitud 4 o superior, 9 sismos de magnitud entre 3 y 4, y 1 sismo de magnitud entre 2 y 3.

En la *Figura 2* se presentan los espectros de peligro sísmico uniforme de la ciudad de Manta para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años, por medio de los cuales se pueden encontrar para cualquier tipo de suelo utilizando los factores de sitio de NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), son parámetros para ajustar las demandas sísmicas en función de las características del suelo en un emplazamiento específico donde se tiene en cuenta el tipo de suelo que amplifica o atenúa las ondas sísmicas. (Aguilar, 2017)

Figura 2. Espectro de peligro sísmico uniforme para Manta en roca, para periodos de retorno de 475, 975 y 2475 años.



Fuente: Rivas, A. (2016).

1.5. Riesgo sísmico

Es la probabilidad de que se produzcan daños o pérdidas debido a un terremoto en una determinada zona que se puede reducir mediante la adopción de medidas de mitigación como fortalecer las infraestructuras, planificación urbana adecuada y preparación de la población para enfrentar eventos sísmicos, además, es el resultado de la interacción entre tres factores principales:

- Peligrosidad sísmica
- Nivel de exposición
- Vulnerabilidad al daño de las edificaciones

Ecuador cuenta con una historia larga de eventos sísmicos que ha producido destrucción de ciudades enteras, siendo un territorio que se encuentra en una zona de alto peligro sísmico, pero con más vulnerabilidad o susceptibilidad al daño en muchas edificaciones para la zona costera.

Sin embargo, el objetivo más relevante de conocer el riesgo sísmico es sobre las edificaciones esenciales o de ocupación especial que no pueden dejar de funcionar durante o después de un sismo como los hospitales, centros educativos, edificios de bomberos y demás, por aquella razón la estimación del riesgo sísmico es fundamental para minimizar la pérdida de vida, daño de propiedad, trastorno social y económico producto del sismo. (NEC-SE-RE, 2015)

El territorio ecuatoriano se ubica en el fuego del océano Pacífico, al noroccidente de Sudamérica (*Figura 3*), contando con eventos sísmicos causados por la subducción de la placa oceánica de Nazca y, también, por un complejo sistema de fallas activas locales.

Figura 3. Ubicación regional del Ecuador.



Fuente: Imagen satelital, por Google Earth (2022)

En la cordillera de los Andes han ocurrido eventos superficiales que al localizarse en epicentros cerca de grandes ciudades provocaron grandes pérdidas, también en la parte oeste

del continente centro y sudamericano han ocurrido eventos superficiales acompañados de tsunamis que han provocado enormes catastróficos.

El mayor evento sísmico registrado fue en 1906 con una magnitud de $M_x 8.8$, localizado en la costa del país y el ultimo sismo que provoco grandes pérdidas humanas y materiales tuvo lugar el 16 de abril de 2016 con una magnitud de $M_w 7.7$, causando más afectaciones en Muisne y Pedernales. (Parra Cárdenas, y otros)

1.6. Análisis dinámico

Es una técnica utilizada para evaluar la respuesta de las estructuras frente a cargas dinámicas como los sismos, vientos, explosiones o vibraciones de maquinaria, siendo necesario para diseñar estructuras que sean seguras y capaces de soportar tales cargas sin sufrir daños significativos.

El análisis dinámico es importante para lograr un buen diseño sísmico a causa de los movimientos oscilatorios que produce una modificación de las tensiones y deformaciones existentes.

Uno de los grandes físicos, Issac Newton aportó con un gran desarrollo científico matemático y físico que es la segunda Ley de Newton indicando que las fuerzas adicionales de inercia son iguales a la masa multiplicada por la aceleración lo que tiene relación a la dinámica, sin embargo, existen las otras dos leyes de movimiento que están interrelacionadas, junto con la segunda ley, en cualquier observación o experimento

El análisis dinámico estudia tres aspectos:

- Análisis modal de frecuencias y modos de vibración que dependen de la geometría, materiales y configuración de la estructura
- Análisis de sollicitación exterior

- Análisis de fuerzas dinámicas inducidas. (Trocel, 2021)

1.7.Suelo

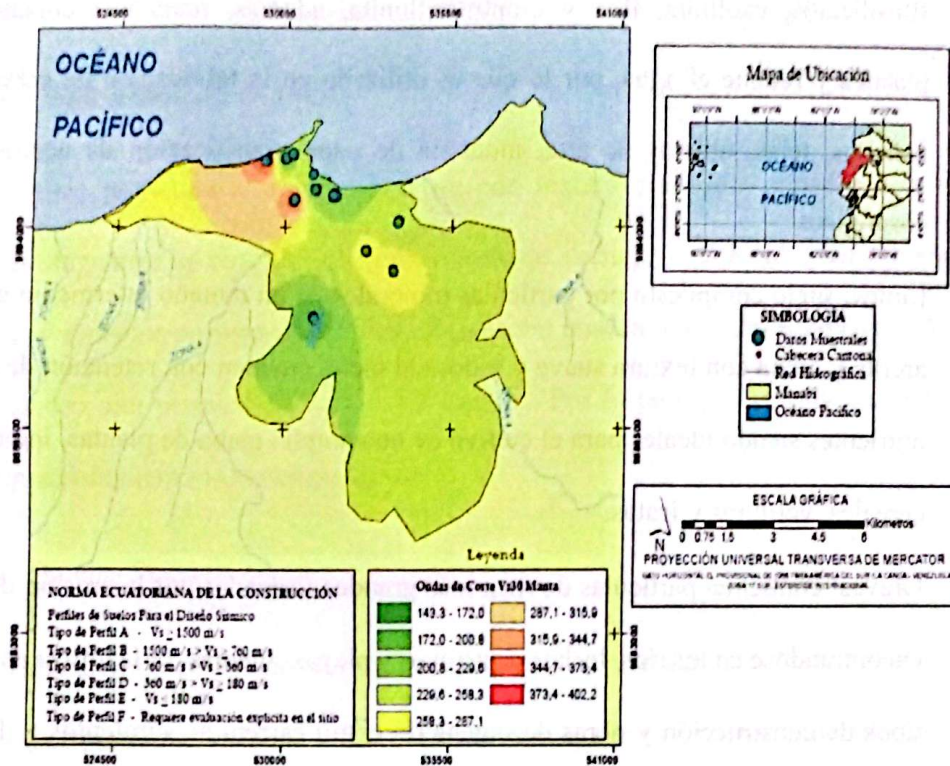
Al ser una capa superficial de la corteza terrestre, se compone de minerales, materia orgánica, aire y agua. El suelo se da por la formación de la descomposición de rocas y acumulación de materia orgánica, tales como hojas o/y restos de plantas y animales.

Conocer el tipo de suelo de la zona donde se va a construir es de suma importancia para analizar el comportamiento futuro que tendrá durante y después de un evento dinámico.

Como todas las obras están apoyadas en el suelo es necesario saber que no todos los terrenos responden de igual manera ante las mismas condiciones que impone una construcción, por lo tanto, se requiere conocer los distintos tipos de suelo existentes como su estructura, origen, composición y antecedentes geológicos. (Zapata, 2018)

Para realizar el análisis de una edificación se requiere establecer ¿cuál es el tipo de suelo donde se va a construir?, siendo así que en Manta se encuentran terrazas marinas con depósitos orgánicos del cuaternario, lutitas de color café a gris muy parecidas, monótonas con intercalaciones subordinadas de areniscas tobáceas decimétricas y localmente nódulos calcáreos, además, de arenas finas a medias, depositadas en aguas poco profundas con sedimentación irregular en parte de la zona costera.

Figura 4. Caracterización de suelo mediante ondas de corte Vs30 - Manta.



Fuente: Bonifaz García, H., & Haro Lescano, J. (2017)

En la Figura 4, se presenta el estudio de ondas de corta Vs30 de la ciudad de Manta que son producto de un estudio realizado por medio del método de interpolación local “Inverse Distance Weighted”, el cual brinda información de una posición en donde no existe valor del dato, además, se basa en la autocorrelación espacial de los puntos para predecir y generar superficies continuas. (Bonifaz García & Haro Lescano, 2017)

1.7.1. Tipo de suelo

Los tipos de suelo varían según su composición y características:

- Arenas: material granular que se compone de partículas de roca y minerales, se lo encuentra en playas, desiertos y riberas de ríos y es empleado en la construcción, fabricación de vidrio y como material abrasivo.

- Arcillas: sedimento natural compuesto por minerales finamente granulado como los filosilicatos, caolinita, illita y montmorillonita, además, tiene una consistencia plástica y retiene el agua, por lo que es utilizado en la fabricación de cerámicas, ladrillos, tejas, objetos de arte, industria de papel, purificación de aceros y en cosméticos.
- Limos: suelo compuesto por partículas minerales de un tamaño intermedio entre la arcilla y arena con textura suave y sedosa al tacto, cuentan con retención de agua y nutrientes siendo ideales para el cultivo de una amplia gama de plantas, incluyendo cereales, verduras y frutas.
- Gravas: contienen partículas de roca más grandes formadas por la erosión de rocas encontrándose en los ríos, lechos de arroyos y playas, además, se la utiliza en ciertos tipos de construcción y obras de ingeniería como carreteras, cimientos y drenajes por su alta capacidad de carga y estabilidad.

En la siguiente *Tabla 2* se presentan los tipos de suelo según el tamaño de sus partículas en base a las normas IRAM 10535, el MIT (Massachusetts Institute of Technology), ASTM D3282 – 93/97 y SUCS (Sistema Universal de Clasificación de Suelos)

Tabla 2. Clasificación de suelos según los tamaños de sus partículas.

	Norma IRAM 10535 (mm)	MIT (mm)	SUCS (mm)	ASTM D3282-93/97 (mm)
Arenas	0.075 a 5	0.06 a 2	0.075 a 4.75	0.075 a 2
Arcillas		< 0.002		
Limos	< 0.075	0.002 a 0.060	< 0.075	< 0.075
Gravas	5 a 75	> 2	4.75 a 75	2 a 75

Nota. Adaptado de *Tipos de suelos: Caracterización de suelos arcillosos y limosos*, por Zapata (2018)

Por lo tanto, se puede agrupar los suelos en gruesos y finos según los tamaños de sus partículas:

- Suelos Gruesos ($> 1\text{mm}$)

Tienen partículas visibles a la vista con textura arenosa o gravosa con forma de partículas angulares o redondeadas con excelente drenaje debido al gran tamaño de las partículas y espacios porosos entre ellas, además, no poseen minerales arcillosos y son suelos cohesivos con alta permeabilidad $k > 10^2 \text{ cm/seg}$. Por lo tanto, si se aplica una sobrecarga tendrá un asentamiento instantáneo del suelo.

- Suelos Finos ($< 1\text{mm}$)

Tiene partículas que no son visibles a la vista con textura arcillosa, limosa o arenosa con forma de partículas laminar, angular o redondeada, además, poseen minerales arcillosos y son suelos cohesivos con permeabilidad alta (arenas finas), media a baja (limos), muy baja o nula (arcillas) $k < 10^2 \text{ cm/seg}$. Por lo tanto, si se aplica una sobrecarga tendrá asentamiento diferidos en el tiempo.

Por otro lado, las características de esfuerzo – deformación de un suelo favorece a determinar el asiento que una estructura dada pueda experimentar como, por ejemplo: ocurren asentamientos lentos y con grandes magnitudes en estructuras construidas sobre mantos de arcilla blandas que, en ocasiones, están ubicadas profundamente debajo de materiales más resistentes y menos compresibles. (Zapata, 2018)

1.8. Estructura de hormigón armado

Son estructuras fundamentales en la actualidad por su resistencia y durabilidad, ya que cuentan con un sistema constructivo donde se combina hormigón, cemento y agregados como arena y grava, con barras de acero o varillas de refuerzo que son integradas al hormigón para

que sea capaz de soportar tensiones y deformaciones, siendo la resistencia a la compresión del hormigón y resistencia a la tracción del acero que resulta ser un aspecto conocido como dualidad hormigón – acero, teniendo la capacidad suficiente de deformarse antes de producirse la rotura, a su vez, la capacidad de aviso antes de que se produzca la rotura del elemento estructural. Por lo tanto, resultan ser estructuras capaces de soportar diversas cargas y condiciones desfavorables como sismos, incendios y fuertes climas.

Los ingenieros utilizan principios de mecánica y teoría de estructuras de estructuras para garantizar que las edificaciones sean seguras y eficientes, por otro lado, la capacidad del hormigón para ser moldeado en diversas formas también permite una gran libertad arquitectónica.

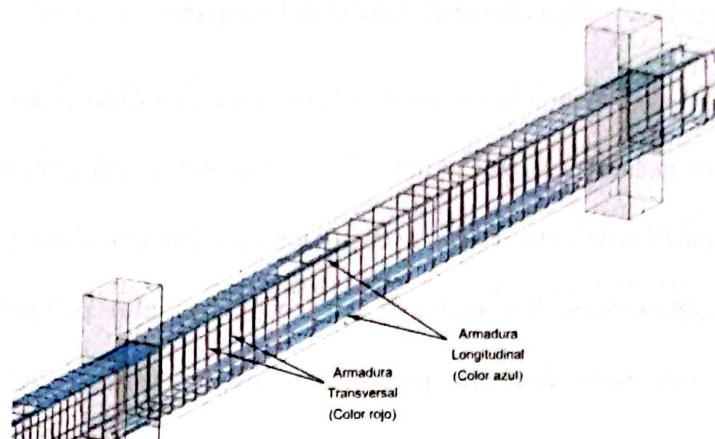
El acero que es incluido en el hormigón se lo conoce como armadura, es así como la armadura que es introducida sin ningún estado tensional previo se lo conoce como armadura pasiva y los aceros que se puede utilizar en dicha armadura son:

- Barras rectas de acero corrugado
- Rollos de acero corrugado
- Alambres de acero liso, grafilado o corrugado

Se puede clasificar el tipo de armadura colocada en el elemento estructural como *(Figura 5)*:

- La armadura longitudinal que se coloca en el eje longitudinal del elemento
- La armadura transversal que se coloca en el plano inclinado de 90° respecto al eje longitudinal del elemento.

Figura 5. Clasificación de las armaduras pasivas



Fuente: Troyano Moreno. (2019)

La finalidad de construir este tipo de estructuras es la forma económica porque los áridos suelen ser baratos y racional de las características favorecedoras de estos elementos, como la resistencia al fuego ya que el hormigón es mal conductor del calor con un coeficiente de dilatación termica sensible igual al acero, también resiste los efectos climáticos y desgaste mecánico, además, el hormigón que rodea a las barras de acero genera un confinamiento que impide el pandeo.

Sin embargo, consta de un elevado peso propio de la estructura provocando que la cimentación demande un costo más elevado para que sea capaz de soportar el peso y, en caso de que requiera modificar o demoler la estructura, será más dificultosa y costosa. (Troyano Moreno, 2019)

1.8.1. Cimentación

La cimentación es crucial en cualquier edificación por ser la responsable de transferir las cargas estructurales al suelo, ésta se compone de zapatas aisladas, corridas, losas de cimentación, pilotes y micropilotes siendo adaptados a las características del terreno y cargas

que debe soportar, por lo tanto, su diseño es basado a las cargas del suelo, nivel freático, condiciones sísmicas y requisitos estructurales del proyecto.

También, las cimentaciones son diseñadas para minimizar el asentamiento y asegurar la estabilidad de la estructura, por lo tanto, la elección del tipo de cimentación depende de un análisis geotécnico detallado del sitio como los estudios del suelo y evaluaciones de las condiciones subterráneas. Sin embargo, en zonas con alto peligro sísmico se diseñan cimentaciones que estén diseñadas para resistir los movimientos del suelo implicando un refuerzo adecuado del hormigón armado para asegurar la integridad estructural durante un sismo.

La cimentación, al ser una estructura encargada de transmitir las cargas al terreno, posee un área en planta superior a la suma de las áreas de todos los pilares y muros portantes (estructura vertical), porque su resistencia y rigidez de terreno suele ser inferior al de la estructura.

En la ingeniería de las cimentaciones, el ingeniero debe tener experiencia de los materiales a utilizar, por tal razón, la correcta clasificación de los materiales del subsuelo proporciona los primeros datos sobre los acontecimientos que puedan anticiparse durante y después de la construcción.

Por lo general, las cimentaciones son construidas debajo de la superficie del terreno sin antes no haber excavado el suelo o roca que está por encima del nivel de las cimentaciones, por lo cual, el ingeniero especialista no se encarga de elegir el equipo de excavación en un lugar dado, ni de diseñar apuntalamiento, en caso de que lo necesite, a su vez, el ingeniero tiene la obligación de aprobar el procedimiento de construcción propuesto y revisar el proyecto. (Grupo de Ingeniería Gráfica y Simulación.)

1.8.1.1.Cimentaciones superficiales

Son cimentaciones directas o poco profundas que se colocan cerca de la superficie del suelo siendo adecuadas para estructuras ligeras y medianas con un suelo homogéneo y estable, por lo cual distribuyen las cargas de la estructura directamente a la capa superficial del terreno, estando compuesta por zapatas, vigas y placas o combinaciones de estos elementos, además. Para seleccionar el tipo de cimentación se debe tomar en cuenta las siguientes características de los edificios:

- Existencia de sótanos
- Edificios ligeros de poca altura: se usará cimentación superficial
- Edificios de poca altura: losas, pilotaje
- Edificios de gran altura: cimentaciones profundas o losas de cimentación

Las características que debe incluir una zapata son la conducción de las cargas al terreno a través de los elementos estructurales, reparto uniforme de las cargas para que no se superen las tensiones superficiales del terreno, además, deben limitarse los asentamientos de la estructura a los máximos admisibles para evitar los asentamientos diferenciales y este elemento debe quedar oculto en el suelo.

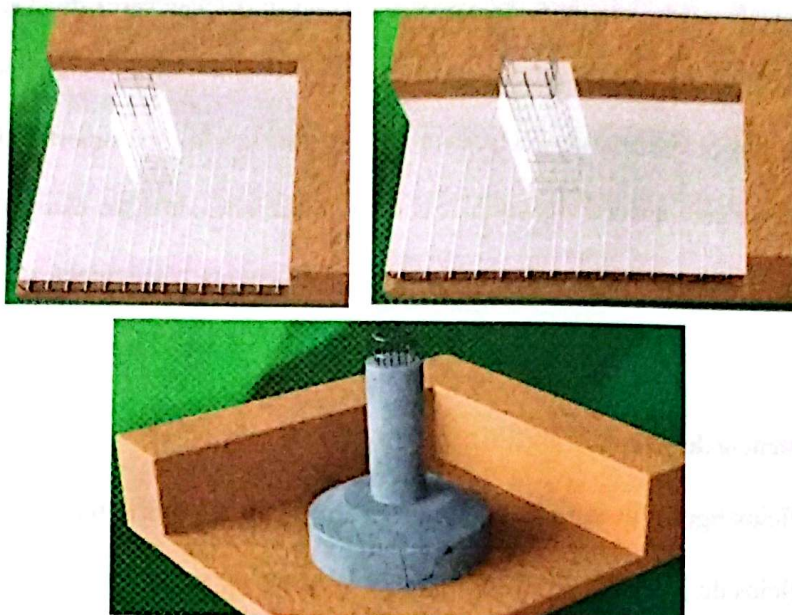
Existen varios tipos de cimentaciones superficiales, los más comunes son:

a) Zapatas aisladas

Utilizadas para soportar cargas puntuales como las columnas individuales, estando diseñadas para distribuir la carga de la columna sobre un área más amplia del suelo. Constituida por una base de hormigón que se construye bajo cada columna lo que favorece que el peso de la estructura ejerza demasiada presión sobre el suelo en un punto específico.

Las zapatas aisladas pueden ser:

Figura 6. Zapatas aisladas cuadradas, rectangulares (parte superior) y circulares (parte inferior)

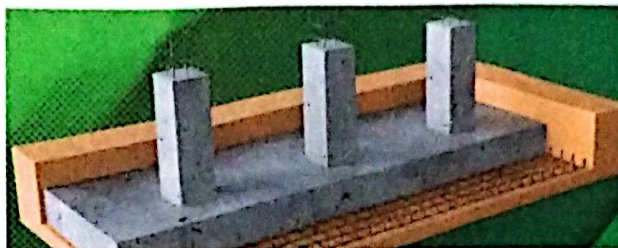


Fuente: Acero Monterrey. (2024)

- Cuadradas o rectangulares. - donde el elemento estructura que transmite los esfuerzos será un pilar, el cual partirá desde el centro geométrico de la base de la zapata.
- Circulares. – es un tipo de zapata poco frecuente que se utiliza en edificaciones singulares o soluciones prefabricadas, ya que el costo de la armadura es más dificultoso y demanda una geometría especial con canto variable y encofrado in situ, además, se encuentran las zapatas circulares con armado circunferencial y con emparrillado.

b) Zapatas corridas o continua

Figura 7. Zapatas corridas o continuas.



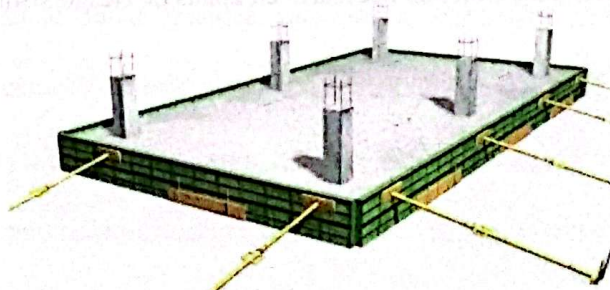
Fuente: Acero Monterrey (2024)

Son largas y estrechas que soportan cargas lineales como las de muros, por lo que distribuye el peso del muro a lo largo de su longitud, ya que el muro transmitirá una carga lineal a la zapata y resulta ser una solución apta para edificios residenciales como industriales con sótanos que requieran de muros de contención.

La anchura y profundidad dependerá de la carga que tengan que soportar y de la capacidad del suelo para distribuir esas cargas, además, son utilizadas en edificaciones donde los muros de carga son un elemento estructural principal o cuando las columnas están muy cercanas entre sí. A su vez, proporciona una base sólida y continua para estructuras lineales lo que reduce asentamientos diferenciales.

c) Losas de cimentación

Figura 8. Losa de cimentación.



Fuente: CYPE Ingenieros, S.A. Sf.

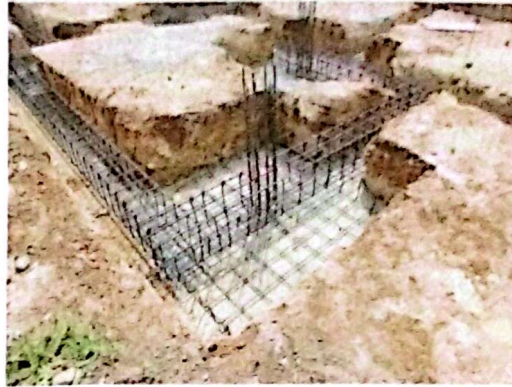
También se la conoce como losa de piso, son placas de hormigón que se extienden bajo toda el área de la estructura ayudando a distribuir de manera uniforme la carga sobre una superficie más amplia, siendo útil en terrenos con capacidad de carga baja o en condiciones donde los asentamientos diferenciales resultan ser un problema.

Son losas planas con un espesor uniforme o variado según las necesidades del proyecto estructural, reforzado con una malla de acero para mejorar su resistencia a las tensiones. Por otro lado, se emplean en edificios de una o varias plantas, construcciones con muros divisorios o suelos que tienen variaciones en su capacidad de carga, contando con la ventaja de proporcionar una base estable y uniforme a la estructura para evitar asentamientos diferenciales, además, simplifica el proceso de construcción basado en la capacidad portante del suelo, cargas de la estructura, nivel freático y condiciones ambientales para asegurar su eficacia y durabilidad.

d) Cimientos en zanja

Son construidos llenando zanjas de hormigón y utilizados para muros de carga, implicando una excavación de zanjas a lo largo de la línea del muro para luego rellenarlo con hormigón armado con el fin de crear una base continua y sólida. Las dimensiones de la zanja dependerán, de las cargas que va a soportar el muro y capacidad de carga del suelo, por otro lado, se incluyen barras de acero dentro del hormigón para reforzar la zanja y aumentar su capacidad de soportar cargas siendo necesario en zonas de riesgo sísmico.

Figura 9. Cimiento en zanja



Fuente: Valderas (2011)

1.8.1.2. Cimentaciones profundas

Son cimentaciones que se utilizan cuando las capas superficiales del suelo no tienen la capacidad de carga suficiente para soportar el peso de la estructura, dichas cargas se transfieren a capas de suelo más profundas y estables a través de elementos estructurales especialmente diseñados como:

- **Pilotes:** son elementos largos y esbeltos introducidos en el suelo, ya sea hincándolos, perforándolos o utilizando métodos de desplazamiento del suelo, por otro lado, estos pilotes pueden ser de madera, acero o concreto. Son implementados cuando las cargas no pueden transmitirse al terreno con una cimentación superficial, asientos imprevisibles, pero existiendo terreno profundo resistente, en un terreno de cimentación puede sufrir grandes variaciones, estructuras sobre agua, cargas inclinadas y recalce de cimentaciones existentes.
- **Pilas:** son tubos o columnas de gran diámetro que se colocan en el suelo por medio de la perforación o relleno, además, son utilizados en suelos con capacidad portante irregular o en situaciones donde los pilotes no son prácticos.

Este tipo de cimentaciones se emplean en proyectos de gran envergadura como rascacielos, puentes, torres de telecomunicaciones y estructuras en terrenos blandos o inestables, ya que el suelo resulta ser débil o erosionable. Sin embargo, su profundidad puede variar, desde pocos metros hasta varios cientos de metros, dependiendo de la localización de las capas de suelo con capacidad portante adecuada, con el fin de reducir los asentamientos diferenciales y aumentar la estabilidad de la estructura. (Grupo de Ingeniería Gráfica y Simulación.)

1.8.2. Columnas

La columna es un elemento estructural para soportar cargas verticales con la finalidad de proporcionar estabilidad y resistencia a la estructura, por lo que, su cálculo debe ser el adecuado para cualquier diseño estructural. Tienen la función de transmitir las cargas de la estructura como el peso de los pisos, techos y otras cargas aplicadas.

“La columna son miembros verticales a compresión de los marcos estructurales, que sirven para apoyar a las vigas cargadas. Trasmiten a las cargas a los pisos superiores hasta la planta y después al suelo, a través de la cimentación”. (Lucano Cueva & Llico Colorado, 2019)

En términos de diseño, las columnas pueden tener diferentes formas y secciones transversales como cuadradas, rectangulares, circulares, o incluso formas más complejas, según las necesidades arquitectónicas y estructurales. La elección del tipo de sección se basa en la eficiencia estructural y estética, así como en las especificaciones del proyecto. En las columnas de hormigón armado, las barras de acero se utilizan para proporcionar resistencia adicional contra esfuerzos de tracción y compresión, aumentando la capacidad de carga de la columna y prolongando su vida útil.

La ubicación y el espaciamiento de las columnas en una estructura son determinados por consideraciones estructurales y arquitectónicas, por lo tanto, el espaciamiento adecuado es fundamental para una distribución uniforme de las cargas y para evitar el sobreesfuerzo de elementos estructurales adyacentes. Además, las columnas pueden desempeñar funciones adicionales en el diseño de un edificio, como definir espacios interiores y contribuir a la estética general del proyecto. (Lucano Cueva & Llico Colorado, 2019)

1.8.3. Vigas

“Las vigas son elementos estructurales muy resistentes que conforman el esqueleto de las edificaciones arquitectónicas, para dar soporte a los techos y asegurar la estructura. Son piezas horizontales con un gran grosor que se someten a esfuerzos de flexión, los cuales llegan a producir tensiones de compresión y tracción”. (Navarro, 2021)

Las vigas son elementos horizontales diseñados para soportar cargas perpendiculares a su eje longitudinal y transferirlas a columnas, paredes o cimentaciones. Comúnmente hechas de hormigón armado, acero o madera, las vigas desempeñan un papel crucial en la distribución de cargas a lo largo de la estructura. El diseño de las vigas considera factores como el tipo de material, la distancia entre soportes, las cargas aplicadas y las condiciones ambientales. Para mejorar su resistencia, las vigas de hormigón se refuerzan con barras de acero, mientras que las vigas de acero pueden tener perfiles en forma de I o H, maximizando su capacidad de carga.

Las vigas se emplean en diversas aplicaciones estructurales, desde soportar los pisos y techos de los edificios hasta formar parte de puentes y otras grandes estructuras. Su capacidad para soportar cargas tanto verticales como horizontales las convierte en un componente esencial del esqueleto estructural. Además, el diseño de vigas requiere una cuidadosa consideración de los efectos de las cargas dinámicas y las vibraciones, especialmente en áreas propensas a la actividad sísmica o donde se espera un tráfico pesado. Asegurar la integridad y estabilidad de

las vigas es fundamental para el desempeño seguro y eficiente de toda la estructura. (Navarro, 2021)

1.8.3.1. Unión vigas-columnas

La unión vigas-columnas, también conocida como conexión viga-columna o nodo estructural, es el punto donde una viga se une con una columna dentro de una estructura. Esta unión es crucial para la estabilidad y resistencia de la edificación, ya que debe transferir las cargas de la viga a la columna y viceversa, además de resistir las fuerzas horizontales y verticales que puedan actuar sobre la estructura.

Esta unión presenta discontinuidad geometría donde existen cambios bruscos de tensiones, para lo cual, (Park & Paulay, 1991) mencionan los requisitos que consideran necesarios para el desempeño satisfactorio de la unión viga – columna de hormigón armado:

- a) El nudo debe tener un desempeño en cargas de servicio igual al de los elementos adyacentes
- b) El nudo debe tener una resistencia que corresponda a las combinaciones de cargas más adversas que los elementos que une pueden resistir
- c) La resistencia del nodo no debe gobernar la resistencia de la estructura
- d) El diseño debe permitir la facilidad constructiva y fácil acceso para vaciado de hormigón. (Park & Paulay, 1991)

1.8.4. Losa aligerada

La losa es un elemento estructural que recibe directamente la carga, apoyándose en las vigas y muros. Además, es un tipo de losa de concreto reforzado que se caracteriza por la incorporación de elementos huecos o aligerantes en su interior, como bloques de poliestireno, bovedillas de arcilla o bloques de plástico reciclado. Estos elementos reducen el peso propio de la losa sin comprometer su capacidad de carga, permitiendo abarcar mayores luces y

disminuir la cantidad de material utilizado, lo que se traduce en una construcción más eficiente y económica.

La reducción de peso también puede mejorar el comportamiento sísmico de la estructura al disminuir las cargas aplicadas sobre las cimentaciones y las columnas, así mismo, su versatilidad las hace adecuadas para una gran variedad de construcciones modernas, favoreciendo a la optimización de recursos y eficiencia estructural.

Estas losas cuentan con las funciones de transmitir hacia los muros o vigas el peso de los acabados, su propio peso, de los muebles, personas y demás, también de transmitir las fuerzas que producen los sismos por medio de los muros y unir los otros elementos estructurales para que toda la estructura trabaje en conjunto y, a su vez, se distribuya de manera uniforme la carga. (Núñez Martínez, s.f.)

1.9. Diseño sismorresistente de edificios

Para que una estructura se encuentre firme debe tener un diseño bien ejecutado para que la construcción sea capaz de resistir las fuerzas y desplazamientos generados por eventos sísmicos, además, el diseño sismorresistente considera varias estrategias y técnicas como la selección correcta de materiales de construcción, distribución de masas y rigideces, implementación de sistemas estructurales como marcos, muros de corte, núcleos rígidos, entre otros, y la implementación de dispositivos de protección sísmica como aisladores y amortiguadores sísmicos.

En la actualidad, el diseño sismorresistente comprende varios avances que se aplican a estructuras nuevas, sin embargo, el número de las estructuras antiguas son muy elevadas a diferencias de las actuales pero no solo por ser antiguas sin materiales, técnicas o un diseño innovador significa que se las excluye para la implementación de aisladores o amortiguadores

sísmicos, de lo contrario se puede mejorar el comportamiento de las estructuras antiguas con añadir materiales o técnicas innovadoras.

A los diseños sismorresistentes de edificios deben cumplir con las normas requeridas considerando que la teoría de los espectros sísmicos de respuesta ha sido aplicada también al análisis no lineal de estructural, representados en función de los periodos propios correspondientes al sistema lineal elástico y coeficientes de reducción.

Las normas de diseño sismorresistente deben dar recomendaciones que relacionen a los siguientes temas:

- Cargas sísmicas y probabilidad de ser superadas
- Criterios al aplicarse para un buen comportamiento global de la estructura frente a terremotos
- Detalles de diseño sismorresistentes. (Barbat. A. H, 2005)

1.10. Desempeño sísmico

El desempeño sísmico se trata de una medida utilizada para evaluar como una estructura responde y se comporta tras un evento sísmico, evaluándose los siguientes criterios:

- La resistencia estructural siendo la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas y cargas sísmicas sin sufrir daños significativos
- La capacidad dúctil de la estructura para deformarse de manera plástica y absorber la energía sísmica.
- La rigidez de la estructura para mantener su forma y estabilidad ante un evento sísmico
- El control de los desplazamientos laterales que tiene la estructura para minimizar las aceleraciones de la edificación

Además, el desempeño sísmico se compone de distintos niveles para evaluar la capacidad de los edificios como:

- **Seguridad de vida**

Es el nivel que garantiza la seguridad e integridad de las personas que se encuentran en el interior de la construcción durante un evento sísmico, sin colapsar y permitiendo la evacuación segura para los ocupantes.

- **Funcionalidad limitada**

En el nivel donde los edificios pueden experimentar daños que afecten su funcionalidad, como grietas y deformaciones, pero manteniendo su integridad.

- **Funcionalidad extendida**

Es el nivel donde la edificación sufre daños menores que pueden requerir de reparaciones, sin embargo, mantiene su capacidad funcional.

- **Daño controlado**

Es el nivel donde los edificios están diseñados para deformarse y absorber la energía sísmica de manera controlada, minimizando los daños.

- **No estructural**

Es el nivel en donde toma en cuenta los elementos no estructurales del edificio, acabados, muebles y equipos, que fueron diseñados para resistir las fuerzas sísmicas y sufrir daños sin afectar la integridad estructural de la construcción. (Aguar Falconí, Análisis Sísmico por Desempeño, 2003)

1.11. Capacidad de desplazamiento

Producto de las deformaciones inducidas por un sismo se supone que los materiales ingresan en un rango de comportamiento inelástico y que luego del movimiento telúrico se espera que la estructura se vea afectada, pero con un adecuado diseño sísmico en conjunto con el comportamiento inelástico de los materiales se obtiene disipación de energía en la estructura evitando que no exista deformaciones o desplazamientos severos en la misma.

“La deformación de un elemento estructural como una alteración del estado físico debido a una fuerza mecánica externa, a una variación de temperatura, a un cedimiento de apoyos, etc.” (Morales, 2013)

Lo que menciona Morales es la cantidad de movimiento, deformación o desplazamiento lateral que puede experimentar una estructura a causa de movimientos sísmicos u otra clase de factores ambientales, la cual podría ser elástica al momento de que la acción producida por un sismo desaparece y los elementos de la estructura vuelven a su posición inicial.

La capacidad de desplazamiento de un edificio se determina mediante análisis y simulaciones numéricas considerando las fuerzas sísmicas esperadas en la ubicación, características y materiales de la construcción con el fin de que la estructura sea capaz de enfrentar a los efectos de un sismo. (Morales, 2013)

1.12. Métodos de diseño sismorresistente

Los métodos de diseño sismorresistentes son conocidos por ser disipadores de energía, refiriéndose al proceso de absorber y disipar la energía liberada durante un terremoto o evento sísmico, evitando que la energía se concentre en la estructura y cause daños significativos. Los disipadores realizan una tarea fundamental en la estructura al presentarse un terremoto ya que evita que la energía se concentre en puntos críticos de la estructura lo que provocaría falla en los elementos o componentes de la edificación.

Generalmente, existen diferentes dispositivos o técnicas en el diseño sismorresistente de edificios como:

- **Aisladores sísmicos.** – dispositivos colocados en entre la base del edificio y los cimientos que permiten la movilidad horizontal durante un terremoto.
- **Amortiguadores sísmicos.** – dispositivos colocados en diferentes partes de las estructuras para recurrir las fuerzas y desplazamientos sísmicos.
- **Elementos de disipación viscosa.** – elementos que utilizan materiales viscosos que absorben la energía durante el evento sísmico.
- **Diseño basado en la ductilidad.** – diseño estructural con alta ductilidad que permite una deformación controlada de la estructura durante un terremoto.

Pero de manera más específica se presentan en la *Tabla 3* los siguientes dispositivos de protección sísmica:

Tabla 3. Clasificación de dispositivos de protección

Dispositivos de protección sísmica	Disipación pasiva	Histeréticos
		Fricción
		Viscoelástico
		Viscoso
		Masa sintonizada
	Disipación semiactiva/activa	Contraventeos
		Masa sintonizada
		De rigidez variable
		De amortiguamiento variable
		Piezoeléctricos
Aislamiento de base	Magnéticos	
	Elastomérico	
	Caucho de plomo	
	Metálico	
	Núcleo de plomo	
	Péndulo de fricción	

Nota. Adaptado de *Uso de disipadores de energía en edificaciones de acero*, por Gerdau Corsa

Estos dispositivos generan beneficios tanto en las construcciones nuevas como en las antiguas como bajos costos iniciales al requerir elementos estructurales de menor tamaño y costos de reparación después de un sismo de gran magnitud, de igual manera el comportamiento sísmico mejora con el uso de estos dispositivos. También, tienen la ventaja de ser combinados con elementos prefabricados para lograr aprovechar también los beneficios de ambos sistemas con un costo más bajo a diferencia de la estructura original. (GERDAU CORSA)

1.13. Aisladores sísmicos

Las fatales experiencias que se viven al momento de ocurrir un terremoto provocó que distintas técnicas fueran ensayadas por profesionales como artesanos y constructores cuando se trataba de construcciones con especiales valores simbólicos, religiosos, funerarios o de poder.

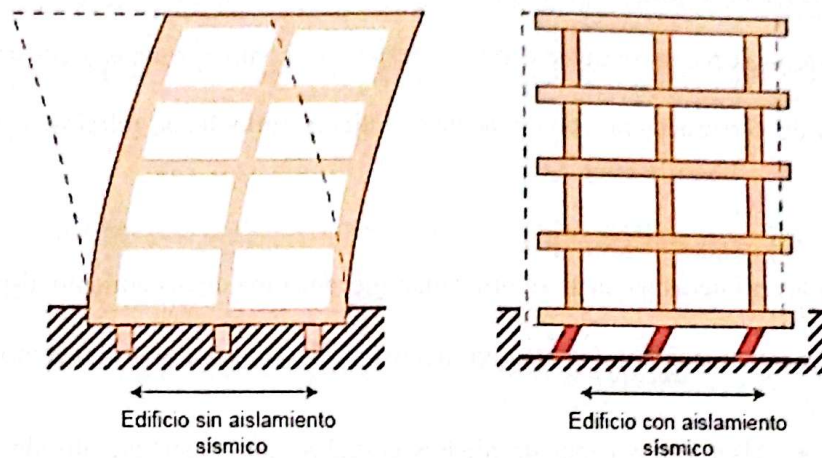
En las primeras técnicas se utilizaban mecanismos de aislamiento sísmicos con el fin de aislar las construcciones de los movimientos producidos por el sismo como lo fueron:

- Usar varias capas de piedras cortadas, con superficie alisada y colocadas sin mortero debajo de la base de la estructura
- Usar piezas de apoyo como la madera
- Colocar varias capas de arena, piedra y otros materiales entre el suelo y paredes

En la actualidad, los dispositivos sismorresistentes han evolucionado de manera tal que presentan altos beneficios a la edificación siendo una alternativa confiable a considerar en el diseño estructural, también resultan tener un mecanismo de funcionamiento sencillo y un desempeño efectivo, logrando así garantizar la seguridad de las vidas humanas, disminuye la ocurrencia de pérdidas económicas y contribuye con la resiliencia de las ciudades.

