



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento de hormigón armado de baja, mediana y gran altura

**GAMBOA CORREA ASHLEY YAMILETH
INGENIERA CIVIL**

**RUEDA TIXI EDUARDO ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento de hormigón armado de baja, mediana y gran altura

**GAMBOA CORREA ASHLEY YAMILETH
INGENIERA CIVIL**

**RUEDA TIXI EDUARDO ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

**MACHALA
2024**



UTMACH

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTOS TÉCNICOS

Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento de hormigón armado de baja, mediana y gran altura

**GAMBOA CORREA ASHLEY YAMILETH
INGENIERA CIVIL**

**RUEDA TIXI EDUARDO ALEXANDER
INGENIERO CIVIL**

AÑAZCO CAMPOVERDE PAUL ANDRE

**MACHALA
2024**

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO DE HORMIGÓN ARMADO DE BAJA, MEDIANA Y GRAN ALTURA

por Ashley & Eduardo Gamboa & Rueda

Fecha de entrega: 05-ago-2024 10:07a.m. (UTC-0500)

Identificador de la entrega: 2427709875

Nombre del archivo: A_MOMENTO_DE_HORMIG_N_ARMADO_DE_BAJA,_MEDIANA_Y_GRAN_ALTURA.pdf
(7.07M)

Total de palabras: 29779

Total de caracteres: 156609

ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO (PUSHOVER) DE MARCOS ESPECIALES A MOMENTO DE HORMIGÓN ARMADO DE BAJA, MEDIANA Y GRAN ALTURA

INFORME DE ORIGINALIDAD

9%

INDICE DE SIMILITUD

8%

FUENTES DE INTERNET

3%

PUBLICACIONES

%

TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	1%
2	qdoc.tips Fuente de Internet	1%
3	"Análisis sísmico no lineal de la estructura de soporte de una caldera de potencia usando FNA", Pontificia Universidad Católica de Chile, 2012 Publicación	1%
4	tesis.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
5	saber.ucv.ve Fuente de Internet	<1%
6	repository.unimilitar.edu.co Fuente de Internet	<1%
7	ri.ues.edu.sv Fuente de Internet	<1%

8	www.scipedia.com Fuente de Internet	<1 %
9	repositorio.uisek.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
10	kipdf.com Fuente de Internet	<1 %
11	repositorio.ug.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
12	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	ingenieria-civil.github.io Fuente de Internet	<1 %
15	repositorio.unesum.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
16	polodelconocimiento.com Fuente de Internet	<1 %
17	www.dspace.uce.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
18	www.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
19	dspace.esPOCH.edu.ec Fuente de Internet	<1 %

20	www.researchgate.net Fuente de Internet	<1 %
21	repositorio.ucsg.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
22	www.polodelconocimiento.com Fuente de Internet	<1 %
23	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
24	fdocumenti.com Fuente de Internet	<1 %
25	repositoriodigital.ucsc.cl Fuente de Internet	<1 %
26	www.dspace.espol.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
27	www.grafiati.com Fuente de Internet	<1 %
28	"Structural Analysis of Historical Constructions", Springer Science and Business Media LLC, 2019 Publicación	<1 %
29	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
30	scielo.sld.cu Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas Activo

Excluir coincidencias < 30 words

Excluir bibliografía Activo

CLÁUSULA DE CESIÓN DE DERECHO DE PUBLICACIÓN EN EL REPOSITORIO DIGITAL INSTITUCIONAL

Los que suscriben, GAMBOA CORREA ASHLEY YAMILETH y RUEDA TIXI EDUARDO ALEXANDER, en calidad de autores del siguiente trabajo escrito titulado Análisis no lineal estático (pushover) de marcos especiales a momento de hormigón armado de baja, mediana y gran altura, otorgan a la Universidad Técnica de Machala, de forma gratuita y no exclusiva, los derechos de reproducción, distribución y comunicación pública de la obra, que constituye un trabajo de autoría propia, sobre la cual tienen potestad para otorgar los derechos contenidos en esta licencia.

Los autores declaran que el contenido que se publicará es de carácter académico y se enmarca en las disposiciones definidas por la Universidad Técnica de Machala.

Se autoriza a transformar la obra, únicamente cuando sea necesario, y a realizar las adaptaciones pertinentes para permitir su preservación, distribución y publicación en el Repositorio Digital Institucional de la Universidad Técnica de Machala.

Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que asumen la responsabilidad frente a cualquier reclamo o demanda por parte de terceros de manera exclusiva.

Aceptando esta licencia, se cede a la Universidad Técnica de Machala el derecho exclusivo de archivar, reproducir, convertir, comunicar y/o distribuir la obra mundialmente en formato electrónico y digital a través de su Repositorio Digital Institucional, siempre y cuando no se lo haga para obtener beneficio económico.



GAMBOA CORREA ASHLEY YAMILETH

0750303315



RUEDA TIXI EDUARDO ALEXANDER

0704861038

DEDICATORIA

A nuestros padres, cuya paciencia, amor y apoyo incondicional han sido fundamental en cada etapa de nuestra vida y recorrido académico. Creyendo en nosotros y brindándonos las herramientas necesarias para alcanzar nuestras metas, dándonos el ejemplo de esfuerzo y dedicación, sin duda han sido nuestra mayor inspiración.

A nuestros profesores, quienes con su conocimiento y sabiduría han moldeado nuestra formación profesional y nos han motivado cada día a superar nuestros límites. Su pasión por la ingeniería ha encendido en nosotros un profundo amor por esta carrera.

A nuestros amigos y compañeros, por el apoyo durante este viaje académico. Sus palabras y compañía en los momentos difíciles han sido invaluable.

A todos ustedes, les dedicamos este trabajo con gratitud y cariño, por ser parte esencial de nuestro camino hacia la culminación de este logro tan importante.

Gamboa Correa Ashley Yamileth
Rueda Tixi Eduardo Alexander

AGRADECIMIENTO

Ante todo, agradecemos a Dios, por ser el pilar de nuestra vida y quien nos ha fortalecido en nuestra trayectoria, ayudándonos a superar los momentos de adversidad, brindándonos inteligencia, ciencia, consejo y demás dones para afrontar este camino.

A nuestros padres y familia, por el apoyo constante y el amor incondicional. Sin su sacrificio y dedicación este logro no nos hubiera sido posible.

A los docentes, especialmente a nuestro tutor, el Ing. Paúl Añazco, por la orientación, paciencia y enseñanza asertiva que ha sido significativa y valiosa en el estudio de la carrera. Su guía ha sido fundamental para cada etapa de este trabajo de titulación.

A la Universidad Técnica de Machala por brindarnos el apoyo y los recursos necesarios para el desarrollo de este proyecto y nuestro crecimiento profesional, facilitando el acceso a la información, tecnología y los espacios necesarios para este logro.

Les expresamos nuestro más profundo agradecimiento a todos ustedes. Su contribución ha sido esencial para la realización de esta tesis y nuestro desarrollo tanto profesional como personal.

Gamboa Correa Ashley Yamileth
Rueda Tixi Eduardo Alexander

RESUMEN

El presente trabajo de investigación consiste en el diseño estructural en hormigón armado de tres edificaciones resistentes a momento de diferente configuración en elevación de dos, siete y once niveles de pisos, los cuales fueron sometidos a chequeos sísmicos para su posterior análisis estático no lineal con la finalidad de obtener los niveles de desempeño y la ductilidad de cada estructura, de acuerdo a los diferentes niveles de amenazas sísmicas. Para realizar este análisis se realizó el diseño de rótulas plásticas aplicados en los elementos estructurales con los parámetros establecidos en la FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), para luego definir y asignar las cargas no lineales gravitacionales y laterales. De acuerdo con los resultados obtenidos, el número de pisos de la edificación es proporcional a su ductilidad y sobre resistencia; además con la curva Pushover se determinó el factor de reducción de fuerzas para cada estructura y cada nivel de amenaza sísmica, obteniendo valores que nos permiten determinar que los diseños fueron eficientes. También, todas las estructuras tienen la capacidad de soportar la acción de un segundo sismo Frecuente y Ocasional, más no de un sismo Raro ni Muy Raro. Finalmente, se infiere que las estructuras diseñadas con la normativa chilena tendrán un nivel de desempeño sísmico más eficiente, debido a las restricciones más rigurosas en el diseño estructural.

Palabras clave: Análisis estático no lineal, ductilidad, factor de reducción, niveles de amenaza sísmica.

ABSTRACT

This research work consists of the reinforced concrete structural design of three moment-resistant buildings with different elevation configurations of two, seven and eleven floors, which were subjected to seismic checks for their subsequent non-linear static analysis in order to obtain the performance levels and ductility of each structure, according to the different levels of seismic threats. To carry out this analysis, the design of plastic hinges applied to the structural elements was carried out with the parameters established in FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency), to then define and assign the gravitational and lateral non-linear loads. According to the results obtained, the number of floors of the building is proportional to its ductility and overstrength; in addition, with the Pushover curve, the force reduction factor was determined for each structure and each level of seismic threat, obtaining values that allow us to determine that the designs were efficient. Also, all structures have the capacity to withstand the action of a second Frequent and Occasional earthquake, but not a Rare or Very Rare earthquake. Finally, it is inferred that structures designed according to Chilean regulations will have a more efficient seismic performance level, due to more rigorous restrictions in structural design.

Keywords: Nonlinear static analysis, ductility, reduction factor, seismic threat levels.

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	14
Importancia del tema.....	14
Actualidad de la problemática.....	14
Estructura del trabajo.....	15
1. CAPITULO I: Planteamiento del problema.....	16
1.1 Línea base del proyecto.....	16
1.2 Descripción de la Situación problemática (Causas y efectos).....	17
1.3 Formulación del problema: Preguntas Científicas.....	18
1.4 Delimitación del objeto de estudio.....	18
1.6 Objetivos: general y específicos.....	20
1.6.1. Objetivo General.....	20
1.6.2. Objetos Específicos.....	20
2. CAPITULO II: Marco Teórico.....	21
2.1 Antecedentes Contextuales.....	21
2.2. Antecedentes Conceptuales.....	22
2.2.1 Normas a Emplear.....	22
2.2.1.1 Norma Ecuatoriana de Construcción - NEC-SE-DS-2015.....	23
2.2.1.2. Federal Emergency Management Agency - FEMA 356.....	29
2.2.1.3. Federal Emergency Management Agency - FEMA 440.....	30
2.2.1.4. Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (Comité 41: Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios Existentes) ASCE-41.....	30
2.2.1.5. Diseño Sísmico de Estructuras - NCh 433+DS61.....	30
2.2.2 Definiciones Generales.....	34
2.3. Antecedentes Referenciales.....	41
3. CAPITULO III: METODOLOGÍA.....	42
3.1 Modalidad básica de la investigación.....	42
3.2 Tipo de investigación.....	42
3.2.1 Documental.....	42
3.2.2 De Campo.....	42
3.2.3 Descriptiva.....	42

3.3 Objeto de estudio.....	42
3.4 Descripción de la población y muestra.....	43
3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados.....	43
3.5.1 Propiedades y secciones de elementos estructurales	43
3.5.2. Configuración en planta y elevación	50
3.5.3. Cargas aplicadas	51
3.5.4. Modelación.....	53
3.5.5 Análisis	67
4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	77
4.1 Análisis dinámico espectral	78
4.1.1. Espectro de diseño en aceleraciones	78
4.1.2. Períodos fundamentales de vibración y porcentaje de participación de masa	79
4.1.3. Control del período fundamental de vibración (T).....	81
4.1.4. Cálculo de los desplazamientos	82
4.1.5. Derivas de entrepiso	87
4.2 Análisis sísmico estático.....	93
4.2.1. Coeficientes sísmicos C y K.....	93
4.2.2. Ajuste de Cortante	94
4.2.3. Fuerzas laterales por piso.....	95
4.3. Análisis no lineal estático	98
4.3.1. Rótulas plásticas.....	98
4.3.2. Curva de capacidad.....	103
4.3.3. Evaluación de Estructura por niveles de desempeño.....	106
5. Conclusiones y Recomendaciones	132
5.1. Conclusiones	132
5.2. Recomendaciones.....	134
4. Referencias bibliográficas	135
Anexos	141
Anexo 1: Chequeos Sísmicos para la estructura de Baja altura.....	141
Anexo 2: Chequeos Sísmicos para la estructura de Mediana altura.....	143
Anexo 3: Chequeos Sísmicos para la estructura de Alta altura	145

Índice de Tablas

Tabla 1. Movimientos en masa – Susceptibilidad cantón Machala	16
Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	17
Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	24
Tabla 4. Factores de sitio Fa y tipos de suelo.	24
Tabla 5. Factores de sitio Fd y tipos de suelo.	25
Tabla 6. Factores de sitio Fs y tipos de suelo.	25
Tabla 7. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso	27
Tabla 8. Factores de resistencia R.	28
Tabla 9. Tipo de uso e importancia de las edificaciones.	29
Tabla 10. Valor de la aceleración efectiva o A_0	31
Tabla 11. Perfiles de suelo según NCh433	32
Tabla 12. Parámetros que dependen del tipo de suelo.	32
Tabla 13. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.	33
Tabla 14. Categorías de edificación	34
Tabla 15. Factores de importancia	34
Tabla 16. Número de piso según tipo de estructura	43
Tabla 17. Resumen de dimensiones de elementos	49
Tabla 18. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de baja altura	51
Tabla 19. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de media altura	52
Tabla 20. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de gran altura	52
Tabla 21. Altura equivalente para losa alivianada	60
Tabla 22. Coeficiente de perfil de suelo en Machala	78
Tabla 23. Coeficientes para creación de espectro inelástico de respuesta	78
Tabla 24. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de baja altura	79
Tabla 25. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de media altura	80
Tabla 26. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de gran altura	80
Tabla 27. Coeficientes para cálculo de período fundamental	81
Tabla 28. Control de períodos fundamentales	81
Tabla 29. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Baja Altura	82
Tabla 30. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Baja Altura	82

Tabla 32. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Mediana Altura	83
Tabla 33. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Mediana Altura	84
Tabla 34. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Grana Altura	85
Tabla 35. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Grana Altura	86
Tabla 36. Derivas en el sentido “y” en Baja Altura	87
Tabla 37. Derivas en el sentido “x” en Baja Altura	88
Tabla 38. Derivas en el sentido “y” en Mediana Altura.....	89
Tabla 39. Derivas en el sentido “x” en Mediana Altura.....	90
Tabla 40. Derivas en el sentido “y” en Gran Altura	91
Tabla 41. Derivas en el sentido “x” en Gran Altura	91
Tabla 42. Coeficientes de K en función del período	93
Tabla 43. Tabla de coeficientes del análisis estático.....	94
Tabla 44. Relación de cortantes	94
Tabla 45. Cálculo del cortante reajustado	95
Tabla 46. Cálculos sísmicos para Baja Altura	96
Tabla 47. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Baja Altura.....	96
Tabla 48. Cálculos sísmicos para Mediana Altura.....	96
Tabla 49. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Mediana Altura	97
Tabla 50. Cálculos sísmicos para Gran Altura	97
Tabla 51. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Gran Altura	97
Tabla 52. Parámetros de rótula plástica en viga de baja altura.....	98
Tabla 53. Parámetros de rótula plástica en viga de mediana altura	98
Tabla 54. Parámetros de rótula plástica en viga de mediana altura	98
Tabla 55. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de baja altura en la primera planta.....	99
Tabla 56. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de baja altura en la segunda planta.....	99
Tabla 57. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la primera planta.....	99
Tabla 58. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la segunda planta.....	100
Tabla 59. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la tercera planta.....	100
Tabla 60. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la cuarta, quinta, sexta y séptima planta.....	100
Tabla 61. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la primera planta.....	101