Este tipo de dispositivo son útiles para proyectos de refuerzo y rehabilitación de estructuras por sus características o antigüedad, así mismo para readecuación de estructuras afectadas o no por terremotos que tienen un alto valor cultural o histórico siempre y cuando los propietarios deciden invertir para mejorar sus niveles de desempeño sísmico. (Maldonado, 2009)

Figura 10. Función de los edificios con y sin aisladores sísmicos



Fuente: Genatios & Lafuente (2016)

1.13.1. Principios de aislamiento sísmico

Esta técnica se basa en principios fundamentales que permiten reducir las fuerzas sísmicas que afectan a una estructura, desacoplando el movimiento del suelo de la superestructura. A continuación, se describen los principios clave del aislamiento sísmico:

- 1. Desacoplamiento de la Superestructura del Movimiento del Suelo:** El principio más importante del aislamiento sísmico es separar o desacoplar la estructura del movimiento del suelo, lográndose por medio de la instalación de dispositivos de aislamiento, como aisladores elastoméricos o de deslizamiento, entre la base de la estructura y sus cimientos.
- 2. Reducción de las Fuerzas Sísmicas:** Al desacoplar la estructura del movimiento del suelo, el aislamiento sísmico reduce significativamente las fuerzas sísmicas que se transmiten a la estructura, lo que se debe a que los aisladores sísmicos tienen una rigidez lateral baja, permitiendo que la estructura se desplace lateralmente sin absorber toda la energía sísmica.

3. **Prolongación del Periodo Natural de la Estructura:** Los dispositivos de aislamiento sísmico aumentan el periodo natural de vibración de la estructura, haciéndola más flexible, por lo tanto, la estructura se moverá con un ritmo más lento en respuesta a un terremoto.
4. **Disipación de Energía:** Algunos sistemas de aislamiento sísmico están diseñados para disipar parte de la energía sísmica mediante la deformación de materiales específicos, como plomo o fluidos viscosos, que se integran en los aisladores.
5. **Restauración de la Posición Original:** Los sistemas de aislamiento sísmico incluyen mecanismos que permiten a la estructura regresar a su posición original después de un terremoto, siendo crucial para minimizar el daño permanente y asegurar que la edificación se mantenga funcional después del sismo. Este retorno se logra mediante la forma geométrica de los aisladores (como en los sistemas de péndulo de fricción) o mediante el uso de elementos elásticos que proporcionan una fuerza restauradora.

La operatividad sísmica transforma la energía que se trasmite en una estructura en energía elástica ($E_{elástica}$) y disipada ($E_{disipada}$), sin embargo, como el principio de conservación de la energía menciona que la energía no se crea ni se destruye, solo se transforma, se estima que debe existir un equilibrio entre la energía de entrada y la suma de la energía elástica y disipada.

$$E_{entrada} = E_{elástica} + E_{disipada}$$

Es así, que la energía elástica compone de energía almacenada ($E_{potencial}$) y de movimiento ($E_{cinética}$).

$$E_{elástica} = E_{potencial} + E_{cinética}$$

Entonces se analiza las posibilidades que tiene una estructura para disipar la energía, ya sea incluyendo el amortiguamiento o por energía histerética, basada en la ductilidad de sus miembros.

$$E_{entrada} = E_{potencial} + E_{cinética} + E_{amortiguamiento} + E_{histerética}$$

Por lo tanto, la disipación de energía en una estructura se da por medio de un amortiguamiento viscoso o histerético, por fricción, impacto y radiación, siendo el principio fundamental de diseño la capacidad que tiene la estructura para disipar la energía que debe ser mayor que la demanda de energía histerética.

1.13.2. Aisladores de base

Los aisladores de base son dispositivos diseñados para proteger estructuras contra los efectos de los terremotos desacoplando la base de la estructura del movimiento del suelo. Estos aisladores se instalan entre la base de la estructura y sus cimientos, permitiendo que la estructura se mueva de manera controlada durante un sismo, lo que reduce significativamente las fuerzas sísmicas que se transmiten a la superestructura (*Figura 10*).

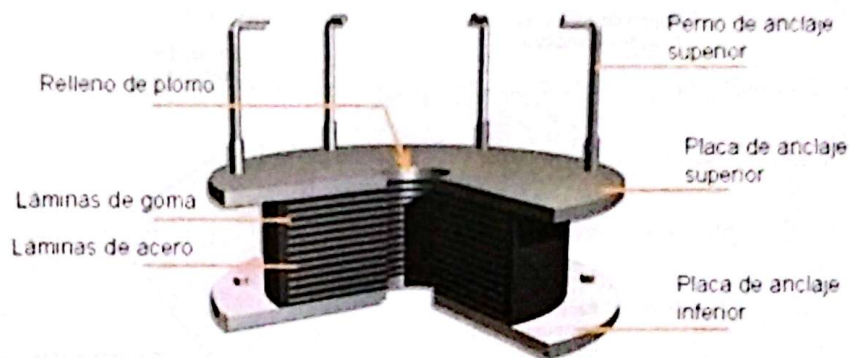
Existen diferentes tipos de aisladores de base, entre los más implementados están:

- Dispositivos de caucho con núcleo de plomo (Lead Rubber Bearing - LRB), correspondiente a un aislador elastomérico
- Dispositivos con sistema de péndulo de fricción (Friction Pendulum System - FPS), correspondiente a un aislador de deslizamiento.

Sin embargo, para el presente proyecto de tesis se implementará dispositivos de aislación sísmica bajo el sistema de triple péndulo friccionante que corresponde a los dispositivos con sistema de péndulo de fricción (FPS).

Por otro lado, se observa en la *Figura 11* el detalle del aislador elastomérico de tipo LRB que están compuestos principalmente de capas alternadas de material elastomérico (como goma natural o neopreno) y láminas de acero, que juntas forman una unidad que puede deformarse lateralmente para absorber y disipar la energía sísmica, mientras que soporta cargas verticales de la estructura.

Figura 11. Detalle del aislador elástico de tipo LRB.



Fuente: Grupo Grasa (2018)

En estos tipos de dispositivos se pueden tener valores de amortiguamiento viscoso que fluctuarían entre 12% y 18%, sin embargo, cuando se requiera niveles de 20% a 40% se puede incorporar un aislador de núcleo de plomo (LRB) que está confinado por capas o láminas de goma y acero, observado en la *Figura 11*. (Gerardo Ulises, 2011)

1.13.2.1. Sistema de péndulo de Fricción (Friction Pendulum Systems - FPS)

Son dispositivos diseñados para proteger estructuras durante un terremoto permitiendo un movimiento controlado entre la base de la estructura y sus cimientos. A diferencia de los aisladores elastoméricos, que se deforman para absorber la energía sísmica, los aisladores de deslizamiento permiten que la estructura se desplace sobre una superficie mediante un

mecanismo de deslizamiento, lo que ayuda a reducir las fuerzas sísmicas transmitidas a la superestructura.

Este tipo de aislador utiliza una superficie curva sobre la cual se desliza una pieza, permitiendo que la estructura se mueva de manera controlada, además, se comporta como un péndulo, lo que ayuda a reducir la aceleración y las fuerzas en la estructura.

Figura 12. Detalle de aislador de deslizamiento de tipo FPS.



Fuente: Gerardo Ulises (2011)

Es un dispositivo de acero inoxidable con una superficie cóncava, con un patín articulado y platina de cubierta, por otro lado, el funcionamiento del patín, durante el sismo, es deslizarse en la superficie cóncava para que la estructura genere movimientos de péndulo, logrando que la disipación de energía se dé por medio de la fuerza de fricción dinámica para así lograr que el amortiguamiento absorba la energía de entrada, además, las grandes deformaciones de desplazamiento son soportadas por los aisladores reduciendo en gran proporción las fuerzas y movimientos laterales transmitidos a la estructura

Los materiales y el diseño FPS están hechos para soportar múltiples eventos sísmicos sin perder eficacia y pueden aplicarse en una variedad de edificaciones e infraestructuras, proporcionando una solución eficaz para la protección sísmica en diferentes contextos, siendo

utilizado en edificios altos donde el control de desplazamiento y reducción de aceleraciones son esenciales para evitar daños, en puentes y viaductos para evitar colapsos durante el evento sísmico y en infraestructuras críticas como hospitales, plantas de energía y centros de datos donde se requiere una operatividad post-sismo.

Cuenta con las siguientes características:

- El FPS utiliza una superficie de deslizamiento curva que permite que la estructura se mueva lateralmente como un péndulo. Cuando el suelo se desplaza durante un sismo, la estructura se desliza sobre la superficie curva, y la gravedad actúa para devolverla a su posición central, siendo un movimiento suave y controlado que reduce las aceleraciones que experimenta la estructura, disminuyendo el riesgo de daños.
- La fricción entre la superficie de deslizamiento y el componente móvil del aislador es cuidadosamente controlada, la misma actúa como un mecanismo de disipación de energía, absorbiendo parte de la energía sísmica y reduciendo las vibraciones que se transmiten a la estructura.
- Los aisladores FPS pueden diseñarse para adaptarse a diferentes niveles de desplazamiento y fuerzas sísmicas, contando con una capacidad para ajustarse a diferentes condiciones sísmicas los hace muy versátiles, siendo adecuados tanto para sismos de baja intensidad como para terremotos severos.
- Gracias a la geometría curva de la superficie de deslizamiento, una vez que el sismo ha pasado, la gravedad ayuda a que la estructura vuelva a su posición original, es un aspecto crucial para minimizar los daños y mantener la funcionalidad de la edificación después de un terremoto.

- El FPS es particularmente útil en edificios altos, puentes, y otras infraestructuras donde el control del desplazamiento lateral es esencial. Su capacidad para manejar grandes desplazamientos sin comprometer la integridad estructural lo hace ideal para proyectos en zonas de alta actividad sísmica. (Gerardo Ulises, 2011)

1.13.3. Aislador tipo Triple Péndulo de Fricción (Friction Pendulum Triple - FPT)

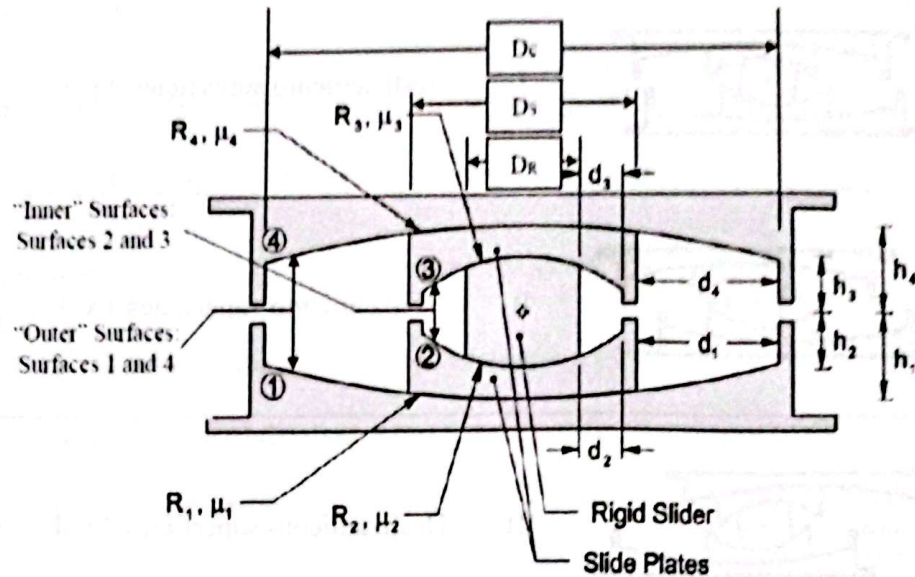
Es un tipo avanzado de aislador sísmico diseñado para mejorar la protección de estructuras durante terremotos. Este sistema es una evolución del aislador de péndulo de fricción (FPS) y se caracteriza por tener tres superficies de deslizamiento, permitiendo una mayor capacidad de adaptación a diferentes magnitudes sísmicas y tipos de movimiento.

Cuenta con tres superficies de deslizamiento, cada una con su propia curvatura y coeficiente de fricción, las mismas que permiten que la estructura se mueva de manera controlada en diferentes fases, dependiendo de la intensidad del terremoto. La estructura puede moverse en una primera superficie durante sismos menores, en una segunda para sismos de moderada intensidad, y en la tercera para sismos severos. Este diseño escalonado permite una respuesta más flexible y eficiente frente a diversos tipos de movimientos sísmicos.

Su diseño proporciona un movimiento en múltiples etapas, donde cada superficie de deslizamiento se activa a diferentes niveles de desplazamiento y fuerza sísmica. Esto permite una protección óptima durante todo el rango de movimientos sísmicos, desde pequeños temblores hasta terremotos de gran magnitud. Además, se adapta a una amplia variedad de condiciones sísmicas y tipos de estructuras para manejar desplazamientos tanto pequeños como grandes, proporcionando una protección uniforme en todo el rango de movimientos posibles durante un terremoto.

Donde:

Figura 13. Partes principales del aislador FPT.



Fuente: Mc Vitty & Constantinou (2015)

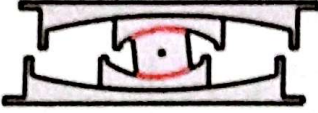
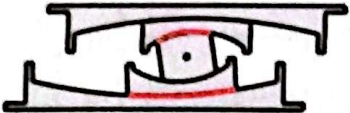
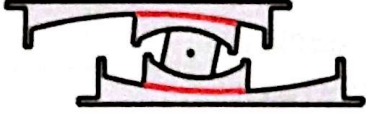
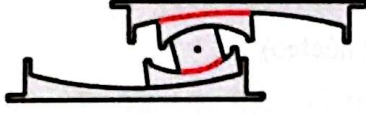
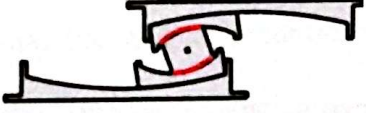
D_R = diámetro del deslizador rígido interno (deslizador núcleo)

D_S = diámetro del deslizador rígido interno

D_C = diámetro del deslizador rígido de placas externas

Según (Constantinou & Fenz, 2008), el aislador FPT se divide en 5 fases con deslizamiento únicamente en superficies 2 y 3, mientras que en las superficies 1 y 4 permanece el movimiento nulo.

Tabla 4. Fases de movimiento del aislador FPT.

Gráfico	Fase	Superficies activadas	Rigidez
	I	Deslizamiento superficies 2 y 3	$\frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}}$
	II	Deslizamiento superficies 1 y 3	$\frac{W}{R_{ef1} + R_{ef3}}$
	III	Deslizamiento superficies 1 y 4	$\frac{W}{R_{ef1} + R_{ef4}}$
	IV	Deslizamiento superficies 2 y 4	$\frac{W}{R_{ef2} + R_{ef4}}$
	V	Deslizamiento superficies 2 y 3	$\frac{W}{R_{ef2} + R_{ef3}}$

Nota. Adaptado de *Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Theory*, por

Constantinou & Fenz (2008)

Donde:

R_{ef} = radio efectivo del aislador de péndulo de fricción

Se puede tener una configuración estándar en base a las siguientes condiciones, con el cual se puede elegir el dispositivo ideal de un catálogo.

- Radio de curvatura efectiva en placas externas (iguales): $R_{ef1} = R_{ef4}$
- Radio de curvatura efectiva en placas internas (iguales): $R_{ef2} = R_{ef3}$

Considerando $R_{ef2} = R_{ef3} \approx R_{ef1} = R_{ef4}$

- Coeficientes de fricción en superficies externas: $\mu_1 < \mu_4$
- Coeficientes de fricción en superficies internas: $\mu_2 = \mu_3$

Considerando $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 < \mu_4$. (Cango Puchaicela, 2018)

1.13.3.1. Metodología de diseño de aisladores FPT

Implica una serie de pasos detallados que aseguran que estos dispositivos funcionen de manera efectiva para proteger estructuras frente a eventos sísmicos. A continuación, se describe un esquema general de la metodología de diseño:

a) Establecer objetivos de diseño

Se estiman los objetivos para el diseño de aislación que es la selección de las propiedades que permita reducir los desplazamientos, aceleraciones de piso, derivas o cortante basal. Por lo tanto, se considera el desplazamiento máximo admisible de la estructura donde se considera los movimientos propios de los aisladores y flexibilidad de los elementos estructurales, así mismo, asegurar que los aisladores puedan soportar de manera segura las cargas gravitacionales de la estructura como las fuerzas laterales del sismo.

b) Establecer la ubicación de aisladores

La posición de los dispositivos es un aspecto crucial en la estructura para que su funcionamiento sea efectivo, son instalados en la base de la estructura como los cimientos y superestructura para que se mueva de manera independiente de las fuerzas sísmicas, por lo tanto, se los coloca directamente bajo los elementos portantes principales como las columnas

porque son los puntos de concentración de carga o muros perimetrales que soportan las cargas horizontales y verticales, logrando así un control de los desplazamientos laterales de la edificación.

c) Realizar un diseño preliminar

Implica una serie de pasos que abarcan desde la definición de las condiciones de diseño hasta la selección de los parámetros iniciales del aislador. Por lo tanto, se propone un análisis sísmico no lineal tiempo historia en varios aisladores FPT que, por medio de los gráficos, se podría relacionar las propiedades geométricas y friccionante del aislador con las respuestas de desplazamiento y cortantes basales para elegir el conjunto de aisladores FPT que se van a implementar.

Existen 4 pasos que se deben considerar para el diseño:

1. Definir propiedades en los aisladores de análisis

Para definir las propiedades, se toman en cuenta los siguientes parámetros.

Cálculo de alturas de pivotes

- Alturas de pivotes, útiles para la obtención de radios efectivos externos ($h_1 = h_4$)
- Alturas de pivotes, útiles para la obtención de radios efectivos internos ($h_2 = h_3$)

Según (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011), para calcular las alturas de los pivotes que ayudan con la obtención de los radios efectivos de las superficies cóncavas se procede a determinar la relación de aspecto del deslizar rígido que debe ser menor a 1.0 con el fin de garantizar la estabilidad del dispositivo.

$$\frac{h_2 + h_3}{D_R} \leq 1.0$$

Donde el D_R es el diámetro del deslizador rígido que puede ser aproximado con la siguiente relación:

$$A_R \geq \frac{P}{\sigma_{max}}$$

$$D_R \geq \sqrt{\frac{4A_R}{\pi}}$$

Donde:

P = fuerza axial máxima con efectos sísmicos

σ_{max} = esfuerzos máximos (60ksi)

Sin embargo, el espesor de las placas cóncavas internas (2 y 3) deben ser mejor a 1 pulgada:

$$h_1 + h_4 \geq h_2 + h_3 + 2 \text{ in}$$

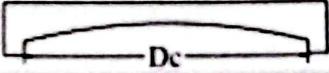
Cálculo de los radios de curvatura

- Radios de curvatura de las superficies externas ($R_1 = R_4$)
- Radios de curvatura de las superficies internas ($R_2 = R_3$)

Para las superficies externas se establecen radios estándares dependiendo de la curvatura de las superficies cóncavas (Dc) mostradas en la *Tabla 5*, sin embargo, para las superficies internas se recomienda utilizar radios efectivos como 5.5, 12, 23 y 33 pulgadas mostradas en el Manual SEAOC STRUCTURAL (SEAOC, 2014).

Por otro lado, siempre se debe cumplir que los radios de curvatura de las superficies externas mayor que el de las superficies internas ($R_1 = R_4 \gg R_2 = R_3$).

Tabla 5. Dimensiones estándar para placas cóncavas de aisladores FPS.

Id.	Radio de curvatura ($R_1 = R_4$) (in)	Diámetro de las superficies cóncavas (D_c) (in)
		
1		14
2	61	18
3		22
4		31
5		36
6		27
7		31
8		33
9		36
10	88	39
11		41
12		44
13		46
14		51
15		56
16	120	27
17		56
18		63
19	156	70
20		106
21		124
22		78
23		94
24	238	106
25		131
26		143

Nota. Adaptado de *LRFD - Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic*

Isolators, por Constantinou, Kalpakidis & Ecker Lay (2011)

Cálculo de los coeficientes de fricción

- Coeficientes de fricción de las superficies externas ($\mu_1 \leq \mu_4$)
- Coeficientes de fricción de las superficies internas ($\mu_2 = \mu_3$)

Los coeficientes de fricción pueden estar en los rangos 0.02 a 0.12 y para los aisladores de triple péndulo se estima tres coeficientes de fricción ($\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 \leq \mu_4$) entre rangos de 5% a 9% aproximadamente. A continuación, se muestra una variación de rangos:

- Rangos desde 3% a 10%: para los coeficientes de $\mu_1 \leq \mu_4$ que influyen mas en el comportamiento global de la estructura. (SEAOC, 2014)
- Rangos desde 1% a 2%: para los coeficientes de $\mu_2 \leq \mu_3$, ya que no influyen tanto en el comportamiento global de la estructura.

2. Realizar el análisis sísmico NLRHA (Análisis no lineal tiempo historia)

Es un análisis que se realiza en diferentes softwares como Bispec, Nonlin y Opensee, una vez se obtiene el análisis se requiere estudiar las propiedades de cortante en basal o cortante en la base y los desplazamientos para elegir el aislador.

Cálculo del cortante basal V_M

Para el cálculo se estima las siguientes dos opciones de ecuaciones:

- Primera ecuación

$$V_M = \frac{W}{R_{ef1} + R_{ef2}} D_M + \frac{F_{f1}(R_{ef1} - R_{ef2}) + F_{f2}R_{ef2} + F_{f3}R_{ef3} + F_{f4}(R_{ef4} - R_{ef3})}{R_{ef1} + R_{ef4}}$$

- Segunda ecuación

$$V_M = \frac{W}{R_{ef1} + R_{ef4}} (D_M - D_{Mdr1}) + \frac{W}{R_{ef1}} d_1 + F_{f1}$$

Por lo tanto, la primera ecuación se utiliza cuando D_M se encuentra en la fase de movimiento III y la segunda ecuación cuando D_M se encuentra en la fase IV.

Cálculo del desplazamiento máximo D_M

Es un cálculo realizado para el promedio de los máximos desplazamientos SRSS de los sismos.

$$D_M = \sum_{i=1}^n D_{SRSS_max(i)} / n$$

Donde:

n = número de sismos

$D_{SRSS_max(i)}$ = desplazamiento SRSS, máximo del sismo i

Mientras que, para cada sismo, se calcula el valor máximo de la suma vectorial de los componentes ortogonales para cada paso de tiempo

$$D_{SRSS_max(i)} = \max \left(\sqrt{Dx_{(t)}^2 + Dy_{(t)}^2} \right)$$

Donde:

$Dx_{(t)}$ = desplazamiento en la dirección x, en el instante t

$Dy_{(t)}$ = desplazamiento en la dirección y, en el instante t

Una vez se obtienen los resultados de los cálculos, se grafica la respuesta de la estructura aislada vs la propiedad de los aisladores, siendo desplazamiento vs fricción, cortante basal vs fricción y cortante basal vs desplazamiento, utilizando software como Excel o Matlab para una representación gráfica.

3. Elegir el tipo de aislador

Para elegir el aislador que concuerde con las características de diseño que requiere la edificación, por lo tanto, se realiza una comprobación de capacidad de restitución para saber si el sistema vuelve a su estado original después de haber sido deformado o desplazado por una fuerza externa.

La siguiente ecuación es para un aislador de simple péndulo (SFP):

$$F_{res} = 0.5K_b \cdot D_M$$

Donde:

F_{res} = fuerza de restitución

K_b = rigidez post-fluencia $\left(\frac{W}{R_{ef}}\right)$

D_M = desplazamiento máximo

Realizando el reemplazamiento de la rigidez se tiene:

$$F_{res} = 0.5 \frac{W}{R_{ef}} \cdot D_M$$

Por lo tanto, la fuerza de restitución depende del radio de la curvatura, además, que con mayor radio de curvatura se tiene mayor fuerza de restitución.

Según (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011), estipulan que no es recomendable combinar radios de curvatura y coeficientes de fricción grandes, porque existe un incremento de periodo y coeficiente cuando la fuerza de restitución disminuye.

- Radios de curvatura grandes con coeficientes de fricción pequeños
- Radios de curvatura pequeños con coeficientes de fricción grandes

4. Analizar la capacidad de desplazamiento

Se refiere al máximo desplazamiento horizontal que el aislador puede acomodar sin perder su funcionalidad o sufrir daños. Este parámetro es crucial para asegurar que el aislador pueda manejar los movimientos esperados durante un evento sísmico sin comprometer la estabilidad de la estructura.

En base a lo estipulado con anterioridad, se elige un aislador FPT con alturas $h_2 = h_3 < h_1 = h_4$, radio de curvatura $R_2 = R_3 < R_1 = R_4$ y coeficientes de fricción $\mu_2 = \mu_3 < \mu_1 \leq \mu_4$, por lo tanto, se prosigue con determinar las capacidades de desplazamiento $d_2 = d_3 < d_1 = d_4$.

- Capacidad de desplazamiento mínimo de las placas internas ($d_2 = d_3$), con el fin de lograr las 5 fases de movimiento en el aislador FTP.

$$d_2 > (\mu_1 - \mu_2)R_{ef2}$$

$$d_3 > (\mu_4 - \mu_3)R_{ef3}$$

- Capacidad de desplazamiento placas externas ($d_1 = d_4$)

La norma (ASCE, 2016) estipula que el aislador se diseñe con una capacidad de desplazamiento mínimo del desplazamiento total máximo (D_{TM}), teniendo que se debe calcular $d_1 = d_4$.

Por lo tanto, se requiere que el aislador funcione en la fase III o IV con las siguientes condiciones:

- Fase III: si $D_{TM} \leq \mu_{dr1}$
- Fase IV: si $D_{TM} \leq \mu_{dr4}$

Se considera que el diseño es para una operatividad en la Fase III, siendo similar al proceso de operar de la fase IV.

Método 1 – fase III

$$D_{TM} \leq \mu_{dr1}$$

$$\mu_{dr1} = \mu^{**} + d_1 \left(1 + \frac{R_{ef4}}{R_{ef1}} \right) - (\mu_4 - \mu_1)(R_{ef1} - R_{ef4})$$

Al despejar d_1 , se tiene la siguiente ecuación con un factor $\left(\frac{R_1}{R_{ef1}}\right)$ para considerar la reducción de capacidad de desplazamiento por la rotación de las placas:

$$d_1 \geq \left[\frac{D_{TM} - 2(\mu_1 - \mu_2)R_{ef2} + (\mu_4 - \mu_1)(R_{ef1} - R_{ef2})}{2} \right] \frac{R_1}{R_{ef1}}$$

También se muestra una ecuación simplificada donde se asume que las placas 1 y 4 atribuyen a la capacidad de desplazamiento D_{TM} .

$$d_1 \geq \left(\frac{D_{TM}}{2} \right) \frac{R_1}{R_{ef1}}$$

Se observa que $\mu_4 \approx \mu_1$, por lo que el aislador opera en fase III, sino puede operar en fase III o IV.

Por otro lado, para tener una idea del tamaño que va a tener el aislador se calcula el D_s y D_c mostrado en la Figura 12.

- Diámetro del deslizador rígido interno (D_s)

$$D_s = D_c + 2t_{r2} + d_2 + d_3$$

Donde:

t_{r2} = espesor del anillo de retención de la placa 2

$d_2; d_3$ = desplazamiento en placas internas

- Diámetro del deslizador rígido de placas externas (D_C)

$$D_C = D_S + d_1 + d_4$$

Donde:

$d_1; d_4$ = desplazamiento en placas internas. (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011)

d) Contactar con el fabricante

Una vez realizado el diseño preliminar, se identifica los fabricantes reconocidos que producen aisladores FPT. Algunos de los fabricantes más conocidos en el ámbito de sistemas de aislamiento sísmico incluyen:

- **Earthquake Protection Systems (EPS):** Uno de los desarrolladores originales del sistema de péndulo de fricción. EPS tiene una gama de productos que incluye los aisladores FPT. Es una empresa que utiliza las siguientes nomenclaturas para identificar las propiedades del dispositivo:

$$FPT\ RoDc/DS - Ri/DR - hR$$

Donde:

Ro = radio de curvatura de las superficies externas ($R1 = R4$)

Dc = diámetro de las superficies cóncavas externas

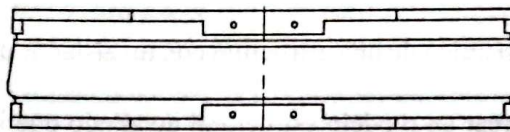
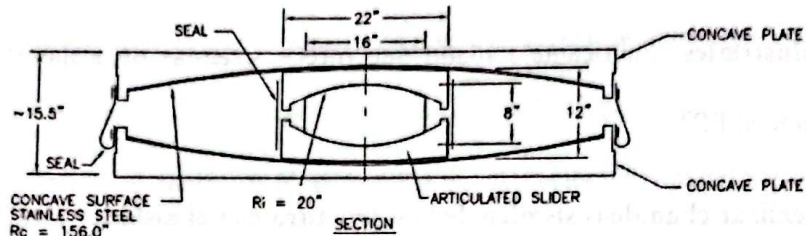
DS = diámetro del aislador interno

Ri = radio de curvatura de las superficies internas ($R2 = R3$)

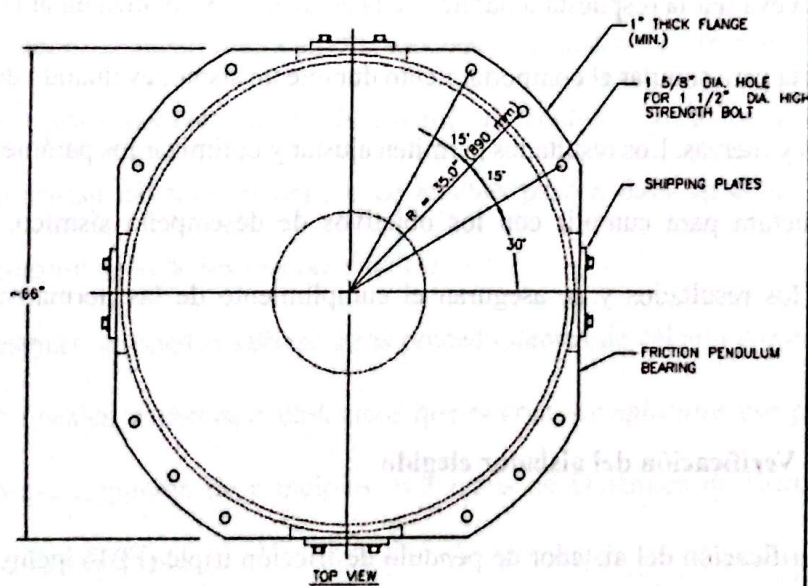
DR = diámetro del deslizador rígido

hR = altura del deslizador rígido ($2h2 = 2h3$)

Figura 14. Ejemplo del dispositivo por catálogo de la empresa EPS



ELEVATION



- TOLERANCES:
 1. PLAN AND HEIGHT DIMENSIONS AND TOLERANCES TO BE DEFINED IN THE PROTOTYPE TEST REPORT
 2. BOLT HOLE LOCATION DIMENSIONS: $\pm 1/16$ "

TRIPLE PENDULUM BEARING
 BEARING: FPT15663/22-20/16-8

EARTHQUAKE PROTECTION SYSTEMS
 VALLEJO, CALIFORNIA (707) 644-5993
 DESIGN DRAWING DATE 2/10/16
 FPT15663/22-20/16-8

COPYRIGHT EARTHQUAKE PROTECTION SYSTEMS 2013

Fuente: Puchaicela (2018)

- **Dynamic Isolation Systems (DIS):** Fabricante especializado en tecnologías de aislamiento sísmico, incluyendo aisladores de péndulo de fricción.
- **Maurer SE:** Empresa con sede en Alemania que fabrica dispositivos de aislamiento sísmico, incluidos los sistemas de péndulo de fricción.
- **FIP Industriales:** Fabricante italiano que ofrece sistemas de aislamiento sísmico, incluyendo el FPT.

e) Realizar el análisis sísmico de la estructura con el aislador elegido

Para realizar el análisis sísmico de una estructura con un aislador de péndulo de fricción triple (FPT), primero se debe crear un modelo estructural detallado que incluya los aisladores y sus parámetros específicos. Luego, se seleccionan y aplican registros sísmicos o espectros de respuesta para evaluar la respuesta dinámica de la estructura. Se realiza un análisis no lineal de tiempo-historia para simular el comportamiento durante un sismo, evaluando desplazamientos, aceleraciones y fuerzas. Los resultados permiten ajustar y optimizar los parámetros del aislador y de la estructura para cumplir con los objetivos de desempeño sísmico. Finalmente, se documentan los resultados y se aseguran el cumplimiento de las normativas y estándares aplicables.

f) Verificación del aislador elegido

La verificación del aislador de péndulo de fricción triple (FPT) incluye la revisión de sus parámetros técnicos, como los radios de curvatura y coeficientes de fricción, para asegurar que cumplen con las especificaciones de diseño, por lo tanto, se valida su desempeño a través de análisis sísmicos y pruebas de laboratorio, confirmando su capacidad para soportar las cargas y desplazamientos previstos y se documentan los resultados y se asegura el

cumplimiento de las normativas aplicables para garantizar que el aislador funcione adecuadamente en la estructura. (Cango Puchaicela, 2018)

1.14. Demanda sísmica para diseño sismorresistente

Toda estructura tiene un límite de cantidad de fuerzas y desplazamientos para resistir a movimientos telúricos, por lo que se deben obtener las fuerzas laterales, estáticas o dinámicas mediante cálculos, pero primero se basa en un procedimiento que dependerá de la configuración estructural tanto en planta como en elevación, definiéndose de la siguiente manera:

- En estructuras regulares, en planta y elevación, se tendría $\delta_P = \delta_E = 1$ y se podría aplicar procedimientos estáticos para determinar las fuerzas laterales.
- En otros casos de estructuras se utilizarían procedimientos de cálculo dinámico en donde se incorporaría efectos torsionales y modos de vibración.
- En estructuras compuestas de sistemas de control y aislamiento a la base se utilizarían cálculos dinámicos de análisis paso a paso en el tiempo para la determinación de las fuerzas sísmicas.
- Además, se pueden utilizar otros procedimientos de cálculo sísmico como los no lineales, estáticos o dinámicos que podrán ser aplicados por profesionales porque requieren de principios avanzados de Dinámica de Estructuras y de Ingeniería sísmica.

1.15. Metodología de análisis sísmico

Existen varios métodos sísmicos para evaluar a una estructura que propone a NEC-2015 como:

a) Diseño basado en fuerzas (DBF)

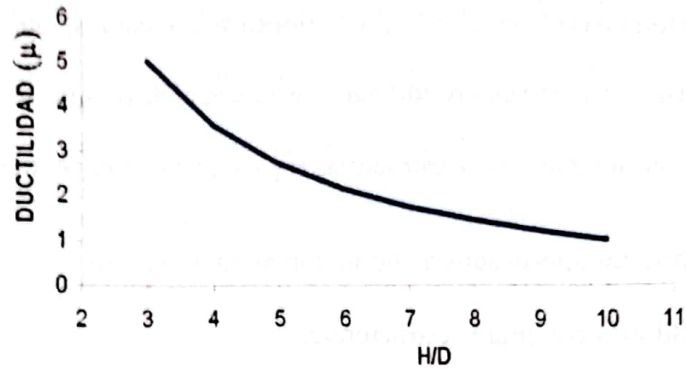
Siendo un método de referencia que se puede utilizar en cualquier estructura con excepción de las totalmente regulares, contiene los siguientes objetivos:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales
- Prevenir daños estructuras graves y controlar daños no estructurales
- Evitar el colapso ante terremotos severos
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño
- R_{BF} (Fuerzas internas): verificar que los efectos del sismo resulten $E \leq R_d$ (resistencia de cálculo del elemento) el cual se calculará de acuerdo con las normas NEC-SE-HM, NEC-SE-AC, NEC-SE-MP y NEC-SE-MD basado en las deflexiones, derivas, fuerzas en los pisos y elementos, momentos, cortantes de piso, cortante en la base.
- D_{DBF} (derivas de piso): verificar las deformaciones, en particular las derivas máximas de la estructura de acuerdo con el tipo de material y de estructura basado en las normas anteriormente mencionadas

Con el fin de tener la capacidad necesaria para resistir las fuerzas laterales, que presente las derivas de piso inferiores a las admisibles ante los movimientos telúricos y que pueda disipar la energía de deformación inelástica.

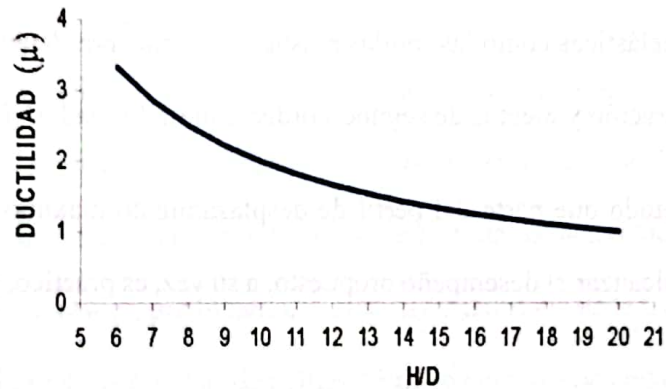
El diseño basado en fuerzas hace uso de factores de reducción y resistencia para lograr el control del daño estructural, considerándose que a mayor resistencia menor daño. La aplicación de factores de reducción ayuda a reducir la acción sísmica, los cuales pueden variar por los códigos de distintos países, además implica que todas las estructuras pueden alcanzar los mismos niveles de ductilidad, sobre-resistencia y redundancia. Estos factores incorporan limitaciones al DBF como la capacidad de ductilidad que no es constante para todas las estructuras como se observa en las siguientes figuras:

Figura 15. Capacidad de ductilidad de Muros estructurales



Fuente: Suarez (2009)

Figura 16. Capacidad de ductilidad de pórticos de hormigón armado



Fuente: Suarez (2009)

El desplazamiento admisible para muros estructurales en edificios se limite por la deformación del concreto o las derivas, en la *Figura 15* se observa que el perfil de curvatura es lineal y que la relación H/L debe ser mayor o igual a 10 para que la estructura responda elásticamente, por otro lado, en la *Figura 16* para pórticos de hormigón armado que son estructuras flexibles y su ductilidad es controlada por los límites de deriva impuestos en los códigos se observa que esta disminuye cuando la relación luz/peralte supera los 20 y llega a un comportamiento elástico.

b) Diseño directo basado en desplazamientos (DBD)

Es un método basado en el método de linealización equivalente que podría trabajar en conjunto con DBF, pero se sugiere utilizar con precaución porque se debe manejar nuevos conceptos como ser utilizados para estructuras regulares o con poca irregularidad:

- Edificios aporticados de hormigón armado o acero
- Edificios con muros estructurales

Este método conserva puntos clave como caracterizar a la estructura por la rigidez secante K_0 que es definida por un máximo desplazamiento Δ_d y un amortiguamiento viscoso que representaría el amortiguamiento elástico y energía histerética, Además de verificar las deformaciones inelásticas como las rótulas plásticas en sitios pre-determinados, los efectos de los modos de vibración y efectos de segundo orden e inestabilidad. (NEC-SE-DS, 2015)

Es un método que parte del perfil de desplazamiento máximo produciendo rigidez y resistencia para alcanzar el desempeño propuesto, a su vez, es práctico, racional y sencillo para su aplicabilidad.