Tabla 62. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la segunda planta.....	101
Tabla 63. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la tercera planta	101
Tabla 64. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la cuarta planta	102
Tabla 65. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la quinta planta	102
Tabla 66. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la sexta, séptima, octava, novena, décima y décima primera planta	102
Tabla 67. Datos obtenidos del análisis dinámico.....	107
Tabla 68. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Baja Altura	108
Tabla 69. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Baja Altura	109
Tabla 70. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Baja Altura.....	110
Tabla 71. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Baja Altura.....	111
Tabla 72. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Baja Altura	112
Tabla 73. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Baja Altura	113
Tabla 74. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Baja Altura	114
Tabla 75. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Baja Altura	115
Tabla 76. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Mediana Altura.....	116
Tabla 77. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Mediana Altura.....	117
Tabla 78. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Mediana Altura	118
Tabla 79. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Mediana Altura	119
Tabla 80. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Mediana Altura.....	120
Tabla 81. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Mediana Altura.....	121
Tabla 82. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Mediana Altura	122
Tabla 83. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Mediana Altura	123
Tabla 84. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Gran Altura	124
Tabla 85. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Gran Altura	125
Tabla 86. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Gran Altura	126
Tabla 87. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Gran Altura	127
Tabla 88. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Gran Altura	128
Tabla 89. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Gran Altura	129
Tabla 90. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Gran Altura.....	130
Tabla 91. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Gran Altura.....	131

Índice de Ilustraciones

Figura 1. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor del factor de zona Z	23
Figura 2. Modelo ilustrativo de un espectro elástico de aceleraciones según la NEC	26
Figura 3. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor de la aceleración Afectiva.	31
Figura 4. Vista de sección transversal de viga de baja altura	44
Figura 5. Vista de sección longitud de viga de baja altura	44
Figura 6. Vista de sección transversal de columna de baja altura.....	44
Figura 7. Vista de sección longitud de columna de baja altura	45
Figura 8. Vista de sección transversal de viga de mediana altura.....	45
Figura 9. Vista de sección longitudinal de viga de mediana altura.....	46
Figura 10. Vista de sección transversal de columna de mediana altura	46
Figura 11. Vista de sección longitudinal de columna de mediana altura	46
Figura 12. Vista de sección transversal de viga de gran altura	47
Figura 13. Vista de sección longitudinal de viga de gran altura	47
Figura 14. Vista de sección transversal de columna del piso 1 al 5	47
Figura 15. Vista de sección longitudinal de columna del piso 1 al 5	48
Figura 16. Vista de sección transversal de columna del piso 6 al 11	48
Figura 17. Vista de sección longitudinal de columna del piso 6 al 11	49
Figura 18. Estructura aporticada de baja altura	50
Figura 19. Estructura aporticada de mediana altura.....	50
Figura 20. Estructura aporticada de gran altura	51
Figura 21. Elección del tipo de modelo.....	53
Figura 22. Creación de grillas.....	54
Figura 23. Propiedades del concreto	55
Figura 24. Propiedades de la Fluencia del acero F_y	55
Figura 25. Tipo de Elemento	56
Figura 26. Columna 30x30.....	57
Figura 27. Agrietamiento en columna.....	57
Figura 28. Acero de Refuerzo en columna	58
Figura 29. Viga 25x30	59
Figura 30. Acero de Refuerzo en viga	59
Figura 31. Area Sections	60
Figura 32. Definición de losa	61
Figura 33. Estructura empotrada.....	61
Figura 34. Asignación de losa	62
Figura 35. Load Patterns	62

Figura 36. Combinaciones de carga.....	63
Figura 37. Definición de masa.....	64
Figura 38. Restricciones de piso.....	64
Figura 39. Asignación de nudos rígidos.....	65
Figura 40. Asignación de malla.....	65
Figura 41. Malla asignada.....	66
Figura 42. Carga muerta y viva por metro lineal en vigas.....	66
Figura 43. Espectro inelástico de respuesta importado.....	67
Figura 44. Elaboración de sismo dinámico en dirección “x”.....	68
Figura 45. Elaboración de sismo dinámico en dirección “y”.....	68
Figura 46. Verificación de periodos fundamentales en dirección “x” y “y”.....	69
Figura 47. Propiedades del sismo estático “x”.....	69
Figura 48. Propiedades del sismo estático “y”.....	70
Figura 49. Valores de sismo estático y dinámico en ambas direcciones.....	70
Figura 50. Valor de gravedad en sismo dinámico en dirección “x”.....	71
Figura 51. Desplazamientos absolutos por piso.....	72
Figura 52. Definición de casos de carga.....	72
Figura 53. Creación de carga gravitacional.....	73
Figura 54. Creación de carga PUSHOVER X.....	73
Figura 55. Creación de carga PUSHOVER Y.....	74
Figura 56. Selección de material.....	74
Figura 57. Datos ingresados en el software para VIGA.....	75
Figura 58. Datos ingresados en el software para COLUMNA.....	75
Figura 59. Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos.....	76
Figura 60. Asignación de rótulas en vigas de concreto.....	76
Figura 61. Asignación de rótulas en columnas de concreto.....	77
Figura 62. Gráficas de espectros de diseño elástico e inelástico para la ciudad de Machala.....	79
Figura 63. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Baja Altura.....	82
Figura 64. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Baja Altura.....	83
Figura 65. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Mediana Altura.....	84
Figura 66. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “x” en Mediana Altura.....	85
Figura 67. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Grana Altura.....	86
Figura 68. Gráfica de desplazamientos elásticos en el sentido “x” en Grana Altura.....	87
Figura 69. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Baja Altura.....	88
Figura 70. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Baja Altura.....	88
Figura 71. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Mediana Altura.....	89
Figura 72. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Mediana Altura.....	90

Figura 73. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Gran Altura.....	92
Figura 74. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Gran Altura.....	92
Figura 75. Curva de capacidad para el eje X de Baja Altura.....	103
Figura 76. Curva de capacidad para el eje Y de Baja Altura.....	103
Figura 77. Curva de capacidad para el eje X de Mediana Altura	104
Figura 78. Curva de capacidad para el eje Y de Mediana Altura	104
Figura 79. Curva de capacidad para el eje X de Gran Altura	105
Figura 80. Curva de capacidad para el eje Y de Gran Altura	105
Figura 81. Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno.	106
Figura 82. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Baja Altura	108
Figura 83. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Baja Altura	109
Figura 84. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Baja Altura	110
Figura 85. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Baja Altura	111
Figura 86. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Baja Altura	112
Figura 87. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Baja Altura	113
Figura 88. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Baja Altura.....	114
Figura 89. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Baja Altura.....	115
Figura 90. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Mediana Altura	116
Figura 91. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Mediana Altura	117
Figura 92. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Mediana Altura	118
Figura 93. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Mediana Altura	119
Figura 94. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Mediana Altura.....	120
Figura 95. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Mediana Altura	121
Figura 96. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Mediana Altura	122
Figura 97. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Mediana Altura	123
Figura 98. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Gran Altura.....	124
Figura 99. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Gran Altura.....	125
Figura 100. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Gran Altura....	126
Figura 101. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Gran Altura....	127
Figura 102. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Gran Altura.....	128
Figura 103. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Gran Altura.....	129
Figura 104. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Gran Altura	130
Figura 105. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Gran Altura	131

INTRODUCCIÓN

Importancia del tema

Un correcto diseño sismorresistente tiene como finalidad que las estructuras respondan adecuadamente ante la aplicación de cargas laterales provocadas por los sismos, sin embargo, existen factores que provocan un aumento de la vulnerabilidad, como la pobre calidad de los materiales, los deficientes códigos de construcción proporcionados por la normativa, o fallas en los cálculos respectivos. Las estructuras ubicadas en zonas de peligrosidad sísmica elevada deben someterse a evaluaciones de desempeño sísmico para determinar su comportamiento ante dichos eventos.

Existen distintos métodos para determinar el desempeño de una estructura, entre los más conocidos se puede mencionar el análisis estático no lineal y el dinámico no lineal, sin embargo, este último requiere de registros históricos para el cálculo de la respuesta dinámica mientras que el primero somete a la estructura a cargas laterales de manera progresiva, obteniendo resultados cercanos a los que se obtendría en el análisis no dinámico (Suwondo y Alama, 2020).

Actualidad de la problemática

Al estar situada gran parte de la región de Latinoamérica en el cinturón de fuego, países como Ecuador, Colombia, Perú y Chile han sido escenarios de sismos de grandes magnitudes a lo largo de la historia, haciendo que sus edificaciones sean vulnerables a las consecuencias de dichos eventos catastróficos naturales. (Cuitiño Guadalupe et al., 2021)

Como se mencionó, Ecuador pertenece a esta zona y se ha visto afectado mucho ante estos eventos sísmicos; los últimos más recientes de considerable magnitud fueron el 16 de abril de 2016, el cual azotó la costa de la provincia de Manabí, dejando en evidencia el desempeño sísmico de las estructuras y provocando la pérdida de vidas humanas, además de miles de damnificados. Y el 18 de marzo de 2023, donde el cantón Pasaje en la provincia de El Oro sufrió las consecuencias de otro suceso sísmico.

Estructura del trabajo

El presente trabajo de investigación estará estructurado de cuatro puntos principales:

Capítulo I: En este capítulo se abordará el planteamiento del problema que engloba la línea base del proyecto, la descripción de la problemática obtenida de las causas y efectos del problema central, la formulación de preguntas científicas, delimitación del objeto de estudio, la justificación, y los objetivos, tanto el general como los específicos de la investigación, finalizando con el alcance.

Capítulo II: Se presenta el marco teórico que sustentará el trabajo, el mismo que se encuentra respaldado por diversas referencias bibliográficas extraídas de diferentes revistas científicas, tomando como partida los antecedentes contextuales donde se enmarcan las diferentes metodologías para el análisis Pushover, de distintas regiones del planeta, hasta acercarse a lo más específico dentro de la realidad del país. Luego, se tienen los antecedentes conceptuales el cual abarca los procedimientos, conceptos y normas a emplear en el análisis estático no lineal. Y, finalmente, los antecedentes referenciales, que servirán de base para la investigación.

Capítulo III: El capítulo de metodología tratará temas como los tipos de investigaciones realizadas para la ejecución del trabajo, descripción de la población de estudio, materiales, procedimientos y/o métodos que se llevarán a cabo para su posterior análisis.

Capítulo IV: Como último capítulo se tiene aquel donde se realizará el análisis e interpretación de los resultados obtenidos. Se procesará la información para plantear un criterio y así ofrecer una base teórica para futuras investigaciones, además de recomendaciones u observaciones del caso de estudio realizado.

1. CAPITULO I: Planteamiento del problema

1.1 Línea base del proyecto

Los Objetivos de Desarrollo Sostenible dentro del Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial del Cantón Machala 2019-2030 son planes a largo plazo que se vinculan con políticas de desarrollo entre diferentes niveles de gobierno. Estos objetivos se centran en la igualdad de oportunidades y la movilidad social, buscando construir infraestructuras resilientes. Esto impulsa la inclusión industrial, promueve la innovación y contribuye al desarrollo sostenible. Además, se busca reforzar la vulnerabilidad extrema de la ciudad ante posibles sismos, para mejorar la calidad de vida de sus habitantes (PDOT, 2019).

El tipo de suelo de la ciudad de Machala es el Entisol, que varía desde arenoso a arcilloso con predominio de suelos limoso-arcillosos. Esta condición se atribuye a la proximidad costera, lo que resulta en un nivel freático elevado. La presencia de estos suelos blandos aumenta significativamente el riesgo sísmico y puede resultar perjudicial para las estructuras presentes en la zona (Castillo, 2022).

La superficie total del cantón Machala se encuentra ubicado en una zona de alta actividad sísmica y susceptibles a movimientos en masa, por ende, es muy probable que las estructuras se vean afectadas ante un evento sísmico. En la siguiente Tabla 1. Movimientos en masa – Susceptibilidad cantón Machala se presentan la susceptibilidad de movimientos en masa de Machala, en función al área que ocupan de la superficie total del cantón:

Tabla 1. Movimientos en masa – Susceptibilidad cantón Machala

Descripción	Área (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18.452,06	49,5
Susceptibilidad Media	1.555,06	4,17
Susceptibilidad Muy baja	15.488,98	41,55
Cuerpos de Agua	1.778,74	4,7

Fuente: IGM/SNI 2010

Es importante conocer la influencia de la actividad sísmica del lugar ya que se analizará su comportamiento en las edificaciones, por ende, se podrán implementar medidas y diseños aptos que garanticen una mejor seguridad y protección para los usuarios (Cuenca, 2019).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta una tabla correspondiente a valores de aceleración sísmica donde indica las seis zonas sísmicas que tiene el país y estas dependerán según el lugar donde se realice la edificación. En la Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada se presenta los valores correspondientes según la NEC-15, con el respectivo valor factor Z y la caracterización del peligro sísmico.

Tabla 2. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,40	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS 2015

1.2 Descripción de la Situación problemática (Causas y efectos)

Hay una gran variedad de edificaciones con un ineficiente desempeño ante cargas laterales de sismo, por factores de error humano como la pobre calidad de los materiales con los que se construyen las edificaciones o factores naturales como la zona sísmica en la que se encuentra el país, una zona de alto peligro sísmico. Un claro ejemplo de esto fue el sismo del pasado 18 de marzo de 2023, el cual afectó el sur del país, principalmente al cantón Pasaje donde las estructuras presentaron daños de colapso parcial y total, siendo una de las causas los materiales con los que levantaron las edificaciones.

A lo anterior, se pueden incluir las limitaciones del diseño sismorresistente en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), este inconveniente se debe principalmente por la carencia en las investigaciones y poca concientización de la necesidad del diseño sismorresistente. Esto da como resultado, que las estructuras diseñadas con la Norma Ecuatoriana de la Construcción posean un desempeño sísmico pobre en comparación a estructuras diseñadas con normas internacionales (Chamaza & Córdova, 2022).

La carencia de estudios o evaluaciones sísmicas para predecir el comportamiento de una estructura frente a escenarios sísmicos representa otro problema. Esto puede atribuirse a la implementación deficiente de software diseñado para analizar la respuesta de la edificación ante tales eventos. Además, este inconveniente se origina por estudios de análisis sísmicos limitados, los mismos que podrían presentar situaciones, en donde, la

vulnerabilidad estructural conduzca a fallas en elementos esenciales, como vigas y columnas, afectando la integridad de los usuarios.