Los pasos principales para aplicar este método, según Suárez (2009), son:

- Dimensionamiento inicial de los elementos estructurales
- Determinación del desplazamiento de diseño, basándose en los estados límites de deformación u otros aplicables
- Determinación del amortiguamiento viscoso efectivo, basándose en las demandas de ductilidad para el desplazamiento de diseño
- Determinación de la rigidez requerida y resistencia, usando un espectro de desplazamiento. (Suárez, 2009)

1.16. Criterios de diseño sísmico

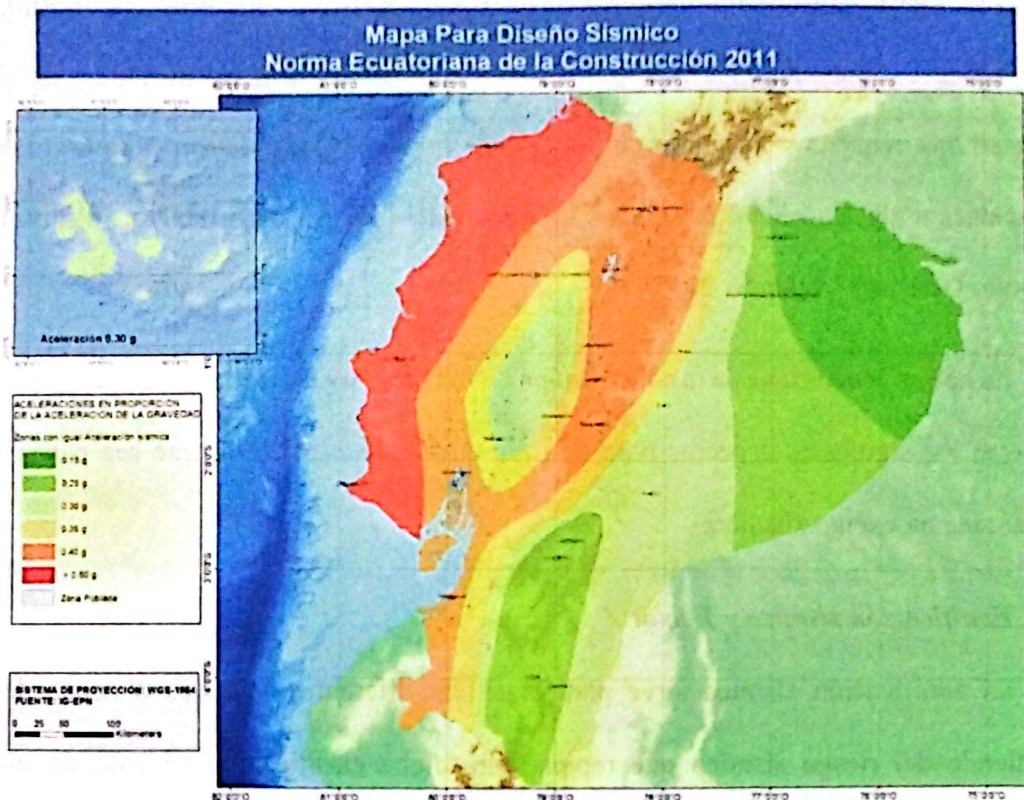
La norma Ecuatoriana de la Construcción presenta una serie de normativas, requerimientos y metodologías con cumplimiento obligatorio a nivel nacional, en ella se establecen los requisitos mínimos de seguridad y calidad que deben cumplir todas las edificaciones a nivel nacional para todas las etapas del proceso constructivo. (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2017)

La norma ecuatoriana de la construcción – NEC de Cargas sísmicas y de peligro sísmico consideran los siguientes aspectos para realizar un diseño estructural que sea capaz de no colapsar ante un evento sísmico:

1.16.1. Zonificación sísmica y Factor Z

La zonificación sísmica sirve para clasificar diferentes regiones o zonas del país dependiendo del riesgo sísmico que representan, dicha clasificación se basa de estudios geológicos y sísmicos que han sido analizados durante toda la actividad histórica y las características geotécnicas locales, por lo tanto, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC divide al Ecuador en seis zonas diferentes de peligro sísmico como se observa en la *Figura 17*.

Figura 17. Representación de las zonas sísmicas del Ecuador



Fuente: NEC (2015)

Según la NEC: Diseño sísmo resistente, para edificios de uso normal, se utiliza el factor Z para representar la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, por otro lado, el valor del factor Z está dividido entre las seis zonas sísmicas del Ecuador como se observa en la *Tabla 6*, siendo un diseño que proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años). Considerando que la estructura tendrá ubicación en Manta, siendo parte de la zona costera del país, su factor z estará comprendido por 0.50.

Tabla 6. Factor Z de las diferentes zonas sísmicas del Ecuador

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

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.2. Características geológicas

En este apartado, se incluyen los aspectos como la composición, coeficientes del perfil e irregularidad del suelo, por lo tanto, la norma (NEC-SE-DS, 2015) establece diferentes tipos de suelos clasificados en distintos perfiles correspondientes a los 30 m superiores del suelo, sin embargo, la edificación se construirá en la ciudadela Barbasquillo que tiene un suelo de tipo de perfil D porque cuenta con ondas de corte Vs30 de 287.1 – 315.9 aproximadamente.

Tabla 7. Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfil de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda cortante, o	$V_s > 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 180 \text{ m/s}$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50 \text{ KPa}$

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.3. Coeficientes de perfil de suelo F_a , F_d y F_s

Son coeficientes que dependen del tipo de suelo, zonificación sísmica y factor Z.

1.16.3.1. Coeficientes de amplificación de suelo en la zona de periodo corto –

F_a

Es un coeficiente para caracterizar la acción de ciertos tipos de suelos para amplificar las vibraciones sísmicas en ciertas frecuencias, por lo tanto, $F_a = 1.12$.

Tabla 8. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_a .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Nota. Adaptado de NEC, 2015

1.16.3.2. Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca – F_d

Es un coeficiente utilizado para adaptar las cargas sísmicas calculadas a las condiciones específicas de suelo sobre roca sólida, por lo tanto, $F_d = 1.11$.

Tabla 9. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.3.3. Coeficiente del comportamiento no lineal de los suelos - F_s

Es un coeficiente que ayuda a mejorar la precisión de los modelos de análisis sísmico al considerar el comportamiento realista y no lineal de los suelos bajo condiciones sísmicas severas, por lo tanto, $F_s = 1.40$.

Tabla 10. Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.4. Configuración estructural

Los diseñadores arquitectónicos y estructurales prefieren que una estructura sea simple y regular para lograr un adecuado desempeño sísmico, por lo que, son configuraciones privilegiadas y comunes, sin embargo, existen configuraciones más complejas que tiene cambios abruptos de rigidez y resistencia.

1.16.4.1. Coeficiente de irregularidad en planta


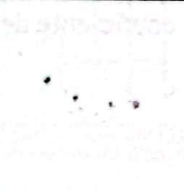

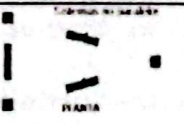
Se requiere de un análisis para conocer la irregularidad que tiene la edificación para cada piso con la siguiente ecuación:

$$\phi_P = \phi_{PA} \cdot \phi_{PB}$$

Donde:

- ϕ_{PA} = mínimo valor de ϕ_{Pl} para cada piso i en caso de estructuras irregulares tipo 1, 2 y/o 3
- ϕ_{PB} = mínimo valor de ϕ_{Pl} para cada piso i en caso de estructuras irregulares tipo 4
- ϕ_{Pl} = coeficiente de configuración en planta

Figura 18. Configuración estructural en planta

<p>Tipo 1 Irregularidad torsional $\phi_t = 0.9$ $\lambda > 1.2 \frac{(\lambda_1 + \lambda_2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1.2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_s = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_s = 0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 Ejes estructurales no paralelos $\phi_s = 0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC (2015)

1.6.1.1. Coeficiente de irregularidad en elevación

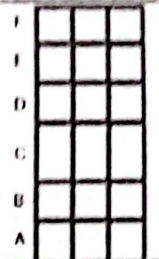
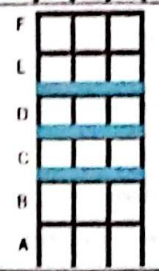
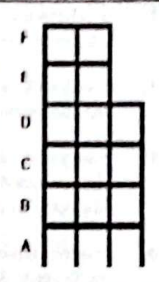
Se requiere de un análisis para conocer la irregularidad que tiene la edificación para cada piso con la siguiente ecuación:

$$\phi_E = \phi_{EA} \cdot \phi_{EB}$$

Donde:

- ϕ_{EA} = mínimo valor de ϕ_{Ei} para cada piso i en caso de estructuras irregulares tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso calcular el mínimo valor expresado por la tabla de irregular tipo 1.
- ϕ_{EB} = mínimo valor de ϕ_{Ei} para cada piso i en caso de estructuras irregulares tipo 1; ϕ_{Ei} en cada piso calcular el mínimo valor expresado por la tabla de irregular tipo 2 y/o 3.
- ϕ_{Ei} = coeficiente de configuración en elevación

Figura 19. Configuración estructural en elevación

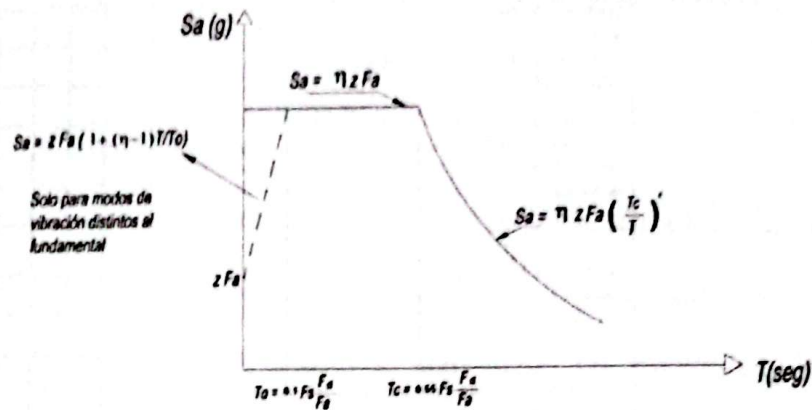
<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_s = 0.9$ Rigidez $K_i < 0.70$ Rigidez K_{i+1} $Rigidez = 0.80 \frac{(K_i + K_{i+1} + K_{i+2})}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_s = 0.9$ $m_i > 1.50 m_{i+1}$ ó $m_i > 1.50 m_{i+2}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_s = 0.9$ $a > 1.3b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC (2015)

1.16.5. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Es una herramienta utilizada en ingeniería sísmica para representar de manera grafica la respuesta esperada de una estructura ante un terremoto, por su parte, en el eje vertical se encuentra la aceleración máxima y el período de vibración en el eje horizontal como se observa en la *Figura 20*.

Figura 20. Representación gráfica del espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Dónde:

η	Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.
F_a	Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_d	Coefficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_s	Coefficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
S_a	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura
T	Período fundamental de vibración de la estructura
T_0	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_c	Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Fuente: NEC (2015)

La aceleración espectral responde a las siguientes condiciones:

Para $0 \leq T \leq T_c$;

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a$$

Para $T > T_c$;

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

Por ende, la razón entre la aceleración espectral y el PGA (η), periodo fundamental de vibración (T) y demás periodos de límite (T_0 y T_c) se calculan de la siguiente forma, bajo criterios de la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño sísmo resistente:

1.16.5.1. Relación de amplificación espectral (η)

Es la amplificación de la respuesta de una estructura o sistema cuando es sometido a un movimiento sísmico en comparación con la respuesta de un sistema idealizado (estructura rígida), siendo la relación para entender como diferentes estructuras o suelos amplifican las ondas sísmicas. (NEC-SE-DS, 2015)

Por lo tanto, es un valor que depende de la región del Ecuador donde se llevara a cabo la construcción

- $\eta = 1,8$: Provincias de la costa (excepto Esmeraldas)
- $\eta = 2,48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2,60$: Provincias del Oriente

1.16.6. Periodo fundamental de vibración (T)

Este valor es una estimación inicial razonable del periodo estructural que permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento, según la NEC-SE-DS: Peligro Sísmico - Diseño sísmo resistente, se usa la siguiente formula y coeficientes:

1.16.6.1. Metodo 1

Es un cálculo aproximado, calculado de manera rápida.

$$T = C_t \cdot h_n^{\alpha}$$

Donde:

C_t = coeficiente que depende del tipo de estructura

h_n = altura máxima de la edificación de n pisos

Tabla 11. Coeficientes que dependen del tipo de estructura.

Tipo de estructura	C_t	α
Estructura de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales	0.055	0.75

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.6.2. Metodo 2

Es un método que utiliza las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos resistentes, siendo un método más eficaz y apropiado.

$$T_a = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n f_i \delta_i}}$$

Donde:

f_i = distribución aproximada de las fuerzas laterales en el piso i

δ_i = deflexión elástica del piso i, se calcula utilizando las fuerzas laterales f_i

w_i = peso asignado al piso o nivel i de la estructura, fracción de la carga reactiva W

1.16.7. Periodos límites de vibración en el espectro sísmico (T_O y T_C)

La norma NEC, también establece las siguientes fórmulas de los periodos límites de vibración que, como sus nombres lo menciona, son los periodos extremos del periodo de vibración.

- Variable T_O

$$T_O = 0,1 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

- Variable T_C

$$T_C = 0,55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

Al tener un periodo fundamental fuera de los límites, influye una constante r que depende de la ubicación del proyecto.

$r = 1$: para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1,5$: para tipo de suelo E

1.16.8. Coeficiente de corte sísmico (C)

Es un parámetro para calcular las fuerzas cortantes máximas que una estructura puede experimentar durante un terremoto, calculada con la siguiente expresión:

$$C = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E}$$

El coeficiente de corte sísmico, aparte de las irregularidades del edificio y el espectro de aceleración horizontal, depende del factor de importancia basada en el tipo de uso, destino e importancia de la estructura a la que es aplicable la normativa, representado en la *Tabla 12*.

1.16.9. Coeficiente de importancia I

El coeficiente de importancia I es un factor utilizado en el diseño estructural sismorresistente para ajustar las fuerzas de diseño aplicadas a una estructura en función de su importancia o función, siendo aplicado en el cálculo de las fuerzas sísmicas para determinar y asegurar que las edificaciones esenciales sean diseñadas con un margen de seguridad mayor que las de ocupación especial u otras estructuras.

Como el coeficiente I multiplica las fuerzas sísmicas de diseño calculadas para una estructura, al tener un valor mayor que 1 se estima que la estructura deberá tener un diseño más robusto.

Tabla 12. Coeficiente de importancia I.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes y demás estructuras de uso esencial.	1.5
Estructura de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educaciones o deportivos que albergan más de trescientas personas, edificios públicos que requieren de operaciones continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Nota. Adaptado de NEC (2015)

Como es una vivienda su coeficiente de importancia es $I = 1$

1.16.10. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica - R

“El desempeño de una estructura y capacidad de resistencia lateral dependerá de las fuerzas sísmicas que hayan utilizado para realizar su diseño. El factor R será empleado para reducir la intensidad de las fuerzas sísmicas elásticas a fuerzas inelásticas aplicadas”.

(Pinoargote & Vianna, 2014)

Como es un factor que se utiliza para evaluar y diseñar estructuras capaces de resistir los efectos de un terremoto para aprovechar su capacidad de deformarse sin fallas catastróficamente, se emplea para reducir las fuerzas sísmicas de diseño calculadas bajo el supuesto comportamiento elástico a nivel que refleja la capacidad de la estructura para deformarse inelásticamente, logrando que la estructura pueda tener un diseño económico con buena ductilidad.

El factor de reducción de resistencia sísmica R que se presenta en la *Tabla 13* son los propuestos por la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 13. Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles y con ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Sistemas Estructurales Dúctiles	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5
Sistemas Estructurales de Ductilidad limitada	
Pórticos resistentes a momentos	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM, limitados a viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5 metros.	3
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NEC-SE-HM con armadura electrosoldada de alta resistencia	2.5
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	2.5
Muros estructurales portantes	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos.	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos.	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos.	3

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.11. Coeficiente *k*

Es un parámetro utilizado en el diseño sismorresistente para ajustar la fuerza sísmica de diseño en función del periodo de vibración *T* de la estructura, resultando ser crucial para determinar la respuesta de esta ante movimientos sísmicos. Por lo tanto, calcula la rigidez lateral efectiva de la estructura para ajustar la fuerza de diseño sísmico de acuerdo con el periodo, permitiendo que las fuerzas sísmicas sean más precisas para diferentes tipos de edificaciones, considerando su comportamiento dinámico.

Tabla 14. Coeficiente *k* relacionado con el periodo de la estructura *T*.

Valores de <i>T</i> (s)	<i>K</i>
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.5T$
> 2.5	2

Nota. Adaptado de NEC (2015)

1.16.12. Cortante basal

Es la fuerza horizontal total que se genera en la base de una estructura debido a un sismo, siendo un aspecto crucial para determinar las demandas de resistencia y estabilidad que la estructura deba cumplir para evitar fallos o colapsos durante un terremoto. En otras palabras, es la acumulación progresiva de fuerzas cortantes de cada piso que son acumuladas en la base de la edificación, por tal razón, es considerado como la fuerza total que debe resistir en su base para contrarrestar los efectos del sismo. (Saavedra, 2016)

La cortante basal depende de la masa de la estructura, aceleración sísmica esperada, rigidez de la estructura y altura, por lo que la Norma NEC 2015 establece la siguiente ecuación:

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

Donde:

S_a = espectro de respuesta elástico de aceleraciones

I = factor de importancia

R = factor de reducción de resistencia sísmica

ϕ_E = coeficiente de irregularidad en elevación

ϕ_P = coeficiente de irregularidad en planta

W = peso total de la estructura

1.16.12.1. Ajuste del cortante basal

Por medio de los resultados obtenidos de un análisis dinámico de la cortante basal, este ajuste se realiza para garantizar una adecuada distribución de fuerzas sísmicas y que la estructura tenga la capacidad de resistir dichas fuerzas sin comprometer su integridad.

Por lo tanto, se estima que el valor del cortante dinámico total en la base no debe ser:

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

(NEC-SE-DS, 2015)

CAPITULO II: DISEÑO METODOLOGICO

2.1. Técnicas

- a) Recopilar información necesaria referente a la demanda sísmica a través de libros, videos, capacitaciones sobre diseño de estructuras con aisladores sísmicos, revistas, páginas web.
- b) Análisis lineal del edificio
 - Con sistema empotrado implementando la norma NEC – 15
 - Con sistema de aislación
- c) Análisis no lineal del edificio
 - Con sistema empotrado
 - Con sistema de aislación
- d) Comparación de resultados

2.2. Metodología de investigación

2.2.1. Métodos

- Método bibliográfico
- Método hipotético
- Método Deductivo

2.2.2. Materiales

Para realizar un análisis sísmico se debe utilizar programas que simulen dicho movimiento telúrico, por lo que, en este proyecto se enfocó en la utilización de programa computacional como Etabs, además, del Excel y AutoCAD que ayudan a complementar dicho trabajo de análisis.

Los materiales utilizados en el proyecto son:

- Software (Word, Excel, Etabs, AutoCAD)
- Computadora
- Textos bibliográficos

2.3. Metodología de cálculo

2.3.1. Información general del proyecto

La edificación es una estructura de mediana altura (6 niveles) de hormigón armado con $f'c$ de 240 kg/cm² (con un módulo de elasticidad calculado de $15100 \cdot \sqrt{f'c}$), donde todos los pisos tienen una altura de 3 m, cabe mencionar que el último piso es de cubierta inaccesible, por otro lado, en el sentido “x” tiene 4 ejes con longitudes iguales de 4 m y en el sentido “y” 4 ejes con longitudes iguales de 4 m. Además, como es un análisis, se estimaron dimensiones de columnas de 50x50 cm, vigas de 30x40 cm y una losa aligerada de 20 cm, parámetros propuestos por el tutor de proyecto (*Tabla 15*).

Tabla 15. Elementos estructurales

Tipo	Elemento	Sección (cm)	Nivel	Sentido
C 50x50	Columna	50x50	1-6	Ambos
V 30x40	Viga	30x40	1-6	Ambos
Losa 20	Losa aligerada bidireccional	20	1-6	---

Elaboración: Melanie Bailón

Se constituye de elementos estructurales de columnas, vigas y losa aligerada con acero de refuerzo de 4200 kg/cm², los mismos que conforman pórticos espaciales ubicados en todos los ejes del edificio, además, el hormigón y acero que se utilizarán para este proyecto se presentan en la *Tabla 16*, cabe mencionar que el dato del hormigón se determinó por medio del hormigón que ha sido implantado en la zona de estudio.

Tabla 16. Propiedades de los materiales del hormigón y acero.

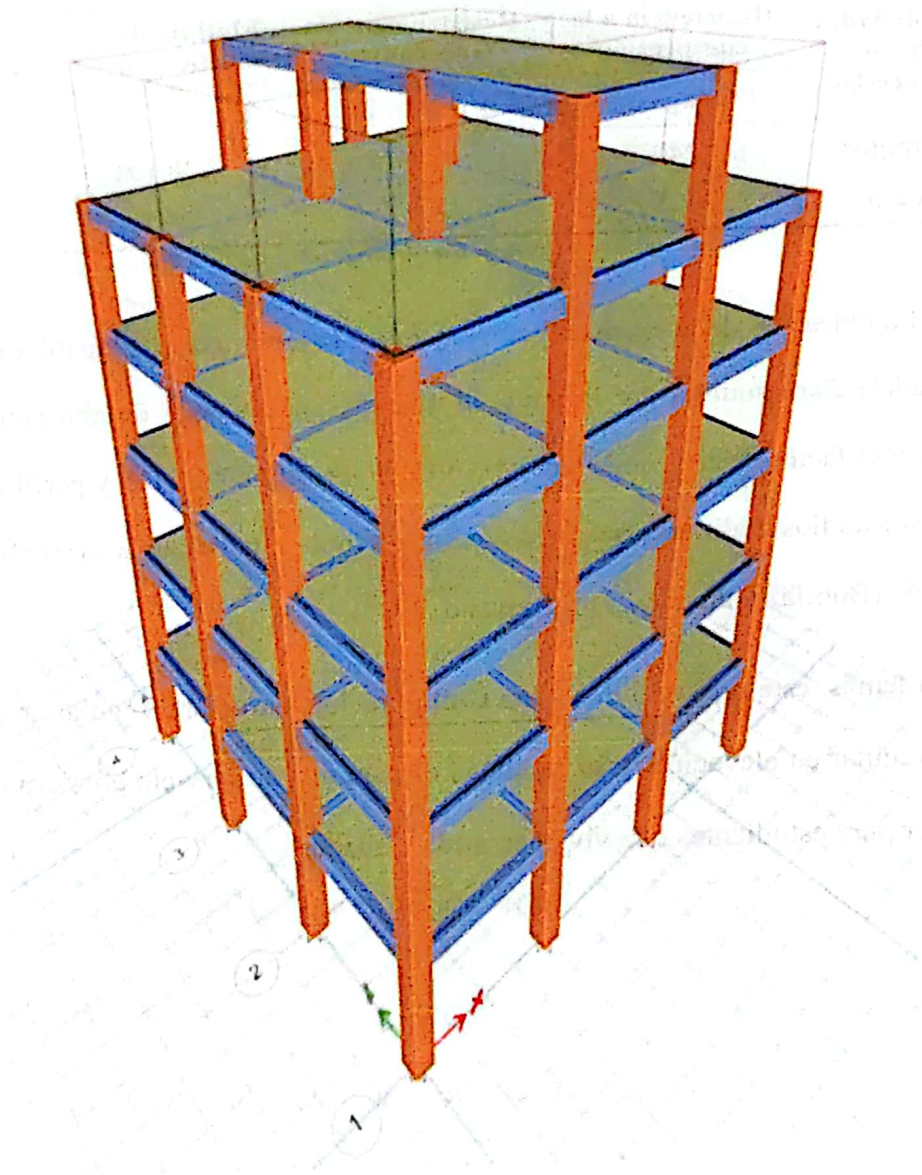
Propiedades de los materiales	Resistencia a la compresión	Resistencia a la flexión	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico
	F'c (kg/cm ²)	F'y (kg/cm ²)	(kg/cm ²)	γ (kg/m ³)
Hormigón	240	-----	233928.194	2400
Acero	-----	4200	2100000	7850

Elaboración: Melanie Bailón

La ubicación de la estructura corresponde a la provincia de Manabí, cantón Manta en la ciudadela Barbasquillo, por lo tanto, al ubicarse en una zona de alto peligro sísmico se determina el factor de riesgo sísmico tipo VI con un factor Z de 0.5 y perfil de suelo tipo D según los estudios realizados por medio del método de interpolación local "Inverse Distance Weighted" (Bonifaz García & Haro Lescano, 2017).

Además, este proyecto tiene una configuración estructural regular en planta, mientras que es irregular en elevación, y su finalidad es para uso de servicio hotelero o departamentos de alquiler para estudiantes que vivan en otras ciudades.

Figura 21. Modelo estructural en vista 3D.



Elaboración: Melanie Bailón

La estructura tiene la siguiente geometría y áreas:

- Geometría

Tabla 17. Geometría de la estructura en estudio.

Geometría			
PISOS 1 - 5			
	Sentido X		Sentido Y
A	0.00	1	0.00
B	4.00	2	4.00
C	8.00	3	8.00
D	12.00	4	12.00
PISOS 6			
	Sentido X		Sentido Y
A	—	1	0.00
B	4.00	2	4.00
C	8.00	3	8.00
D	—	4	12.00

Elaboración: Melanie Bailón

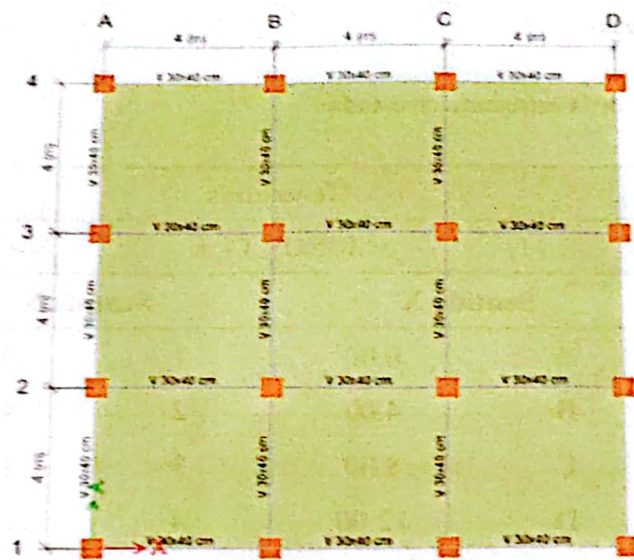
- Áreas de construcción

Tabla 18. Geometría y áreas de construcción correspondientes para cada piso.

Pisos	Áreas (m²)
Sexto	48
Quinto	144
Cuarto	144
Tercero	144
Segundo	144
Primero	144

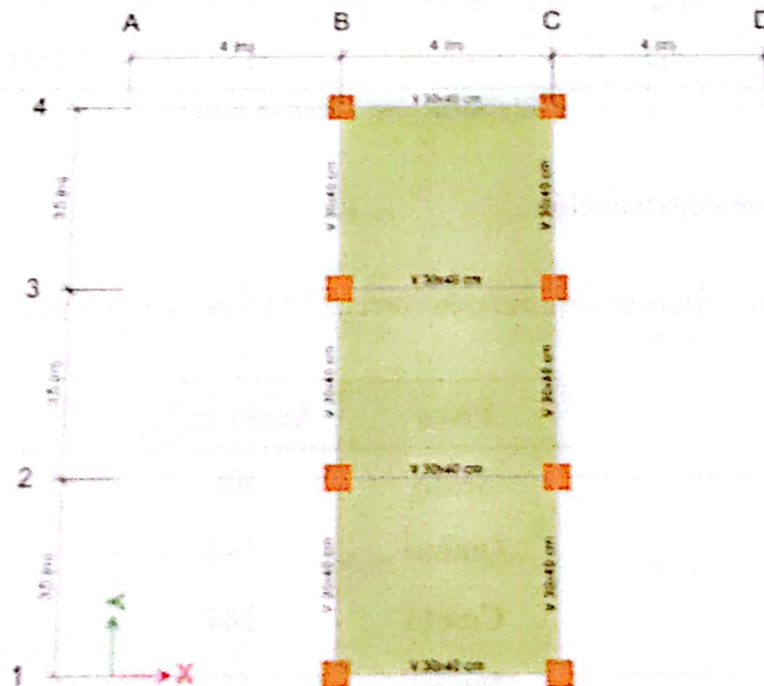
Elaboración: Melanie Bailón

Figura 22. Vista en planta del edificio en estudio de los pisos 1, 2, 3, 4, 5.



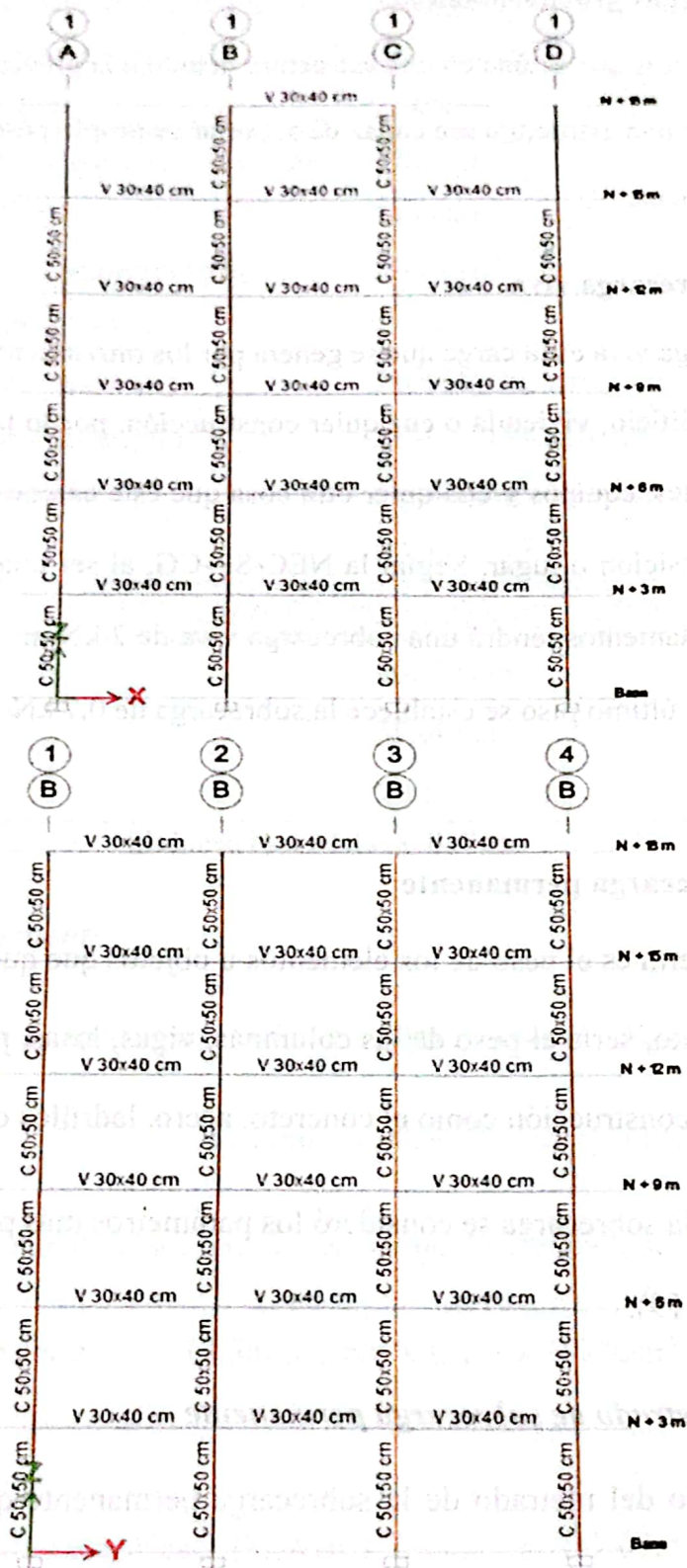
Elaboración: Melanie Bailón

Figura 23. Vista en planta del edificio en estudio del piso 6.



Elaboración: Melanie Bailón

Figura 24. Vista en elevación del edificio en estudio.



Elaboración: Melanie Bailón

2.3.2. Análisis de cargas aplicadas en la estructura

2.3.2.1. Cargas gravitacionales

Son las fuerzas que actúan en una estructura debido a la gravedad, siendo fundamental para garantizar que una estructura sea capaz de soportar su propio peso y demandas generadas por factores climáticos.

2.3.2.2. Sobrecarga viva

La sobrecarga viva es la carga que se genera por los movimientos de personas y objetos en el espacio del edificio, vivienda o cualquier construcción, por lo tanto, incluiría el peso de las personas, muebles, equipos y cualquier otra cosa que este en constante movimiento o que sea cambiada de posición o lugar. Según la NEC-SE-CG, al ser una vivienda donde se va a utilizar como departamentos tendrá una sobrecarga viva de 2 kN/m^2 de los pisos 1 hasta el 5, mientras que para el último piso se establece la sobrecarga de 0.7 kN/m^2 por tener una cubierta inaccesible.

2.3.2.3. Sobrecarga permanente

La carga muerta es el peso de los elementos u objetos que quedan permanentes en una estructura, por lo tanto, sería el peso de las columnas, vigas, losas, paredes, además, del peso de los materiales de construcción como el concreto, acero, ladrillos o bloques, entre otros.

Para obtener la sobrecarga se consideró los parámetros más primordiales que actúan en la edificación (Tabla 19).

2.3.2.3.1. Medrado de sobrecarga permanente

Para el cálculo del medrado de la sobrecarga permanente que actúa en el edificio se considera los siguientes datos generales de diseño:

Tabla 19. Datos generales de diseño

Datos generales	
Resistencia a la compresión del concreto ($f'c$)	240 kg/cm ²
Resistencia a la fluencia del acero	4200 kg/cm ²
Peso específico del mortero	22 kN/m ³
Peso específico de la mampostería de ladrillos	19 kN/m ³
Peso específico del hormigón	24 kN/m ³
Peso específico de la cerámica (promedio)	20 kN/m ³
Peso específico de tuberías PVC	14 kN/m ³
Módulo de elasticidad del acero (E)	2100000 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del hormigón (E_c)	233928.194 kg/cm ²
Uso (Residencias - Vivienda)	2.00 kN/m ²
Cubierta inaccesible	0.70 kN/m ²
Dimensiones estructurales	
Columnas	50x50 cm
Vigas	30x40 cm
Losa aligerada	20 cm

Elaboración: Melanie Bailón

Sobrecarga permanente

Peso de enlucidos y masillados: $(1.00\text{m} \times 1.00\text{m} \times 0.04\text{m} \times 22\text{kN/m}^3) = 0.88 \text{ kN/m}^2$

Peso de cerámica: $(1.00\text{m} \times 1.00\text{m} \times 0.01\text{m} \times 20\text{kN/m}^3) = 0.2 \text{ kN/m}^2$

Peso de recubrimiento de piso: 50% Peso enlucido y masillado = 0.44 kN/m²

Peso de la mampostería: $(3.5\text{m} \times 2.6\text{m} \times 0.1\text{m} \times 19\text{kN/m}^3 \times 24) / 144\text{m}^2 = 2.882 \text{ kN/m}^2$

Peso de instalaciones eléctricas: $(3.1416 \times 0.0065^2\text{m} \times 1.00\text{m} \times 14\text{kN/m}^3) = 0.0019 \text{ kN/m}^2$

Peso de instalaciones sanitarias: $(3.1416 \times 0.055^2\text{m} \times 1.00\text{m} \times 14\text{kN/m}^3) = 0.133 \text{ kN/m}^2$

$$\text{Peso Total: } 0.88 + 0.2 + 0.44 + 2.882 + 0.0019 + 0.135 = 4.537 \text{ kN/m}^2$$

Por lo tanto, en las Tablas 20 y 21 se estiman las sobrecargas permanentes de cada piso de la estructura:

Tabla 20. Sobrecarga permanente del Primero, Segundo, Tercera, Cuarto y Quinto piso.

Sobrecarga permanente	
Elementos	W (kN/m ²)
Peso de enlucidos y masillado	0.88
Peso de cerámica	0.2
Peso de recubrimiento de piso	0.44
Peso de la Mampostería	2.882
Peso de instalaciones eléctricas y sanitarias	0.135
Total	4.537

Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 21. Sobrecarga permanente del Sexto Piso

Sobrecarga permanente	
Elementos	W (kN/m ²)
Peso de enlucidos y masillado	0.88
Total	0.88

Elaboración: Melanie Bailón

2.3.2.4. Cargas sísmicas

Como son las fuerzas inducidas en una estructura provocadas por los movimientos del suelo al ocurrir un sismo, se emplea el cálculo del cortante basal y el espectro de aceleraciones que establece la NEC 2015 para analizar las derivas de pisos, los modos de vibraciones y demás consideraciones.

2.3.2.4.1. Carga sísmica estática

Para la obtención de la carga sísmica estática (cortante basal) se dispone de los siguientes datos basados en la configuración de la estructura, tanto en planta como elevación, el coeficiente de importancia, factor de reducción de resistencia sísmica y espectro de diseño de aceleraciones.

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

Tabla 22. Datos correspondientes al cálculo del cortante basal.

Variable	Valor	Descripción
I	1	Edificación tipo vivienda
R	8	Estructura aporticada de hormigón
ϕ_E	0.9	Irregularidad en elevación
ϕ_P	1	Regularidad en planta

Elaboración: Melanie Bailón

Muchos de las variables para la carga sísmica estática se basan de las características y uso de la edificación, sin embargo, para la obtención de la variable de aceleración espectral (S_a) se debe calcular los parámetros correspondientes a los periodos de vibración y relación de amplificación espectral, sin embargo, para el cálculo de la aceleración espectral como fue mencionado en el apartado 4.16.5, se requiere del periodo fundamental y sus límites correspondientes para establecer bajo que condición actúa el espectro de aceleración.

- **Cálculo del periodo fundamental y periodo limite T_c**

Al ser un parámetro basado en los coeficientes que dependen de las características estructurales, se tiene que el periodo fundamental es:

Datos:

$$C_T = 0.055$$

$$\alpha = 0.9$$

$$h_n = 18 \text{ m}$$

$$T = C_T \cdot h_n^\alpha$$

$$T = 0.055 \cdot 18^{0.9}$$

$$T = 0.7415 \text{ seg}$$

Por otro lado, para el periodo limite T_c se tiene la siguiente respuesta basada en los factores de sitio:

Datos:

$$F_a = 1.12$$

$$F_d = 1.11$$

$$F_s = 1.4$$

$$T_c = 0.55 \cdot F_s \cdot \frac{F_d}{F_a}$$

$$T_c = 0.55 \cdot 1.4 \cdot \frac{1.11}{1.12}$$

$$T_c = 0.7631 \text{ seg}$$

Al realizar la respectiva comparación del periodo fundamental y periodo límite de vibración:

$$T < T_c$$

$$0.7415 < 0.7631$$

Empleando la siguiente ecuación de S_a :

Para $T < T_c$:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot P_a$$

Donde:

$\eta = 1.8$ (provincia de la costa, Manta)

$Z = 0.5$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot P_a$$

$$S_a = 1.8 \cdot 0.5 \cdot 1.12$$

$$S_a = 1.008 \text{ g}$$

Al obtener todos los resultados de las variables para la ecuación del cortante base, se obtiene la siguiente respuesta, la misma que estará en función del peso sísmico (W) que lo calculará automáticamente el software Etabs.

$$V = \frac{S_a \cdot J}{R \cdot \phi_E \cdot \phi_P} \cdot W$$

$$V = \frac{1.008 \cdot 1}{8 \cdot 0.9 \cdot 1} \cdot W$$

$$V = 0.1400W$$

2.3.2.4.2. Carga sísmica dinámica espectral

La NEC 2015, establece que la carga dinámica espectral, que al ser una respuesta grafica de la respuesta esperada de una estructura ante un sismo, está en función de la gravedad (9.81 m/s^2). A continuación, se establece los datos correspondientes (*Tabla 23*) al cálculo del espectro de aceleraciones, los cuales se obtendrán en el rango elástico e inelástico (*Tabla 24*). Cabe

mencionar que se hizo uso del programa Excel para dicho calculo, facilitando la gráfica espectral correspondiente (Figura 25), de igual manera se muestra para sismo máximo con un periodo de retorno de 2500 años.