El Ecuador, al ser un país situado en el cinturón de fuego se expone ante amenazas sísmicas constantes, lo que ante un evento sísmico no garantiza la seguridad de los usuarios provocando pérdida de materiales o de vida (Cunalata & Caiza, 2022). Sumado a esto, existe una gran variedad de edificaciones de diversa configuración según su altura u ocupación que ante un evento telúrico de considerables magnitudes el diseño sismorresistente es inadecuado.

1.3 Formulación del problema: Preguntas Científicas

Considerando la descripción de la situación problemática se plantean las siguientes preguntas científicas:

- ¿Por qué es necesario realizar un adecuado análisis de desempeño sísmico para los diferentes tipos de edificaciones?
- ¿Cuáles son los principales problemas que puede provocar la deficiente o limitada información sísmica en la Norma Ecuatoria de la construcción?
- ¿Qué daños estructurales puede generar una evaluación sísmica deficiente en una edificación?

1.4 Delimitación del objeto de estudio

Las edificaciones para evaluar mediante la aplicación del análisis Pushover serán de 2, 7 y 11 pisos, siendo estas de baja, mediana y gran altura, dichas estructuras cuentan con una altura de entrepiso de 3.2 m y con 2, 3 y 5 vanos respectivamente. Además, se caracterizan por estar conformadas por marcos especiales a momento de hormigón armado.

1.5. Justificación

El Ecuador se encuentra ubicada en una región de alta peligrosidad sísmica, ya que parte del territorio está situado en la microplaca “Bloque Andino”, aquella que está en constante interacción de la placa de Nazca, Cocos y Caribe. Además, el sur del país se encuentra en relativa interacción entre la placa Sudamericana y Nazca (Cunalata Vásquez & Caiza Sánchez, 2022).

Este escenario sísmico delicado del Ecuador, en conjunto con los diseños sismorresistentes obligatorios de la NEC, provoca que el desempeño de las estructuras, ante estos eventos, no sea el adecuado.

El análisis estático no lineal, también conocido como Pushover, es un método de evaluación del desempeño sísmico de una edificación, es decir, como esta se comportará ante la aplicación de cargas previamente definidas, permitiendo conocer rangos elásticos, inelásticos, plásticos, disipación de energía y ductilidad de las edificaciones. Gracias a este análisis es posible determinar e identificar en qué condiciones una estructura colapsa o falla. Por esto, para este trabajo se realizó una revisión bibliográfica de artículos académicos y diseños estructurales de marcos resistentes a momento de hormigón armado, para identificar las falencias de las edificaciones en el país respecto a las de la norma chilena. Los resultados que se obtengan servirán de base o referencia para investigaciones futuras o recomendaciones para el diseño de estructuras de hormigón armado.

Se ha optado por este tipo de análisis, ya que es preciso y no requiere de datos históricos, complicados de encontrar y extenso desarrollo computacional en los resultados en comparación de otros, que pueden llegar a ser más tediosos y con resultados, un poco, alejados de la realidad.

1.6 Objetivos: general y específicos

1.6.1. Objetivo General

Evaluar el comportamiento sísmico en edificios de baja, mediana y gran altura a través de la aplicación de un análisis estático no lineal, empleando softwares especializados para el diseño y para el análisis Pushover, enfocándose en las deficiencias que presentan las estructuras diseñadas con la Norma ecuatoriana en comparación de la chilena.

1.6.2. Objetos Específicos

- Determinar qué agentes afectan en el desempeño sísmico de las edificaciones por medio de una investigación bibliográfica profunda en diferentes fuentes de información.
- Realizar el análisis estático no lineal para las edificaciones de baja, media y gran altura para la obtención del desempeño sísmico de cada categoría.
- Comparar los resultados de desempeño sísmico presentados en las estructuras de la norma ecuatoriana de construcción, infiriendo los principales resultados con la normativa chilena.

2. CAPITULO II: Marco Teórico

2.1 Antecedentes Contextuales

La información obtenida de diferentes artículos permite consolidar una amplia base teórica, recogiendo datos de relevancia, tanto el ámbito nacional como internacional permitiendo el desarrollo del presente trabajo.

La investigación realizada por Ahiwale, Khartode y Raut en la ciudad de Baramati, India, sobre el comportamiento sísmico de estructuras de hormigón armado de 12 pisos en un terreno inclinado, empleando el método no lineal estático, arroja resultados de desplazamiento, donde el máximo ocurre en el techo. Además, menciona que el desempeño de la estructura mejora cuando se colocan muros de corte (Ahiwale D et al., 2020).

De acuerdo con Suwondo y Alama, el análisis estático no lineal es favorable para determinar el desempeño sísmico, incluso por encima del análisis dinámico no lineal ya que este requiere de registros históricos. Según la investigación, se modelaron dos tipos de estructuras de hormigón armado, ambas de tres pisos, de las cuales una de ellas está diseñada únicamente por cargas de gravedad y la otra para resistir cargas sísmicas. Ambas fueron sometidas a un análisis pushover, resultando en la estructura que soporta cargas sísmicas tiene un comportamiento adecuado, teniendo elementos estructurales que trabajan en límite elástico (Suwondo & Alama, 2020).

En la investigación de Balappa & Malagavelli, se llevó a cabo un análisis estático no lineal (Pushover) en cuatro modelos de estructuras aplicando el software SAP2000 con el fin de evaluar el comportamiento de estructuras con y sin arriostramiento, ubicados en el centro, esquinas y a lo largo de toda la estructura. Los resultados destacan un rendimiento superior en el modelo con arriostramientos en el centro en comparación con otras disposiciones. Esta condición mejora la resistencia sísmica de las estructuras y proporciona una mayor seguridad ante terremotos previstos (Balappa & Malagavelli, 2018).

El estudio comparativo realizado por Sadek y Khan entre dos edificios ubicados en la ciudad de Jeddah, demuestra que la respuesta estática no lineal para la primera estructura que cuenta con elementos de macronodo en las uniones viga-columna los cuales son capaces de tomar en cuenta el comportamiento en las juntas tiende a tener valores de

cortantes máximos bajos y un mayor desplazamiento, lo cual hace referencia a que la estructura presente una mayor flexibilidad. Mientras que para la segunda estructura que se diseñó sin tomar en cuenta los macronodos presenta un nivel de desempeño de Ocupación inmediata (Sadek & Khan, 2022).

Por otro lado, Flores en su trabajo “Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso”, lleva a cabo un análisis Pushover que permite determinar el nivel de desempeño de una estructura ante un terremoto, teniendo en cuenta que la edificación fue diseñada sin un análisis estructural sismorresistente. El análisis respaldó la validez del factor de comportamiento definido en la Guía Boliviana de Diseño Sísmico y mostró que las estructuras de hormigón armado pueden resistir eventos sísmicos (Flores Vega, 2021).

En el trabajo de investigación “Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF)”, realizado por Añazco P., Añazco A. y Carrión, se desarrollaron 18 modelos compuestos que cumplen con la normativa sísmica chilena NCh 433. Estos modelos fueron sometidos a un análisis no lineal para caracterizar el comportamiento de dichos diseños, según las disposiciones de la normativa. Los resultados obtenidos revelaron que las edificaciones de mayor altura presentan una mayor capacidad de disipación de energía, sin embargo, se observó una disminución en la sobre resistencia y un aumento en la ductilidad, indicando una baja vulnerabilidad sísmica (Añazco et al., 2023).

El estudio titulado “Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes N°1 de la Universidad Técnica de Manabí” realizado por Mendoza, Moreira y García se centra en la aplicación del método Pushover para evaluar la resistencia de la estructura mencionada, con pórticos de hormigón armado y reforzado con muros estructurales analizando su curva de capacidad. Los resultados obtenidos indican que la inclusión de estos muros reduce la vulnerabilidad sísmica de la edificación, mejorando significativamente su resistencia frente a fenómenos sísmicos (Mendoza A et al., 2020).

2.2. Antecedentes Conceptuales

2.2.1 Normas a Emplear

Para el presente trabajo de investigación, se tomaron en cuenta normativas nacionales (NEC) e internacionales (NCh) para la verificación de los chequeos sísmicos. Además,

se hizo uso de la norma internacional ASCE para los diseños estructurales de hormigón. También se adoptaron las Normas Americanas FEMA y ATC para el desarrollo del análisis estático no lineal. A continuación, se especifica cada una:

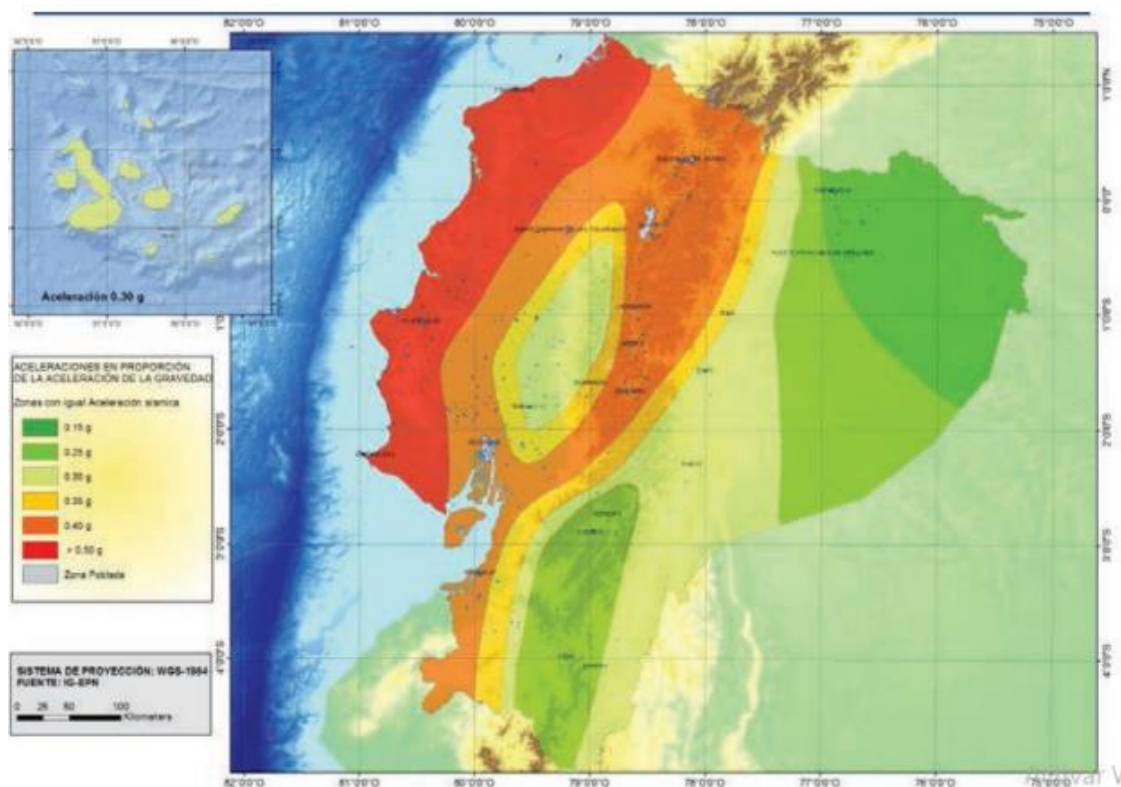
2.2.1.1 Norma Ecuatoriana de Construcción - NEC-SE-DS-2015

El capítulo de diseño Sismo Resistente de la NEC presenta requisitos y métodos para diseñar sismo resistente de edificaciones y otras estructuras considerando conceptos de ingeniería sísmica y siguiendo parámetros de normas internacionales, tomando en cuenta la zona sísmica del país.

Zonificación sísmica y el factor de zona Z

Según la NEC-SE-DS-2015 el Ecuador está dividido en seis zonas sísmicas. Los resultados obtenidos tras considerar un sismo de diseño con un período de retorno de 475 años se presentan en la Figura 1. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor del factor de zona Z.

Figura 1. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor del factor de zona Z



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Como se observa en la figura 1 las zonas costeras poseen un mayor valor de factor de zona Z. Según la zona sísmica donde se encuentra la estructura se determina su valor z, como se visualiza en la Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

Tabla 3. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,3	0,35	0,40	≥ 0,50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs

Los coeficientes de perfil de suelo, Fa y Fd, son aquellos encargados de amplificar las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones y desplazamiento para diseño en roca, respectivamente como se indica en la Tabla 4. Factores de sitio Fa y tipos de suelo. y Tabla 5. Factores de sitio Fd y tipos de suelo.. Mientras que el factor Fs que se aprecia en la Tabla 6. Factores de sitio Fs y tipos de suelo., considera el comportamiento no lineal de los suelos.

Tabla 4. Factores de sitio Fa y tipos de suelo.

Tipo de perfil de suelo	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 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Tabla 5. Factores de sitio Fd y tipos de suelo.

Tipo de perfil de suelo	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 la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Tabla 6. Factores de sitio Fs y tipos de suelo.

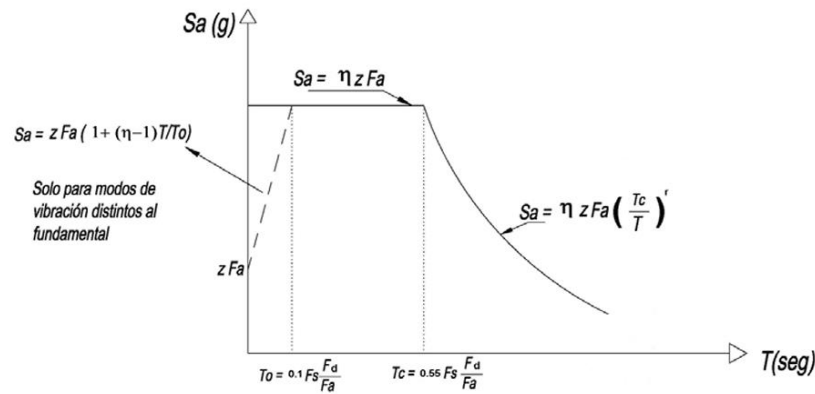
Tipo de perfil de suelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	≥ 0,5
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
F	Véase Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro elástico en aceleraciones, S_a , que se visualiza en la Figura 2. Modelo ilustrativo de un espectro elástico de aceleraciones según la NEC, se construye en función del período o modo de vibración de la estructura.

Figura 2. Modelo ilustrativo de un espectro elástico de aceleraciones según la NEC



Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Dicho valor, S_a , está expresado en valores de “g” y se puede cuantificar con las siguientes fórmulas:

$$\text{Cuando: } 0 \leq T \leq T_c \rightarrow S_a = \eta \times Z \times F_a$$

$$\text{Cuando: } T > T_c \rightarrow S_a = \eta \times Z \times F_a \times \left(\frac{T_c}{T}\right)^r$$

Donde:

- **Sa** = Espectro elástico en aceleraciones
- **η** = Razón entre el PGA y aceleración espectral S_a ($T = 0.1s$). Esta variable puede adoptar valores de acuerdo con las regiones donde se realice la investigación.