Tabla 23. Datos del espectro de aceleraciones

Datos		Normativa NEC-SE-DS
Sitio =	Manta	
Tipo de suelo =	D	3.2.1
Tr = 475 años (Diseño)		
$Z =$	0.5	3.1.1
$F_a =$	1.11	3.2.2
$F_d =$	1.12	3.2.2
$F_s =$	1.4	3.2.2
$\eta =$	1.8	3.3.1
$T_o =$	0.1388	3.3.1
$T_c =$	0.7631	3.3.1
$T =$	0.7415	3.3.1
Tr = 2500 años (Sismo máximo)		
$Z =$	0,65	3.1.1
$F_a =$	1.18	3.2.2
$F_d =$	1.06	3.2.2
$F_s =$	1,23	3.2.2
$\eta =$	2,038	3.3.1
Coefficientes de la NEC 2015		
$I =$	1	4.1
$R =$	8	6.3.4
$r =$	1	3.3.1
$\phi_E =$	0.9	5.2.3
$\phi_P =$	1	5.2.3
$C_t =$	0,055	6.3.3
$\alpha =$	0.9	6.3.3

Elaboración: Melanie Bailón

Como se mencionó con anterioridad, se presentan las respuestas de los espectros de aceleraciones en el rango elástico e inelástico ($T_r = 475$ años) realizado en el programa Excel con un factor de reducción de $R = 8$ como se estipula en la NEC, el cual contiene intervalos entre el periodo y aceleraciones.

0.05	0.05	0.25	0.05	0.05	0.25
0.10	0.10	0.12	0.10	0.10	0.12
0.15	0.15	0.08	0.15	0.15	0.08
0.20	0.20	0.06	0.20	0.20	0.06
0.25	0.25	0.05	0.25	0.25	0.05
0.30	0.30	0.04	0.30	0.30	0.04
0.35	0.35	0.04	0.35	0.35	0.04
0.40	0.40	0.03	0.40	0.40	0.03
0.45	0.45	0.03	0.45	0.45	0.03
0.50	0.50	0.03	0.50	0.50	0.03
0.55	0.55	0.03	0.55	0.55	0.03
0.60	0.60	0.03	0.60	0.60	0.03
0.65	0.65	0.03	0.65	0.65	0.03
0.70	0.70	0.03	0.70	0.70	0.03
0.75	0.75	0.03	0.75	0.75	0.03
0.80	0.80	0.03	0.80	0.80	0.03
0.85	0.85	0.03	0.85	0.85	0.03
0.90	0.90	0.03	0.90	0.90	0.03
0.95	0.95	0.03	0.95	0.95	0.03
1.00	1.00	0.03	1.00	1.00	0.03
1.05	1.05	0.03	1.05	1.05	0.03
1.10	1.10	0.03	1.10	1.10	0.03
1.15	1.15	0.03	1.15	1.15	0.03
1.20	1.20	0.03	1.20	1.20	0.03
1.25	1.25	0.03	1.25	1.25	0.03
1.30	1.30	0.03	1.30	1.30	0.03
1.35	1.35	0.03	1.35	1.35	0.03
1.40	1.40	0.03	1.40	1.40	0.03
1.45	1.45	0.03	1.45	1.45	0.03
1.50	1.50	0.03	1.50	1.50	0.03
1.55	1.55	0.03	1.55	1.55	0.03
1.60	1.60	0.03	1.60	1.60	0.03
1.65	1.65	0.03	1.65	1.65	0.03
1.70	1.70	0.03	1.70	1.70	0.03
1.75	1.75	0.03	1.75	1.75	0.03
1.80	1.80	0.03	1.80	1.80	0.03
1.85	1.85	0.03	1.85	1.85	0.03
1.90	1.90	0.03	1.90	1.90	0.03
1.95	1.95	0.03	1.95	1.95	0.03
2.00	2.00	0.03	2.00	2.00	0.03
2.05	2.05	0.03	2.05	2.05	0.03
2.10	2.10	0.03	2.10	2.10	0.03
2.15	2.15	0.03	2.15	2.15	0.03
2.20	2.20	0.03	2.20	2.20	0.03
2.25	2.25	0.03	2.25	2.25	0.03
2.30	2.30	0.03	2.30	2.30	0.03
2.35	2.35	0.03	2.35	2.35	0.03
2.40	2.40	0.03	2.40	2.40	0.03
2.45	2.45	0.03	2.45	2.45	0.03
2.50	2.50	0.03	2.50	2.50	0.03
2.55	2.55	0.03	2.55	2.55	0.03
2.60	2.60	0.03	2.60	2.60	0.03
2.65	2.65	0.03	2.65	2.65	0.03
2.70	2.70	0.03	2.70	2.70	0.03
2.75	2.75	0.03	2.75	2.75	0.03
2.80	2.80	0.03	2.80	2.80	0.03
2.85	2.85	0.03	2.85	2.85	0.03
2.90	2.90	0.03	2.90	2.90	0.03
2.95	2.95	0.03	2.95	2.95	0.03
3.00	3.00	0.03	3.00	3.00	0.03
3.05	3.05	0.03	3.05	3.05	0.03
3.10	3.10	0.03	3.10	3.10	0.03
3.15	3.15	0.03	3.15	3.15	0.03
3.20	3.20	0.03	3.20	3.20	0.03
3.25	3.25	0.03	3.25	3.25	0.03
3.30	3.30	0.03	3.30	3.30	0.03
3.35	3.35	0.03	3.35	3.35	0.03
3.40	3.40	0.03	3.40	3.40	0.03
3.45	3.45	0.03	3.45	3.45	0.03
3.50	3.50	0.03	3.50	3.50	0.03
3.55	3.55	0.03	3.55	3.55	0.03
3.60	3.60	0.03	3.60	3.60	0.03
3.65	3.65	0.03	3.65	3.65	0.03
3.70	3.70	0.03	3.70	3.70	0.03
3.75	3.75	0.03	3.75	3.75	0.03
3.80	3.80	0.03	3.80	3.80	0.03
3.85	3.85	0.03	3.85	3.85	0.03
3.90	3.90	0.03	3.90	3.90	0.03
3.95	3.95	0.03	3.95	3.95	0.03
4.00	4.00	0.03	4.00	4.00	0.03
4.05	4.05	0.03	4.05	4.05	0.03
4.10	4.10	0.03	4.10	4.10	0.03
4.15	4.15	0.03	4.15	4.15	0.03
4.20	4.20	0.03	4.20	4.20	0.03
4.25	4.25	0.03	4.25	4.25	0.03
4.30	4.30	0.03	4.30	4.30	0.03
4.35	4.35	0.03	4.35	4.35	0.03
4.40	4.40	0.03	4.40	4.40	0.03
4.45	4.45	0.03	4.45	4.45	0.03
4.50	4.50	0.03	4.50	4.50	0.03
4.55	4.55	0.03	4.55	4.55	0.03
4.60	4.60	0.03	4.60	4.60	0.03
4.65	4.65	0.03	4.65	4.65	0.03
4.70	4.70	0.03	4.70	4.70	0.03
4.75	4.75	0.03	4.75	4.75	0.03
4.80	4.80	0.03	4.80	4.80	0.03
4.85	4.85	0.03	4.85	4.85	0.03
4.90	4.90	0.03	4.90	4.90	0.03
4.95	4.95	0.03	4.95	4.95	0.03
5.00	5.00	0.03	5.00	5.00	0.03
5.05	5.05	0.03	5.05	5.05	0.03
5.10	5.10	0.03	5.10	5.10	0.03
5.15	5.15	0.03	5.15	5.15	0.03
5.20	5.20	0.03	5.20	5.20	0.03
5.25	5.25	0.03	5.25	5.25	0.03
5.30	5.30	0.03	5.30	5.30	0.03
5.35	5.35	0.03	5.35	5.35	0.03
5.40	5.40	0.03	5.40	5.40	0.03
5.45	5.45	0.03	5.45	5.45	0.03
5.50	5.50	0.03	5.50	5.50	0.03
5.55	5.55	0.03	5.55	5.55	0.03
5.60	5.60	0.03	5.60	5.60	0.03
5.65	5.65	0.03	5.65	5.65	0.03
5.70	5.70	0.03	5.70	5.70	0.03
5.75	5.75	0.03	5.75	5.75	0.03
5.80	5.80	0.03	5.80	5.80	0.03
5.85	5.85	0.03	5.85	5.85	0.03
5.90	5.90	0.03	5.90	5.90	0.03
5.95	5.95	0.03	5.95	5.95	0.03
6.00	6.00	0.03	6.00	6.00	0.03
6.05	6.05	0.03	6.05	6.05	0.03
6.10	6.10	0.03	6.10	6.10	0.03
6.15	6.15	0.03	6.15	6.15	0.03
6.20	6.20	0.03	6.20	6.20	0.03
6.25	6.25	0.03	6.25	6.25	0.03
6.30	6.30	0.03	6.30	6.30	0.03
6.35	6.35	0.03	6.35	6.35	0.03
6.40	6.40	0.03	6.40	6.40	0.03
6.45	6.45	0.03	6.45	6.45	0.03
6.50	6.50	0.03	6.50	6.50	0.03
6.55	6.55	0.03	6.55	6.55	0.03
6.60	6.60	0.03	6.60	6.60	0.03
6.65	6.65	0.03	6.65	6.65	0.03
6.70	6.70	0.03	6.70	6.70	0.03
6.75	6.75	0.03	6.75	6.75	0.03
6.80	6.80	0.03	6.80	6.80	0.03
6.85	6.85	0.03	6.85	6.85	0.03
6.90	6.90	0.03	6.90	6.90	0.03
6.95	6.95	0.03	6.95	6.95	0.03
7.00	7.00	0.03	7.00	7.00	0.03
7.05	7.05	0.03	7.05	7.05	0.03
7.10	7.10	0.03	7.10	7.10	0.03
7.15	7.15	0.03	7.15	7.15	0.03
7.20	7.20	0.03	7.20	7.20	0.03
7.25	7.25	0.03	7.25	7.25	0.03
7.30	7.30	0.03	7.30	7.30	0.03
7.35	7.35	0.03	7.35	7.35	0.03
7.40	7.40	0.03	7.40	7.40	0.03
7.45	7.45	0.03	7.45	7.45	0.03
7.50	7.50	0.03	7.50	7.50	0.03
7.55	7.55	0.03	7.55	7.55	0.03
7.60	7.60	0.03	7.60	7.60	0.03
7.65	7.65	0.03	7.65	7.65	0.03
7.70	7.70	0.03	7.70	7.70	0.03
7.75	7.75	0.03	7.75	7.75	0.03
7.80	7.80	0.03	7.80	7.80	0.03
7.85	7.85	0.03	7.85	7.85	0.03
7.90	7.90	0.03	7.90	7.90	0.03
7.95	7.95	0.03	7.95	7.95	0.03
8.00	8.00	0.03	8.00	8.00	0.03
8.05	8.05	0.03	8.05	8.05	0.03
8.10	8.10	0.03	8.10	8.10	0.03
8.15	8.15	0.03	8.15	8.15	0.03
8.20	8.20	0.03	8.20	8.20	0.03
8.25	8.25	0.03	8.25	8.25	0.03
8.30	8.30	0.03	8.30	8.30	0.03
8.35	8.35	0.03	8.35	8.35	0.03
8.40	8.40	0.03	8.40	8.40	0.03
8.45	8.45	0.03	8.45	8.45	0.03
8.50	8.50	0.03	8.50	8.50	0.03
8.55	8.55	0.03	8.55	8.55	0.03
8.60	8.60	0.03	8.60	8.60	0.03
8.65	8.65	0.03	8.65	8.65	0.03
8.70	8.70	0.03	8.70	8.70	0.03
8.75	8.75	0.03	8.75	8.75	0.03
8.80	8.80	0.03	8.80	8.80	0.03
8.85	8.85	0.03	8.85	8.85	0.03
8.90	8.90	0.03	8.90	8.90	0.03
8.95	8.95	0.03	8.95	8.95	0.03
9.00	9.00	0.03	9.00	9.00	0.03
9.05	9.05	0.03	9.05	9.05	0.03
9.10	9.10	0.03	9.10	9.10	0.03
9.15	9.15	0.03	9.15	9.15	0.03
9.20	9.20	0.03	9.20	9.20	0.03
9.25	9.25	0.03	9.25	9.25	0.03
9.30	9.30	0.03	9.30	9.30	0.03
9.35	9.35	0.03	9.35	9.35	0.03
9.40	9.40	0.03	9.40	9.40	0.03
9.45	9.45	0.03	9.45	9.45	0.03
9.50	9.50	0.03	9.50	9.50	0.03
9.55	9.55	0.03	9.55	9.55	0.03
9.60	9.60	0.03	9.60	9.60	0.03
9.65	9.65	0.03	9.65	9.65	0.03
9.70	9.70	0.03	9.70	9.70	0.03
9.75	9.75	0.03	9.75	9.75	0.03
9.80	9.80	0.03	9.80	9.80	0.03
9.85	9.85	0.03	9.85	9.85	0.03
9.90	9.90	0.03	9.90	9.90	0.03
9.95	9.95	0.03	9.95	9.95	0.03
10.00	10.00	0.03	10.00	10.00	0.03

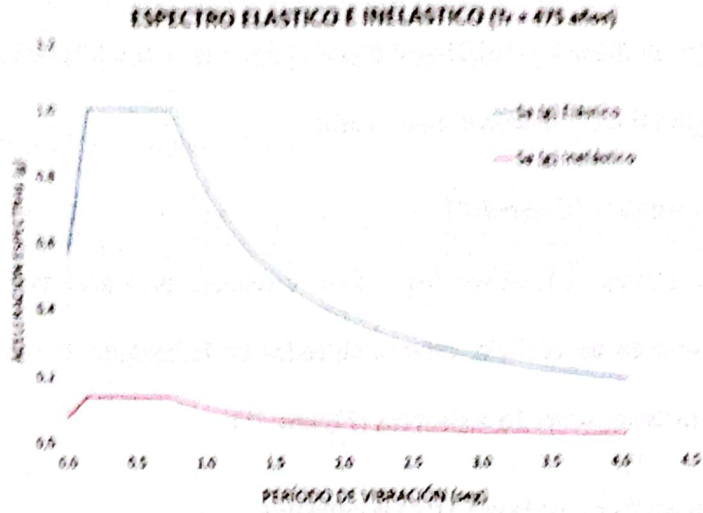
Elaboración: autor del documento

Tabla 24. Resultados del espectro de aceleraciones para $T_r = 475$ años (T vs S_a)

T (seg)	Sa (g) ELASTICO	Sa (g) INELASTICO	T (seg)	Sa (g) ELASTICO	Sa (g) INELASTICO
0,00	0,560	0,078	1,94	0,397	0,055
0,03	0,650	0,090	2,04	0,377	0,052
0,06	0,739	0,103	2,14	0,360	0,050
0,08	0,829	0,115	2,24	0,344	0,048
0,11	0,918	0,128	2,34	0,329	0,046
0,14	1,008	0,140	2,44	0,315	0,044
0,24	1,008	0,140	2,54	0,303	0,042
0,34	1,008	0,140	2,64	0,292	0,040
0,44	1,008	0,140	2,74	0,281	0,039
0,54	1,008	0,140	2,84	0,271	0,038
0,64	1,008	0,140	2,94	0,262	0,036
0,74	1,008	0,140	3,04	0,253	0,035
0,84	0,917	0,127	3,14	0,245	0,034
0,94	0,819	0,114	3,24	0,238	0,033
1,04	0,741	0,103	3,34	0,230	0,032
1,14	0,676	0,094	3,44	0,224	0,031
1,24	0,621	0,086	3,54	0,217	0,030
1,34	0,575	0,080	3,64	0,211	0,029
1,44	0,535	0,074	3,74	0,206	0,029
1,54	0,500	0,069	3,84	0,200	0,028
1,64	0,469	0,065	3,94	0,195	0,027
1,74	0,442	0,061	4,04	0,190	0,026
1,84	0,418	0,058			

Elaboración: Melanie Bailón

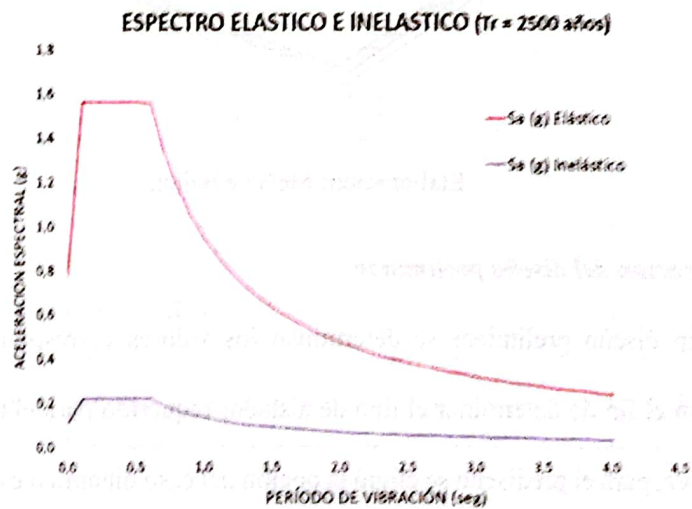
Figura 25. Espectros de aceleración de diseño en el rango elástico e inelástico ($T_r = 475$ años).



Elaboración: Melanie Bailón

También, se presenta la gráfica del espectro de aceleración para sismos máximos con un periodo de retorno de 2500 años.

Figura 26. Espectros de aceleración para sismos máximos en el rango elástico e inelástico ($T_r = 2500$ años).



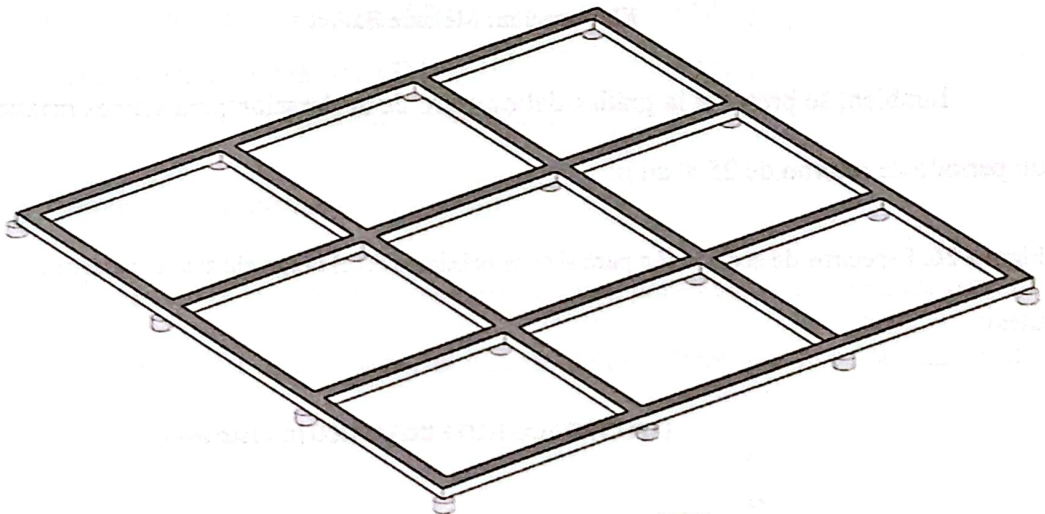
Elaboración: Melanie Bailón

Sin embargo, para el análisis lineal dinámico se utiliza el espectro de diseño ($T_r = 475$ años) inelástico porque este comportamiento permite considerar la capacidad de la estructura para deformarse de manera plástica sin colapsar, ya que las estructuras no siempre permanecen dentro del rango elástico al ocurrir un terremoto.

2.3.3. Ubicación del aislador FPT

Los aisladores FPT, al ser dispositivos diseñados para absorber y disipar la energía durante un sismo en un edificio, estarán ubicados en la base de la estructura, uno en cada columna, por lo tanto, serán 16 aisladores (*Figura 27*).

Figura 27. Ubicación de aisladores FPT en la estructura.



Elaboración: Melanie Bailón

2.3.4. Elaboración del diseño preliminar

Para un diseño preliminar se determinan los valores correspondientes del aislador (*Tabla 25*), con el fin de determinar el tipo de aislador requerido para el diseño estructural en estudio, a su vez, para el prediseño se eligió la opción del caso dinámico espectral y su elección debe ser verificado en el análisis realizado en Etabs.

Cabe mencionar que el periodo objetivo es recomendado entre 2.5 a 4.0 seg, también algunos autores estiman que podría estimarse un periodo objetivo para edificios menores a 10 pisos en un sistema aislado de tres veces el periodo del edificio con base fija.

Tabla 25. Datos correspondientes para el aislador FPT.

Datos	Valor
N° dispositivos	16
Amortiguamiento estimado	20 %
Periodo objetivo	3 seg
Peso sísmico	842.117 Tn
Aceleración de la gravedad	9.81 m/s ²
Aceleración espectral de diseño (SD1)	1.008 g
Aceleración espectral máxima (SM1)	1.411 g

Elaboración: Melanie Bailón

Carga promedio en el aislador

La carga promedio es la carga que soporta el aislador, por lo tanto, es calculada con la división del peso sísmico del edificio sobre el número de aisladores que se colocarán en la estructura.

$$P_{med} = \frac{W_s}{n}$$

Donde:

W_s = peso sísmico del edificio

n = número de aisladores

$$P_{med} = \frac{842.117 \text{ tn}}{16}$$

$$P_{med} = 52.632 \text{ tn}$$

Cálculo del diámetro DR

El diámetro DR es un parámetro aproximado donde considera la carga promedio sobre cada dispositivo.

$$DR \geq \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{P_{med}}{10}}$$

$$DR \geq \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot \frac{52.632}{10}}$$

$$DR \geq 2.59 \text{ plg}$$

$$DR = 5.50 \text{ plg} \approx 13.97 \text{ cm}$$

Se estima un diámetro de 5.50 plg, ya que los dispositivos FPT tienen una geometría de fabricación desde las 5 plg de diámetros, por lo tanto, el resultado dado anteriormente es un valor mínimo del diámetro de curvatura, considerando también la sección de las columnas.

Cálculo de alturas (hi)

Para definir las alturas del dispositivo se aplica la estabilidad en dispositivos estándar ($h_2=h_3$ y $h_1=h_2$), para estimar la altura, algunos autores definen que h_2 y h_3 pueden ser igual a un 40% - 50% del diámetro de curvatura (DR) mientras que cumplan la siguiente condición:

$$\frac{h_2 + h_3}{DR} \leq 1$$

$$h_2 = h_3 = 0.40 \cdot 5.50 \text{ plg}$$

$$h_2 = h_3 = 2.2 \text{ plg} \approx 2.54 \text{ plg}$$

Una vez teniendo los resultados, se comprueba la condición:

$$\frac{2.54 \text{ plg} + 2.54 \text{ plg}}{5.5 \text{ plg}} \leq 1$$

$$0.92 \leq 1 \quad \text{Cumple}$$

Sin embargo, para las alturas h_1 y h_4 se considera el espesor de la placa que por lo general son de 1 plg.

$$h_1 = h_4 = 2.54 \text{ plg} + 1 \text{ plg}$$

$$h_1 = h_4 = 3.54 \text{ plg}$$

Radios de curvatura superior e inferior

Para el cálculo del radio de curvatura se estima de la siguiente forma:

$$R_1 = R_4 = \sqrt{\pi \cdot DR^3 \cdot h_i}$$

$$R_1 = R_4 = \sqrt{\pi \cdot 5.5^3 \cdot 3.54}$$

$$R_1 = R_4 = 43.02 \text{ plg} \approx 61 \text{ plg}$$

Sin embargo, al ser un valor mínimo calculado se estima que el radio de curvatura será de 61 plg según la tabla 5. Dimensiones estándar para placas cóncavas de aisladores FPS, siendo una sección similar a las columnas que soportan el dispositivo, por lo tanto, en la tabla también se muestra los D_c que se escoge como diámetro de superficies cóncavas 18 plg.

Por otro lado, para los radios de curvatura superior e inferior interna ($R_2=R_3$) se toman los radios recomendados por el manual SEAOC (2014) que son: 5.5, 12, 23 y 33 plg donde también estima valores de diámetros de superficies cóncavas internas (D_s) desde 6.65 plg.

$$R_2 = R_3 = 5.5 \text{ plg}$$

Coefficientes de fricción

Los coeficientes de fricción están bajo las condiciones:

$$u1 < u4$$

$$u2 = u3$$

Los valores de fricción promedio para las superficies externas para dispositivos FPT están desde los 5% al 12%, mientras que para las superficies internas se tienen valores de 1.5% al 3%. Se puede trabajar con valores mayores de coeficientes de fricción para reducir el periodo de diseño de la estructura, por criterio, se escogerá valores medios con la finalidad de rigidizar excesivamente el aislador, sin incrementar sus desplazamientos. Cabe mencionar que los valores estimados se comprobarán en el análisis global del edificio.

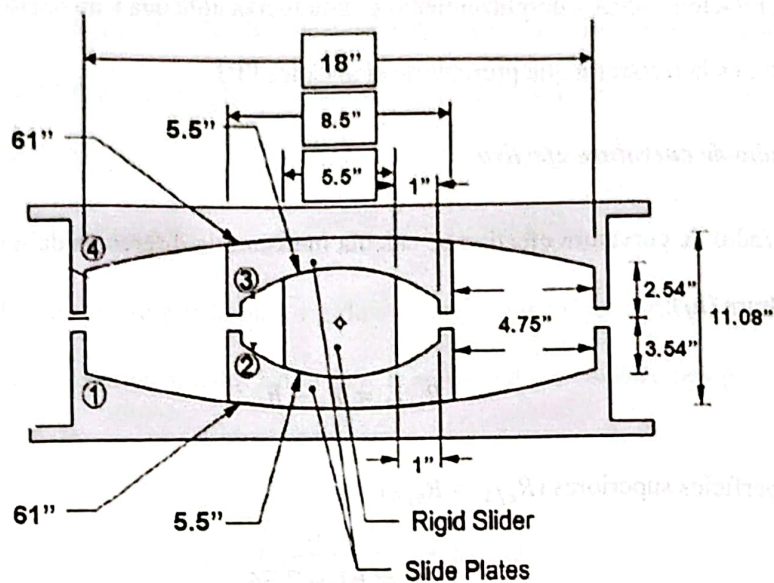
$$u1 = 6\%$$

$$u2 = u3 = 2\%$$

$$u4 = 8\%$$

A continuación, se muestra la geometría del prediseño del dispositivo FPT (Figura 28) que será utilizada en Etabs para comprobar si es la correcta elección para la edificación.

Figura 28. Geometría del prediseño del aislador FPT



Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 26. Datos de la geometría del aislador FPT.

Diámetro de curvatura	5.5 plg
Diámetro de placas internas	8.5 plg
Diámetro de las superficies cóncavas (Dc)	18 plg
Alturas $h_1=h_4$	3.54 plg
Alturas $h_2=h_3$	2.54 plg
Desplazamientos	
Placas internas	1 plg
Placas externas	4.75 plg
Radios de curvatura	
$R_1=R_4$	61 plg
$R_2=R_3$	5.5 plg
Coefficientes de fricción	
μ_1	6%
μ_4	8%
$\mu_2=\mu_3$	2%

Elaboración: Melanie Bailón

2.3.5. Relación Fuerza – Desplazamiento

La relación fuerza – desplazamiento es una fuerza aplicada a un objeto en movimiento, por lo tanto, es la respuesta que presentaría el aislador FPT.

Radio de curvatura efectivo

El radio de curvatura efectivo se calcula mediante la diferencia del radio de curvatura (R_t) y la altura (h_t):

$$R_{tef1} = R_t - h_t$$

- Superficies superiores ($R_{ef1} = R_{ef4}$)

$$R_{ef1} = 61 - 3.54$$

$$R_{ef1} = 57.46 \text{ plg}$$

- Superficies inferiores ($R_{ef2} = R_{ef3}$)

$$R_{ef2} = 5.5 - 2.54$$

$$R_{ef2} = 2.96 \text{ plg}$$

Capacidad de desplazamiento

El movimiento del péndulo interno del dispositivo FPT tiene etapas 1, 2, 3, 4 y 5 que determinan la capacidad de desplazamiento que tenga el aislador. Sin embargo, para el prediseño no se conocen sus capacidades asumiendo valores, según los recomendados por (Constantinou, Kalpakidis, Filiatrault, & Ecker Lay, 2011), que garantice que el aislador será exigido en la fase 3, por lo que, las fases 4 y 5 solo serán reservas de desplazamiento para seguridad cuando existan magnitudes sísmicas altas.

$$d2 = d3 = 1 \text{ plg}$$

$$d1 = d4 = 8 \text{ plg}$$

Cabe mencionar que, para cada fase se utilizan valores correspondientes a la geometría de los aisladores fabricados actualmente, como referencia están los aisladores con los que trabaja la empresa EPS.

2.3.5.1. Fase I de desplazamiento

El aislador se desliza por la base rígida que tiene, por lo que, en las superficies R2 y R3es donde ocurre el deslizamiento. En la fase I, se estima las condiciones geométricas del aislador:

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{ef2}} \right) \cdot \mu + \mu_2 \cdot W$$

$$\mu^* = 2(\mu_1 - \mu_2) \cdot R_{ef2}$$

$$0 \leq \mu \leq \mu^*$$

Donde:

μ = desplazamiento lateral del aislador

μ^* = desplazamiento de transición entre la fase I y II

W = peso que soporta el aislador

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{ef2}} \right) \cdot \mu + \mu_2 \cdot W$$

$$F = \left(\frac{245.43 \text{ kip}}{2 \cdot 2.96 \text{ plg}} \right) \cdot 0.24 \text{ plg} + 0.02 \cdot 245.43 \text{ kip}$$

$$F = 14.86 \text{ kip} = 6.74 \text{ tn}$$

$$\mu^* = 2(0.06 - 0.02) \cdot 2.96$$

$$\mu^* = 0.237 \text{ plg}$$

$$0 \leq 0.24 \leq 0.24 \text{ Cumple}$$

2.3.5.2. Fase II de desplazamiento

El desplazamiento ocasionado en las superficies 1 y 4 es provocado por el movimiento ocasionado en las superficies 2 y 3.

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{ef1}} \right) \cdot (\mu - \mu^*) + \mu_1 \cdot W$$

$$\mu^{**} = \mu^* + (\mu_4 - \mu_1) \cdot (R_{ef1} + R_{ef2})$$

$$\mu^* \leq \mu \leq \mu^{**}$$

Donde:

μ = desplazamiento lateral del aislador

μ^* = desplazamiento de transición entre la fase I y II

μ^{**} = desplazamiento de transición entre la fase II y III

W = peso que soporta el aislador

$$F = \left(\frac{W}{2 \cdot R_{ef1}} \right) \cdot (\mu - \mu^*) + \mu_1 \cdot W$$

$$F = \left(\frac{245.43 \text{ kip}}{2 \cdot 57.46 \text{ plg}} \right) \cdot (1.21 - 0.24) + 0.06 \cdot 245.43 \text{ kip}$$

$$F = 16.797 \text{ kip} = 7.62 \text{ tn}$$

$$\mu^{**} = 0.24 + (0.08 - 0.06) \cdot (57.46 + 2.96)$$

$$\mu^{**} = 1.45 \text{ plg}$$

$$0.24 \leq 0.21 \leq 1.45 \text{ Cumple}$$

2.3.5.3. Fase III de desplazamiento

Como en la fase 3 se presenta cuando ocurre un sismo de alta magnitud, se estima las siguientes ecuaciones, en las cuales actúan la placa 2 y 3 que llegan a tocar las superficies cóncavas 1 y 4:

$$F_{dr1} = \left(\frac{W}{R_1}\right) \cdot d_1 + F_{f1} \cdot W$$

$$\mu_{dr1} = \mu^{**} + d_1 \left(1 - \frac{R_{ef4}}{R_{ef1}}\right) - (\mu_4 - \mu_1) \cdot (R_{ef1} + R_{ef4})$$

Donde:

μ = desplazamiento lateral del aislador

μ^* = desplazamiento de transición entre la fase I y II

μ_{dr1} = desplazamiento de transición entre la fase III y IV

W = peso que soporta el aislador

$$F_{dr1} = \left(\frac{W}{R_1}\right) \cdot d_1 + F_{f1} \cdot W$$

$$F = \left(\frac{245.43 \text{ kip}}{61 \text{ plg}}\right) \cdot 8 + 0.06 \cdot 245.43 \text{ kip}$$

$$F = 46.91 \text{ kip} = 21.28 \text{ tn}$$

$$\mu_{dr1} = 1.45 + 8 \left(1 - \frac{57.46}{57.46}\right) - (0.08 - 0.06) \cdot (57.46 + 57.46)$$

$$\mu_{dr1} = 15.15 \text{ plg}$$

A continuación, se muestra los datos de la cortante basal para el diagrama de histéresis en función de los desplazamientos que presenta el aislador en sus fases, donde la fuerza sísmica F se reduce $2Ff_2$, continuando en las superficies 2 y 3, y luego con las superficies 1 y 3:

Tabla 27. Valores correspondientes para el diagrama de histéresis.

Desplazamiento	Cortante Basal
0	0
0	0.02
0.24	0.06
1.45	0.08
15.15	0.19
15.15	0.15
14.68	0.07
-15.15	-0.19
-15.15	-0.15
-14.68	-0.07
-1.45	0.08

Elaboración: Melanie Bailón

En base a la cortante basal se consigue la curva de histéresis del aislador FPT.

(λ_a) se da por la corrosión de las superficies cóncavas, mientras que el factor por contaminación (λ_c) es por la presencia de partículas externas en la superficie cóncava, a su vez, (Constantinou & McVitty, 2015) establecen los siguientes factores:

Tabla 28. Factores por envejecimiento y contaminación.

Factor	Símbolo	λ_{min}	λ_{max}
Envejecimiento	λ_a	1.0	1.10
Contaminación	λ_c	1.0	1.05
Envejecimiento y contaminación	$\lambda_{ac} = \lambda_a \cdot \lambda_c$	1.0	1.16

Nota. Adaptada de *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*, por Constantinou & McVitty (2015)

Factores por posibles variaciones en la fabricación (λ_{spec}) y en los ensayos (λ_{test})

Los factores por posibles variaciones en la fabricación (λ_{spec}) tiene en cuenta las variaciones que podrían ocurrir en las propiedades del material debido a los procesos de fabricación, mientras que los factores por posibles variaciones en los ensayos (λ_{test}) son los que pueden surgir durante la evaluación del material mediante ensayos.

El manual (SEAOC, 2014) estima los siguientes factores:

Tabla 29. Factores posibles variaciones en la fabricación y en los ensayos.

Factor	Símbolo	λ_{min}	λ_{max}
Fabricación	λ_{spec}	0.95	1.05
Ensayos	λ_{test}	0.95	1.05

Nota. Adaptada de *2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual*, por SEAOC (2014)

Factores de modificación de propiedades (λ_{min} y λ_{max})

Los factores se establecen con las siguientes ecuaciones:

- Límite superior (LS)

$$\lambda_{max} = (1 + 0.75(\lambda_{ac-max} - 1)) \cdot \lambda_{test-max} \cdot \lambda_{spec-max}$$

$$\lambda_{max} = (1 + 0.75(1.16 - 1)) \cdot 1.05 \cdot 1.05$$

$$\lambda_{max} = 1.235$$

- Límite inferior (LI)

$$\lambda_{min} = (1 + 0.75(\lambda_{ac-min} - 1)) \cdot \lambda_{test-min} \cdot \lambda_{spec-min}$$

$$\lambda_{min} = (1 + 0.75(1 - 1)) \cdot 0.95 \cdot 0.95$$

$$\lambda_{min} = 0.903$$

Al tener los factores establecidos, se procede en aplicarlos a los tres coeficientes de fricción nominales del dispositivo (se considera que todos están fabricados con el mismo material), valores coeficientes establecidos por Aguiar (2016):

Tabla 30. Coeficientes de fricción LI y LS del aislador

Coeficientes de fricción	Símbolo	LI	Nominal	LS
Coef. Fricción – superficie interna	$\mu_2 = \mu_3$	0.018	0.020	0.025
Coef. Fricción – superficie externa inferior	μ_1	0.054	0.060	0.074
Coef. Fricción – superficie externa superior	μ_4	0.072	0.080	0.099

Nota. Adaptada de *Aisladores de base elastoméricos y FPS*, por Aguiar (2016)

2.3.6.2. Análisis de fuerza lateral equivalente (ELF)

Es un método simplificado donde se estima las fuerzas laterales que actúan en una estructura debido a cargas sísmicas, donde se asume un desplazamiento inicial ($DM_{inicial}$) para calcular todas las propiedades del sistema aislado ($VM, KM, TM, \beta M, BM$) y con estos resultados se recalcula el desplazamiento (DM_{final}).