$\eta = 1,8$ para provincias pertenecientes a la Costa, excepto Esmeraldas

$\eta = 2,48$ para provincias pertenecientes a la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2,60$ para provincias pertenecientes al Oriente

- **r** = valor que depende del suelo donde esté la zona de estudio.

$r = 1$ para todos los suelos excepto E.

$r = 1,5$ para suelos tipo E

- **T** = Período fundamental de vibración de la estructura.
- **Tc** = Período límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
- **Z** = Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño.

Cortante Basal de diseño “V”

Para determinar el valor de la fuerza lateral de diseño que se concentra en la base de la estructura, es posible emplear la siguiente fórmula:

$$V = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E} W$$

Donde:

- **S_a (T_a)** = Espectro de diseño en aceleración.
- $\phi_p \phi_e$ = Coeficientes de configuración en planta y elevación.
- **I** = Coeficiente de importancia.
- **R** = Factor de reducción de resistencia sísmica.
- **V** = Cortante basal de diseño.
- **W** = Carga sísmica reactiva.
- **T_a** = Período de vibración.

Límites permisibles de las derivas de los pisos

El límite máximo de la deriva elástica de acuerdo con el tipo de estructura no debe exceder los límites permisibles de la deriva inelástica, como se observa en la Tabla 7. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso.

Tabla 7. Valores de ΔM máximos, expresados como fracción de la altura de piso

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Factor de reducción de resistencia sísmica (R)

Este valor permite disminuir fuerzas sísmicas de diseño, siempre y cuando la estructura esté diseñada para desarrollar un fallo dúctil, esto implica que el daño se concentre en secciones específicas que actúen ante escenarios sísmicos, como son las rótulas plásticas. En la Tabla 8. Factores de resistencia R se podrá visualizar los valores de R correspondientes para distintas estructurales dúctiles.

Tabla 8. Factores de resistencia R

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado 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
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

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Categoría de la edificación y coeficiente de importancia (I)

Las estructuras propuestas se pueden clasificar en cualquiera de las tres categorías con un coeficiente de importancia diferente, como se observa en la Tabla 9. Tipo de uso e importancia de las edificaciones. Este coeficiente busca incrementar la demanda sísmica en el diseño estructural para reducir daños que la estructura pueda experimentar durante y después del sismo de diseño.

Tabla 9. Tipo de uso e importancia de las edificaciones.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1,5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios que requieren operar continuamente.	1,3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1,0

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

2.2.1.2. Federal Emergency Management Agency - FEMA 356

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) 356 presenta un estándar de diseño para edificios en áreas de alto riesgo sísmico. Esta norma proporciona lineamientos detallados para el diseño, construcción y evaluación de edificaciones que puedan resistir sismos, es fundamental porque busca reducir la vulnerabilidad de las estructuras y, en consecuencia, proteger vidas y propiedades ante un evento sísmico. En él se establecen requisitos para tipos de edificaciones, como viviendas, hospitales, escuelas y estructuras críticas, para garantizar su resistencia (Federal Emergency Management Agency, 2000).

2.2.1.3. Federal Emergency Management Agency - FEMA 440

El documento publicado por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) proporciona pautas para el análisis sísmico no lineal de estructuras, estableciendo un marco para evaluar la vulnerabilidad sísmica de edificios y estructuras críticas, mejorando así la seguridad de edificios y estructuras ante eventos sísmicos, impulsando estándares más robustos y una mejor preparación para desastres, lo que resulta fundamental para garantizar la seguridad y resistencia de las edificaciones ante eventos sísmicos y otras cargas extremas (Federal Emergency Management Agency, 2005).

2.2.1.4. Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (Comité 41: Evaluación Sísmica y Modernización de Edificios Existentes) ASCE-41

En el campo de la ingeniería sísmica, la ASCE ha desarrollado normativas y directrices para la evaluación de estructuras existentes, como por ejemplo la norma ASCE 41. Esta norma establece los lineamientos para la realización de análisis no lineales en edificaciones, incluyendo la consideración de modos superiores, la evaluación de la significancia de dichos modos, y la determinación de la aplicabilidad de los análisis no lineales.

En estructuras no lineales, además de analizar comportamientos causados por cargas sísmicas, se incluyen criterios para cargas mínimas de diseño y factores relacionados con edificaciones y otras estructuras que les posibilitan abordar de manera adecuada el comportamiento no lineal de las mismas (American Society of Civil Engineers, 2017).

2.2.1.5. Diseño Sísmico de Estructuras - NCh 433+DS61

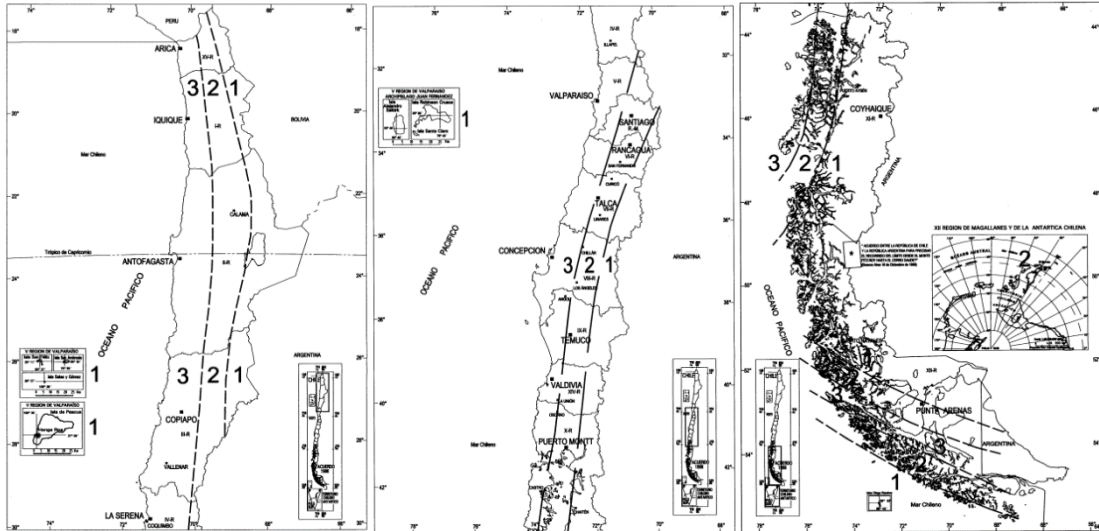
La Norma Chilena 433 detalla los criterios necesarios para el diseño sísmico de estructuras, proporcionando pautas sobre la evaluación en daños sísmicos y los procedimientos de restauración necesarias. Además, hace referencia a las exigencias sísmicas que deben cumplir los equipos y otros elementos secundarios de la estructura.

Zona Sísmica y Aceleración Afectiva A_0

La Norma Chilena 433 apunta a alcanzar construcciones capaces de soportar movimientos sísmicos de moderada intensidad sin sufrir daños significativos, reducir los perjuicios en elementos no esenciales en casos de terremotos de mediana intensidad. En

el territorio internacional cuenta con tres zonas sísmicas, así como se muestra en la Figura 3. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor de la aceleración Afectiva.

Figura 3. Zonas sísmicas para propósito de diseño valor de la aceleración Afectiva.



Fuente: NCH-433 2012

Como se observa en la ilustración las zonas costeras poseen un valor de aceleración afectiva. Según la zonificación sísmica del país la aceleración efectiva máxima A_0 se determina de acuerdo con la Tabla 10. Valor de la aceleración efectiva o A_0 .

Tabla 10. Valor de la aceleración efectiva o A_0

Zona sísmica	A_0
1	0,20 g
2	0,30 g
3	0,40 g

Fuente: NCH-433 2012

Parámetros en función del tipo de suelo (S, T_0 , T' , n, p)

La Tabla 11. Perfiles de suelo según NCh433 presenta los valores de onda de corte (V_{s30}), calidad de roca (RQD), resistencia a la compresión simple del suelo (q_u), índice de penetración estándar (N1) y resistencia al corte (S_u) dependiendo del tipo de suelo de acuerdo con la NCh433-DS61

Tabla 11. Perfiles de suelo según NCh433

Suelo Tipo		V _s (30) (m/s)	RQD	q _u (MPa)	N1 (golp./pie)	S _u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	≥ 900	≥ 50%	≥ 10		
B	Roca fracturada, suelo muy denso	≥ 500		≥ 40	≥ 50	
C	Suelo denso o firme	≥ 350		≥ 30	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0,05
E	Suelo de compacidad, o resistencia mediana	< 180			≥ 20	< 0,05
F	Suelos especiales	-	-	-	-	-

Fuente: NCH-433 2012

Determinado el tipo de suelo en el que se realizará el estudio, los parámetros en función del suelo se tienen en la Tabla 12. Parámetros que dependen del tipo de suelo., los cuales serán utilizados para el análisis sísmico dinámico y estático:

Tabla 12. Parámetros que dependen del tipo de suelo.

Tipo de Suelo	S	T ₀ (S)	T' (s)	n	p
A	0,90	0,15	0,20	1,00	2,0
B	1,00	0,30	0,35	1,33	1,5
C	1,05	0,40	0,45	1,40	1,6
D	1,20	0,75	0,85	1,80	1,0
E	1,30	1,20	1,35	1,80	1,0
F	-	-	-	-	-

Fuente: NCH-433 2012

Factor de reducción de aceleración espectral

De acuerdo con la NCh33-DS61, la Tabla 13. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta. presenta los factores de reducción de aceleración espectral:

Tabla 13. Valores máximos de los factores de modificación de la respuesta.

Sistema estructural	Material estructural	R	Ro
Pórticos	Acero estructural		
	a) Marcos corrientes (OMF)	4	5
	b) Marcos intermedios (IMF)	5	6
	c) Marcos especiales (SMF)	7	11
	d) Marcos de vigas enrejadas (STMF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
Muros y sistemas arriostrados	Acero estructural		
	a) Marcos concéntricos corrientes (OCBF)	3	5
	b) Marcos concéntricos especiales (SCBF)	5,5	8
	c) Marcos excéntricos (EBF)	6	10
	Hormigón armado	7	11
	Hormigón armado y albañilería confinada		
	Si se cumple el criterio A	6	9
	Si no se cumple el criterio A	4	4
	Madera	5,5	7
	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa.	4	4	
De ladrillos cerámicos tipo rejilla con o sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos.	3	3	
Cualquier otro tipo de estructuración o material		2	-

Fuente: NCH-433 2012

Coefficiente relativo a la importancia de la edificación (I)

El coeficiente “I” se relaciona de acuerdo con el tipo de edificación, como se indica en la Tabla 14. Categorías de edificación. Una vez determinado el tipo de ocupación de la estructura, se asigna un valor de importancia, como se evidencia en la Tabla 15. Factores de importancia:

Tabla 14. Categorías de edificación

Naturaleza de la Edificación	Categoría de la Edificación
Instalaciones agrícolas, provisionales y menores de almacenaje	I
Toda edificación no contemplada en otra categoría	II
Bibliotecas, museos, salas de asambleas, cárceles, etc	III
Comisarías, centrales eléctricas, hospitales, plantas de agua potable, etc	IV

Fuente: NCH-433 2012

Tabla 15. Factores de importancia

Categoría del edificio	I
I	0,6
II	1,0
III	1,2
IV	1,2

Fuente: NCH-433 2012

Derivas de entrepiso

De acuerdo con lo estipulado en el capítulo 5,9.2 de la NCh433-DS61, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, desde sus centros de masas, no debe superar la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.

2.2.2 Definiciones Generales

Riesgo sísmico

La evaluación del riesgo sísmico implica la probabilidad de ocurrencia de un terremoto durante un periodo específico. Además, este enfoque considera las distintas combinaciones entre la magnitud del sismo y su distancia al lugar de interés. Por lo tanto, este tipo de espectro se utiliza para un análisis dinámico basado en frecuencias (Guzmán et al., 2022).

Niveles de Desempeño

Al emplear el análisis estático no lineal Pushover se genera una curva que muestra la relación entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento en la terraza, la misma que

permite determinar el punto de desempeño de la estructura, la predicción del objetivo de desplazamiento se basa en el método del espectro de capacidad; la curva del Pushover, se convierte en una curva de capacidad equivalente a un sistema de un grado de libertad, y de la intersección de esta curva con un espectro de respuesta modificado permite identificar el punto mencionado (Núñez, 2023).

Ductilidad de la estructura

La ductilidad es la capacidad de absorción y disipación de grandes cantidades de energía de una estructura sin que esta llegue a la falla frágil. Sin embargo, no se cuenta con una cuantificación estandarizada para determinar el proceso. Debido a diferentes condiciones que puede estar sometida una edificación, existen diferentes métodos de evaluación:

- Relaciones de ductilidad convencionales
- Índices de ductilidad basados en la deformación
- Índices de ductilidad basados en energía

Factor R de reducción de fuerzas sísmicas

El factor de reducción de fuerzas sísmicas R es de mucha importancia en el área de diseño de una estructura, con este, es posible reducir la severidad de las fuerzas sísmicas elásticas para mantenerlas en fuerzas inelásticas, por lo tanto, influye en el desempeño de la edificación definiendo así su capacidad de resistencia en este tipo de estructuras que, por lo general son preferidas por los proyectistas y constructores debido a su versatilidad y su economía, incluso su rigidez se puede utilizar para minimizar deformaciones, reduciendo así los daños causados en sus elementos estructurales (Carpio et al., 2023)

Periodo fundamental de una estructura

Justo en el instante que el sismo llega a la estructura, este ocasiona que la misma empiece a vibrar. El movimiento de ida y vuelta que se origina depende de un periodo, el cual recibe el nombre de periodo natural. De manera aproximada el periodo de la estructura se lo obtiene al dividir el número de pisos entre diez, de manera que, la altura de la edificación represente un factor importante a considerar. Sin embargo, aunque este parámetro se lo requiera para el cálculo de la fuerza cortante, el mismo debe ser calculado con toda la rigurosidad posible (Siddika, 2019).

Deriva de piso

Las derivas de piso corresponden a los desplazamientos relativos entre los pisos, que se basan en los desplazamientos y en la altura de cada planta de la edificación. El desplazamiento de los pisos de un edificio proporciona información valiosa sobre su comportamiento estructural bajo cargas sísmicas (Hassan, 2022)

Zonificación sísmica y el factor de zona Z

La zonificación de los suelos por perfiles estratigráficos para la modelación dinámica de los suelos de un país es indispensable para poder identificar los distintos periodos de vibración que se pueden presentar en diferentes sitios, ante la acción de ondas sísmicas que la afecten. Para zonificar es necesario definir zonas por medio de una clasificación de los tipos de suelo predominantes en dichas zonas a distintas profundidades, identificando propiedades mecánicas y dinámicas promedio, para cada estrato, de cada perfil, de cada zona de la ciudad. Para ello hay que obtener mucha información referente a suelos del país (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

Categoría de la edificación y coeficiente de importancia (I)

El factor de importancia I está clasificado según la categoría de edificación, para aumentar la demanda sísmica de diseño para estructuras que por su uso deben permanecer operativas o sufrir el menor daño durante y después de lo sucedido un sismo de diseño (Malavé, 2023).