2.3.6.3. Información para realizar el análisis

- Datos geométricos del aislador FPT

$$R_{ef1} = R_{ef4} = 57.46 \text{ plg}$$

$$R_{ef2} = R_{ef3} = 2.96 \text{ plg}$$

$$d_2 = d_3 = 0.54 \text{ plg}$$

$$d_1 = d_4 = 7.53 \text{ plg}$$

$$W = 245.43 \text{ kips}$$

$$g = 386.4 \text{ plg/s}^2$$

$$SM1 = 1.008 \text{ g}$$

- Datos de fricción del aislador FPT

Límite inferior (LI)

$$\mu_2 = \mu_3 = 1.8\%$$

$$\mu_1 = 5.4\%$$

$$\mu_4 = 7.2\%$$

Límite superior (LS)

$$\mu_2 = \mu_3 = 2.5\%$$

$$\mu_1 = 7.4\%$$

$$\mu_4 = 9.9\%$$

2.3.6.4. Propiedades del sistema aislado (LI)

1. Asumir DM

$$DM_{inicial} = 12 \text{ plg}$$

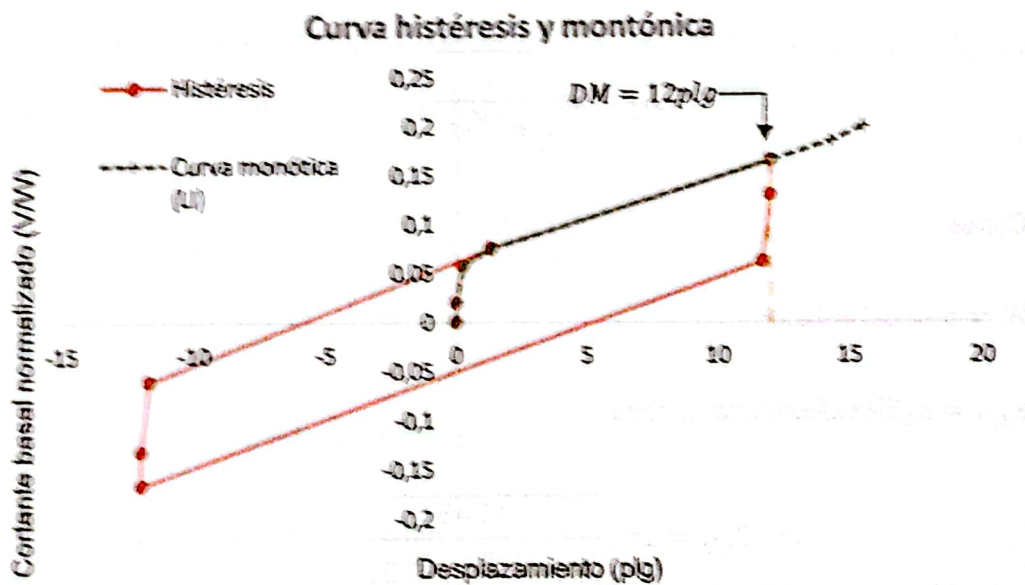
2. Determinar el punto de operación de DM

Al aplicar el $DM = 12 \text{ plg}$ en la curva histéresis, se crea la curva monótonica generada por el desplazamiento donde se comprueba que se encuentra en la tercera fase (Figura 30), por lo tanto:

$$u'' = 1,30 \text{ plg}$$

$$k_{eq} = 14,29 \text{ plg}$$

Figura 30. Curva monótonica (LI) y de histéresis del aislador FPT (DM = 12 plg)



Elaboración: Melanie Bailón

3. Cortante VM

Por medio de la curva monótonica, se tiene un valor de:

$$VM = 0,165 W$$

4. Rigidez efectiva KM

La rigidez efectiva es calculada con la siguiente ecuación:

$$K_{eff} = K_d + \frac{Q_d}{DM_{inicial}} = \frac{W}{2R_{ef1}} + \frac{uW}{DM_{inicial}}$$

$$K_{eff} = \frac{245.43}{2 \cdot 57.46} + \frac{0.0523 \cdot 245.43}{12}$$

$$KM = K_{eff} = 3.21 \text{ kips/plg}$$

5. Periodo efectivo TM

Se calcula el periodo efectivo para describir la respuesta dinámica de la estructura bajo las cargas sísmicas:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{eff}}}$$

Donde:

W = peso del aislador

K_{eff} = rigidez efectiva del sistema

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{245.43}{386.4 \text{ plg/s}^2 \cdot 3.21}}$$

$$TM = T_{eff} = 2.80 \text{ seg}$$

6. Amortiguamiento efectivo βM

$$\beta_{eff} = \frac{4mW(DW_{inicial} - Y)}{2\pi \cdot K_{eff} \cdot DW_{inicial}^2}$$

Donde:

$DW_{inicial}$ = desplazamiento inicial

K_{eff} = rigidez efectiva del sistema

Y = desplazamiento de deformación del sistema

$$\beta_{eff} = \frac{4 \cdot 0.052 \cdot 245.43(12 - 0.1069)}{2\pi \cdot 3.21 \cdot 12^2}$$

$$\beta M = \beta_{eff} = 0.211 = 21\%$$

7. Factor de amortiguamiento BM

Conocido como factor de amortiguamiento de la masa de la base, donde se considera el efecto de amortiguamiento en el comportamiento sísmico de la estructura, calculado con la ecuación de la ASHTO en la sección 14:

$$BM = \left(\frac{\beta_{eff}}{0.05} \right)^{1.3}$$

Donde:

β_{eff} = coeficiente de amortiguamiento efectivo

0.05 = valor de referencia para amortiguamiento crítico (5%)

0.3 = exponente ajustado a la influencia del coeficiente de amortiguamiento efectivo

$$BM = \left(\frac{0.211}{0.05} \right)^{1.3}$$

$$BM = 1.54$$

8. Desplazamiento máximo DM

El desplazamiento máximo se calcula a partir del espectro de respuesta con una amortiguación del 5%.

Tabla 31. Espectro de respuesta elástico para el cálculo de desplazamiento final.

T (seg)	Sa (g)	
0,00	0,560	
0,05	0,721	
0,10	0,883	
0,14	1,008	
0,15	1,008	
0,55	1,008	
0,60	1,008	
0,70	1,008	$R = 5\%$
0,80	0,962	
0,90	0,855	
1,00	0,769	
1,50	0,513	
2,00	0,385	
2,10	0,369	
2,20	0,352	
2,23	0,348	
2,24	0,209	$Ta \cdot 0,8$
2,26	0,207	
2,60	0,296	
2,80	0,275	
3,00	0,256	$\beta_{eff} = 21\%$
3,50	0,220	
4,00	0,192	
5,00	0,154	

Elaboración: Melanie Bailón

$$S_A = \frac{S_a}{BM}$$

$$S_A = \frac{0,275}{1.54}$$

$$S_A = 0,179 \text{ g}$$

Por lo tanto, se implementa la ecuación del desplazamiento máximo:

$$DM = \frac{S_A T_{eff}^2}{4\pi^2}$$

$$DM = \frac{0,179(386,4) \cdot 2,8^2}{4\pi^2}$$

$$DM = 13,68 \text{ plg}$$

Para las propiedades del límite superior (LS) se realiza un procedimiento calculado similar para el límite inferior (LI), por lo tanto, en la siguiente *Tabla 32* se obtienen los siguientes resultados:

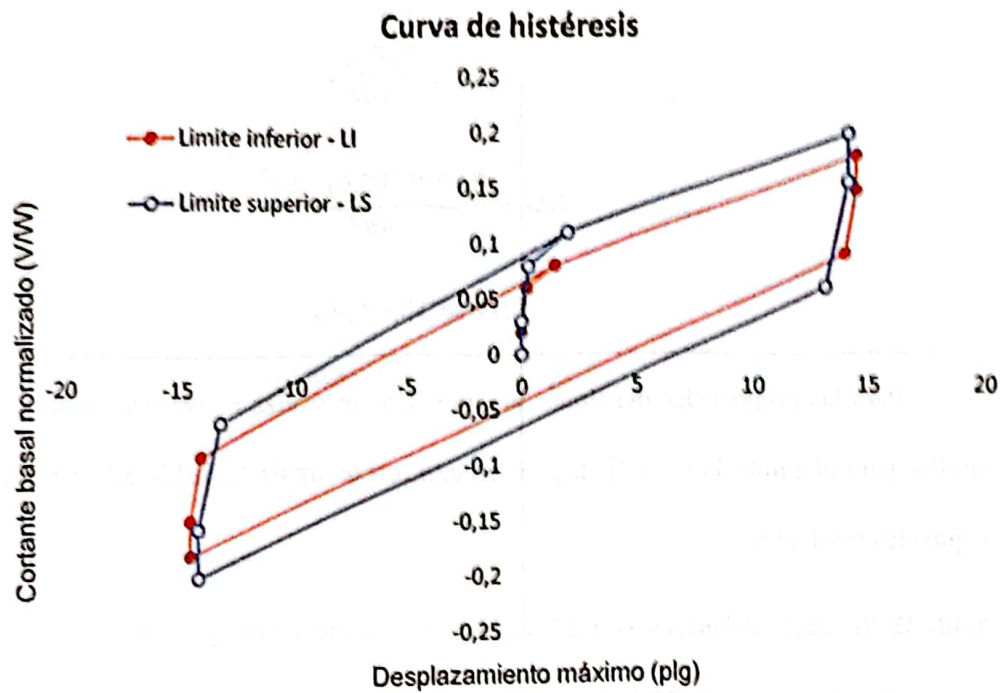
Tabla 32. Resultados del método de análisis ELF para los límites inferior y superior.

Parámetro	Símbolo	Unidad	Propiedades	
			Límite inferior	Límite superior
Rigidez efectiva	<i>KM</i>	<i>kips/plg</i>	3.21	3.89
Periodo efectivo	<i>TM</i>	<i>seg</i>	2.80	2.54
Desplazamiento máximo	<i>DM</i>	<i>plg</i>	13.68	11.35
Cortante basal	<i>VM</i>	<i>W</i>	0.165	0.17
Amortiguamiento	<i>βM</i>	%	21	28
Coefficiente de amortiguamiento	<i>BM</i>	—	1.54	1.68

Elaboración: Melanie Bailón

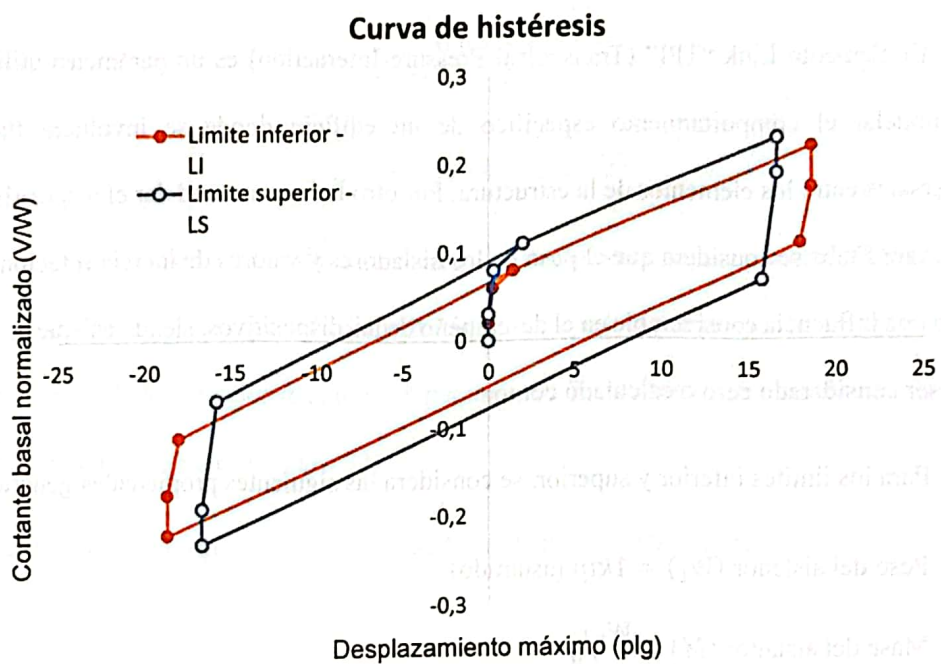
A continuación, se presentan las curvas de histéresis donde se aplica el método de análisis ELF a las propiedades de límite inferior y superior (Figura 31). De igual manera, se crea las curvas para sismos máximos con las mismas propiedades y análisis donde interviene un espectro de aceleración para un periodo de retorno de 2500 años (Figura 32).

Figura 31. Curva de histéresis aplicando el método de análisis ELF



Elaboración: Melanie Bailón

Figura 32. Curva de histéresis aplicando el método de análisis ELF, para sismos máximos.



Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 32*, se observan que se tiene un desplazamiento crítico correspondiente al límite inferior del sistema aislado, a su vez, se obtiene el desplazamiento total máximo usando un factor de seguridad 1.15 estipulado en la Norma ASCE 7-16:

Desplazamiento máximo (*DM*)

$$DM = 13.68 \text{ plg}$$

Desplazamiento total máximo (*DTM*)

$$DTM = 1.15 \cdot 13.68 \text{ plg}$$

$$DTM = 15.73 \text{ plg}$$

2.3.6.5. Cálculo de propiedades del elemento link "TPI" para modelar el FPF en

Etabs

El elemento Link "TPI" (Transversal Pressure Interaction) es un parámetro utilizado para modelar el comportamiento específico de un edificio donde se involucra fuerzas transversales entre los elementos de la estructura. Por otro lado, para modelar el dispositivo en el Software Etabs se considera que el peso de los aisladores y valores de inercia rotacional no ejercen una influencia considerable en el desempeño de los dispositivos, siendo así que su valor puede ser considerado cero o calculado como:

Para los límites inferior y superior, se considera las siguientes propiedades generales:

- Peso del aislador (W_1) = 1kip (asumido)
- Masa del aislador (M) = W_1/g

$$M = \frac{1}{386.4 \text{ plg/s}^2}$$

$$M = 0.00259 \text{ kip} \cdot \frac{\text{s}^2}{\text{plg}}$$

- Inercia rotaciones en dirección 2 y 3 (ejes horizontales)

$$I_x = I_y = \frac{m \cdot r^2}{4}$$

$$I_x = I_y = \frac{0.00259 \cdot 9^2}{4}$$

$$I_x = I_y = 0.0524 \text{ kip} \cdot \text{plg} \cdot \text{s}^2$$

- Inercia rotaciones en dirección 1 (eje vertical)

$$I_x = \frac{m \cdot r^2}{4}$$

$$I_x = \frac{0.00259 \cdot 9^2}{2}$$

$$I_x = 0.1049 \text{ kip} \cdot \text{plg} \cdot \text{s}^2$$

Como es un aislador de forma circular usado para separar conductores, también considerado como disco rígido de diámetro DC, este ayuda a determinar la inercia rotacional con las propiedades relacionadas a estos parámetros. Por lo tanto, se estipula los siguientes datos en el software Etabs (Figura 33):

Figura 33. Propiedades generales del elemento Link "L1" ingresadas en Etabs

The screenshot shows the 'Link Property Data' dialog box in ETABS. The 'General' section has 'Link Property Name' as 'L1', 'Link Type' as 'Type: Flexural Member', and 'Material Properties' as 'None specified'. The 'Type/Modulus/Weight' section has 'Modulus' as 29000 and 'Weight' as 0.15. The 'Section Properties' section has a table with columns for 'Section', 'Type', 'Non-Linear', 'Properties', 'Direction', 'Fixed', 'Non-Linear', and 'Properties'. The 'Offset/Center' section has 'Offset/Center' as 0.000000 and 'Non-Offset/Center' as 0.000000. The dialog has 'OK' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Elaboración: Melanie Bailón

2.3.6.5.1. Propiedades direccionales del aislador

Dirección U1 (Z)

La dirección U1 es la rigidez vertical (k_v), como se asume que el aislador es un cilindro con diámetro igual a DR y altura igual a h_T se determina por medio de la *Figura 28* que:

$$A_R = 23.76 \text{ plg}^2$$

$$h_T = 11.08 \text{ plg}$$

Obteniendo así la rigidez vertical de la siguiente forma:

$$k_v = \frac{E \cdot A_R}{h_T}$$

$$k_v = \frac{14500 \text{ kip/plg}^2 \cdot 23.76 \text{ plg}^2}{11.08 \text{ plg}}$$

$$k_v = 31093.863 \text{ kip/plg}$$

Como resultado se tiene una rigidez de $31093.863 \text{ kip/plg}$, pero al ser un valor muy alto donde el sistema puede ser muy rígido provocando dificultades en la convergencia del modelo se determina que la rigidez será de 2800 kip/plg , con el fin de asegurar que el modelo sea numéricamente estable.

A continuación, se ingresa en Etabs la rigidez estipulada (*Figura 34*) donde será la misma para las propiedades lineales y no-lineales, este valor se ingresa para el análisis de cargas gravitacionales, ya que en este tipo de análisis se asume un comportamiento elástico y lineal del sistema.

Figura 34. Propiedades en dirección U1 del elemento Link "TPI" ingresados en Etabs

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name	FPT (U1)
Direction	U1
Type	Tripie Pendulum Isolator
NonLinear	Yes

Linear Properties

Effective Stiffness	2800 kips/in
Effective Damping	0.0145 kips/in

Nonlinear Properties

Stiffness	2800 kips/in
Damping Coefficient	0 kips/in

OK Cancel

Elaboración: Melanie Bailón

Dirección U2 y U3 (X, Y)

En la sección 2.3.6.4 se obtuvieron propiedades como la rigidez efectiva y el amortiguamiento del aislador que serán ingresados en el software Etabs.

Figura 35. Propiedades en dirección U2 y U3 (caso Sismo de Diseño – límite inferior) del elemento Link "TPI" ingresados en Etabs

Link/Support Directional Properties

Identification
 Property Name: Type:
 Direction: NonLinear: Yes

Linear Properties
 Effective Stiffness - U2: kg/in Effective Stiffness - U3: kg/in
 Effective Damping - U2: kg-s/in Effective Damping - U3: kg-s/in

Shear Deformation Location
 Distance from End 1 - U2: in Distance from End 1 - U3: in

Height and Symmetry of Sliding Surfaces
 Height for Outer Surfaces: in Outer Bottom Surfaces Symmetric to Outer Top Surface
 Height for Inner Surfaces: in Inner Bottom Surfaces Symmetric to Inner Top Surface

Nonlinear Properties for Directions U2 and U3

	Outer Top	Outer Bottom	Inner Top	Inner Bottom	
Stiffness	111.59	111.59	77.94	77.94	kg/in
Friction Coefficient, Slow	0.670	0.670	0.670	0.670	
Friction Coefficient, Fast	0.156	0.156	0.156	0.156	
Rate Parameter	1.100	1.100	1.100	1.100	sec/in
Radius of Sliding Surface	00	00	00	00	in
Step Distance	4.75	4.75	7	7	in

OK Cancel

Elaboración: Melanie Bailón

CAPITULO III: ANALISIS Y RESULTADOS

3.1. Análisis del edificio con base fija

3.1.1.1. Derivas de piso

Las derivas inelásticas máximas por piso son desplazamientos relativos que experimentan distintos puntos de una estructura debido a cargas aplicadas, mientras no cumplan las derivas no cumplirán los modos de vibración de la estructura. Por lo tanto, la (NEC-SE-DS, 2015): Peligro sísmico establece una comprobación de las derivas por el comportamiento estático y dinámico con las siguientes condiciones:

$$\Delta I = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E < 2.00\%$$

Donde

ΔI = deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso

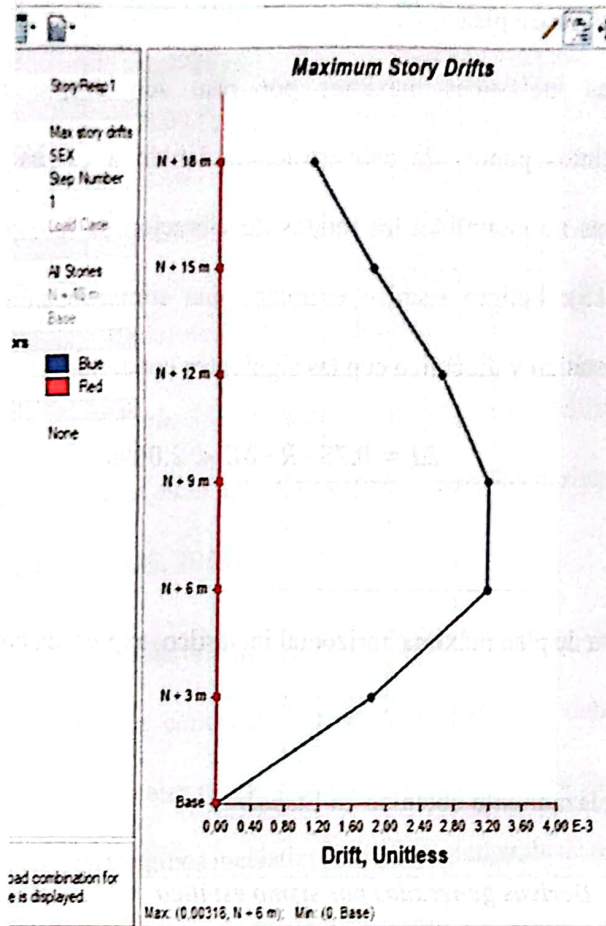
ΔE = desplazamiento obtenido en Etabs.

3.1.1.1.1. Derivas generadas por sismo estático

Estas derivas son los desplazamientos laterales que se generan en el edificio a causa de un sismo bajo la acción de una carga sísmica, influenciadas por la rigidez, masa, altura del edificio y las propiedades del suelo. A continuación, se presentan las derivas elásticas e inelásticas de la edificación para ambas direcciones:

Dirección X

Figura 36. Deriva elástica máxima por sismo estático "SE" – Dirección X



Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 33. Valores de la deriva inelástica por sismo estático "SE" – Dirección X

Nivel	Carga	Dirección	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Condición < 0.02
Piso 6	SE	X	0,001097	0,006582	CUMPLE
Piso 5	SE	X	0,001811	0,010866	CUMPLE
Piso 4	SE	X	0,002599	0,015594	CUMPLE
Piso 3	SE	X	0,003168	0,019008	CUMPLE
Piso 2	SE	X	0,00318	0,01908	CUMPLE
Piso 1	SE	X	0,001821	0,010926	CUMPLE

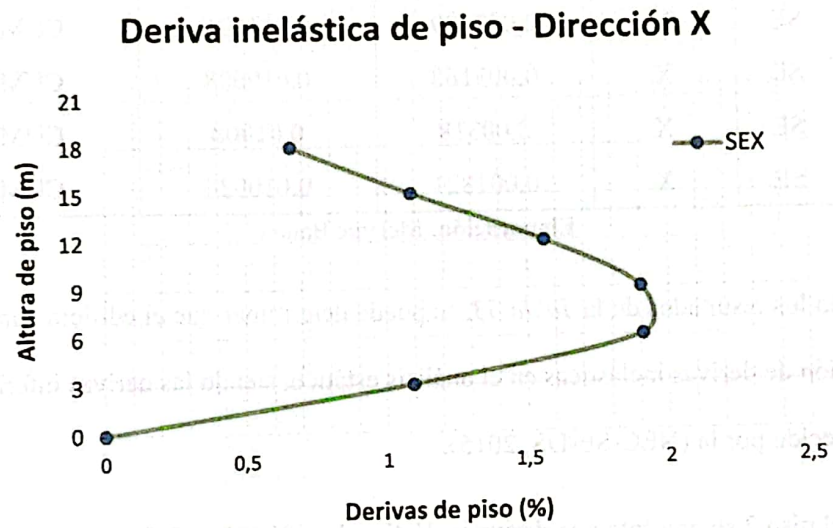
Elaboración: Melanie Bailón

Dado los resultados de la *Tabla 33*, se puede determinar que el edificio cumple con la comprobación de derivas inelásticas en el análisis estático, siendo las derivas inferiores al 2% de lo establecido por la (NEC-SE-DS, 2015).

En el piso 2 se presenta una deriva inelástica de 0.01901 (1.90%), ya que en este nivel está experimentándose una mayor concentración de deformaciones debido a las rotulas plásticas en los elementos estructurales (vigas o columnas), a su vez, se puede definir que el tercer piso es un "piso suave" en términos inelásticos, donde la demanda de deformación supera la capacidad del piso para disipar energía de manera uniforme.

A continuación, en la *Figura 37* se presenta la curva de las derivas inelásticas generadas por el sismo estático en dirección X.

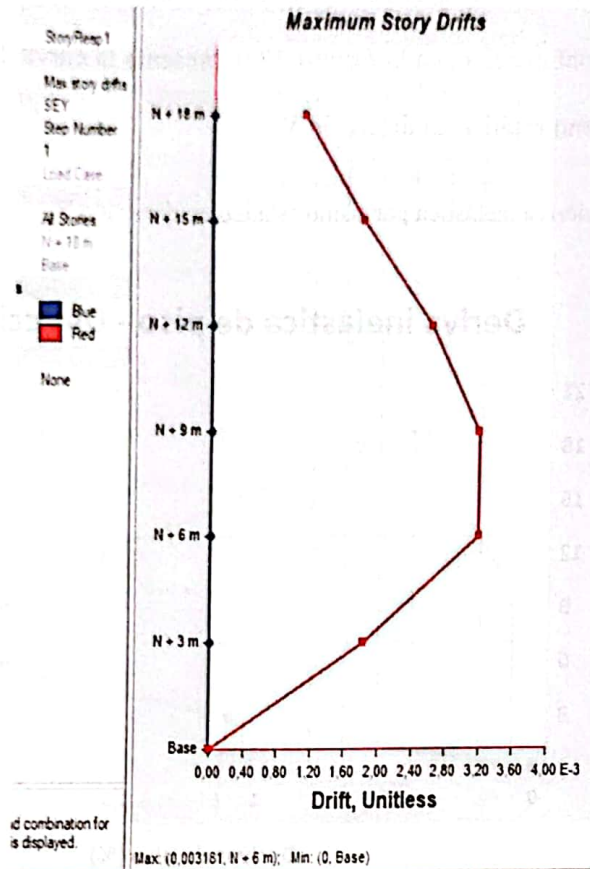
Figura 37. Curva de deriva inelástica por sismo estático en dirección X.



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

Figura 38. Deriva elástica máxima por sismo estático "SE" – Dirección Y



Elaboración: Melanie Bailón

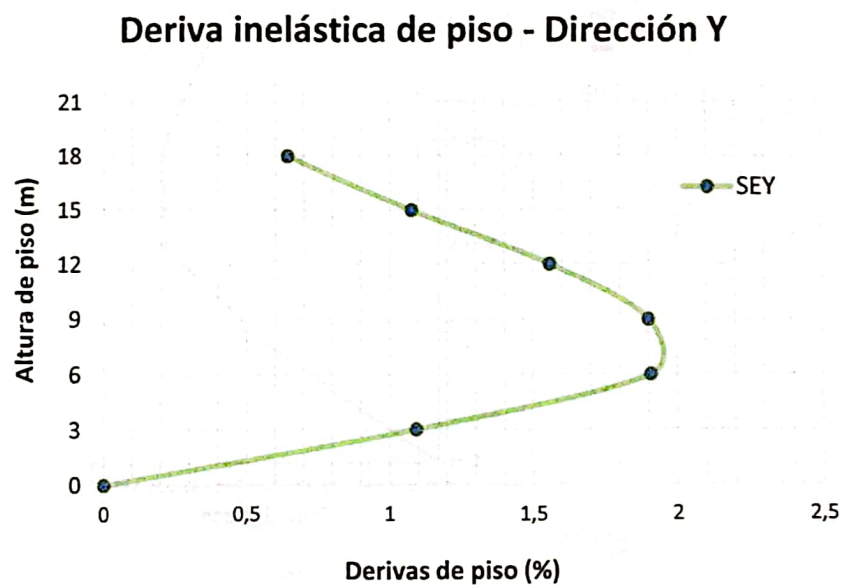
Tabla 34. Valores de la deriva inelástica por sismo estático "SE" – Dirección Y

Nivel	Carga	Dirección	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Condición < 0.02
Piso 6	SE	Y	0,001071	0,006426	CUMPLE
Piso 5	SE	Y	0,001793	0,010758	CUMPLE
Piso 4	SE	Y	0,002596	0,015576	CUMPLE
Piso 3	SE	Y	0,003167	0,019002	CUMPLE
Piso 2	SE	Y	0,003181	0,019086	CUMPLE
Piso 1	SE	Y	0,001822	0,010932	CUMPLE

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 34* se reflejan los resultados de las derivas inelásticas por sismo estático en dirección Y donde se presenta la máxima deriva inelástica de 0.0191 (1.91%) en el piso 2, sin embargo, al ser un edificio con luces simétricas cuenta con un valor similar a la deriva máxima en dirección X. A continuación, en la *Figura 39* se presenta la curva de las derivas inelásticas generadas por el sismo estático en dirección Y.

Figura 39. Curva de deriva inelástica por sismo estático en dirección Y.



Elaboración: Melanie Bailón

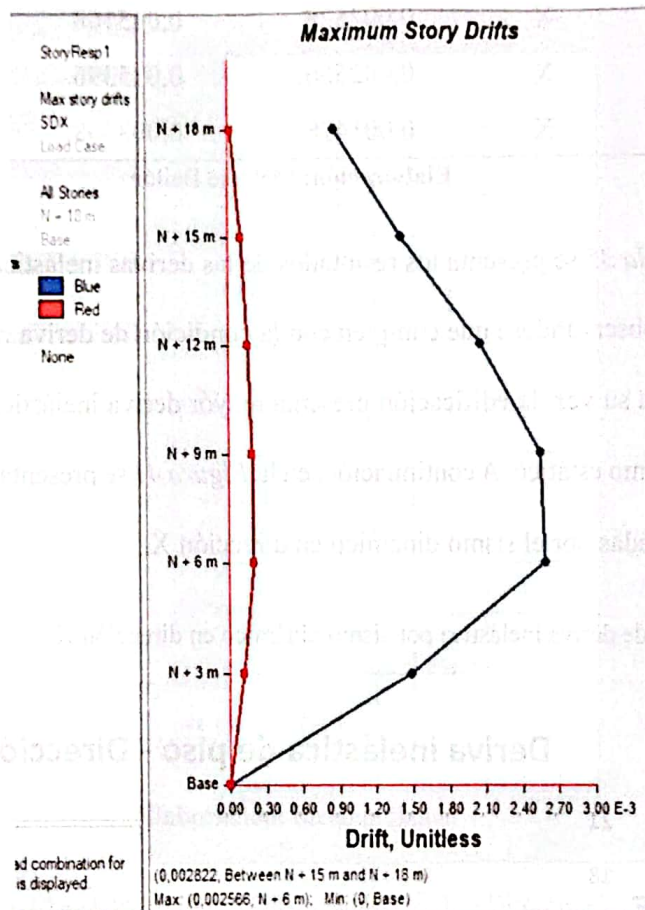
3.1.1.1.2. Derivas generadas por sismo dinámico (espectro de aceleraciones)

A diferencia de las derivas generadas por sismo estático, estas se generan por un sismo en un análisis dinámico donde se utiliza el espectro de aceleraciones para simular el comportamiento real de la estructura durante un evento sísmico, por lo tanto, considera las variaciones en la respuesta sísmica a lo largo del tiempo, capturando los efectos de la frecuencia y la duración del sismo.

Por consiguiente, se presentan las derivas elásticas e inelásticas del sismo dinámico en ambas direcciones:

Dirección X

Figura 40. Deriva elástica máxima por sismo dinámico "SD" – Dirección X



Elaboración: Melanie Bailón

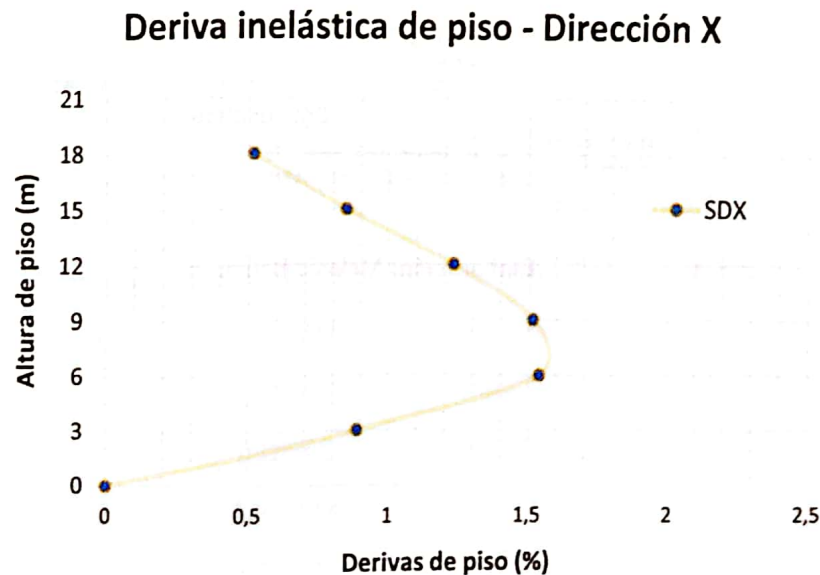
Tabla 35. Valores de la deriva inelástica por sismo dinámico "SD" – Dirección X

Nivel	Carga	Dirección	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Condición < 0.02
Piso 6	SD	X	0,000862	0,005172	CUMPLE
Piso 5	SD	X	0,001411	0,008466	CUMPLE
Piso 4	SD	X	0,002047	0,012282	CUMPLE
Piso 3	SD	X	0,002528	0,015168	CUMPLE
Piso 2	SD	X	0,002566	0,015396	CUMPLE
Piso 1	SD	X	0,001478	0,008868	CUMPLE

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 35* se presenta los resultados de las derivas inelásticas por sismo dinámico en dirección X, observándose que cumplen con la condición de deriva máxima (2.00%) según la NEC-SE-DS, a su vez, la edificación presenta mayor deriva inelástica en el piso 2 (1.54%) así como en el sismo estático. A continuación, en la *Figura 41* se presenta la curva de las derivas inelásticas generadas por el sismo dinámico en dirección X.

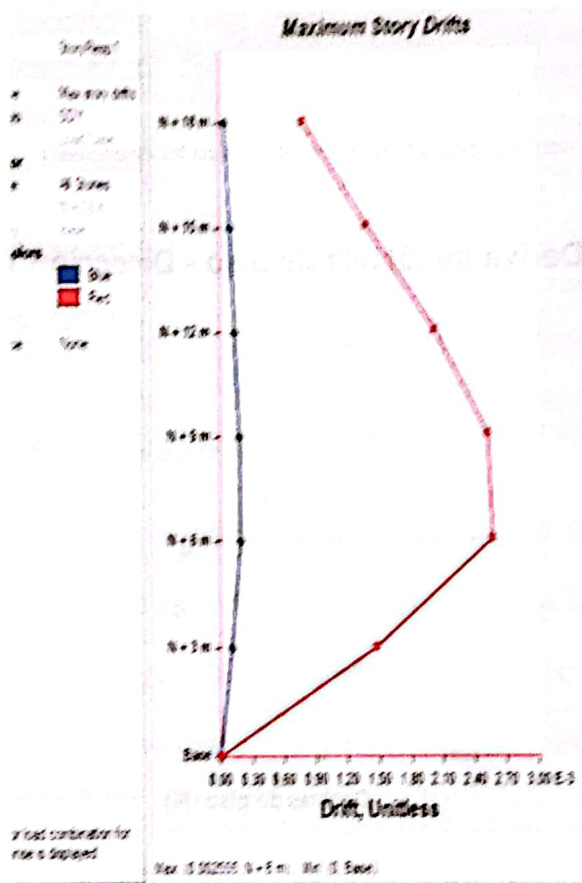
Figura 41. Curva de deriva inelástica por sismo dinámico en dirección X.



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

Figura 42. Deriva elástica máxima por sismo dinámico "SD" – Dirección Y



Elaboración: Melanie Bailón

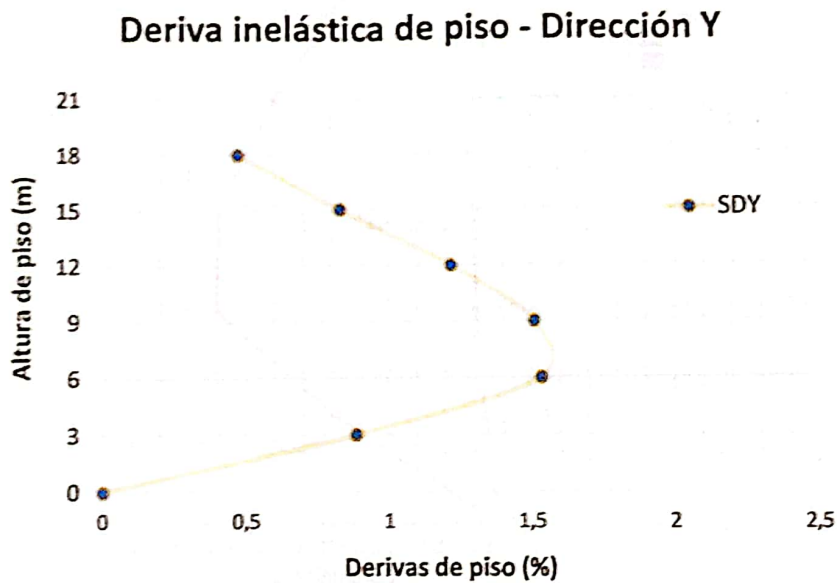
Tabla 36. Valores de la deriva inelástica por sismo dinámico "SD" – Dirección Y

Nivel	Carga	Dirección	Deriva Elástica	Deriva Inelástica	Condición < 0.02
Piso 6	SD	Y	0,000782	0,004692	CUMPLE
Piso 5	SD	Y	0,001382	0,008292	CUMPLE
Piso 4	SD	Y	0,00203	0,01218	CUMPLE
Piso 3	SD	Y	0,002514	0,015084	CUMPLE
Piso 2	SD	Y	0,002555	0,01533	CUMPLE
Piso 1	SD	Y	0,001472	0,008832	CUMPLE

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 36* se presenta los valores de la deriva inelástica causadas por el espectro de aceleraciones en dirección Y, donde cumple con lo requerido por la norma. A continuación, en la *Figura 43* se presenta la curva de las derivas inelásticas generadas por el sismo dinámico en dirección Y.

Figura 43. Curva de deriva inelástica por sismo dinámico en dirección Y.



Elaboración: Melanie Bailón

3.1.1.2. Desplazamientos por nivel

Son los desplazamientos horizontales que cada nivel experimenta bajo la acción de fuerzas, siendo cruciales para evaluar el comportamiento de la estructura y su capacidad para resistir cargas laterales. Estas fuerzas son las cargas sísmicas estáticas y dinámicas, por lo tanto, se estudiarán los desplazamientos para cada carga sísmica y en ambas direcciones traslacionales.

3.1.1.2.1. Desplazamientos generados por sismo estático

Estos desplazamientos son los generados por la fuerza de corte basal por sismo estático.

Dirección X

Tabla 37. Desplazamientos de nivel generados por sismo estático "SEX" – Dirección X.

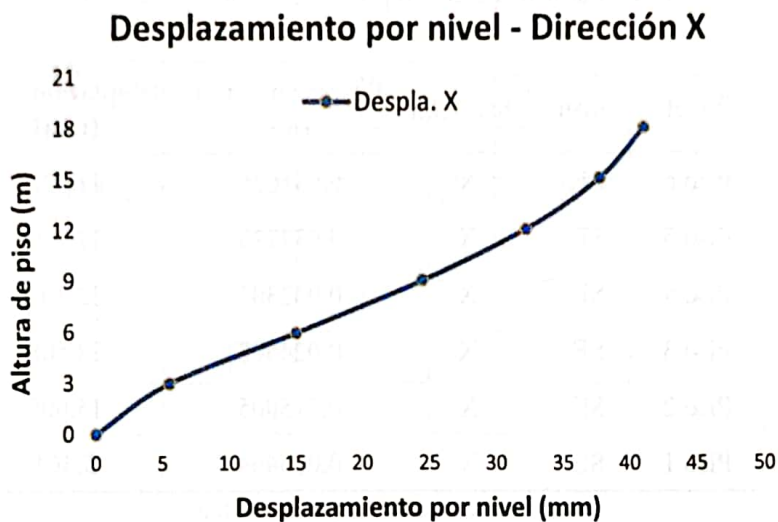
Nivel	Carga	Dirección	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 6	SE	X	0.041028	41.028
Piso 5	SE	X	0.037739	37.739
Piso 4	SE	X	0.032307	32.307
Piso 3	SE	X	0.024508	24.508
Piso 2	SE	X	0.015005	15.005
Piso 1	SE	X	0.005464	5.464

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 37*, se reflejan los desplazamientos generados por sismo estático en la dirección X, por lo tanto, la estructura experimenta un mayor desplazamiento de 41.028 mm en el último piso (18 m). Sin embargo, cabe mencionar que, al aplicar las cargas sísmicas en una dirección, se obtienen desplazamientos en una sola dirección, porque se limitan a la dirección de la carga aplicada.

A continuación, en la *Figura 44* se presenta los desplazamientos por nivel generados por el sismo estático en dirección X.

Figura 44. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo estático en dirección X.



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

Tabla 38. Desplazamientos de nivel generados por sismo estático “SEY” – Dirección Y.