Peligro sísmico

Se refiere a la probabilidad de un incidente sísmica en un determinado periodo de tiempo, es un evento con características determinadas, lo que también se evidencia que un espectro de peligro uniforme conlleva la misma singularidad de dicha probabilidad y excedencia de periodo. Este espectro puede usarse en un análisis espectral de respuesta estructural considerando las posibles combinaciones entre la distancia y magnitud del sismo al punto de interés. Por otro lado, el espectro de movimiento se puede ajustar con el espectro de peligro uniforme siendo escalados sus parámetros, ya que los espectros al explicar el desarrollo de los movimientos tiempo y posibles contenidos de frecuencia (Guzmán, 2022).

Desempeño sísmico

Con los años, el ingeniero civil objetivo de garantizar que las estructuras puedan brindar seguridad a los usuarios que las habitan, por eso se necesitan diseños sismorresistentes para que cuando se presencie actividad sísmica, las estructuras tengan un desempeño sísmico adecuado, es decir, que no sufran daños que afecten su estructura ante la presencia de cargas sísmicas (Martínez Reyes & Nungaray Pérez, 2019). Para el desempeño sísmico se evaluará considerando varios factores como la magnitud de un terremoto, la ubicación geográfica de la edificación, la calidad de materiales y el diseño estructural, además de considerar la vulnerabilidad de componentes no estructurales como ventanas, muros falsos, etc.

Marco resistente a momentos

Cuando se trata de resistir fuerzas laterales, los marcos resistentes a momentos son los sistemas estructurales comúnmente utilizados en la construcción de edificios. Se componen de vigas y columnas conectadas rígidamente para proporcionar estabilidad y resistencia a las cargas sísmicas y de viento (Alhassan, M., & Abdelrahim, M. 2020).

Análisis estático

El método de análisis estático equivalente solo es adecuado para el diseño y análisis de estructuras pequeñas. El método estático tiene una desventaja, ya que utiliza solo un modo de vibración del edificio. Hay varios factores en los que depende el coeficiente horizontal de diseño, como el coeficiente de zona, el peso sísmico, la importancia de la estructura, el período de tiempo natural fundamental y el factor de reducción de respuesta (Md. Mohiuddin Ahmed et al., 2019).

Análisis tiempo – historia

Los autores Morocho, Inca, Cornejo y Mena en su investigación "Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico" mencionan que el análisis tiempo – historia se usa para determinar la respuesta de una estructura bajo una carga arbitraria.

Se trata de un método de análisis de la respuesta de la estructura frente a excitaciones sísmicas, para la evaluación numérica de la respuesta dinámica se tratan de métodos

aproximados con 3 requisitos sumamente importantes: Convergencia, Estabilidad y Precisión (Morocho-Orellana et al. 2022).

Análisis dinámico

Es el análisis basado en un espectro de diseño considerando el período de la estructura y obteniendo la respuesta combinando las respuestas de las formas modales, y ayuda a entender cómo se deforma la estructura, las tensiones, fuerzas internas que experimenta, y cómo estas pueden afectar su estabilidad y capacidad para resistir cargas dinámicas (Navarro et al., 2021).

Análisis no lineal

El análisis pushover es un tipo de análisis estático incremental no lineal de estructuras, en el cual las estructuras están sometidas a cargas de gravedad constantes junto con fuerzas de empuje horizontal variables. Estas fuerzas aumentan de manera monótona hasta el colapso de la estructura, para reproducir los efectos de los movimientos sísmicos del suelo con diferentes intensidades (Oriol Bové et al., 2024).

Para llevar a cabo este análisis es necesario considerar la no linealidad de los materiales, puesto que al analizar la curva de capacidad se puede identificar si es necesario realizar mejoras a la estructura.

Curva de Capacidad

Esta curva es la representación gráfica de la relación entre el cortante basal y el desplazamiento en el último nivel de la estructura. Además, estas curvas se usan para mostrar la reacción característica del modo principal de vibración de una construcción (Selenia Mendoza-Intriago & Javier García-Vinces III, 2022).

Rótulas plásticas

Se forman a partir de un momento plástico en los elementos a los cuales se le aplica una carga mayor a la máxima requerida. Estas rótulas se presentan en un elemento, ya sea una viga o una columna, cuando su rendimiento excede el límite elástico, es decir, cuando el elemento ya no puede resistir una carga adicional (Alhassan, M., & Abdelrahim, M. 2020).

Vulnerabilidad sísmica

Cuando se realiza la implementación de programas donde su enfoque es en mitigación de riesgos, los estudios de vulnerabilidad sísmica tiene una parte importante en ella, El grado de vulnerabilidad es el nuevo estudio que se está presentando en el Ecuador al ser un país donde se evidencia un riesgo sísmico alto, está expuesto a que sufra consecuencias de eventos sísmicos, por ende, al emplear el estudio a las edificaciones existentes se podría obtener información importante y características útiles para determinar su comportamiento no aceptable, y poder colocarlos en un nivel de vulnerabilidad y armar planes de reforzamiento (Cunalata, 2022).

Comportamiento elástico

Este estudio proporciona una visión integral del comportamiento elástico, sirviendo como base para futuras investigaciones y aplicaciones en diversos campos científicos y tecnológicos, su desarrollo se centra en el comportamiento elástico de materiales, la mayoría de los estudios realizados consideran los elementos con ductilidad concentrada, comportamiento elástico y rigidez constante en la parte crítica del muro, aunque los datos experimentales muestran que la rigidez a la flexión varía con el tiempo de respuesta, explorando así las propiedades fundamentales que rigen la respuesta de un material ante la aplicación de cargas (Rubina and Morales 2021).

Comportamiento plástico

Se examinan los conceptos fundamentales asociados con la plasticidad, se refiere a la capacidad de un material para experimentar deformaciones permanentes o cambios en su forma sin sufrir una ruptura. En los aceros, su principal característica de la ductilidad es que, conforme aumenta la carga de tracción, se crea el punto de ruptura. La ductilidad de un acero se evalúa midiendo el grado de deformación antes de la fractura, expresado como el porcentaje de alargamiento o el porcentaje de reducción de área (Caicedo Reyes, Guamán, and Arroba 2020).

Curva de histéresis

Este estudio se enfoca en la exhaustiva exploración de la curva de histéresis, un componente fundamental en la caracterización del comportamiento mecánico de materiales estructurales sometidos a cargas cíclicas. A través de una revisión exhaustiva

de la literatura y la recopilación de datos experimentales, se examinan detalladamente los patrones de comportamiento presentes en esta curva, destacando su importancia en la evaluación de la capacidad de absorción de energía y resistencia a la fatiga de los materiales (Ledezma Ramirez et al. 2019).

Ductilidad

Existen elementos estructurales que presentan un comportamiento de deformarse, pero sin causar un daño significativo a su resistencia, esta capacidad se llama ductilidad. Para obtener un mejor comportamiento en la resistencia de las edificaciones y presentando un mejor comportamiento ante la presencia de fuerzas sísmicas es recomendable aumentar la capacidad dúctil (Requena-García-Cruz et al., 2021). La propiedad de la ductilidad es cualitativa y subjetiva según el material, ya que indica que el material puede deformarse sin fracturas, si se centra en la ductilidad del acero, se evidencia en el incremento de la carga de tracción, donde se forma un punto de rotura, que puede medirse con el porcentaje de alargamiento en la fractura del acero (Caicedo-Reyes et al., 2020).

Diseño sismorresistente

Cuando se realiza una estructura, se debe verificar que esta no sea completamente elástica, en el transcurso de un evento de peligro sísmico el costo sería muy alto y poco práctico, por ende, en el diseño sismorresistente se puede aceptar un margen de daño en la estructura para evitar lo antes mencionado. Las estructuras deben diseñarse para la llegada de fenómenos naturales con terremotos, que liberan energía inesperadamente provocando un impacto en la corteza terrestre y en las personas, así que las estructuras deben enfrentar los impactos que se pueden provocar. Existen varias técnicas de construcción que van desde la flexión y resistencia de los materiales hasta realizar diseños estructurales capaces de absorber la energía sísmica cumpliendo la intención del diseño sismorresistente (Serras et al., 2021).

Así mismo está el método para estructuras que sufren deformaciones plásticas en un escenario no favorable y se mantiene la ductilidad durante el terremoto, este método disipa la energía sísmica evitando el colapso estructural, pero no considera la vida humana tras el evento sísmico (Takagi & Wada, 2019).

2.3. Antecedentes Referenciales

El presente trabajo investigativo se lleva a cabo bajo referentes que se detallan a continuación:

De acuerdo con la investigación realizada por Viera, Quizanga y Andino, en el cual se realiza el análisis estático no lineal a 18 diferentes estructuras de mediana altura con las respectivas normativas de construcción de países de Colombia, Ecuador y Perú, se obtuvieron resultados donde las edificaciones colombianas diseñadas con la norma NSR-10 tuvieron mejores puntos de desempeños en comparación con las estructuras de Perú y Ecuador, siendo esta última la más susceptible a agrietamientos en sus elementos estructurales. Esto deja en evidencia lo permisible que es la NEC-15 en niveles de desempeño (Viera, Quizanga & Andino, 2020).

En su investigación titulada “Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad”, Carpio, González y Arellano proponen un análisis de estructuras con elementos diseñados cumpliendo normativas vigentes de construcción, se detalla un comportamiento estático y dinámico no lineal de edificaciones con diferentes niveles teniendo en cuenta los diagramas momento-rotación bajo normativa y a su vez determinando el estado de daño durante eventos sísmicos producidos (Carpio et al., 2023).

Chamaza, Córdova y Guerrero en su trabajo, el análisis comprendió etapas estáticas, dinámicas y no lineales (Pushover), con referencias a los reglamentos FEMA y ASCE 41-13. Se buscaba obtener curvas de capacidad, puntos de desempeño y niveles de desempeño ante sismos. Los resultados mostraron que las estructuras bajo la normativa NCh433 tuvieron un mejor comportamiento ante sismos de diseño, alcanzando un nivel de desempeño funcional. Aquellas bajo la normativa RNE resguardaron la seguridad de vida, mientras que las que siguieron las normativas NEC y NSR no demostraron un comportamiento óptimo en el estudio realizado (Chamaza & Córdova, 2022).

3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1 Modalidad básica de la investigación

El enfoque de investigación de este trabajo será cuantitativo, debido a que se aplicarán procesos numéricos para el diseño sismorresistente de las estructuras y para el análisis estático no lineal, y así determinar en qué punto cada edificación es susceptible al colapso, según los resultados del desempeño sísmico de las edificaciones.

3.2 Tipo de investigación

Los tipos de investigación para la ejecución del trabajo serán la documental, de campo y descriptiva, esta última de mayor peso, ya que se requerirá de información detallada.

3.2.1 Documental

Se realizará una investigación bibliográfica mediante diversas fuentes científicas como artículos de revistas, tesis de grado, normativas de diseño sismorresistente nacionales e internacionales, con la finalidad de conocer los procedimientos necesarios para el diseño y análisis no lineal de las diferentes estructuras.

3.2.2 De Campo

En este trabajo se diseñarán estructuras propuestas por los autores recopilando información cualitativa y cuantitativa de las edificaciones, como son, secciones de los elementos, número de pisos, distancias de vanos, tipo de estructura, entre otros.

3.2.3 Descriptiva

Con los procedimientos respectivos del análisis Pushover, la información obtenida será analizada y procesada con la finalidad de determinar el desempeño del objeto de estudio, predecir su comportamiento y compararlos.

3.3 Objeto de estudio

Las estructuras se clasifican en baja, mediana y gran altura de hormigón armado, las mismas de uso residencial y están en zonas costeras ya que cuentan con un alto índice de peligro sísmico al ubicarse en el cinturón de fuego del Pacífico. En la Tabla 16. Número de piso según tipo de estructura, se aprecian las características de cada estructura, en función de su altura.

Tabla 16. Número de piso según tipo de estructura

Nº de pisos	Estructura
2	Baja Altura
7	Mediana Altura
11	Gran Altura

Fuente: Autores

3.4 Descripción de la población y muestra

En este trabajo de investigación se considerará a las estructuras como la población, mientras que la muestra se define según su ubicación como es en la ciudad de Machala, Ecuador y para la región ciudad de Arica, Chile, utilizando la información disponible para analizar el desempeño sísmico de las edificaciones en dichas ubicaciones.

3.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados

3.5.1 Propiedades y secciones de elementos estructurales

Para el diseño de los elementos estructurales se tomaron en cuenta las siguientes propiedades para todas las estructuras:

- La resistencia a la compresión del concreto corresponde a $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- El módulo de elasticidad del concreto, $Ec = 15100\sqrt{f'c} = 233928.19 \text{ kg/cm}^2$
- La fluencia del acero perteneciente a $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- El acero de refuerzo a utilizar es de grado 60.
- El módulo de elasticidad del acero es $Es = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

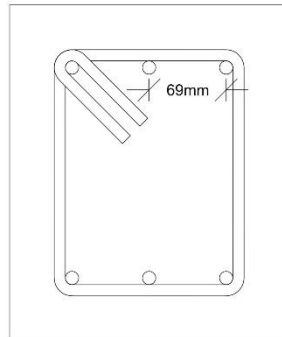
Las secciones de los elementos estructurales para cada tipo de estructura se diseñaron considerando la norma ACI 318-19 y realizando los chequeos sísmicos correspondientes para obtener una edificación sismorresistente (Ver Anexo 1: Chequeos Sísmicos para la estructura de Baja altura

- Baja Altura

En esta estructura se diseñaron vigas y columnas con dimensiones de 30x25 cm y 30x30 cm respectivamente, como se puede visualizar en las siguientes figuras la vista transversal y longitudinal de cada elemento (Ver Figura 4. Vista de sección transversal de viga de baja altura, Figura 5. Vista de sección longitud de viga de baja altura, Figura 6. Vista de

sección transversal de columna de baja altura y Figura 7. Vista de sección longitud de columna de baja altura).