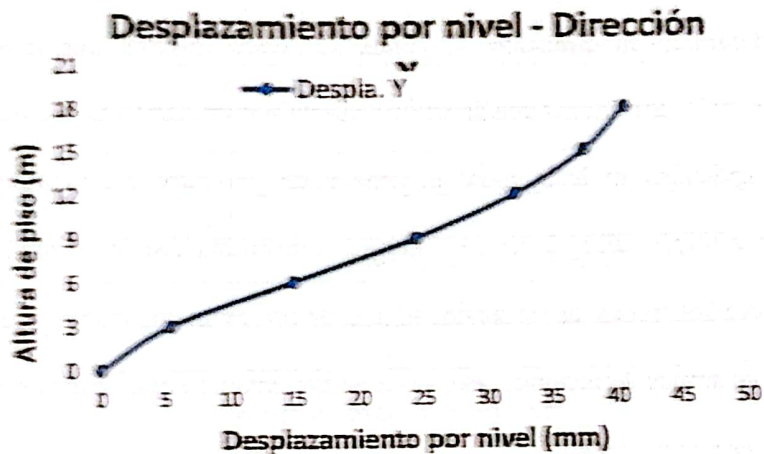
Nivel	Carga	Dirección	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 6	SE	Y	0.040887	40.887
Piso 5	SE	Y	0.037675	37.675
Piso 4	SE	Y	0.032296	32.296
Piso 3	SE	Y	0.024509	24.509
Piso 2	SE	Y	0.015007	15.007
Piso 1	SE	Y	0.005465	5.465

Elaboración: Melanie Bailón

Como se presenta en la *Tabla 38*, la estructura presenta el mayor desplazamiento por sismo estático en dirección Y con valor de 40.89 mm, correspondiente al último nivel (18 m),

Por otro lado, en la *Figura 45* se presenta los desplazamientos por nivel generados por el sismo estático en dirección Y.

Figura 45. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo estático en dirección Y.



Elaboración: Melanie Bailón

3.1.1.2.2. Desplazamientos generados por sismo dinámico

Estos desplazamientos son los generados por el sismo dinámico espectral

Dirección X

Tabla 39. Desplazamientos de nivel generados por sismo dinámico “SDX” – Dirección X.

Nivel	Carga	Dirección	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 6	SD	X	0,032375	32,375
Piso 5	SD	X	0,029909	29,909
Piso 4	SD	X	0,025766	25,766
Piso 3	SD	X	0,019686	19,686
Piso 2	SD	X	0,012128	12,128
Piso 1	SD	X	0,004434	4,434

Elaboración: Melanie Bailón

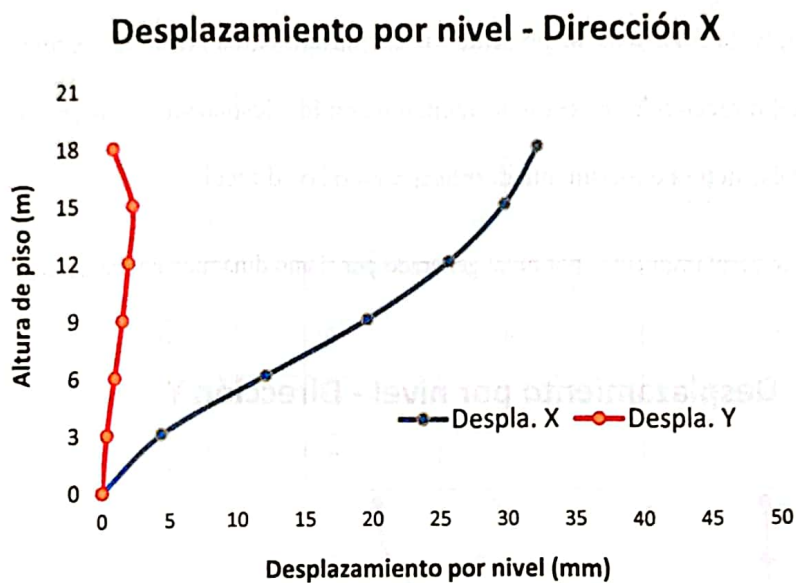
En la *Tabla 39*, se presenta los desplazamientos generados por sismo dinámico en la dirección X, por lo tanto, la estructura experimenta un mayor desplazamiento de 32.375 mm en el último piso (18 m).

A continuación, en la *Figura 46* se presenta los desplazamientos por nivel generados por el sismo dinámico en dirección X, donde se puede observar que también presenta desplazamientos en Y, esto indica que la estructura está respondiendo de manera realista a las cargas sísmicas aplicadas, es decir, como el sismo es un fenómeno tridimensional que induce movimientos en múltiples direcciones se obtiene una respuesta que no es unidimensional por la interacción entre los modos de vibración. Al aplicar una carga dinámica en una dirección, la estructura actúa en ambas direcciones, es así que se presentan desplazamientos en la dirección contraria que se está analizando.

Cabe recalcar que, al ser una estructura donde el último piso tiene una diferencia de área significativa, se presenta un desplazamiento en Y menor en el nivel de 18 m, porque en este punto existe menor masa y mayor rigidez relativa en comparación con los otros pisos, además, la distribución de esfuerzos y respuesta dinámica de la estructura hacen que los desplazamientos en este piso sean menores.

Nivel (m)	Desplazamiento (mm)	Dirección	Desplazamiento (mm)
18.000	32.375	X	0.000
15.000	25.000	X	0.000
12.000	18.000	X	0.000
9.000	12.000	X	0.000
6.000	8.000	X	0.000
3.000	5.000	X	0.000
0.000	3.000	X	0.000

Figura 46. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo dinámico en dirección X.



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

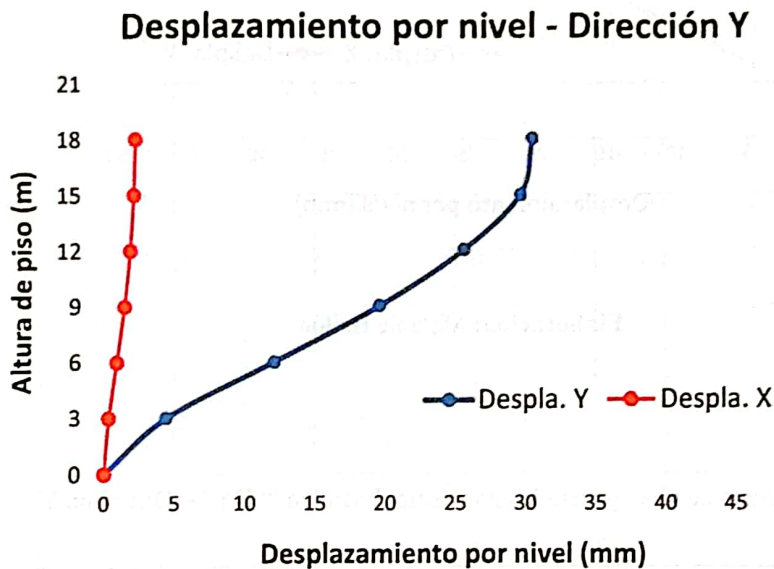
Tabla 40. Desplazamientos de nivel generados por sismo dinámico “SDY” – Dirección Y.

Nivel	Carga	Dirección	Desplazamiento (m)	Desplazamiento (mm)
Piso 6	SD	Y	0,030512	30,512
Piso 5	SD	Y	0,029679	29,679
Piso 4	SD	Y	0,025621	25,621
Piso 3	SD	Y	0,019593	19,593
Piso 2	SD	Y	0,012076	12,076
Piso 1	SD	Y	0,004416	4,416

Elaboración: Melanie Bailón

Como se presenta en la *Tabla 40*, la estructura presenta el mayor desplazamiento por sismo dinámico en dirección Y con valor de 30.512 mm, correspondiente al último nivel (18 m), Por otro lado, en la *Figura 47* se presenta los desplazamientos por nivel generados por el sismo dinámico en dirección Y, así como se mencionó en los desplazamientos en dirección X, se observa que la estructura experimenta desplazamientos en dirección X.

Figura 47. Curva de desplazamientos por nivel generado por sismo dinámico en dirección Y.



Elaboración: Melanie Bailón

3.1.1.3. Periodos de vibración y participación de masa

Los periodos de vibración y participación de masa que tenga una estructura ayudan a identificar la flexibilidad de esta, por lo tanto, son la clave para el análisis dinámico de estructuras y sistemas mecánicos.

A continuación, se presenta los resultados de los periodos de vibración y participación de masa de la estructura en estudio (*Tabla 41*).

Tabla 41. Valores de los periodos de vibración y participaciones de masa.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	0,822	0,7999	0	0,7999	0	0
Modal	2	0,822	0	0,8003	0,7999	0,8003	0
Modal	3	0,648	0	0	0,7999	0,8003	0
Modal	4	0,251	0,111	0	0,9109	0,8003	0
Modal	5	0,25	0	0,1114	0,9109	0,9113	0
Modal	6	0,199	0	0	0,9109	0,9113	0
Modal	7	0,136	0,0413	0	0,9527	0,9113	0
Modal	8	0,134	0	0,0431	0,9527	0,9548	0
Modal	9	0,109	0	0	0,9527	0,9548	0
Modal	10	0,095	0,0212	0	0,9788	0,9548	0
Modal	11	0,091	0	0,0217	0,9788	0,9788	0
Modal	12	0,085	0	0	0,9788	0,9788	0
Modal	13	0,081	0,0184	0	0,9988	0,9788	0
Modal	14	0,08	0	0,0189	0,9988	0,9988	0
Modal	15	0,08	0	0	0,9988	0,9988	0
Modal	16	0,077	0,0013	0	1,0000	0,9988	0
Modal	17	0,076	0	0,0018	1,0000	1,0000	0
Modal	18	0,076	0	0	1,0000	1,0000	0

Elaboración: Melanie Ballón

Según la *Tabla 41*, se analiza si existe una mayor flexibilidad en dirección x, por lo que, se tiene que el periodo de vibración es de 0.822 seg y la masa del edificio se desplaza un 79.99%.

Para verificar que el periodo este dentro del máximo permitido debe cumplir con la condición de la NEC – 2015, mencionando que el periodo máximo (Método 2) dado por el

análisis dinámico no debe ser mayor a 1.3 veces del periodo fundamental (Método 1), con el fin de limitar la flexibilidad de las estructuras.

$$T (\text{Metodo 2}) < T (\text{Método 1}) \cdot 1.3$$

$$0.8822 \text{ seg} < 0.7415 \text{ seg} \cdot 1.3$$

$$0.822 \text{ seg} < 0.964 \text{ seg} \quad \text{Cumple}$$

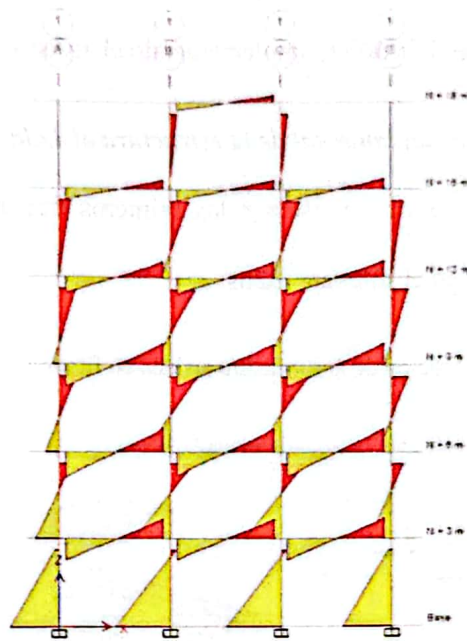
Además, se puede observar que hasta el modo 8 cumple con el análisis dinámico porque participa el 90% de la masa ubicadas en “SUM UX, SUM UY, SUM UZ”, así mismo, hasta el modo 18 participa más del 90% de la masa del edificio.

Por otro lado, se podría determinar la torsión existente en la edificación donde a simple vista no tendría torsión al ser una estructura simétrica, pero por medio de los resultados del análisis dinámico en los dos modos de desplazamiento y uno rotacional, se observa en los dos primeros modos que no existe participación de masa en el eje rotacional, por lo que no existe torsión. Sin embargo, al existir torsión se analiza según la NEC – 2015 donde la masa total del edificio debe corresponder a un 10% límite.

3.1.1.4. Distribución de momentos y cortantes

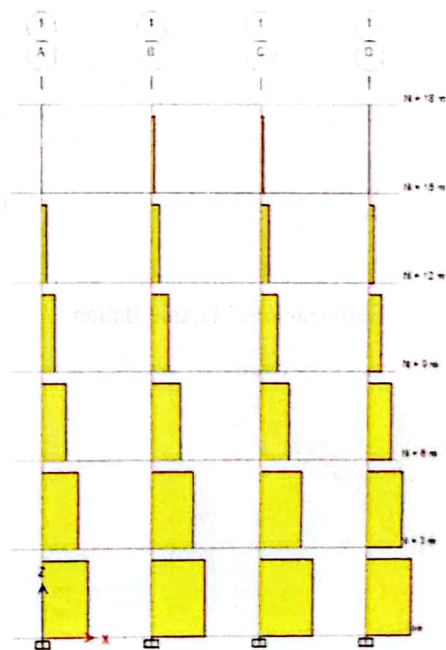
Para tener una visión amplia de la distribución de fuerzas actuantes en los elementos estructurales del edificio, se aprecian las gráficas de momentos (*Figura 48*) y cortantes (*Figura 49*) respectivamente ocasionadas por sismo estático en sentido X donde presenta mayor fuerza sísmica.

Figura 48. Distribución de momentos por SX en pórtico I



Elaboración: Melanie Bailón

Figura 49. Distribución de cortantes por SX en pórtico I



Elaboración: Melanie Bailón

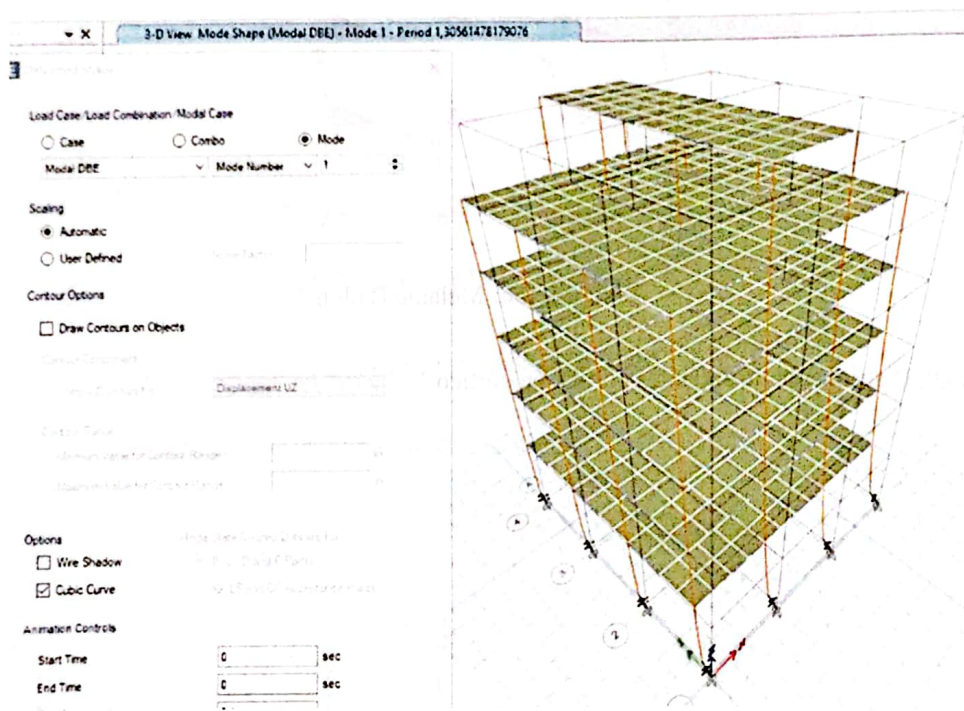
3.2. Análisis del edificio con aislación sísmica

Al tener el análisis correspondiente del sistema convencional con base empotrada, se procede con el análisis lineal del edificio implementando el aislador FPT.

3.2.1. Periodo de vibración fundamental de la estructura aislada

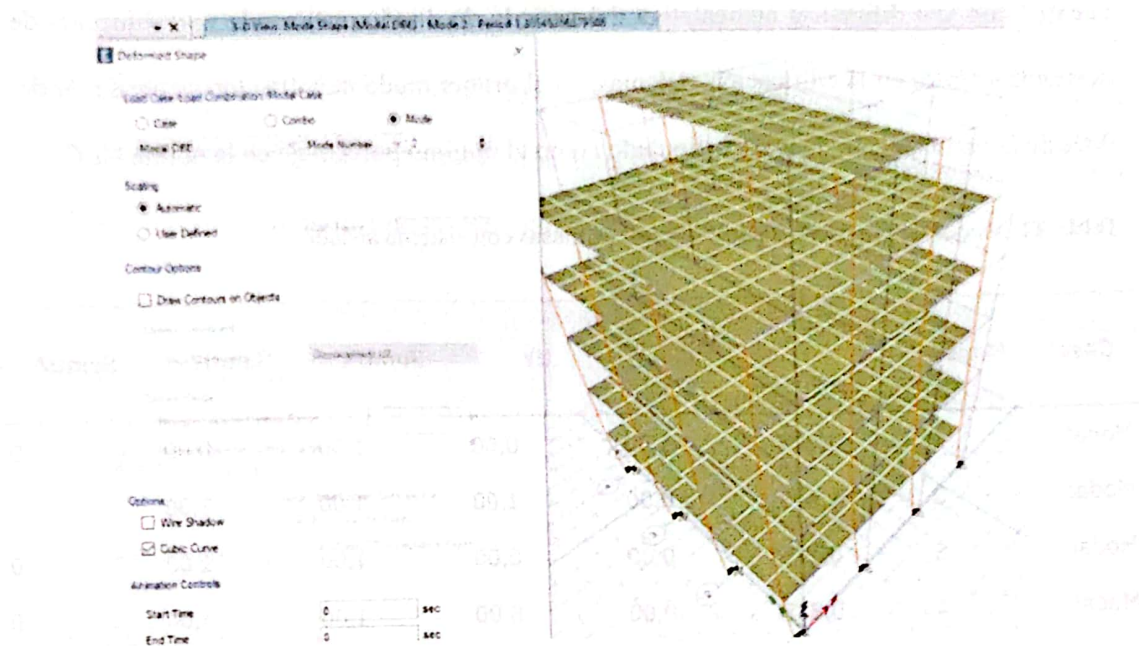
En las siguientes Figuras se presentan los primeros tres modos de vibración de la estructura aislada obtenidas en el software Etabs:

Figura 50. Primer modo de vibración de la estructura aislada en Etabs



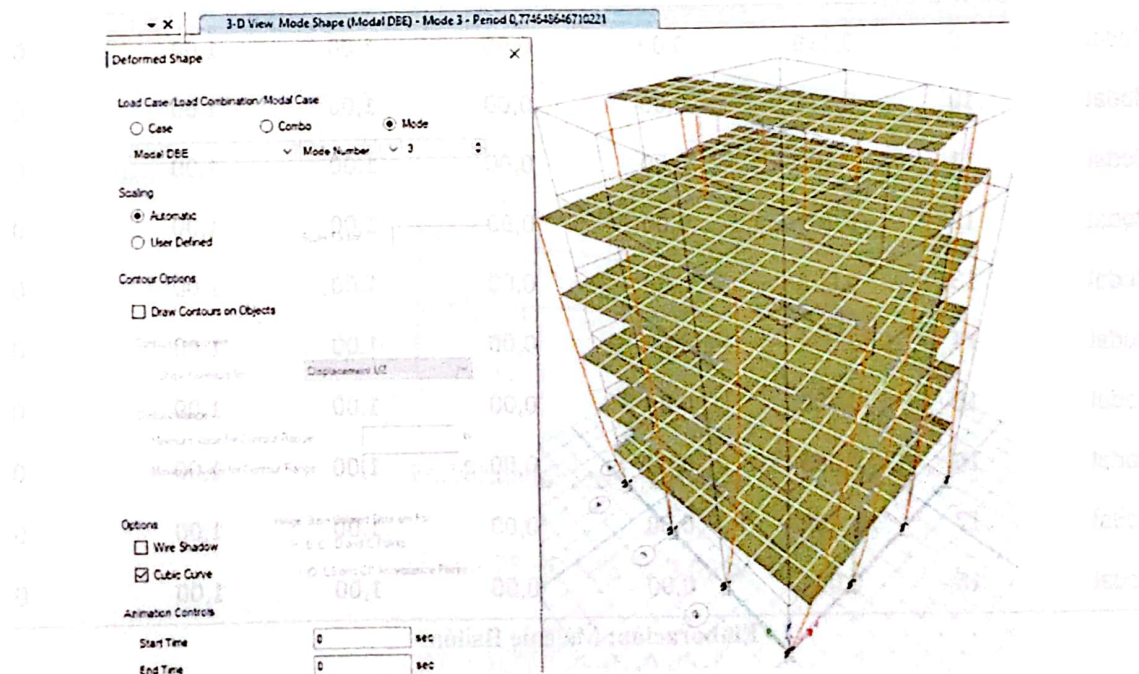
Elaboración: Melanie Bailón

Figura 51. Segundo modo de vibración de la estructura aislada en Etabs



Elaboración: Melanie Bailón

Figura 52. Tercer modo de vibración de la estructura aislada en Etabs



Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 42*, se presentan los periodos de vibración de la estructura aislada que cuentan con una diferencia aumentativa del periodo de diseño, estimando una reducción de demanda sísmica en la edificación. Además, en el primer modo de vibración se tiene más del 90% de la participación de masa estipulado como el mínimo porcentaje en la norma NEC.

Tabla 42. Modos de vibración y participación de masas con sistema aislado.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1,306	1,00	0,00	1,00	0,00	0
Modal	2	1,305	0,00	1,00	1,00	1,00	0
Modal	3	0,775	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	4	0,335	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	5	0,335	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	6	0,226	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	7	0,166	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	8	0,165	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	9	0,119	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	10	0,111	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	11	0,108	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	12	0,107	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	13	0,095	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	14	0,094	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	15	0,088	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	16	0,083	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	17	0,082	0,00	0,00	1,00	1,00	0
Modal	18	0,081	0,00	0,00	1,00	1,00	0

Elaboración: Melanie Bailón

3.2.2. Control de derivas de piso con aisladores sísmicos

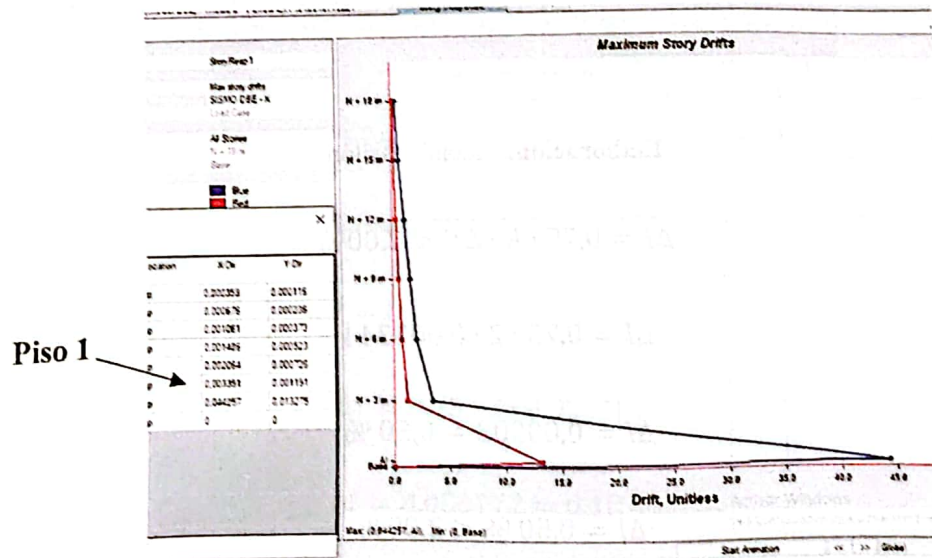
Como anteriormente, se estima el control de derivas de piso, según la NEC para estructuras con características determinadas se calculan con factores de reducción estimados en la norma, pero no existe factor para estructuras con sistema aislado, sin embargo, la norma establece que para cualquier tipo de estructuras se puede utilizar un factor $R=2$.

Cabe resaltar que las derivas elásticas altas que se observan en las figuras corresponden a los aisladores sísmicos.

- Dirección X

Límite inferior

Figura 53. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección X (LI)



Elaboración: Melanie Bailón

$$\Delta I = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E < 2.00\%$$

$$\Delta I = 0.75 \cdot 2 \cdot 0,003391$$

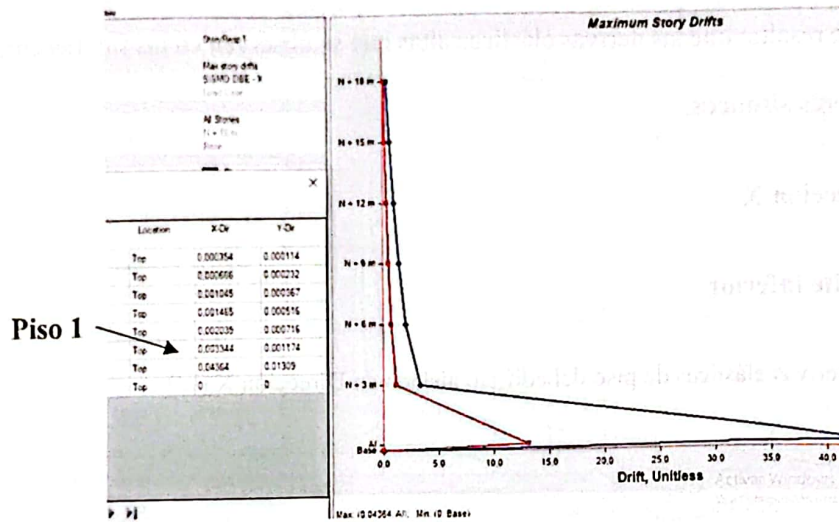
$$\Delta I = 0,00509 = 0,51 \%$$

$$\Delta I = 0,51 \% < 2,00\%$$

Cumple

Límite superior

Figura 54. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección X (LS)



Elaboración: Melanie Bailón

$$\Delta I = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E < 2.00\%$$

$$\Delta I = 0.75 \cdot 2 \cdot 0,003344$$

$$\Delta I = 0,00502 = 0,50 \%$$

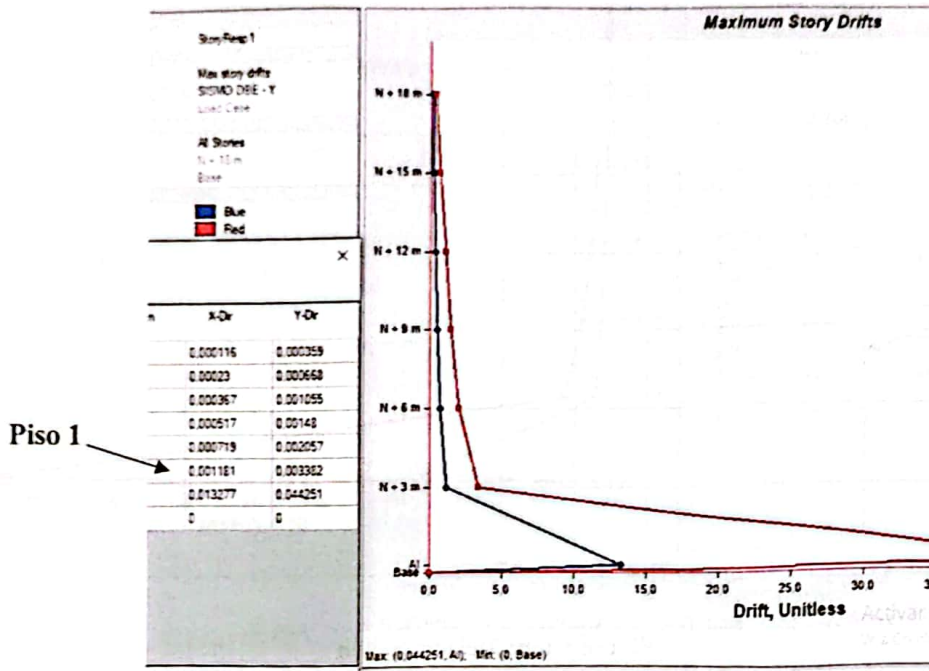
$$\Delta I = 0,50 \% < 2,00\%$$

Cumple

- Dirección Y

Límite inferior

Figura 55. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección Y (LI)



Elaboración: Melanie Bailón

$$\Delta I = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E < 2.00\%$$

$$\Delta I = 0.75 \cdot 2 \cdot 0,001181$$

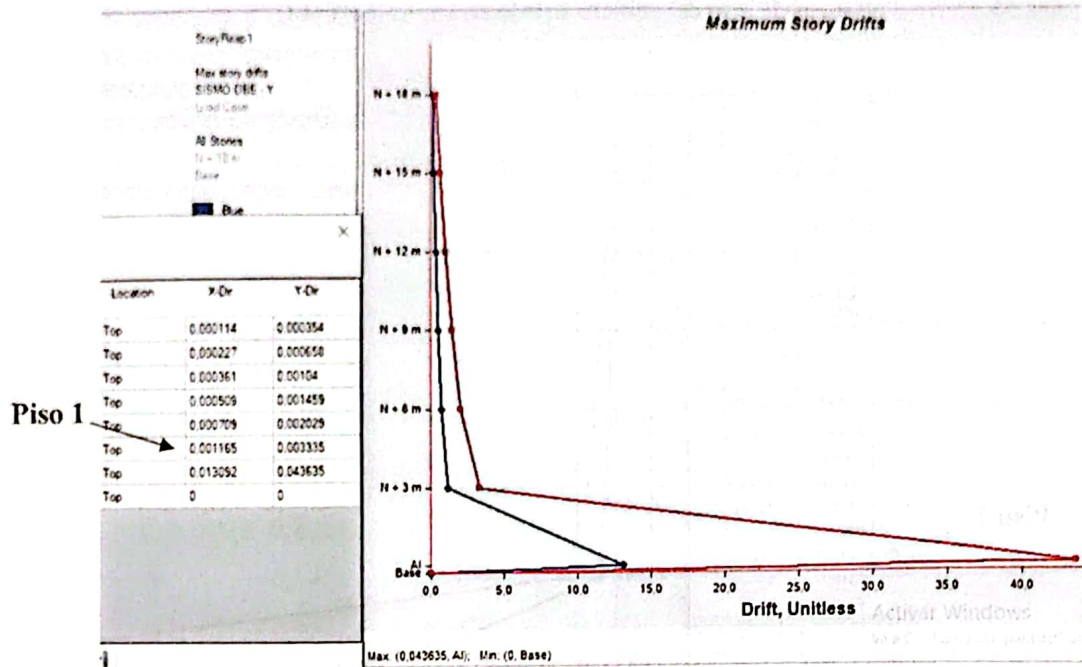
$$\Delta I = 0,001772 = 0,18 \%$$

$$\Delta I = 0,18 \% < 2,00\%$$

Cumple

Límite superior

Figura 56. Derivas elásticas de piso del edificio aislado en Dirección Y (LS)



Elaboración: Melanie Bailón

$$\Delta I = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E < 2.00\%$$

$$\Delta I = 0.75 \cdot 2 \cdot 0,001165$$

$$\Delta I = 0,00175 = 0,18 \%$$

$$\Delta I = 0,18 \% < 2,00\%$$

Cumple

3.3. Análisis comparativo de los resultados

3.3.1. Periodos de vibración

Se presentan los resultados de los periodos de vibración obtenidos mediante el software Etabs para la estructura con base fija y la estructura aislada.

Tabla 43. Periodos de vibración del sistema convencional y aislado.

Modo	Estructura con base fija	Periodo (seg)			
		Estructura aislada			
		Sismo DBE		Sismo MCE	
		L1	L8	L1	L8
1	0,822	1,306	1,068	1,478	1,220
2	0,822	1,305	1,067	1,477	1,210
3	0,648	0,775	0,517	0,886	0,628
4	0,251	0,335	0,322	0,324	0,323
5	0,25	0,335	0,320	0,324	0,322
6	0,199	0,226	0,218	0,222	0,220
7	0,136	0,166	0,160	0,160	0,160
8	0,134	0,165	0,159	0,160	0,160
9	0,109	0,119	0,115	0,116	0,116
10	0,095	0,111	0,110	0,110	0,110
11	0,091	0,108	0,106	0,106	0,106
12	0,085	0,107	0,104	0,104	0,104
13	0,081	0,095	0,093	0,093	0,093
14	0,08	0,094	0,092	0,092	0,092
15	0,08	0,088	0,085	0,085	0,085
16	0,077	0,083	0,083	0,082	0,082
17	0,076	0,082	0,081	0,081	0,081
18	0,076	0,081	0,080	0,080	0,080

Elaboración: Melanie Ballón

Tabla 44. Aumento de los periodos de vibración.

PERIODO MAXIMO				
Estructura con base fija	Estructura aislada			
	Sismo DBE		Sismo MCE	
	LI	LS	LI	LS
0,822	1,306	1,068	1,478	1,220
%AUMENTO	58,88%	29,93%	79,81%	48,42%

Elaboración: Melanie Bailón

Se logra observar que existe una diferencia notable de los periodos de vibración, tanto del sistema aislado como del empotrado, es así que, en el primer periodo del sistema aislado de diseño (DBE - LI) se tiene 1,306 seg con un aumento moderado de 58,88% significando que la aislación ha sido efectiva en reducir la rigidez de la estructura, a su vez, aumenta la capacidad para absorber energía sísmica y reducir la demanda sísmica del edificio. Por otro lado, para el sistema aislado de sismo máximo (MCE - LI) se obtuvo un periodo de 1,478 seg con un aumento de 79,81% siendo un modelo más flexible.

3.3.2. Derivas inelásticas

En este apartado, se muestran los resultados de las derivas inelásticas de piso obtenidas mediante el análisis sísmico de la estructura para ambos sistemas.

Dirección X

Tabla 45. Derivas inelásticas de la estructura (Dirección X).

Nivel	Estructura con base fija		Estructura aislada			
			DBE		MCE	
	DBE	MCE	LI	LS	LI	LS
Piso 6	0,005172	0,006636	0,000539	0,000531	0,000678	0,000668
Piso 5	0,008466	0,010638	0,001014	0,000999	0,001266	0,001248
Piso 4	0,012282	0,015288	0,001592	0,001568	0,001976	0,001947
Piso 3	0,015168	0,018804	0,002229	0,002198	0,002754	0,002715
Piso 2	0,015396	0,019104	0,003129	0,003053	0,003816	0,003762
Piso 1	0,008868	0,011034	0,005087	0,005016	0,006270	0,006183
Base	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 46. Deriva inelástica del aislador FPT (Dirección X).

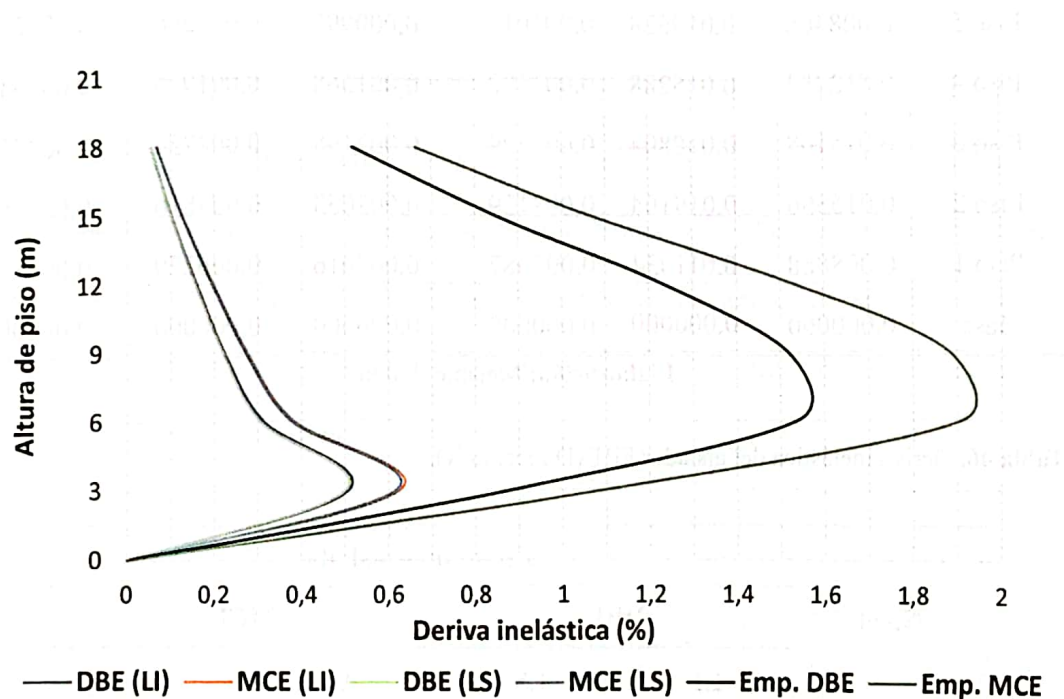
Nivel	Estructura aislada			
	DBE		MCE	
	LI	LS	LI	LS
AI = 0,28 m	0,066386	0,06546	0,081879	0,080741

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 45* se muestran los resultados correspondientes al análisis sísmico estimándose una reducción del sistema aislado de diseño (DBE) con el empotrado (Emp. DBE) del 40% - 90% de todos los pisos y para el sistema de sismo máximo (MCE) con la estructura empotrada (Emp. MCE), de igual manera, una reducción a 40% - 90%. Claramente en ambos sistemas aislados se obtienen respuestas favorables, ya que están funcionando de manera efectiva para aumentar la seguridad y estabilidad de la edificación.

También, en la *Tabla 46* se tiene las derivas inelásticas del aislador que resultan ser mayores que las derivas inelásticas de piso (*Tabla 45*), esto se debe que el aislador está diseñado para deformarse y disipar la energía durante un evento sísmico en toda la estructura, por lo tanto, debe ser mayor que las derivas inelásticas de toda la edificación para mantenerla dentro del rango elástico, logrando una deformación reversible sin sufrir daños permanentes.

Figura 57. Comparación de derivas inelásticas por sistema convencional y aislado (Dirección X).



Elaboración: Melanie Bailón

Por otro lado, en la *Figura 57* se presenta una comparación gráfica de las derivas inelásticas en la dirección X del sistema convencional y aislado donde se puede visualizar de manera amplia la reducción de desplazamientos relativos (derivadas inelásticas) de ambos sistemas, cumpliendo con el porcentaje máximo de derivas que establece la norma NEC.