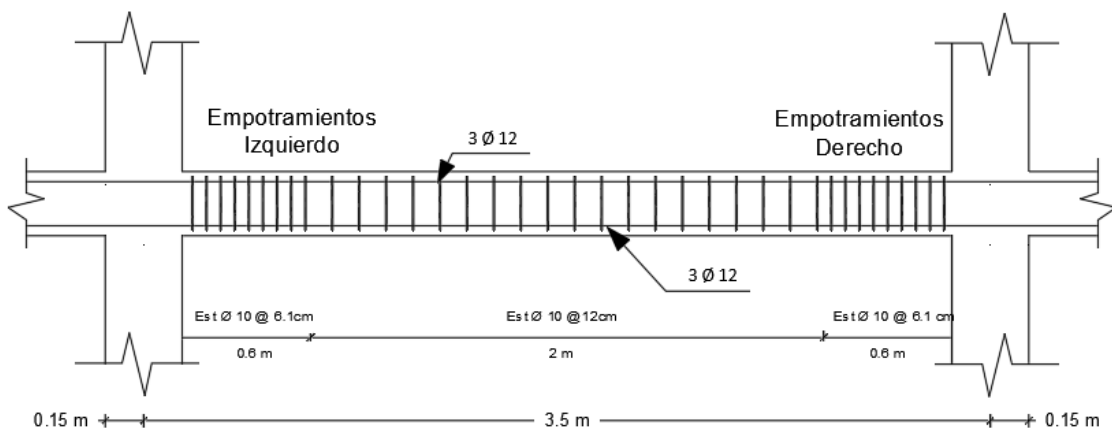
Figura 4. Vista de sección transversal de viga de baja altura



$h = 300 \text{ mm}$
 $b = 250 \text{ mm}$
 $\varnothing_{\text{emp}} = 12 \text{ mm}$
 $\varnothing_{\text{vano}} = 12 \text{ mm}$
 $\#\varnothing_{\text{emp}} = 3$
 $\#\varnothing_{\text{vano}} = 3$
 $\varnothing_E = 10 \text{ mm}$
 $re = 40 \text{ mm}$

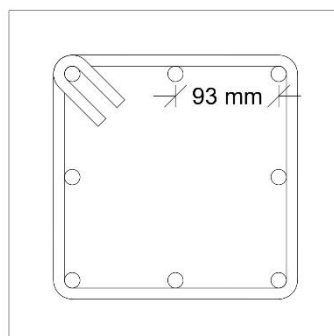
Fuente: Autores

Figura 5. Vista de sección longitud de viga de baja altura



Fuente: Autores

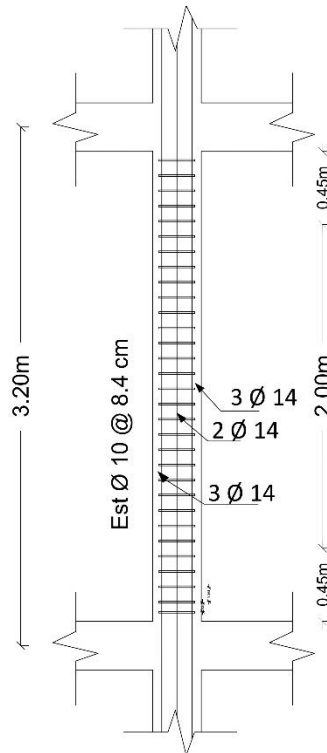
Figura 6. Vista de sección transversal de columna de baja altura



$h = 300 \text{ mm}$
 $b = 300 \text{ mm}$
 $\#\varnothing = 8$
 $\varnothing = 14 \text{ mm}$
 $\varnothing_E = 10 \text{ mm}$
 $re = 40 \text{ mm}$

Fuente: Autores

Figura 7. Vista de sección longitud de columna de baja altura

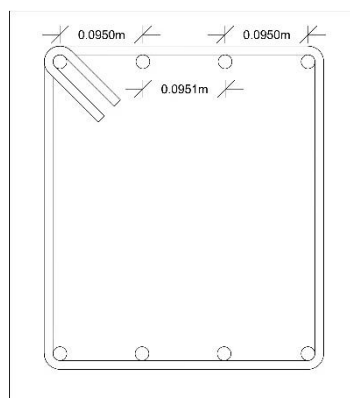


Fuente: Autores

- Mediana Altura

Para esta edificación las dimensiones de las vigas son de 45x40 cm y de columnas de 60x60 cm, a continuación, se puede observar dichos diseñar de manera transversal y longitudinal (Figura 8, Figura 9, Figura 10 y Figura 11).

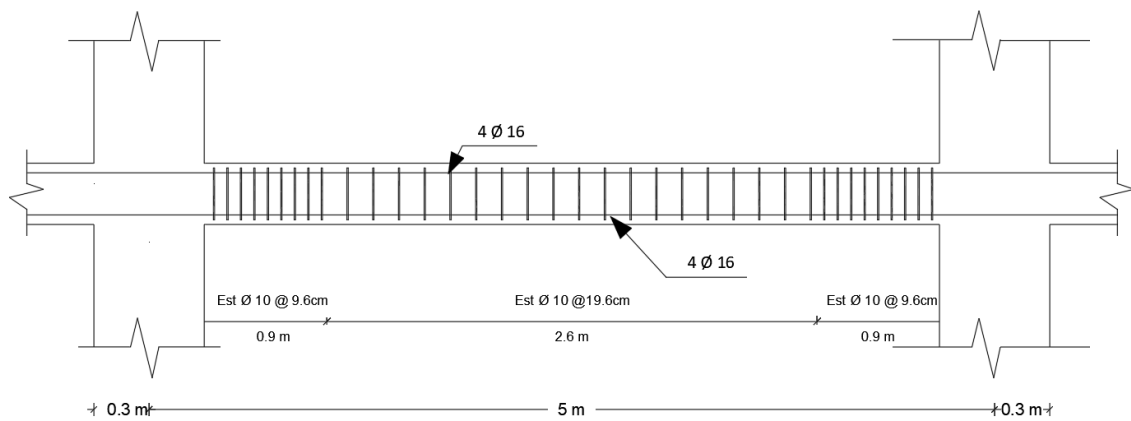
Figura 8. Vista de sección transversal de viga de mediana altura



$h = 450 \text{ mm}$
 $b = 400 \text{ mm}$
 $\varnothing_{\text{emp}} = 16 \text{ mm}$
 $\varnothing_{\text{vano}} = 16 \text{ mm}$
 $\# \varnothing_{\text{emp}} = 4$
 $\# \varnothing_{\text{vano}} = 4$
 $\varnothing_E = 10 \text{ mm}$
 $re = 40 \text{ mm}$

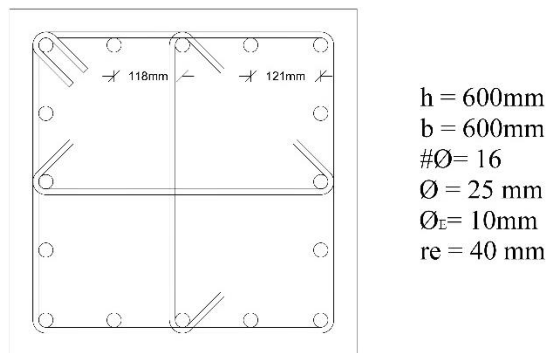
Fuente: Autores

Figura 9. Vista de sección longitudinal de viga de mediana altura



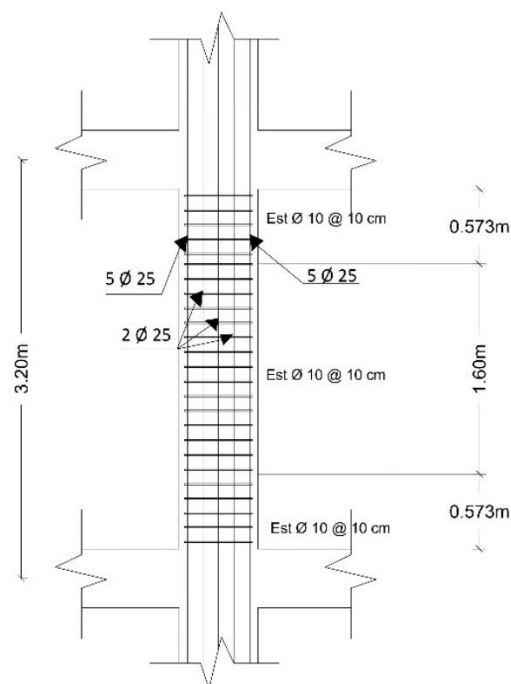
Fuente: Autores

Figura 10. Vista de sección transversal de columna de mediana altura



Fuente: Autores

Figura 11. Vista de sección longitudinal de columna de mediana altura

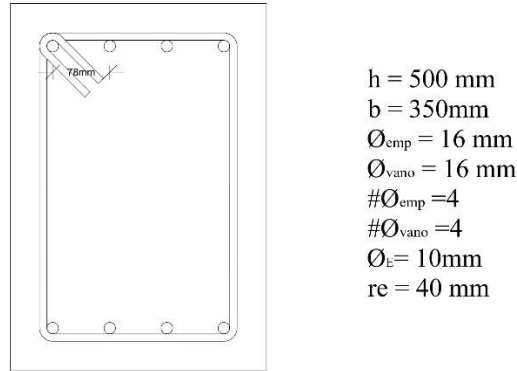


Fuente: Autores

- Gran Altura

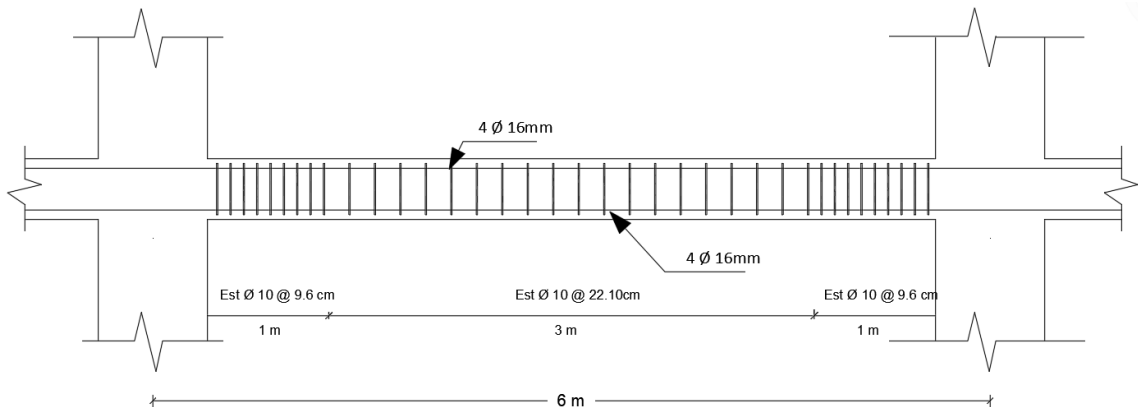
Se establecieron vigas con dimensiones de 50x35 cm y dos tipos de columnas: la primera con secciones de 100x100 cm del primer al quinto piso y la segunda de 95x95 cm, extendiéndose desde el sexto al último piso (Ver de Figura 12 a Figura 17).

Figura 12. Vista de sección transversal de viga de gran altura



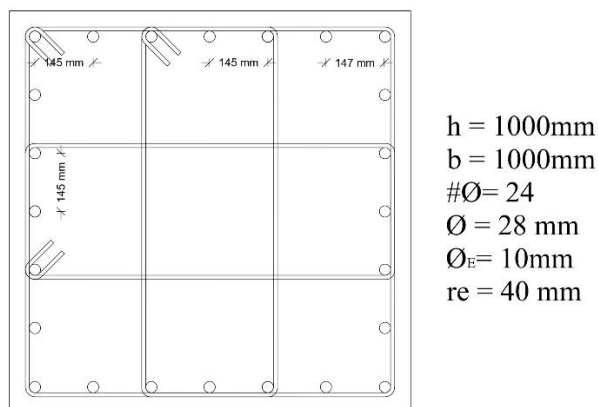
Fuente: Autores

Figura 13. Vista de sección longitudinal de viga de gran altura



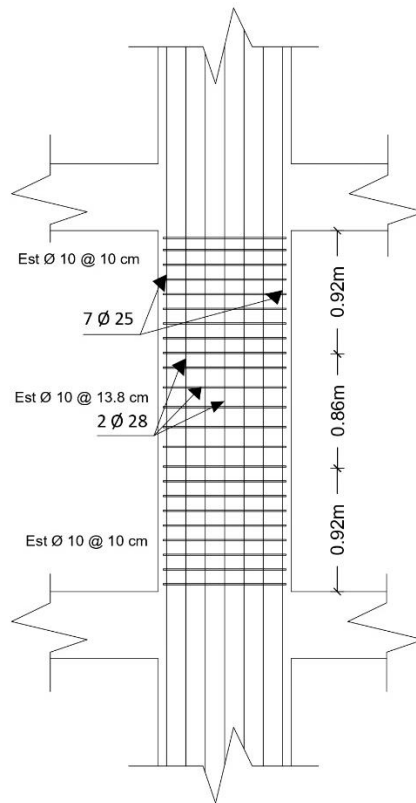
Fuente: Autores

Figura 14. Vista de sección transversal de columna del piso 1 al 5



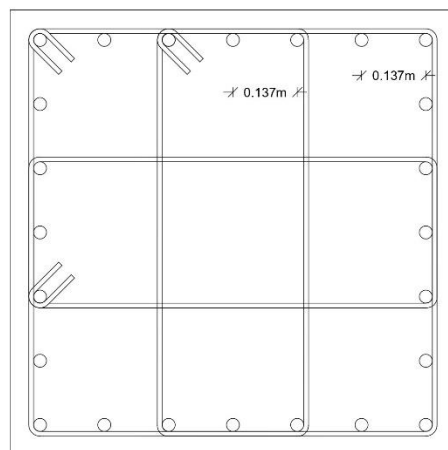
Fuente: Autores

Figura 15. Vista de sección longitudinal de columna del piso 1 al 5



Fuente: Autores

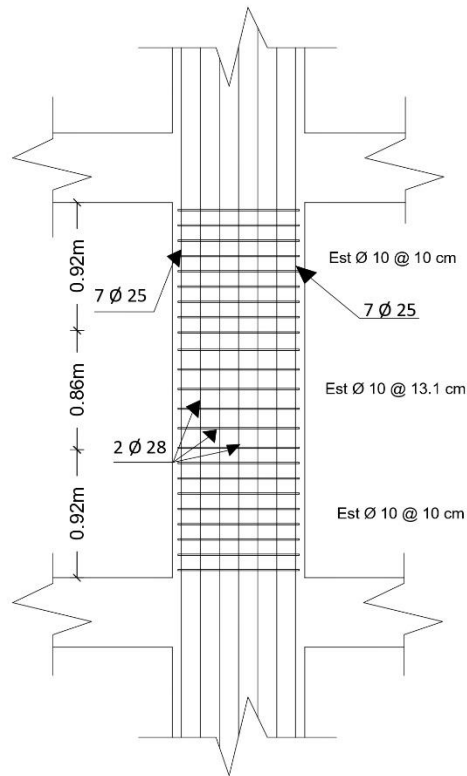
Figura 16. Vista de sección transversal de columna del piso 6 al 11



$h = 950 \text{ mm}$
 $b = 950 \text{ mm}$
 $\# \emptyset = 24$
 $\emptyset = 28 \text{ mm}$
 $\emptyset_E = 10 \text{ mm}$
 $re = 40 \text{ mm}$

Fuente: Autores

Figura 17. Vista de sección longitudinal de columna del piso 6 al 11



Fuente: Autores

Para una mejor comprensión se han realizado la siguiente tabla con la información correspondiente a vigas y columnas según cada tipo de estructura visualizando la sección y el acero de refuerzo definido (Ver Tabla 17).

Tabla 17. Resumen de dimensiones de elementos

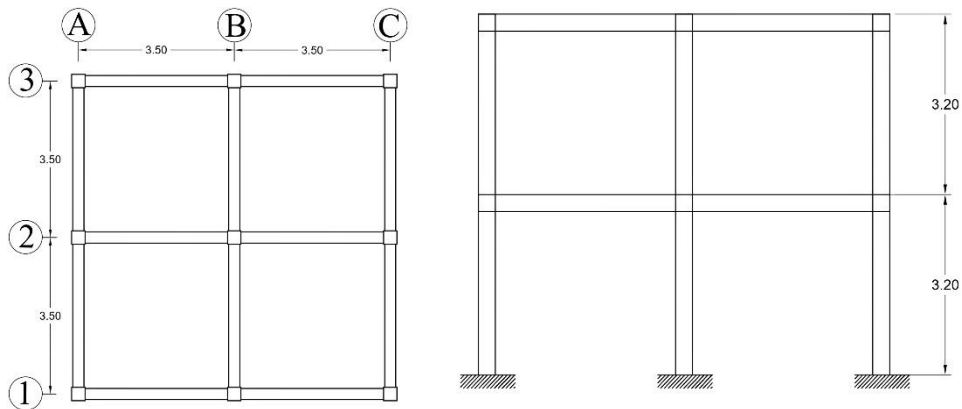
Elemento	Baja Altura	Mediana Altura	Gran Altura
Viga	30x25 cm 6Ø 12 mm	45x40 cm 8Ø 16 mm	50x35 cm 8Ø 16 mm
Columna	30x30 cm 8Ø 14 mm	60x60 cm 16Ø 25 mm	1x1 m - 24Ø 28 mm 95x95 cm - 24Ø 28 mm
Losa	Espesor correspondiente a 25cm		

Fuente: Autores

3.5.2. Configuración en planta y elevación

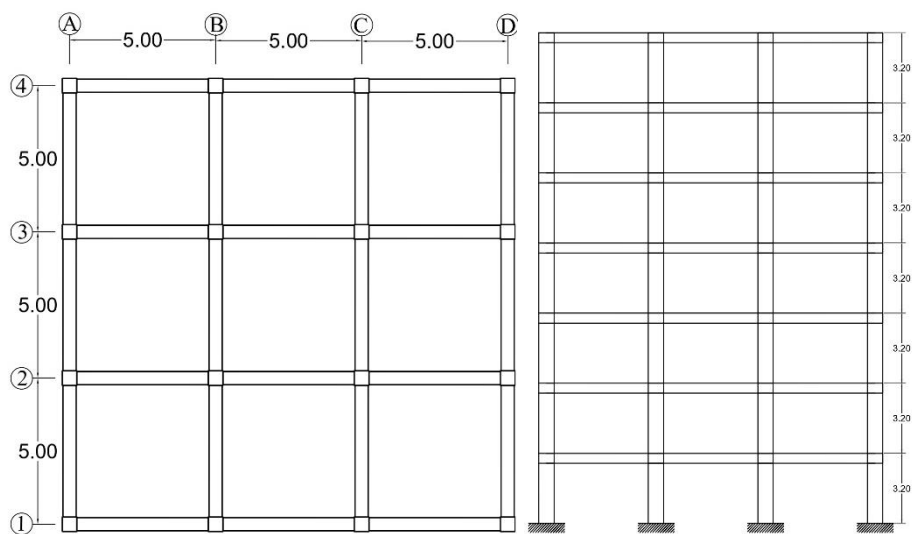
Las estructuras tienen una altura de 3.20 m entre pisos, pero cada una tiene un número de piso diferente y las distancias del vano a eje de elemento varían según cada edificación. La edificación de baja altura presenta regularidad, tanto en planta como en elevación, cuenta con 2 niveles, una luz de 3.5 m. y 3 vanos en la dirección “x” y “y”. Así mismo, la estructura de mediana altura cuenta con la misma regularidad planta y elevación, presenta 7 niveles, luz de 5 m y 3 vanos en la dirección “x” y “y”. Por último, se tiene una estructura de gran altura de 11 niveles, luz de 6 metros y 5 vanos en la dirección “x” y “y” (Ver Figura 18, Figura 19 y Figura 20).

Figura 18. Estructura aporcionada de baja altura



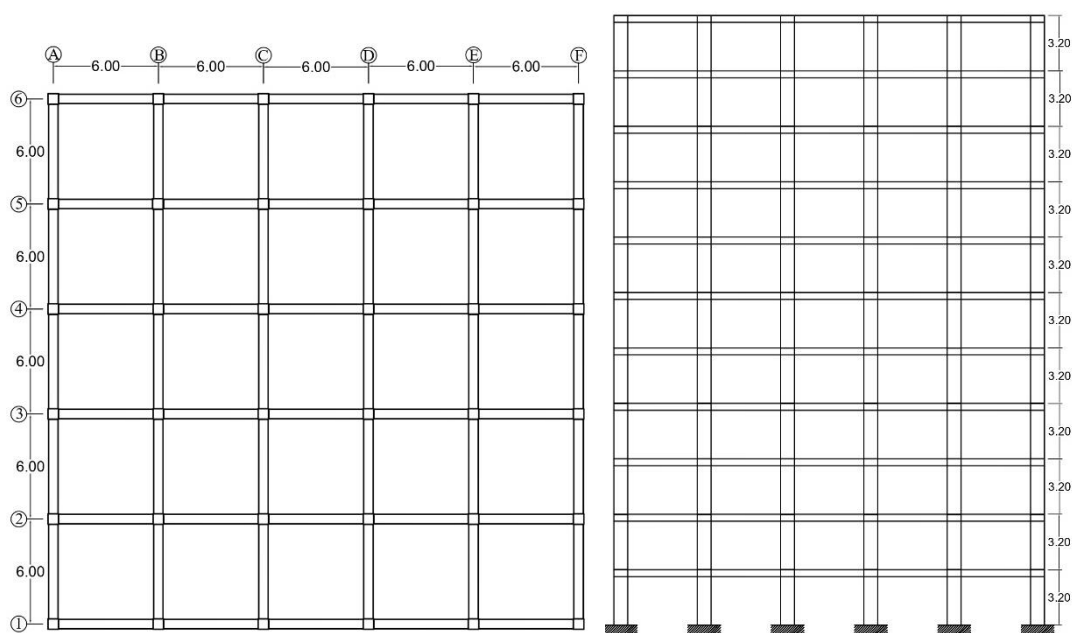
Fuente: Autores

Figura 19. Estructura aporcionada de mediana altura



Fuente: Autores

Figura 20. Estructura aporcionada de gran altura



Fuente: Autores

3.5.3. Cargas aplicadas

Todas las estructuras poseen el mismo uso de tipo residencial. Ante esto, se han definido las siguientes cargas muertas y vivas, como es posible visualizar en la Tabla 18, Tabla 19 y Tabla 20.

Tabla 18. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de baja altura

Baja Altura		
Piso	Carga Muerta (Ton/m ²)	Carga Viva (Ton/m ²)
1	0,62	0,204
2	0,62	0,204

Fuente: Autores

Tabla 19. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de media altura

Media Altura		
Piso	Carga Muerta (Ton/m ²)	Carga Viva (Ton/m ²)
1	0,62	0,204
2	0,62	0,204
3	0,62	0,204
4	0,62	0,204
5	0,62	0,204
6	0,62	0,204
7	0,62	0,204

Fuente: Autores

Tabla 20. Cargas muertas y vivas por piso en estructura de gran altura

Gran Altura		
Piso	Carga Muerta (Ton/m ²)	Carga Viva (Ton/m ²)
1	0,62	0,204
2	0,62	0,204
3	0,62	0,204
4	0,62	0,204
5	0,62	0,204
6	0,62	0,204
7	0,62	0,204
8	0,62	0,204
9	0,62	0,204
10	0,62	0,204
11	0,62	0,204

Fuente: Autores

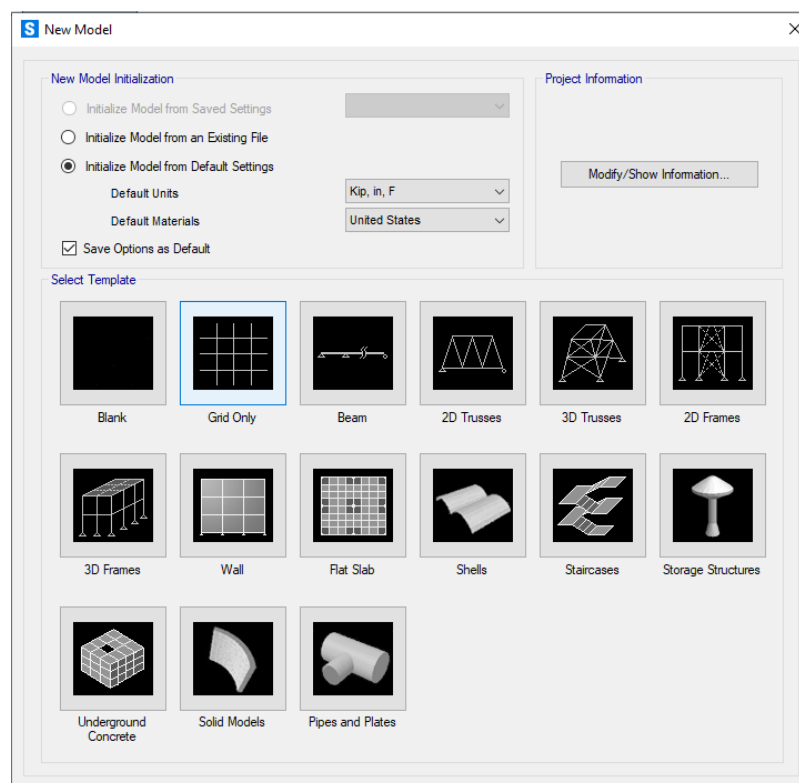
Tras el diseño estructural de las edificaciones, se deben representar gráficamente las estructuras, para ello se empleó el software Etabs21, para optimizar los procesos de chequeos sísmicos.

Realizados los chequeos sísmicos en el software ETABS (Ver Anexo 1: **Chequeos Sísmicos para la estructura de Baja altura**, Anexo 2: **Chequeos Sísmicos para la estructura de Mediana altura** y Anexo 3: **Chequeos Sísmicos para la estructura de Alta altura**) las estructuras deben ser modeladas en el software SAP2000 con la finalidad de obtener la curva pushover de cada estructura, a continuación, se presenta el paso a paso del modelamiento realizado para la estructura de baja altura.

3.5.4. Modelación

Al abrir el programa aparece una hoja nueva en blanco con la que se va a trabajar el respectivo modelo, se debe dar clic en “File” y luego en “New Model” para seleccionar el tipo de estructura que se modelará, en este caso será de marcos en 3D (Ver Figura 21).

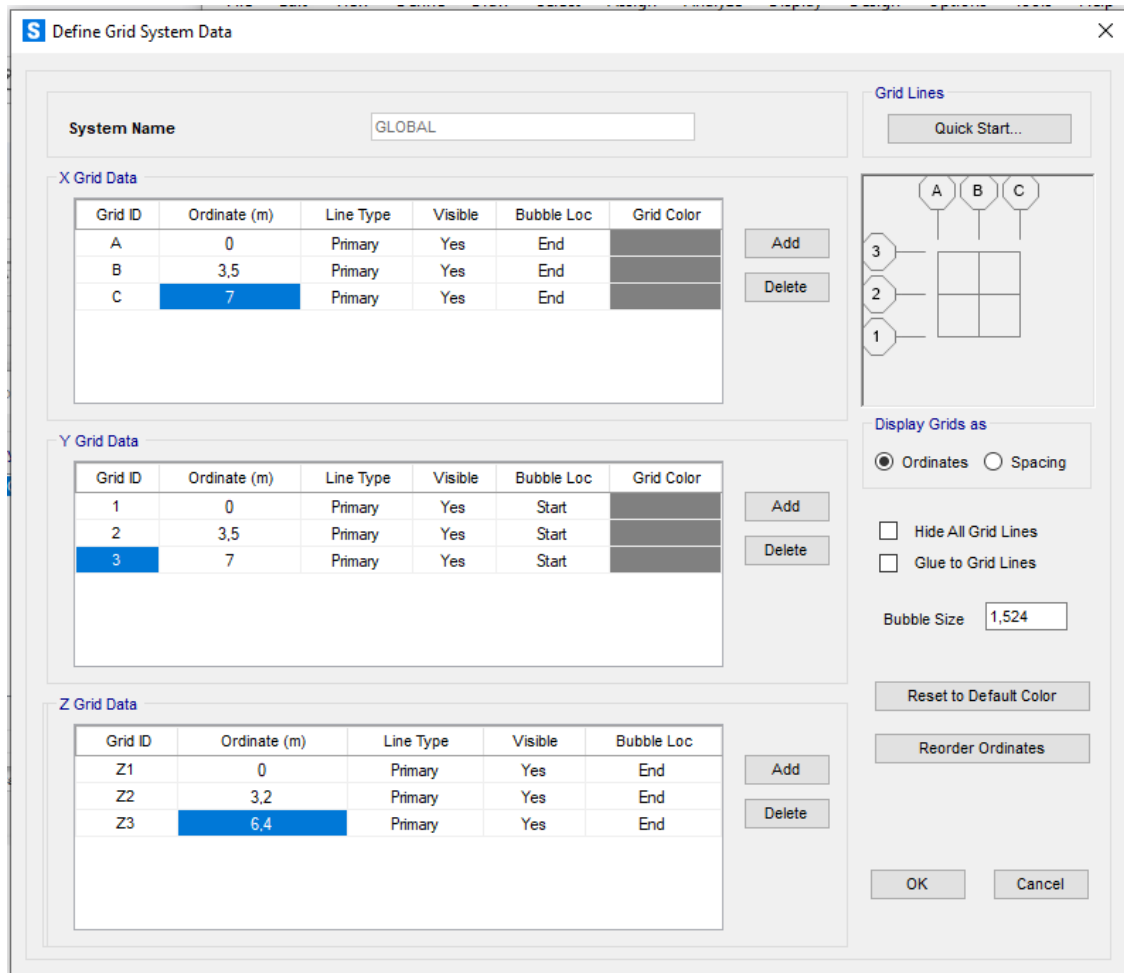
Figura 21. Elección del tipo de modelo



Fuente: Autores

El programa arroja por determinado un pórtico en 3D, por lo que es necesario editarlo según las especificaciones de nuestro diseño. Esto implica modificar las alturas de entre pisos, las distancias entre eje y el número de vanos de acuerdo con el modelo correspondiente (Ver Figura 22).

Figura 22. Creación de grillas



Fuente: Autores

Definir propiedades de material

Se definen las propiedades de los materiales a utilizar siendo así concreto y acero. Para aquello, se debe dar clic en “Material Property Data”, lo que abrirá una ventana que especifica el nombre del elemento, peso específico, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson, entre otros. Estos parámetros varían según el tipo de material seleccionado como se ilustra en las siguientes figuras (Ver Figura 23 y Figura 24).