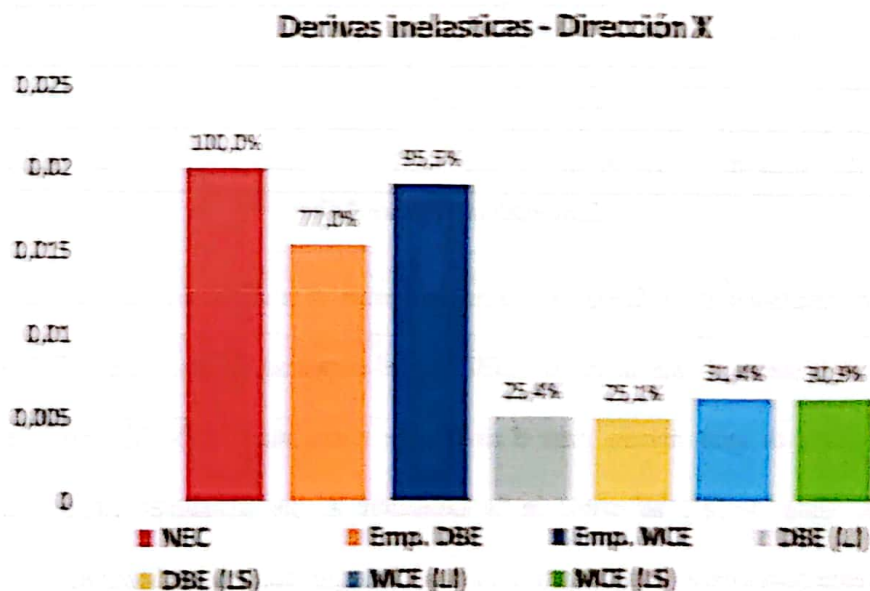
Tabla 47. Verificación de derivas inelásticas máximas (Dirección X)

	NEC	0,0200	100,0%
Estructura con base fija	DBE	0,0154	77,0%
	MCE	0,0149	74,5%
	DBE (LI)	0,0051	25,4%
Estructura aislada	DBE (LS)	0,0050	25,0%
	MCE (LI)	0,0065	32,4%
	MCE (LS)	0,0062	30,9%

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Figura 58*, se presentan las derivas inelásticas máximas de ambos sistemas en comparación con el límite de derivas establecido por la NEC ($LID = 2\%$), mostrando que todos cumplen con la norma. La comparación de manera porcentual del gráfico de barras se da de la estructura con base fija del sismo de diseño, sismo máximo y de la estructura aislada de ambos sismos, en comparación con lo establecido por la NEC.

Figura 58. Derivas inelásticas máximas (Dirección X) en gráfico de barras.



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

Tabla 48. Derivas inelásticas de la estructura (Dirección Y).

Nivel	Estructura con base fija		Estructura aislada			
	DBE	MCE	DBE		MCE	
			LI	LS	LI	LS
Piso 6	0,004692	0,005994	0,000174	0,000171	0,000219	0,000216
Piso 5	0,008292	0,010410	0,000345	0,000341	0,000432	0,000426
Piso 4	0,012180	0,015150	0,000551	0,000542	0,000683	0,000674
Piso 3	0,015084	0,018690	0,000776	0,000764	0,000957	0,000944
Piso 2	0,015330	0,019014	0,001079	0,001064	0,001329	0,001311
Piso 1	0,008832	0,010986	0,001772	0,001748	0,002184	0,002153
Base	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000

Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 49. Deriva inelástica del aislador FPT (Dirección Y).

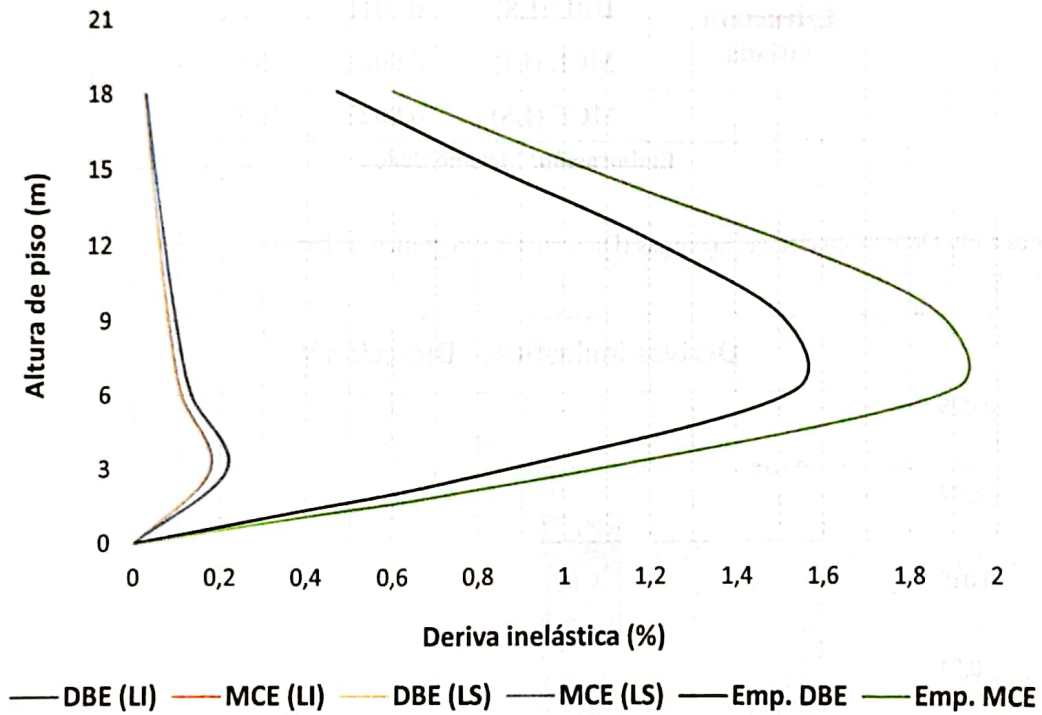
Nivel	Estructura aislada			
	DBE		MCE	
	LI	LS	LI	LS
AI = 0,28 m	0,019916	0,019638	0,024564	0,024222

Elaboración: Melanie Bailón

Los resultados de la *Tabla 48*, correspondientes al análisis sísmico cuentan con una reducción del sistema aislado de diseño (DBE) con el empotrado (Emp. DBE) a 70% - 90% de todos los pisos, de igual manera, para el sistema de sismo máximo (MCE) con la estructura empotrada (Emp. MCE), así como en la Dirección X, los aisladores están funcionando efectivamente para ambos sentidos proporcionándole seguridad a la edificación.

En la *Tabla 49* se presentan las derivas inelásticas del aislador que resultan ser mayores que las derivas inelásticas de piso (*Tabla 48*) significando que está funcionando correctamente.

Figura 59. Comparación de derivas inelásticas por sistema convencional y aislado (Dirección Y)



Elaboración: Melanie Bailón

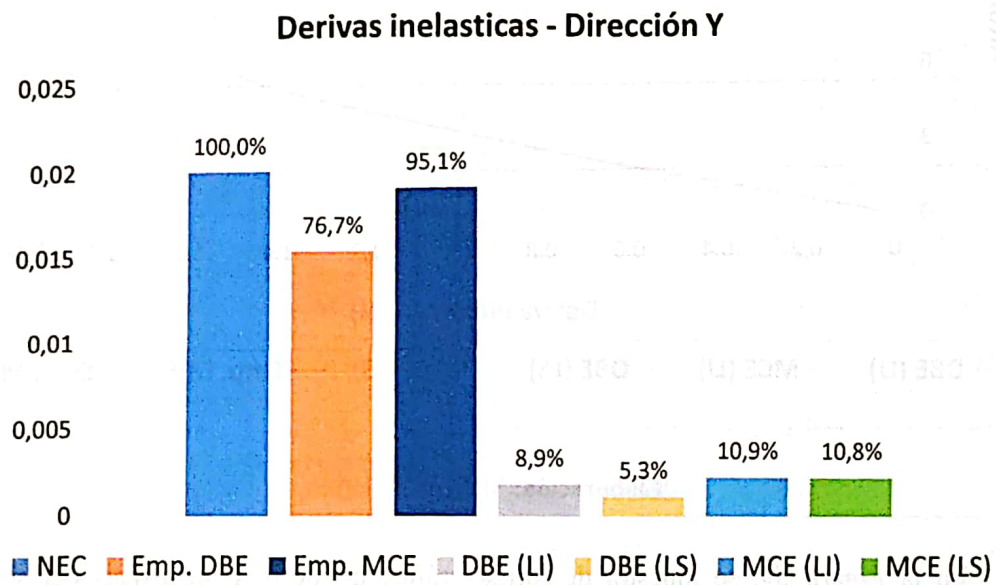
En la *Figura 59*, se muestra de forma gráfica las derivas inelásticas del sistema convencional y aislado en la dirección Y visualizando de manera amplia la reducción de derivas inelásticas de ambos sistemas, cumpliendo con el porcentaje máximo de derivas que establece la norma NEC.

Tabla 50. Verificación de derivas inelásticas máximas (Dirección Y).

	NEC	0,0200	100,0%
Estructura con base fija	DBE	0,0153	76,7%
	MCE	0,0190	95,1%
Estructura aislada	DBE (LI)	0,0018	8,9%
	DBE (LS)	0,0011	5,3%
	MCE (LI)	0,0022	10,9%
	MCE (LS)	0,0022	10,8%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 60. Derivas inelásticas máximas (Dirección Y) en gráfico de barras



Como se logra observar en la *Figura 60*, las derivas inelásticas para ambos periodos de retorno no sobrepasan el límite del control de derivas establecido por la NEC.

3.3.3. Desplazamientos máximos

En este apartado se presentan los resultados de los desplazamientos máximos obtenidos a partir de la simulación de un sistema estructural bajo cargas sísmicas tanto de diseño (DBE) como para sismos máximos (MCE), ambos evaluados para la Dirección X y Y para su posterior comparación.

Dirección X

Tabla 51. Desplazamientos de la estructura (Dirección X).

Nivel	Estructura con base fija (mm)		Estructura aislada (mm)			
	DBE	MCE	DBE		MCE	
			LI	LS	LI	LS
Piso 6	32,375	40,175	39,352	38,800	48,519	47,838
Piso 5	29,909	37,084	38,308	37,771	47,225	46,564
Piso 4	25,766	31,937	36,321	35,813	44,771	44,144
Piso 3	19,686	24,413	33,179	32,715	40,897	40,325
Piso 2	12,128	15,060	28,746	28,345	35,437	34,943
Piso 1	4,434	5,516	22,563	22,249	27,821	27,433
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 52. Desplazamientos del aislador (Dirección X).

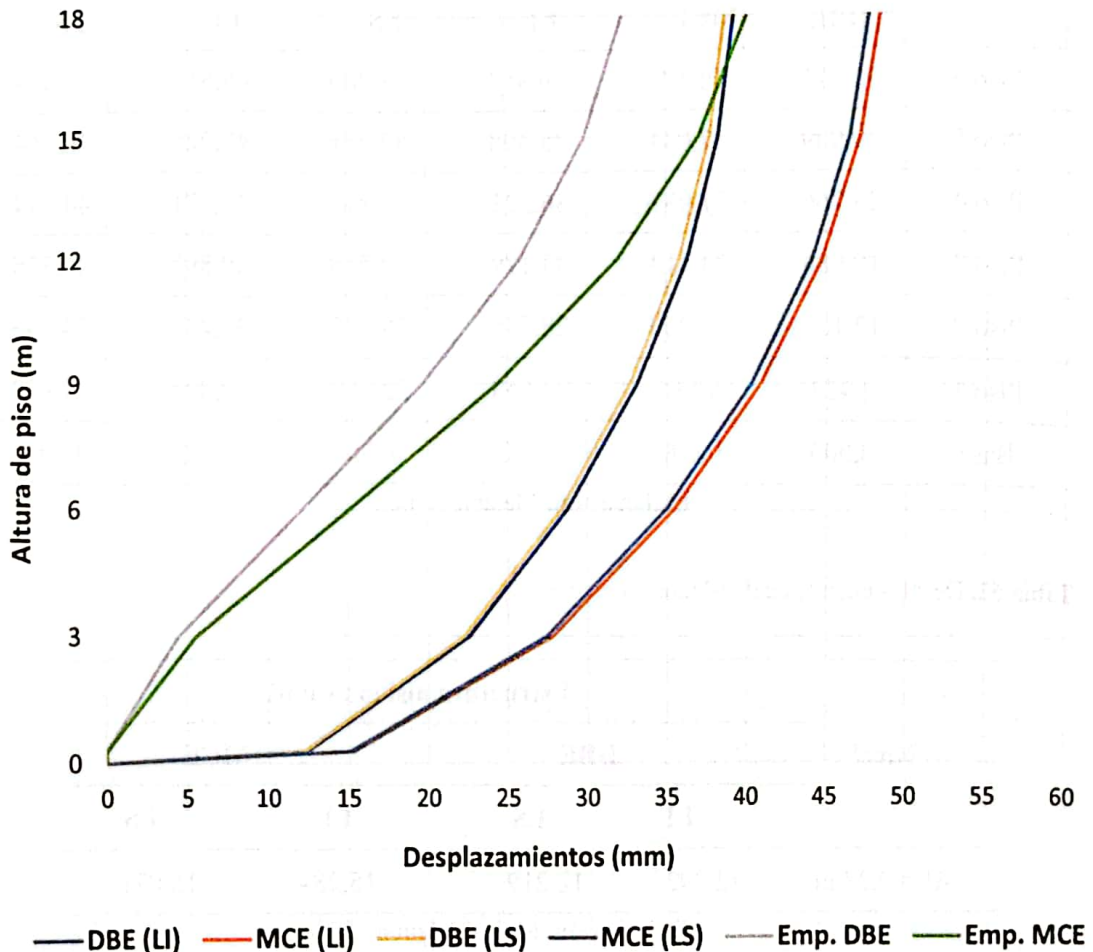
Nivel	Estructura aislada (mm)			
	DBE		MCE	
	LI	LS	LI	LS
AI = 0,28 m	12,392	12,219	15,284	15,071

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 51*, los desplazamientos del sistema aislado son mayores que del sistema convencional debido a que el aislador permite que la estructura se mueva libremente sobre él, entonces provoca desplazamientos mayores que el sistema convencional, sin embargo, cuenta con un desplazamiento máximo en el sistema aislado MCE (LI) de 48,519 mm, siendo el límite global de desplazamiento de un aislador FPT es de aproximadamente 60 a 80 mm, por lo tanto, el aislador está funcionando dentro de su límite de diseño.

En la *Figura 61*, se visualiza de manera amplia los desplazamientos de ambos sistemas.

Figura 61. Comparación de desplazamientos por sistema convencional y aislado (Dirección X).



Elaboración: Melanie Bailón

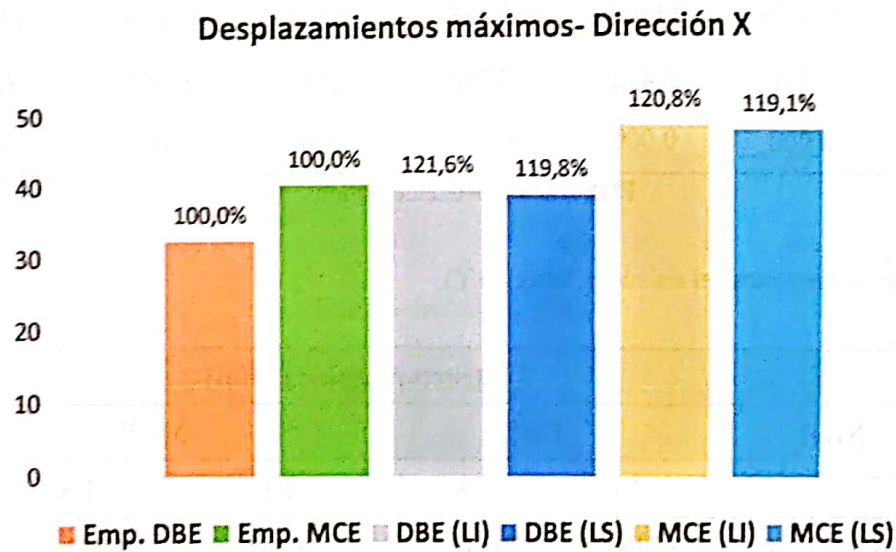
En la *Tabla 53*, se presentan los desplazamientos máximos en la dirección X del Piso 6 con un porcentaje elevado del sistema aislado al sistema convencional.

Tabla 53. Verificación de desplazamientos máximos de la estructura (Dirección X).

Desplazamientos máximos (mm)			
PISO 6			
Estructura con base fija	DBE	32,375	100,0%
	MCE	40,175	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	39,352	121,6%
	DBE (LS)	38,800	119,8%
	MCE (LI)	48,519	120,8%
	MCE (LS)	47,838	119,1%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 62. Desplazamientos máximos (Dirección X) en gráfico de barras



Los desplazamientos máximos representados en el gráfico de barras (*Figura 62*) se basan en los desplazamientos provocados por el sismo de diseño del sistema aislado (DBE-LI/DBE-LS) en comparación con el sistema empotrado (Emp. DBE), representando un aumento

a 121% y 119%. Mientras que para el sismo máximo (MCE-LI/MCE-LS) cuenta con un aumento a 120% y 119% en comparación con el sismo máximo del sistema de base fija (Emp. MCE).

Dirección Y

Tabla 54. Desplazamientos de la estructura (Dirección Y).

Nivel	Estructura con base fija (mm)		Estructura aislada (mm)			
			DBE		MCE	
	DBE	MCE	LI	LS	LI	LS
Piso 6	30,512	37,829	13,063	12,880	16,107	15,882
Piso 5	29,679	36,778	12,725	12,547	15,688	15,469
Piso 4	25,621	31,741	12,046	11,878	14,848	14,641
Piso 3	19,593	24,286	10,958	10,805	13,506	13,318
Piso 2	12,076	14,990	9,415	9,284	11,605	11,444
Piso 1	4,416	5,492	7,260	7,159	8,951	8,826
Base	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 55. Desplazamientos del aislador (Dirección Y)

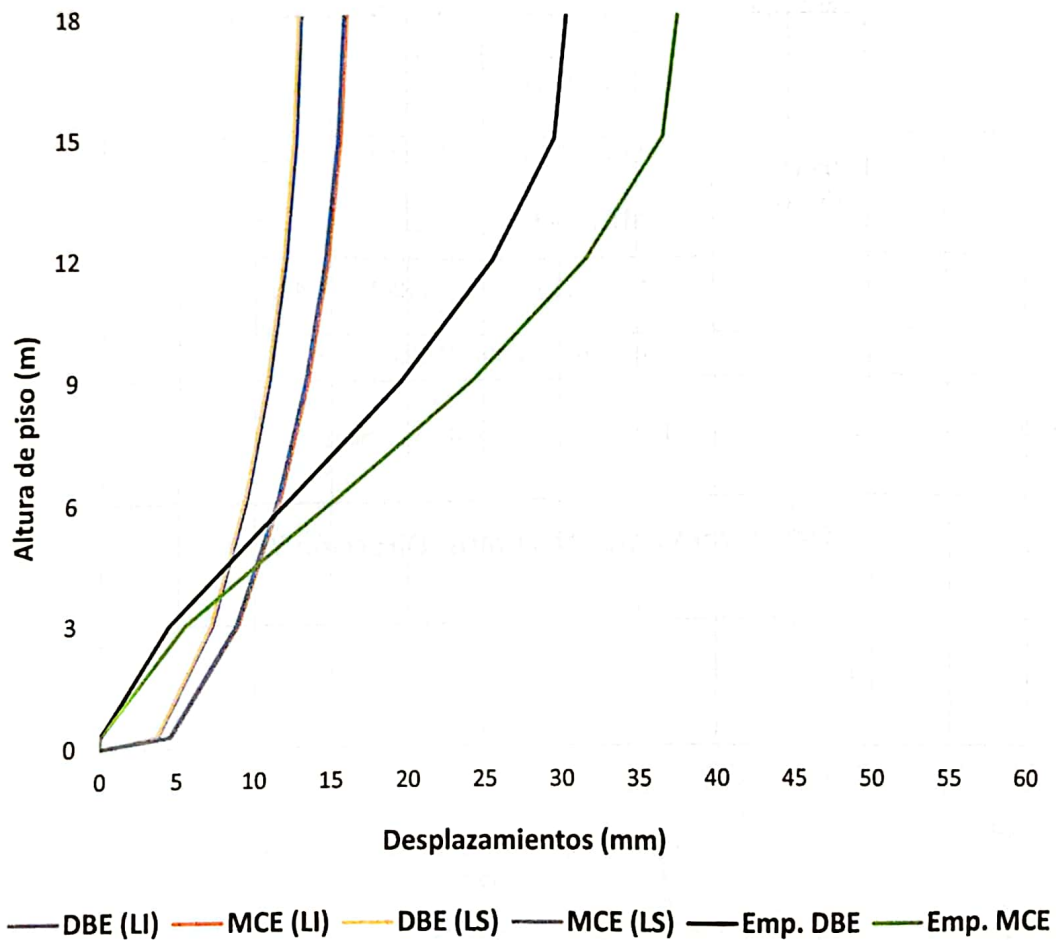
Nivel	Estructura aislada (mm)			
	DBE		MCE	
	LI	LS	LI	LS
AI = 0,28 m	3,718	3,666	4,585	4,521

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 54*, los resultados de desplazamientos del sistema aislados en la Dirección Y son menores que el sistema empotrado, esto se debe que el aislador está diseñado para tener

mayor capacidad de disipación de energía en la dirección principal de la carga sísmica (Dirección X), por lo tanto, los desplazamientos en la Dirección Y serán menores.

Figura 63. Comparación de desplazamientos por sistema convencional y aislado (Dirección Y).



Elaboración: Melanie Bailón

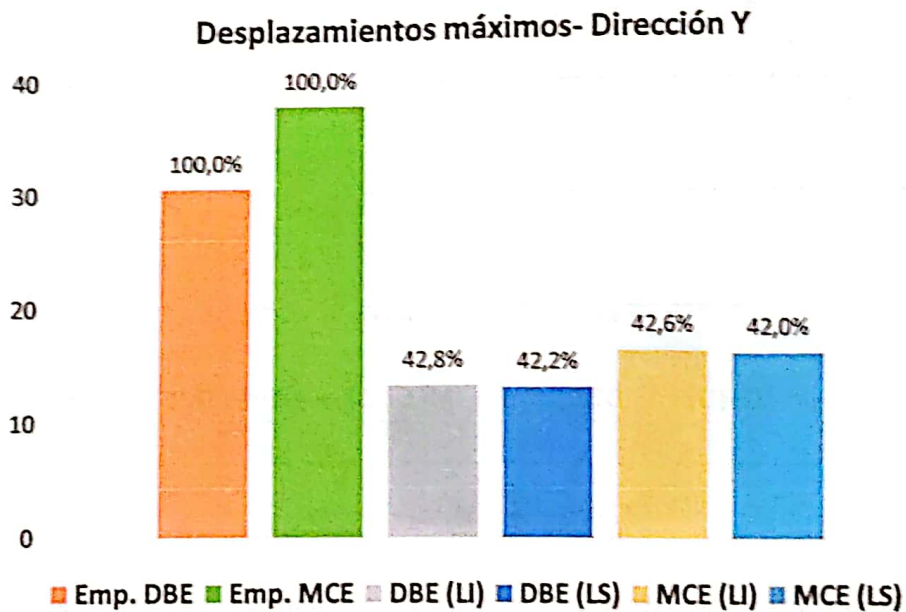
En la *Tabla 56*, se observa la disminución porcentual del sistema aislado hacia el convencional:

Tabla 56. Verificación de desplazamientos máximos de la estructura (Dirección Y)

Desplazamientos máximos (mm)			
PISO 6			
Estructura con base fija	DBE	30,512	100,0%
	MCE	37,829	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	13,063	42,8%
	DBE (LS)	12,880	42,2%
	MCE (LI)	16,107	42,6%
	MCE (LS)	15,882	42,0%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 64. Desplazamientos máximos (Dirección Y) en gráfico de barras.



Elaboración: Melanie Bailón

Para los sismos de diseño en la dirección Y del sistema aislado (DBE-LI/DBE-LS), cuenta con una disminución a 42% en ambos límites en comparación con el sistema empotrado (Emp. DBE), de igual manera sucede en el sismo máximo.

3.3.4. Amplificación de la aceleración de entrada en pisos superiores

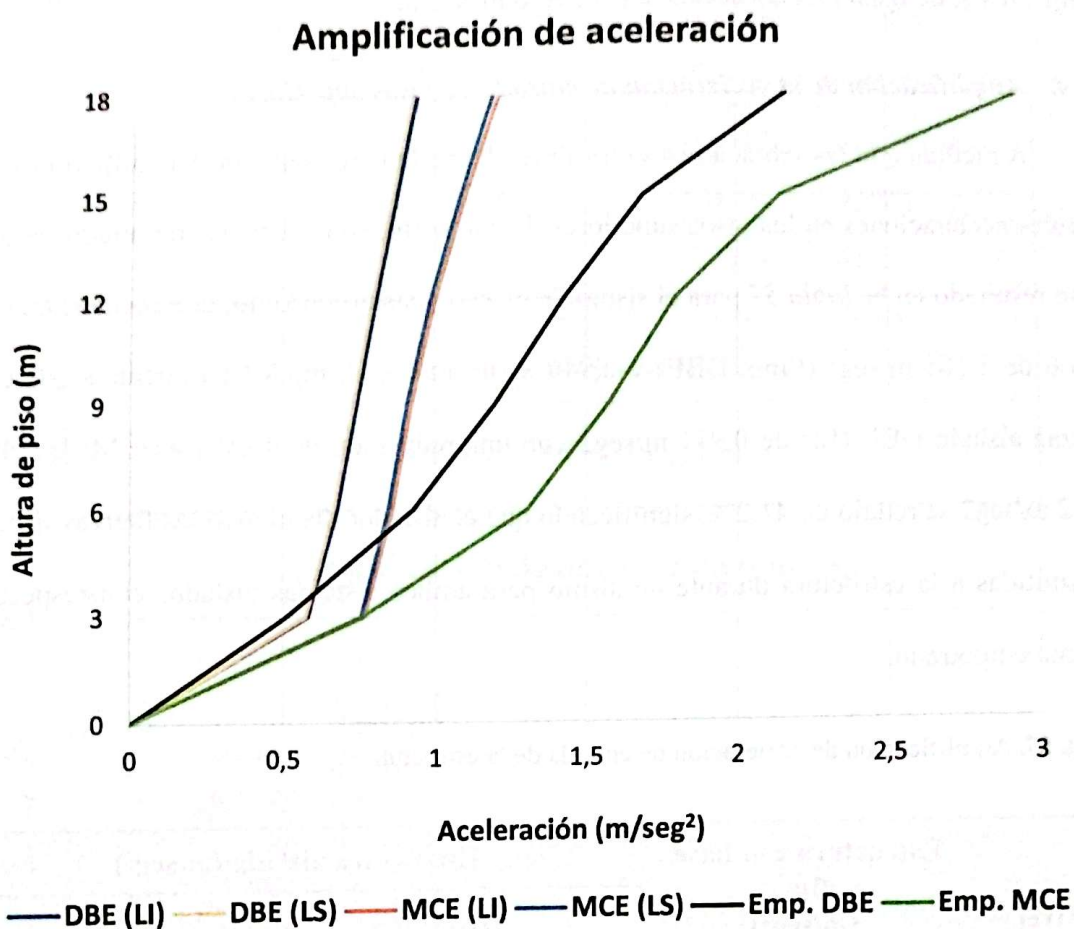
A medida que las vibraciones se transmiten hacia la parte superior del edificio provoca mayores aceleraciones en los pisos superiores. Por lo tanto, en el sistema empotrado, se tiene como resultado en la *Tabla 57* para el sismo de diseño y sismo máximo, una aceleración en el Piso 6 de 2,165 m/seg² (Emp. DBE) y 2,940 2,165 m/seg² (Emp.MCE) mientras que en el sistema aislado DBE (LI) de 0,941 m/seg² con una reducción de 43,5% y en MCE (LI) de 1,212 m/seg² se redujo un 41,2%, significando que el aislador disminuyó las fuerzas sísmicas transmitidas a la estructura durante un sismo para ambos sistemas aislados con respecto al sistema empotrado.

Tabla 57. Amplificación de aceleración de entrada de la estructura.

Nivel	Estructura con base fija (m/seg ²)		Estructura aislada (m/seg ²)			
	DBE	MCE	DBE		MCE	
			LI	LS	LI	LS
Piso 6	2,165	2,940	0,941	0,9260	1,212	1,1915
Piso 5	1,690	2,148	0,875	0,8621	1,102	1,0849
Piso 4	1,427	1,794	0,809	0,7970	1,003	0,9882
Piso 3	1,199	1,575	0,743	0,7326	0,923	0,9097
Piso 2	0,929	1,305	0,678	0,6666	0,859	0,8467
Piso 1	0,510	0,759	0,582	0,5736	0,766	0,7550
Base	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,0000

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 65. Comparación de Amplificación de aceleración de entrada por sistema convencional y aislado.



Elaboración: Melanie Bailón

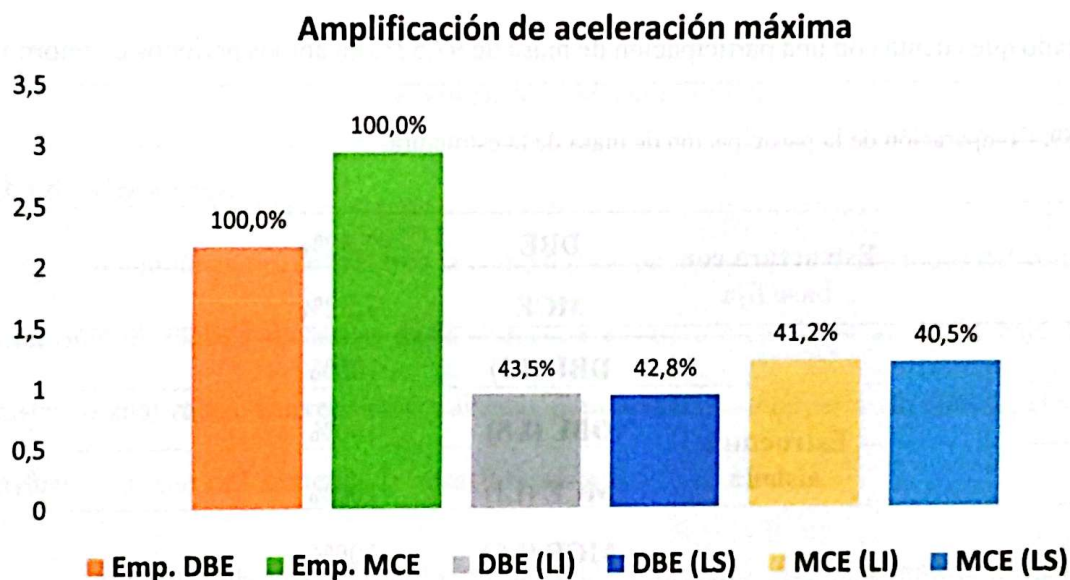
En la *Tabla 58*, se presenta las aceleraciones máximas correspondientes al último piso:

Tabla 58. Verificación de amplificación de aceleración máxima de entrada.

Aceleraciones máximas (m/seg ²)			
Estructura con base fija	DBE	2,1654	100,0%
	MCE	2,940	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	0,9413	43,5%
	DBE (LS)	0,9260	42,8%
	MCE (LI)	1,2124	41,2%
	MCE (LS)	1,1915	40,5%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 66. Amplificaciones de aceleraciones máximas en gráfico de barras



Elaboración: Melanie Bailón

La estructura aislada cuenta con una disminución de aceleración a 43% (DBE- LI) y 42% (DBE- LS) con respecto a la estructura con base fija (Emp. DBE), y para el sismo máximo de la estructura aislada disminuyó a 41% (MCE- LI) y 40% (DBE- LS) con respecto a la estructura con base fija (Emp. MCE)

3.3.5. Participación de masa

Seguidamente, se presenta los resultados de la participación de masa de la estructura para ambos sistemas. En la *Tabla 59* y, de forma gráfica, en la *Figura 68* se observa que en el análisis realizado para el sistema aislado cuenta con una participación de masa del 100% (tanto para DBE como MCE), significando que la totalidad de la masa de la estructura está participando en el movimiento sísmico en comparación con la estructura aislada para ambos periodos de retorno.

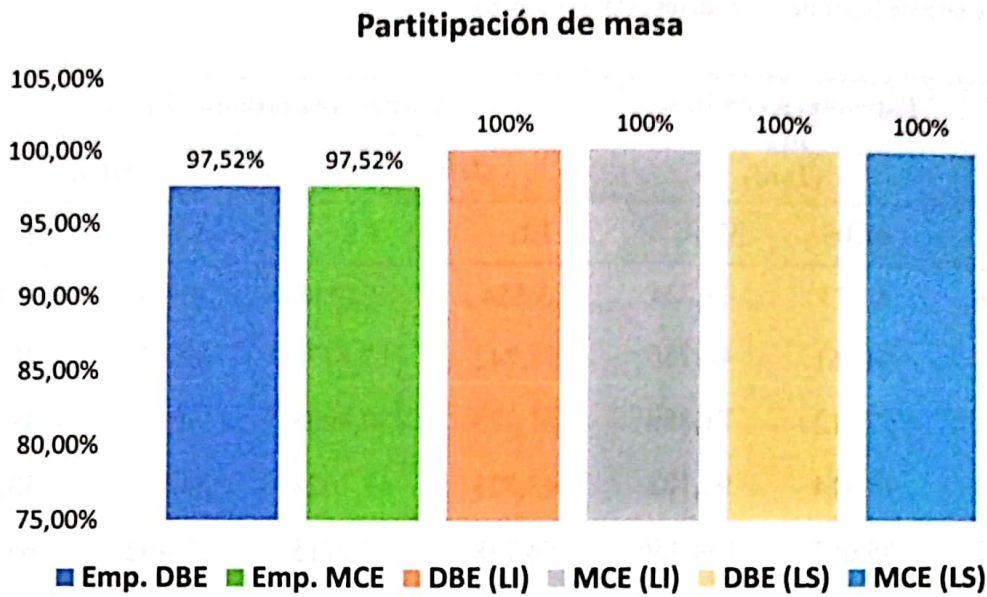
Además, dicha edificación está respondiendo como una masa única y rígida, sin que exista una distribución de la masa en diferentes modos de vibración, ya que en los primeros dos modos de vibración se presenta la mayor participación de masa, a diferencia del sistema empotrado que cuenta con una participación de masa de 97,52% en ambos periodos de retorno.

Tabla 59. Comparación de la participación de masa de la estructura.

Estructura con base fija	DBE	97,52%
	MCE	97,52%
Estructura aislada	DBE (LI)	100%
	DBE (LS)	100%
	MCE (LI)	100%
	MCE (LS)	100%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 67. Participación de masas en gráfico de barras



Elaboración: Melanie Bailón

3.3.6. Corte basal

A continuación, se presenta la comparación de los resultados obtenidos del corte basal mediante el análisis dinámico de la estructura en estudio realizado en Etabs bajo los dos sistemas analizados: convencional y aislado. Estos resultados nos permiten conocer el nivel de esfuerzos al que está sometida la estructura en ambas direcciones.

Se estima que, en un sistema convencional, el cortante basal es transmitido directamente desde el suelo hasta la estructura causando daños significativos, pero en un sistema aislado existe la reducción de fuerzas sísmicas desde el suelo hacia la estructura porque, como se mencionó anteriormente, el aislador permite la libertad de movimiento de la estructura reduciendo dichos esfuerzos.

Dirección X

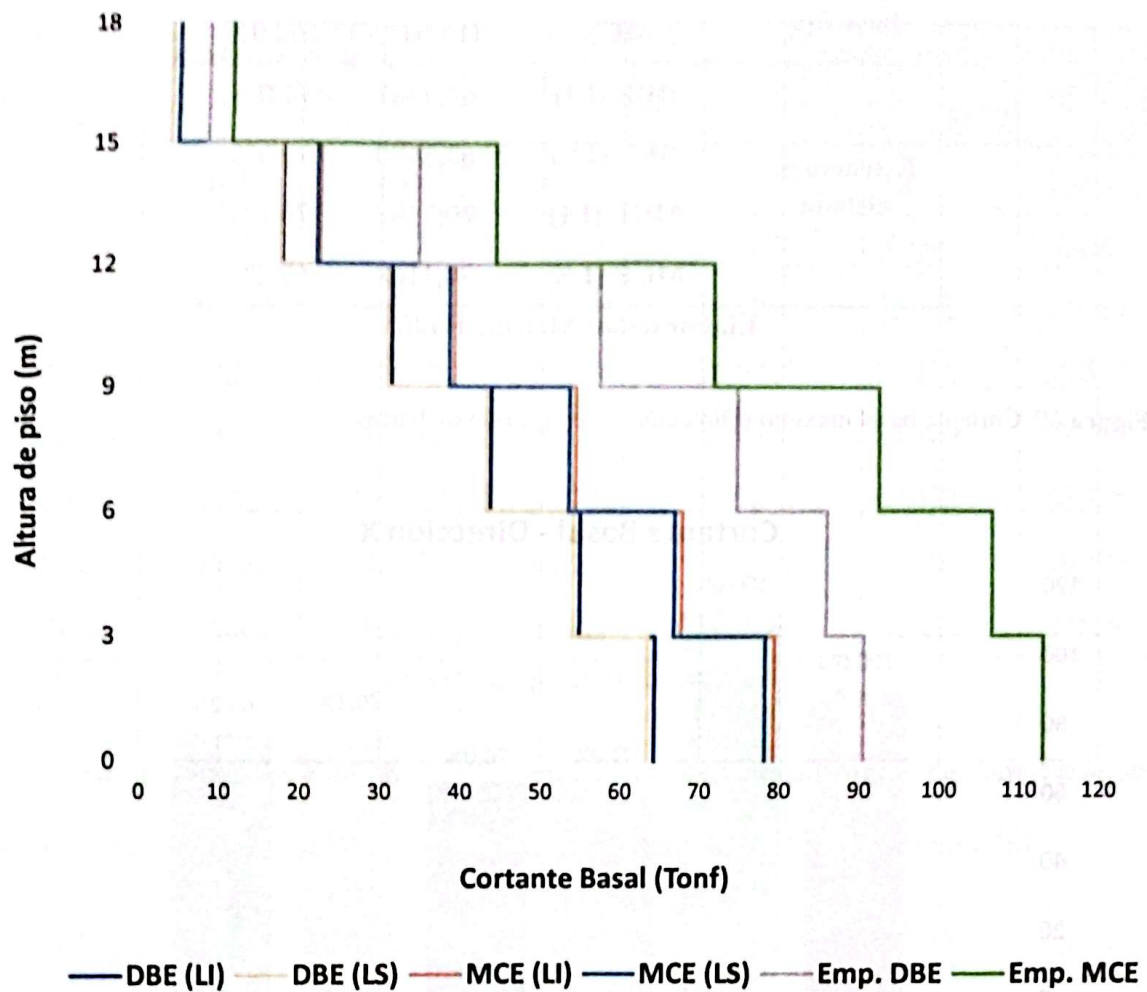
Tabla 60. Cortante basal de la estructura (Dirección X).

Nivel	Estructura con base fija (Tonf)		Estructura aislada (Tonf)			
	DBE	MCE	DBE		MCE	
			LI	LS	LI	LS
Piso 6	8,273	11,234	3,554	3,4966	4,571	4,492
Piso 5	34,661	44,256	17,742	17,4770	22,376	22,033
Piso 4	57,112	71,389	31,375	30,9208	39,137	38,562
Piso 3	74,314	92,182	43,723	43,1028	54,112	53,340
Piso 2	85,653	106,436	54,738	53,9715	67,492	66,545
Piso 1	90,466	112,942	64,236	63,3416	79,219	78,116
Base	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,0000

Elaboración: Melanie Bailón

En la *Tabla 60* y *Figura 68*, se observa que existe disminución de cortante basal del sistema aislado en comparación con el sistema convencional, dicha disminución en el sistema aislador es indicador de que la estructura está funcionando correctamente para reducir los esfuerzos.

Figura 68. Comparación del corte basal por sistema convencional y aislado (Dirección X)



Elaboración: Melanie Bailón

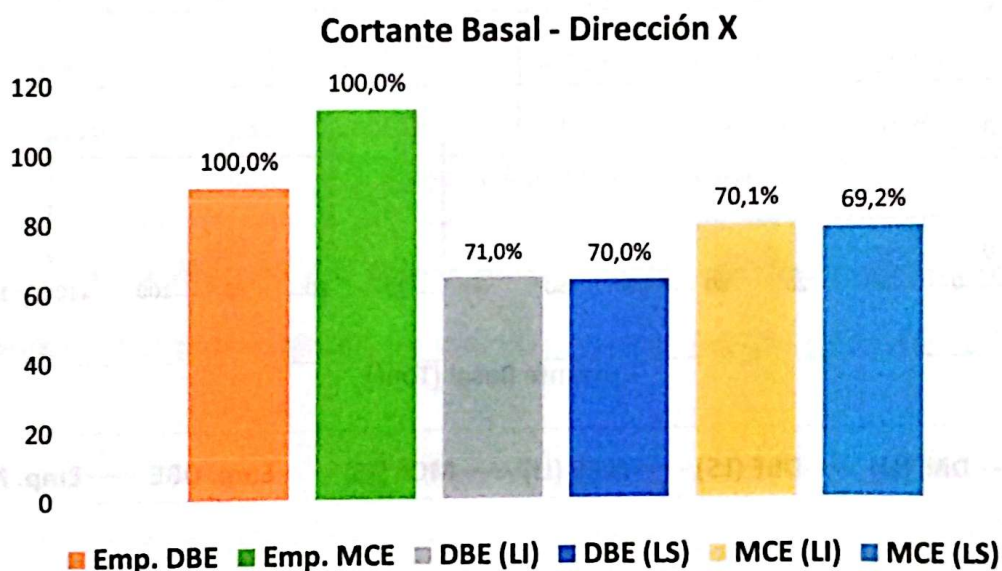
En la *Tabla 61* y *Figura 69*, se presenta y visualiza los cortante basales máximos de la estructura en Dirección X, se tiene una disminución en el sistema DBE (LI – LS) a 71% aproximadamente en relación con la estructura de base fija con sismo de diseño (Emp. DBE) y en MCE (LI – LS) a 70% aproximadamente con respecto a la estructura de base fija para sismo máximo (Emp. MCE).

Tabla 61. Verificación del corte basal máximo de la estructura (Dirección X).

Estructura con base fija	DBE	90,4662	100,0%
	MCE	112,9416	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	64,2367	71,0%
	DBE (LS)	63,3420	70,0%
	MCE (LI)	79,2197	70,1%
	MCE (LS)	78,1168	69,2%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 69. Cortante basal máximo (Dirección X) en gráfico de barras



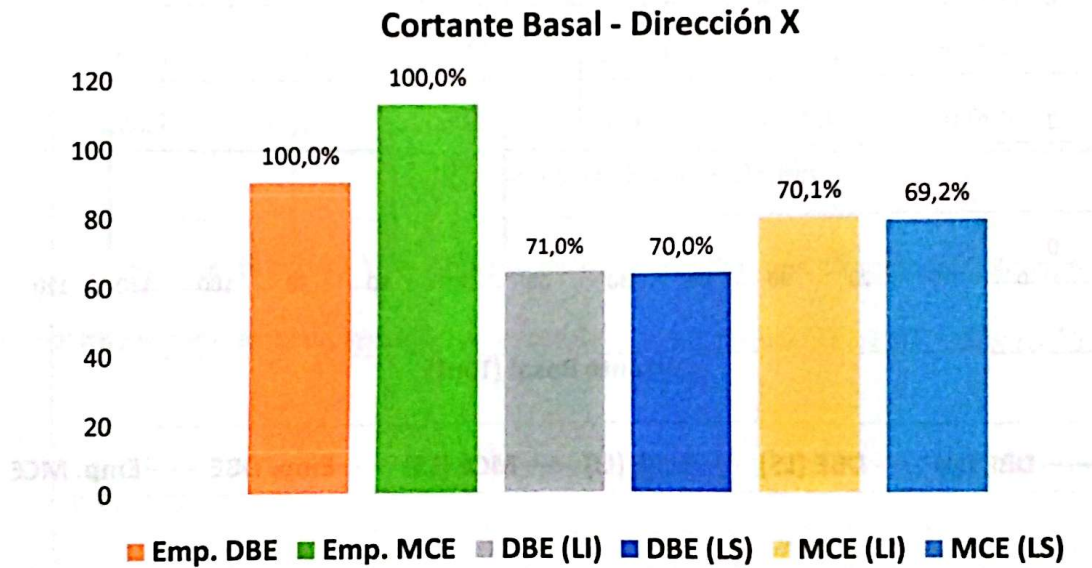
Elaboración: Melanie Bailón

Tabla 61. Verificación del corte basal máximo de la estructura (Dirección X).

Estructura con base fija	DBE	90,4662	100,0%
	MCE	112,9416	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	64,2367	71,0%
	DBE (LS)	63,3420	70,0%
	MCE (LI)	79,2197	70,1%
	MCE (LS)	78,1168	69,2%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 69. Cortante basal máximo (Dirección X) en gráfico de barras



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

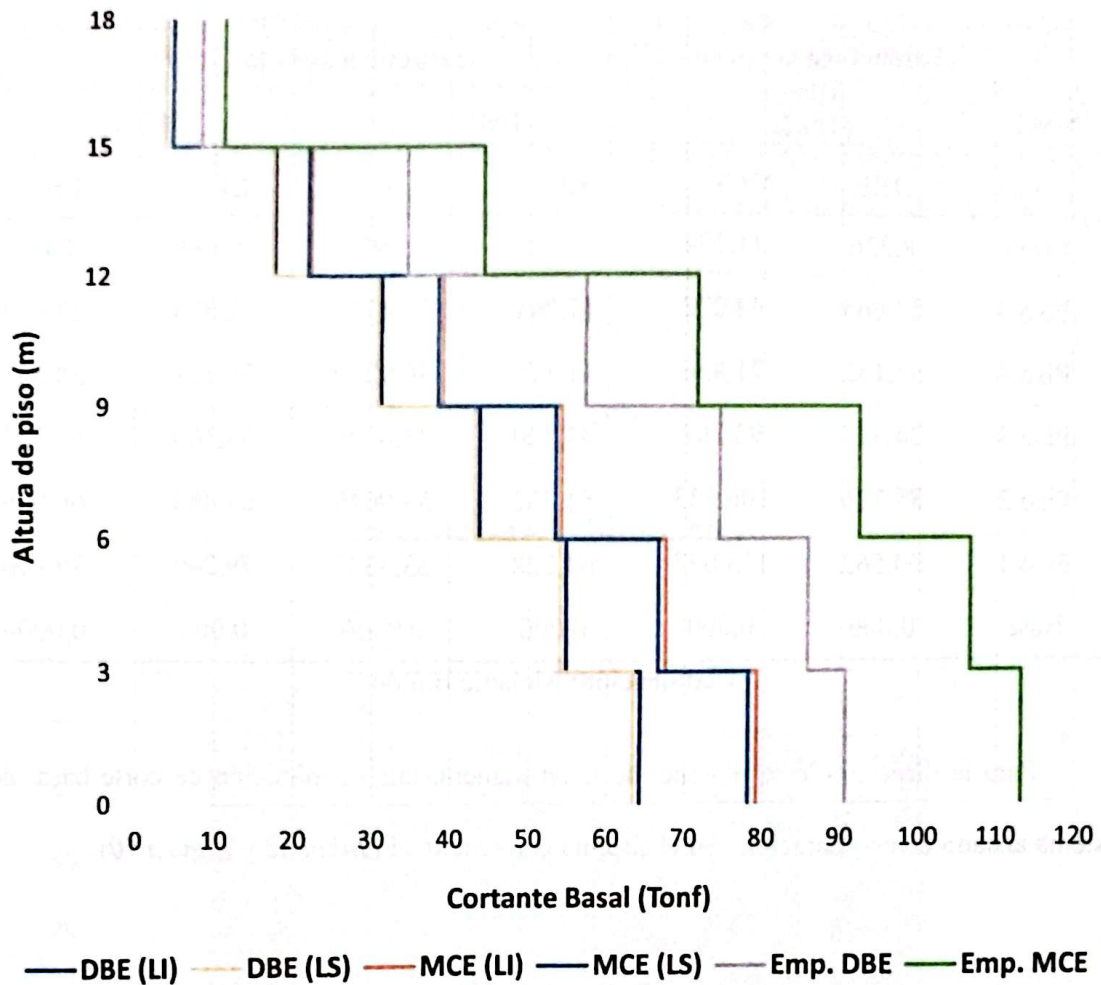
Tabla 62. Cortante basal de la estructura (Dirección Y).

Nivel	Estructura con base fija (Tonf)		Estructura aislada (Tonf)			
	DBE	MCE	DBE		MCE	
			LI	LS	LI	LS
Piso 6	8,236	11,174	3,555	3,4978	4,569	4,491
Piso 5	34,665	44,272	17,741	17,4755	22,373	22,029
Piso 4	57,152	71,456	31,375	30,9210	39,138	38,563
Piso 3	74,374	92,267	43,720	43,0999	54,109	53,337
Piso 2	85,726	106,533	54,732	53,9649	67,483	66,536
Piso 1	90,562	113,077	64,228	63,3337	79,209	79,106
Base	0,000	0,000	0,000	0,0000	0,000	0,0000

Elaboración: Melanie Bailón

Para la dirección Y se obtiene, de igual manera, una disminución de corte basal del sistema aislado en comparación con el sistema convencional (*Tabla 62 y Figura 70*).

Figura 70. Comparación del corte basal por sistema convencional y aislado (Dirección Y)



Elaboración: Melanie Bailón

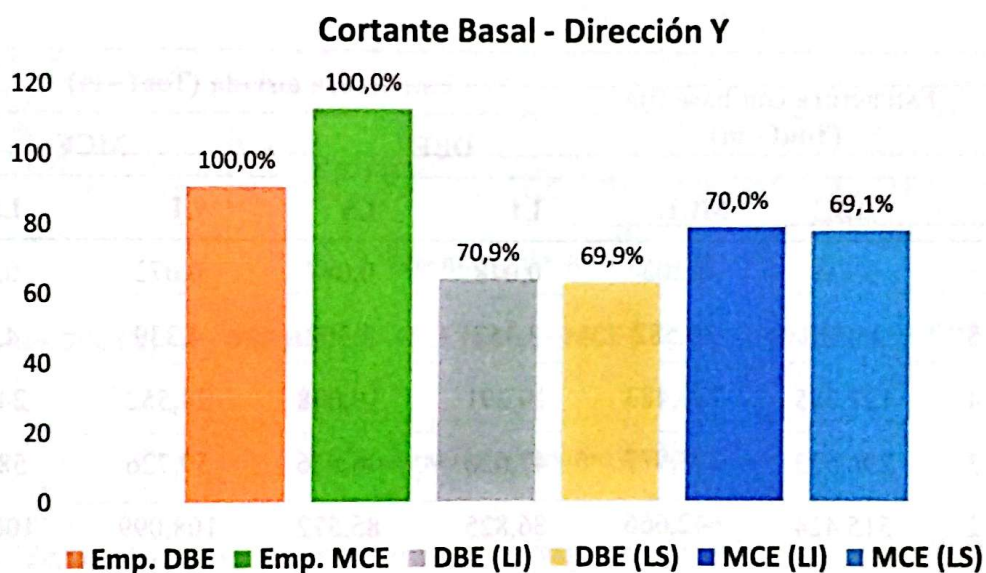
En la *Tabla 63* y *Figura 71*, se presenta y visualiza los cortante basales máximos de la estructura en Dirección Y con una reducción del sistema DBE (LI - LS) a 70% aproximadamente y, de igual manera, el sistema MCE (LI - LS) a 70% aproximadamente, con respecto a la estructura de base fija:

Tabla 63. Verificación del corte basal máximo de la estructura (Dirección Y).

Estructura con base fija	DBE	90,5616	100,0%
	MCE	113,0766	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	64,2280	70,9%
	DBE (LS)	63,3341	69,9%
	MCE (LI)	79,2087	70,0%
	MCE (LS)	78,1069	69,1%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 71. Cortante basal máximo (Dirección Y) en gráfico de barras.



Elaboración: Melanie Bailón

3.3.7. Momento de volcamiento

El momento de volteo es la rotación que se crea alrededor de un eje de la estructura, en este caso se compararán los resultados obtenidos en el sistema empotrado y aislado. Como se observa en la *Tabla 64*, los resultados del momento de volcamiento del sistema empotrado resultan ser muy elevados a diferencia del sistema aislado que se reducen significativamente, ya que la acción del aislador sísmico es reducir las fuerzas horizontales (momentos y fuerzas de corte) que se transmiten en la estructura.

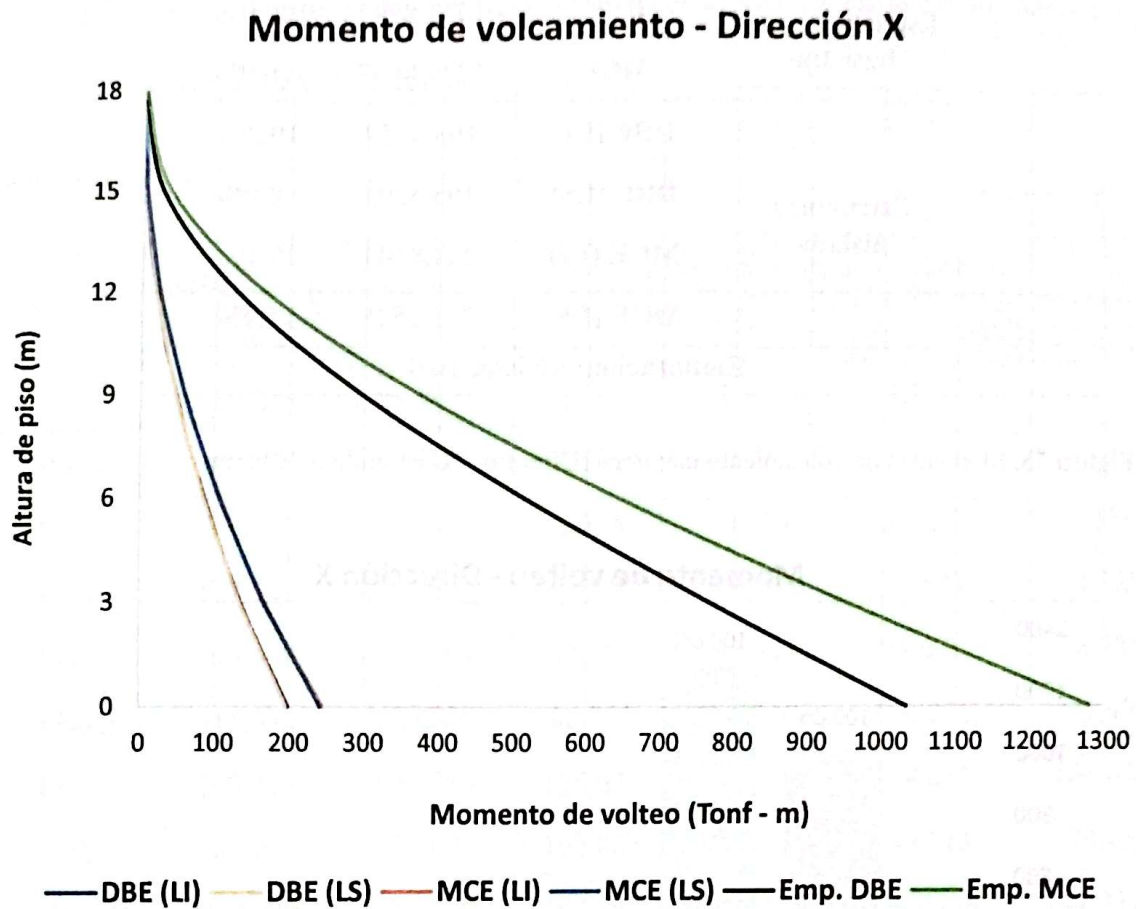
Dirección X

Tabla 64. Momento de volteo de la estructura (Dirección X).

Nivel	Estructura con base fija (Tonf - m)		Estructura aislada (Tonf - m)			
			DBE		MCE	
	DBE	MCE	LI	LS	LI	LS
Piso 6	0,131	0,203	0,048	0,047	0,072	0,070
Piso 5	26,523	36,582	3,357	3,302	4,339	4,264
Piso 4	127,785	164,483	19,391	19,098	24,552	24,169
Piso 3	296,623	373,977	47,626	46,926	59,726	58,830
Piso 2	515,424	642,666	86,825	85,572	108,099	106,520
Piso 1	766,792	951,279	135,700	133,769	168,075	165,666
AI	0,000	0,000	192,880	190,160	238,142	234,772
Base	1032,900	1279,864	198,316	195,520	244,8144	241,3525

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 72. Comparación del momento de volteo por sistema convencional y aislado (Dirección X)



Elaboración: Melanie Bailón

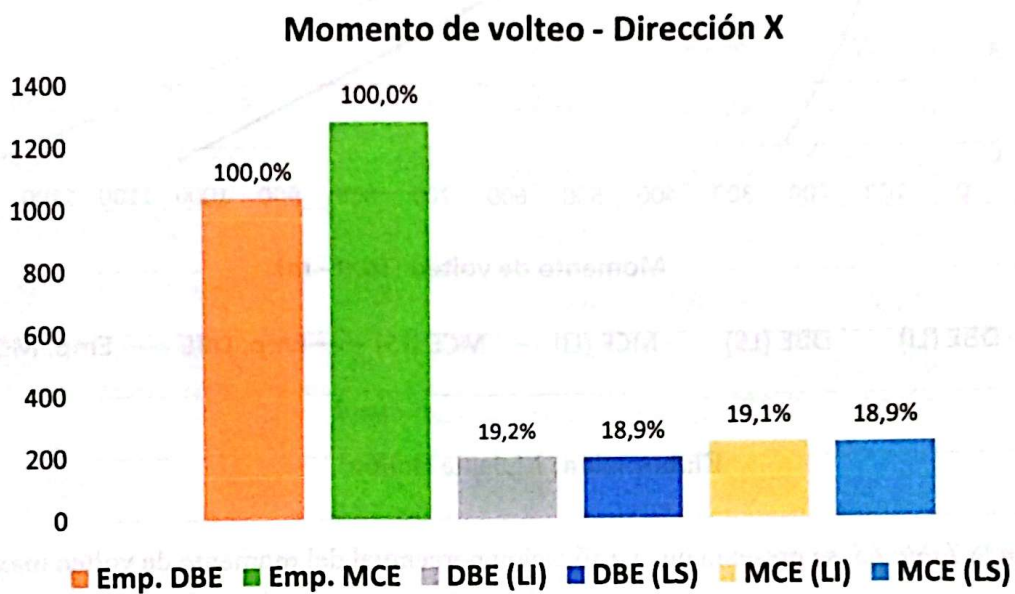
En la *Tabla 65*, se presenta una verificación porcentual del momento de volteo máximo de la estructura, donde el sistema aislado DBE (LI - LS) se redujo a un 19% aproximadamente del sistema empotrado (Emp. DBE), mientras que el sistema aislado MCE (LI - LS) tuvo una reducción a 19% aproximadamente con respecto al sistema empotrado (Emp. MCE)

Tabla 65. Verificación del momento de volteo máximo de la estructura (Dirección X).

Estructura con base fija	DBE	1032,8995	100,0%
	MCE	1279,8637	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	198,3157	19,2%
	DBE (LS)	195,5203	18,9%
	MCE (LI)	244,8144	19,1%
	MCE (LS)	241,3525	18,9%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 73. Momentos de volcamiento máximos (Dirección X) en gráfico de barras



Elaboración: Melanie Bailón

Dirección Y

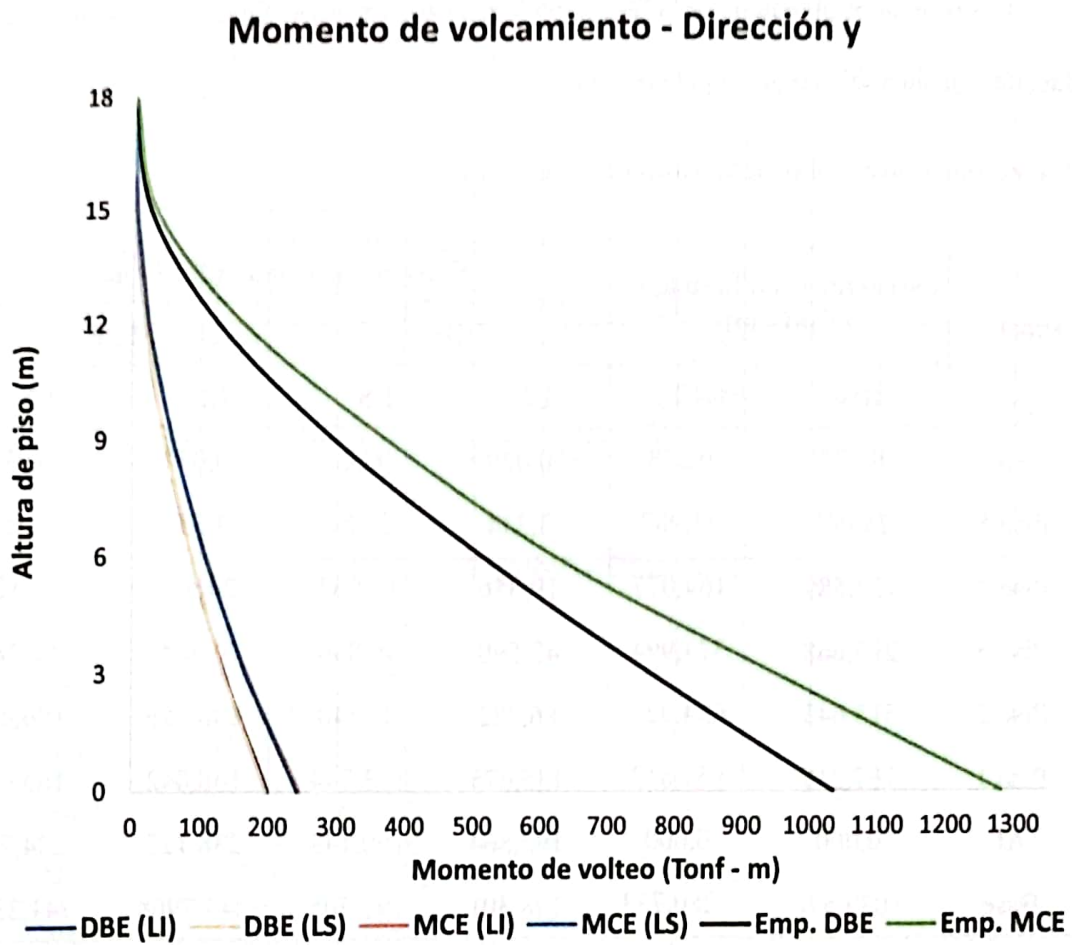
Los resultados obtenidos en la Dirección Y se visualizan en la *Tabla 66*, notándose una reducción considerable como en la Dirección X:

Tabla 66. Momento de volteo de la estructura (Dirección Y).

Nivel	Estructura con base fija (Tonf - m)		Estructura aislada (Tonf - m)			
			DBE		MCE	
	DBE	MCE	LI	LS	LI	LS
Piso 6	0,177	0,258	0,020	0,021	0,032	0,033
Piso 5	25,082	33,987	3,344	3,288	4,337	4,259
Piso 4	127,589	164,077	19,356	19,063	24,508	24,125
Piso 3	296,668	373,994	47,590	46,890	59,679	58,784
Piso 2	515,643	624,929	86,782	86,540	108,056	106,478
Piso 1	767,219	951,813	135,675	133,744	168,042	165,634
AI	0,000	0,000	192,864	190,143	238,123	234,752
Base	1033,576	1280,733	198,301	195,505	244,7968	241,3342

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 74. Comparación del momento de volteo por sistema convencional y aislado (Dirección Y)



Elaboración: Melanie Bailón

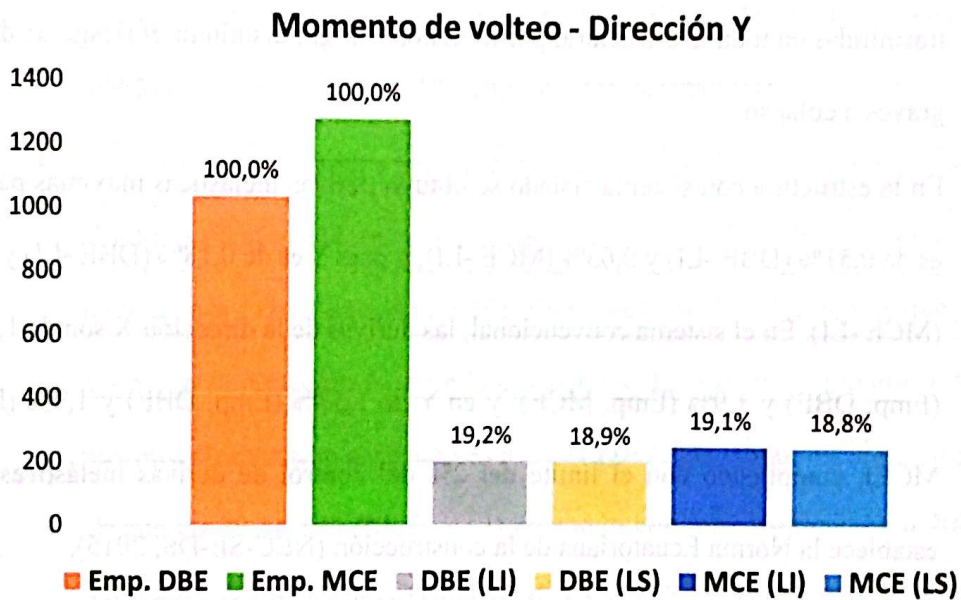
En la *Tabla 67*, se presenta una verificación porcentual del momento de volteo máximo de la estructura, donde el sistema aislado DBE (LI - LS) se redujo a 19% aproximadamente del sistema empotrado (Emp. DBE) y en el sistema aislado MCE (LI - LS) a 19% aproximadamente con respecto a la estructura de base fija (Emp. MCE)

Tabla 67. Verificación del momento de volteo máximo de la estructura (Dirección Y).

Estructura con base fija	DBE	1033,5755	100,0%
	MCE	1280,733	100,0%
Estructura aislada	DBE (LI)	198,3006	19,2%
	DBE (LS)	195,5047	18,9%
	MCE (LI)	244,7968	19,1%
	MCE (LS)	241,3342	18,8%

Elaboración: Melanie Bailón

Figura 75. Momentos de volcamiento máximos (Dirección Y) en gráfico de barras.



Elaboración: Melanie Bailón

CONCLUSIONES

- El empleo de los aisladores estudiados en lugar del sistema tradicional permitió que la energía generada por los sismos, tanto de diseño como de sismo máximo, no fuera completamente absorbida por los elementos principales, lo que contribuyó a disminuir las fuerzas internas de estos componentes de la estructura.
- Para la estructura con base empotrada se obtuvo un período de vibración de 0,822 seg y en la estructura con aislador FPT un período de 1,478 seg significando un aumento del 79,8%. Dicho aumento permite que la edificación se comporte de manera flexible frente a los sismos con el fin de reducir las fuerzas sísmicas transmitidas en toda la estructura, por lo tanto, se logra disminuir el riesgo de daños graves o colapso.
- En la estructura con sistema aislado se obtuvo derivas inelásticas máximas para X es de 0,51% (DBE -LI) y 0,63% (MCE -LI); y para Y es de 0,18% (DBE -LI) y 0,22% (MCE -LI). En el sistema convencional, las derivas de la dirección X son de 1,54% (Emp. DBE) y 1,9% (Emp. MCE); y en Y de 1,53% (Emp. DBE) y 1,9% (Emp. MCE), cumpliendo con el límite del 2% del control de derivas inelásticas que establece la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC-SE-DS, 2015).
- El análisis dinámico del edificio con el sistema aislado presenta desplazamientos máximos en la Dirección X de 48,519 mm (MCE - LI), mientras que en la Dirección Y (MCE - LI) de 16,107 mm, por otro lado, para el sistema convencional se obtuvo en X un valor de 32,375 mm (DBE) y 40,175 mm (MCE); en Y de 30,512 mm (DBE) y 37,829 mm (MCE), respectivamente. Se puede observar un aumento en la dirección X, porque es la dirección principal donde está actuando el aislador y en Y existe una reducción considerable.

- La estructura equipada con aisladores FPT presentó una aceleración de entrada en el Piso 6 de $2,94 \text{ m/seg}^2$ durante el sismo máximo (Emp. MCE), mientras que el sistema empotrado registró una oscilación entre $1,212$ a $1,192 \text{ m/seg}^2$. Esto demuestra que el sistema aislado es más eficiente, ya que tiene la capacidad de atenuar la intensidad del movimiento sísmico que se trasmite a la estructura, lo que a su vez, reduce la amplificación de las aceleraciones en el último piso durante el evento sísmico.
- La participación de masa del sistema aislado es del 100%, tanto para DBE como MCE, mientras que el sistema de base fija presenta un 97,52% en ambos casos. Esto se debe que el sistema fijo limita el movimiento de la masa, generando una distribución no uniforme y diferentes modos de vibración.
- Los resultados obtenidos para la cortante basal en el sismo máximo muestran que el edificio con aisladores experimenta un rango de 79,219 Ton (MCE – LI) con respecto a la estructura con base fija (Emp. MCE) de 112,942 Ton, lo que disminuyó a 70% en la dirección X. Para la dirección Y, la estructura empotrada para sismo máximo alcanza una cortante basal de 113,077 Ton (Emp. MCE) y en el sistema aislado de 79,21 Ton (MCE – LI) contando con una disminución a 70%, lo que demuestra ser más conveniente el sistema aislado por la reducción de fuerzas sísmicas a la superestructura.
- La estructura con aisladores FPT muestra momentos de volteo máximos en la dirección X de 198,3457 tonf-m (DBE – LI) y 244,8144 tonf-m (MCE – LI). En contraste, el sistema fijo presenta momentos de 1032,8995 tonf-m (DBE) y 1279,8637 tonf-m (MCE), implicando reducción a 19,2% para DBE y 19,1% para MCE en el sistema con aisladores. En la dirección Y, los momentos para el sistema aislado son 198,3006 tonf-m (DBE – LI) y 244,7968 tonf-m (MCE – LI), mientras

que el sistema de base fija presenta valores de 1032,8995 tonf-m (DBE) y 1279,8637 tonf-m (MCE), mostrando disminuciones similares en ambos casos.

RECOMENDACIONES

- Se sugiere realizar una revisión exhaustiva de los MANUALES correspondientes antes de modelar los dispositivos FPT en el programa Etabs, ya que, es una práctica crucial para comprender de manera precisa los procedimientos y parámetros que deben ser aplicados en el modelado, asegurando que la información ingresada sea la correcta. Esto se hace para evitar la introducción de datos erróneos que podrían alterar los resultados del análisis estructural y comprometer la exactitud de las simulaciones.
- Se recomienda llevar a cabo investigaciones más profundas en el campo del diseño de estructuras con aisladores sísmicos, con el fin de establecer normas específicas para la aislación sísmica que sean aplicables y vigentes en nuestro país.
- Es recomendable diseñar las estructuras con aislación sísmica en Etabs para el límite inferior como para el límite superior, tanto en el sismo de diseño como en el sismo máximo. Al diseñar para ambos límites, el software evalúa como el aislador reaccionará ante una gama más amplia de condiciones sísmicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acero Monterrey, Max. (21 de febrero de 2024). *Max Acero Monterrey*. Obtenido de <https://maxacero.com/blog/tipos-de-zapatas-en-construccion-clasificacion-completa/>
- Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Sangolquí: Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar Falconí, R., Almazán, J., Dechent, P., & Suárez, V. (2016). *Aisladores de base elastoméricos y FPS*. Sangolquí: Comisión editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Aguiar, R. (2017). Peligrosidad sísmica de la costa norte de Ecuador y el terremoto de Pedernales de 2016. *Revista Geofísica* 67, 21 - 22.
- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (Vol. 7)*. Washington D.C: American Society of Civil Engineers.
- Barbat. A. H. (2005). *Cálculo y diseño sismorresistente de edificios*. Barcelona, España: CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA.
- Bonifaz García, H., & Haro Lescano, J. (2017). Tipos de perfil de suelo para diseño sísmico en Manta, Portoviejo, Chone y Bahía de Caráquez ciudades afectadas por el sismo del 16 Abril del 2016. *ESPE*, 4-12.
- Cango Puchaicela, A. (2018). *Diseño y análisis de edificaciones con aisladores de base tipo FPT*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Constantinou, M. C., & Fenz, D. (2008). *Spherical sliding isolation bearings with adaptive behavior: Theory*. New York: Earthquake engineering & structural dynamics, 37(2).

Constantinou, M., & McVitty, W. (2015). *Property Modification Factors for Seismic Isolators: Design Guidance for Buildings*. New York: Technical Report MCEER - 15 - 0005.

Constantinou, M., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., & Ecker Lay, R. (2011). *LRFD - Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators*. New York: Technical Report MCEER - 11 - 0004.

CYPE Ingenieros, S.A. (s.f.). *Consejería de Obras Públicas, Vivienda y Transportes*. Obtenido de

https://carm.generadordeprecios.info/obra_nueva/Cimentaciones/Superficiales/Losas/CSL020_Sistema_de_encofrado_para_losa_de_c.html#gsc.tab=0

Discovery, V. (18 de agosto de 2024). *VOLCANO DISCOVERY*. Obtenido de Últimos sismos y temblores en o cerca de Manta, Manabi, Ecuador, desde 2024 - lista, mapa, estadísticas:

<https://www.volcanodiscovery.com/es/sismos/ecuador/manabi/manta.html>

Ekos. (7 de noviembre de 2022). *EKOS*. Obtenido de <https://ekosnegocios.com/articulo/inicia-la-construccion-de-la-torre-3-de-grand-bay-manta>

Espíndola Castro, V., & Pérez Campos, X. (2018). ¿Qué son los SISMOS, dónde ocurren y cómo se miden? *Revista Ciencia. Volumen 69*, 11-12.

Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas: CAF-Banco de Desarrollo de América Latina.

(2014). *Geometry Optimization in Structural Design*. San Francisco - U.S.A: SEAOC.

Gerardo Ulises. (25 de mayo de 2011). *Introducción al aislamiento sísmico*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/document/56257698/Introduccion-Al-Aislamiento-Sismico>

- GERDAU CORSA. (s.f.). Obtenido de DAMPO:
https://www.gerdaucorsa.com.mx/sites/mx_gerdau/files/PDF/gerdau_corsa_DISIPAD ORES_v07_BAJA_DIG_0.pdf
- Grupo de Ingeniería Gráfica y Simulación. (s.f.). Obtenido de Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales. Moodle Universidad Politécnica de Madrid:
https://moodle.upm.es/en-abierto/pluginfile.php/267/mod_label/intro/cimentaciones_pilotaje_120307.pdf
- Grupo Grasa. (15 de mayo de 2020). *Grupo Grasa*. Obtenido de ¿Cómo funcionan los aisladores sísmicos de los edificios?: <https://grupograsa.es/como-funcionan-los-aisladores-sismicos-de-los-edificios/>
- Holcim. (2024). *Holcim*. Obtenido de <https://www.holcim.com.ec/sites/ecuador/files/2024-02/final-ficha-tecnica-edificio-onix-ambato.pdf>
- Lucano Cueva , L., & Llico Colorado, W. (10 de noviembre de 2019). *Diseño de Columnas*. Obtenido de SlideShare: <https://es.slideshare.net/slideshow/columnas-definicion-y-tipos/192008478>
- Maldonado, D. (2009). Construcción sismorresistente. *Revista BIT*, 18-19.
- McVitty, W., & Constantinou, M. (2015). *Property Modification Factory for Seismic Isolators*. New York: University at Buffalo.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (noviembre de 2017). Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/11/PREGUNTAS-Y-RESPUESTAS.pdf>
- Morales, I. (2013). DEFORMACIONES DE LAS ESTRUCTURAS. *REVISTA DE LA UNIVERSIDAD DE MENDOZA*, 1-2.

- Navarro, L. (4 de noviembre de 2021). *Tipos de vigas y sus funciones*. Obtenido de Moral - Hierros y Ferralla: <https://hierros-moral.com/2021/11/04/tipos-de-vigas-y-sus-funciones/>
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Cargas (No sísmicas)*. Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Peligro Sísmico, diseño sismo resistente parte 2*. Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. Obtenido de Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda: <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/3.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-2.pdf>
- NEC-SE-RE. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción - Riesgo sísmico, evaluación, rehabilitación de estructuras*. Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- Núñez Martínez, J. (s.f.). *¿Qué son las losas aligeradas?* Obtenido de El ingeniero. Noticias y Blog de Ingeniería: <https://noticiaselingeniero.com/que-son-las-losas-aligeradas/>
- Park, R., & Paulay, T. (1991). *Reinforced Concrete Structures*. Nueva Zelanda: Universidad de Canterbury. Inglaterra.
- Parra Cárdenas, H., Benito Oterino, M., Gaspar Escribano, J., Fernández Lorenzo, A., Luna Ludeña, M., & Molina Simbaña, X. (s.f.). *Estimación de la peligrosidad sísmica en Ecuador continental*. Ecuador: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Pinoargote, R., & Vianna, A. (2014). *VERIFICACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICO R, PARA EL ANÁLISIS INELÁSTICO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO DE ACUERDO AL NEC-11*. Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil. .

- Puchaicela , D. (Abril de 2018). *Diseño y análisis de edificaciones con aisladores de base tipo FPT*. Obtenido de Repositorio Institucional Universidad de Cuenca: <https://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/30283?locale=es>
- Rivas, A. (2016). *Caracterización probabilística de la peligrosidad sísmica en dos emplazamientos de interés, Manta y Bahía de Caráquez*. Manta: Informe de estudio, Manta, 21pp.
- Saavedra, I. C. (29 de octubre de 2016). *SAAVEDRAONLINE*. Obtenido de Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001: <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/#:~:text=El%20cortante%20basal%20en%20una,en%20la%20base%20del%20mismo.>
- Sanchez Quiroga, L., & Asenjo, J. (1982). *Estructuras 1: Introducción al comportamiento estructural*. Madrid: Seminario de diseño de estructuras 3.
- SEAOC. (2014). "2012 IBC SEAOC Structural/Seismic Design Manual", Volume 5: Examples for Seismically Isolated Buildings and Buildings with Supplemental Damping. International Building Code. Washington DC, United States: International Code Council.
- Solminihac T., H., & Thenoux Z. , G. (2011). *Proceos y técnicas de construcción*. Santiago, Chile: Ediciones Universidad Católica de Chile.
- Suárez, V. (2009). Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL - RTE*, 47-59.

Suntaxi Tipan, J. L. (2016). *Ánalisis de un edificio con aisladores de base y su influencia en la curva de capacidad*. Quito: Escuela Politecnica Nacional.

Trocel, D. (27 de agosto de 2021). *Análisis dinámico*. Obtenido de Predictiva21:
<https://predictiva21.com/analisis-dinamico/>

Troyano Moreno, M. (2019). *Estructura de Hormigón*. Málaga. España: Universida de Málaga.
Obtenido de https://riuma.uma.es/xmlui/bitstream/handle/10630/17342/Tema%2001_09.pdf?sequence=6&isAllowed=y

Valderas, X. (24 de junio de 2011). *CONSTRUCCION DE CIMIENTOS*. Obtenido de El maestro de casas: <https://elmaestrodecasas.blogspot.com/2011/06/construccion-de-cimientos.html>

Zapata, R. (2018). *Tipos de suelos: Caracterización de suelos arcillosos y limosos*. Argentina: Universidad Nacional de Rosario.