Figura 23. Propiedades del concreto

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: FC280

Material Type: Concrete

Material Grade: f'c 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2402,7697

Mass per Unit Volume: 245,0143

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2526713280,13

Poisson, U: 0,2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9,900E-06

Shear Modulus, G: 1,053E+09

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 2800000

Expected Concrete Compressive Strength: 2800000

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

Fuente: Autores

Figura 24. Propiedades de la Fluencia del acero Fy

S Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: FY4200

Material Type: Rebar

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.85

Mass per Unit Volume: 0.8005

Units

Tonf, m, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 21000000.

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, F_y: 42000.

Minimum Tensile Stress, F_u: 63000.

Expected Yield Stress, F_{ye}: 42000.

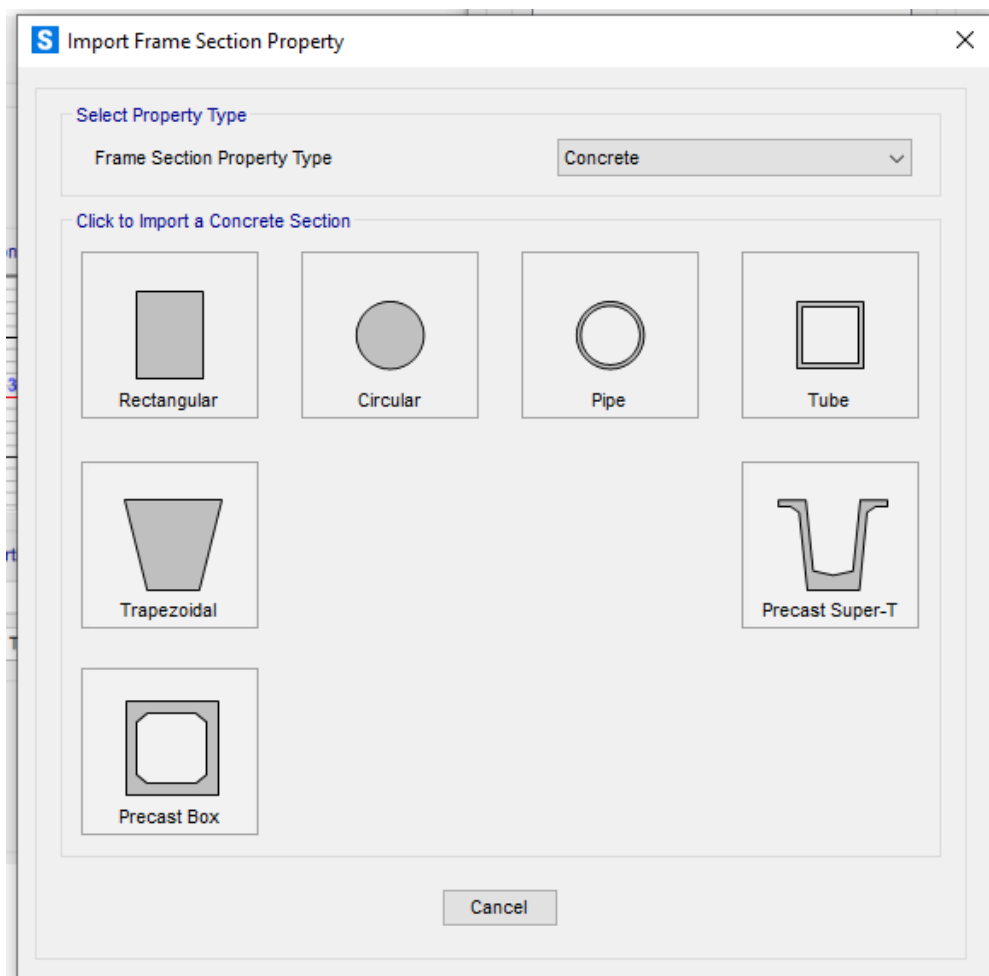
Expected Tensile Stress, F_{ue}: 63000.

Fuente: Autores

Definición de Elementos

Se definen elementos de concreto tanto en vigas como en columnas con la opción “Define”, dando clic en “Section Properties” y “Frame sections”. Para estas estructuras se selecciona el apartado “rectangular” para modelar ambos elementos estructurales (Ver Figura 25).

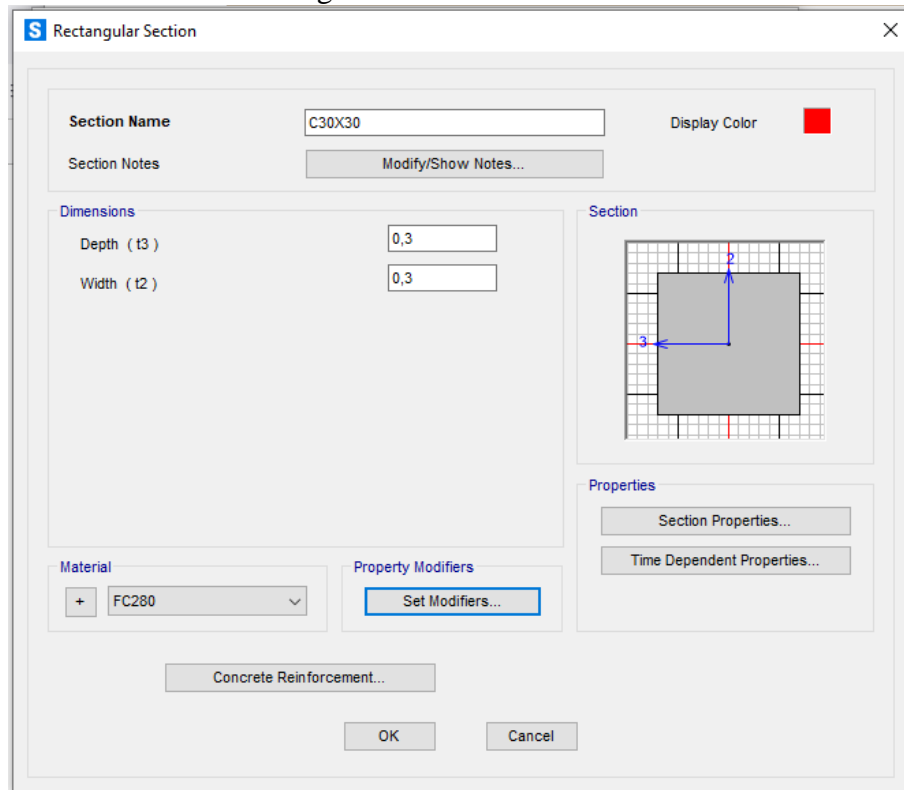
Figura 25. Tipo de Elemento



Fuente: Autores

Automáticamente aparece una pestaña donde se guarda el nombre del elemento “C30X30”, la base y altura del mismo siendo estas de 30cm por 30cm respectivamente. Por otro lado, en la parte inferior de esta pestaña se selecciona la resistencia a compresión definida del elemento como es en este caso un f_c de 280 kg/cm^2 (Ver Figura 27/Figura 26).

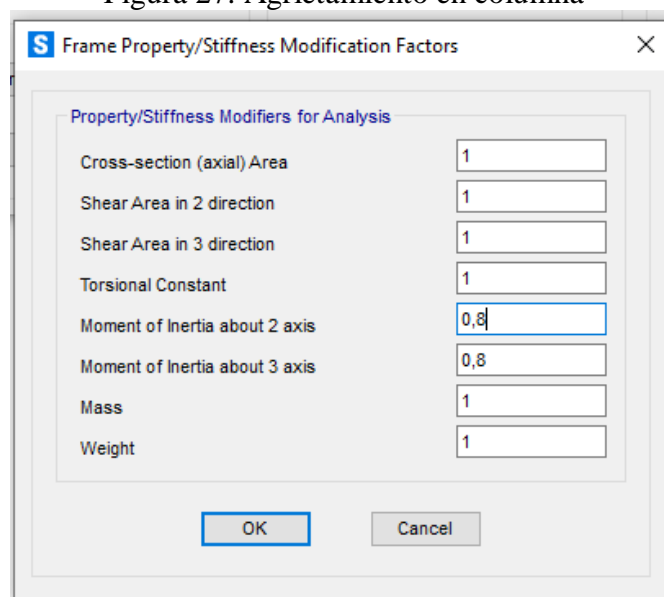
Figura 26. Columna 30x30



Fuente: Autores

En la opción de “Property Modifiers” se tomó en cuenta que para el cálculo de rigidez y derivas máximas se deben considerar los valores de inercias agrietadas en estos elementos estructurales siendo en este caso 0.8 para columnas, mientras que en las vigas se consideró un valor de 0.35 para inercias agrietadas (Ver Figura 27).

Figura 27. Agrietamiento en columna



Fuente: Autores

Definición de refuerzo

Se definen los refuerzos longitudinales y transversales en la opción de “Concrete Reinforcement”, en este caso el elemento estructural cuenta con 8 varillas de 14 mm y con estribos de 10 mm, se tiene en cuenta que en este apartado se asigna el tipo de elemento y su forma, además se selecciona la propiedad definida para el acero de refuerzo siendo un f_y de 4200 kg/cm^2 (Ver Figura 28).

Figura 28. Acero de Refuerzo en columna

S Reinforcement Data ×

Rebar Material

Longitudinal Bars + FY4200 ▾

Confinement Bars (Ties) + FY4200 ▾

Design Type

Column (P-M2-M3 Design)

Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars 4

Number of Longit Bars Along 3-dir Face 3

Number of Longit Bars Along 2-dir Face 3

Longitudinal Bar Size + 14d ▾

Confinement Bars

Confinement Bar Size + 10d ▾

Longitudinal Spacing of Confinement Bars 8.4

Number of Confinement Bars in 3-dir 2

Number of Confinement Bars in 2-dir 2

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

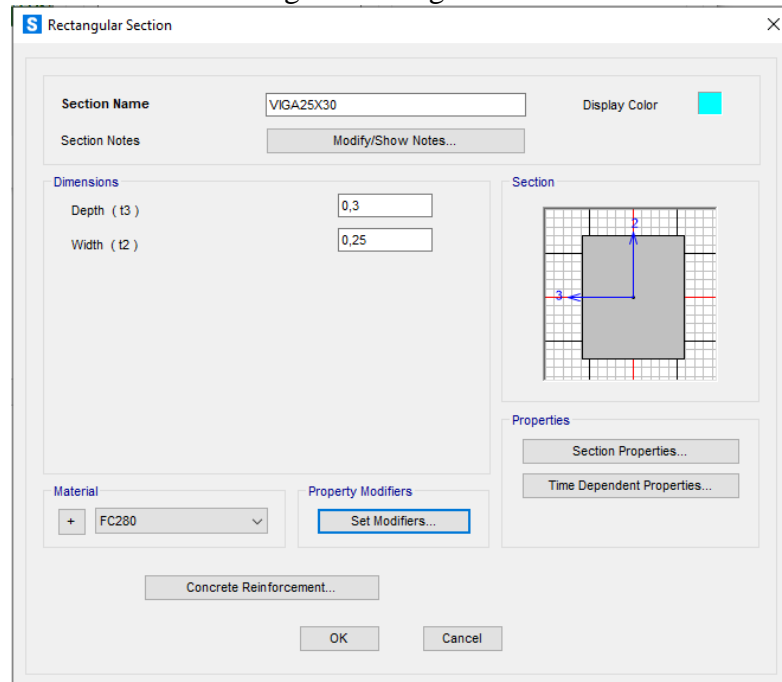
OK

Cancel

Fuente: Autores

Del mismo modo que las columnas, se definen las vigas detallando su base de 25cm y su altura de 30 cm y el tipo de material definido con un valor de 280 kg/cm^2 correspondiente a la resistencia a la compresión del concreto (Ver Figura 29).

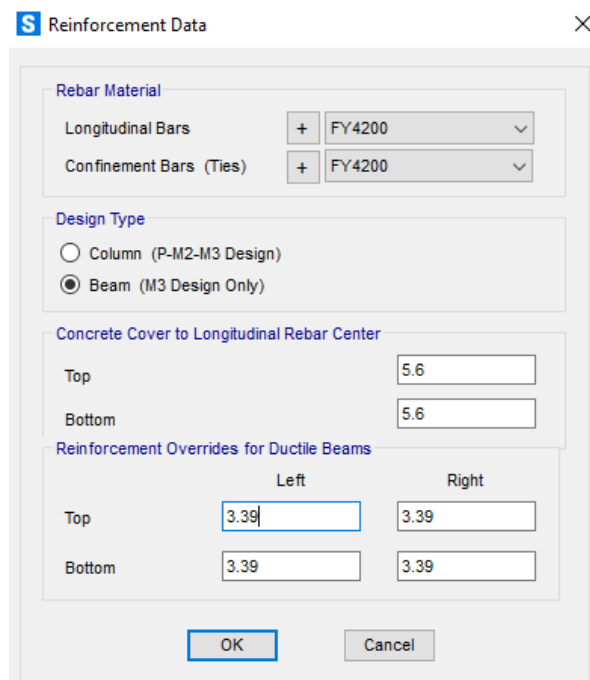
Figura 29. Viga 25x30



Fuente: Autores

El acero de refuerzo en las vigas se coloca de manera diferente en comparación al de las columnas, ya que estas corresponden al área de la sección transversal que se coloque del acero en cada extremo, tanto superior como inferior. En la sección de “Concrete Cover Longitudinal Rebar Center”, se coloca el valor de 0,056m ya que es valor pertenece a la suma del recubrimiento, con el estribo y la mitad de la varilla (Ver Figura 30).

Figura 30. Acero de Refuerzo en viga

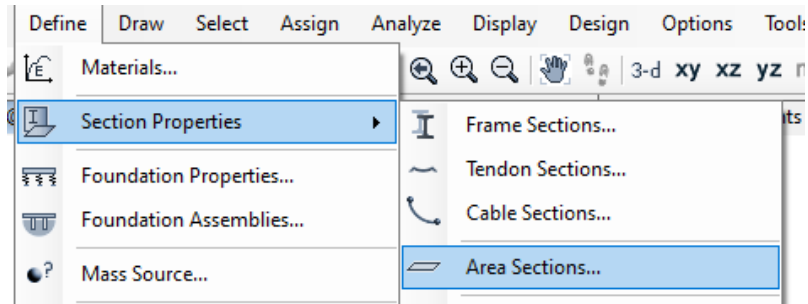


Fuente: Autores

Definición de losa

Al definir las secciones de los elementos estructurales continuamos con la losa, para aquello buscamos en la parte superior del software “Section Properties” para luego buscar la opción de “Area Sections” como se muestra en la Figura 31.

Figura 31. Area Sections



Fuente: Autores

Se definen las propiedades de la losa, para este caso, se calcula una altura equivalente de 18 cm a la losa aligerada que se ha diseñado de 25 cm, esta equivalencia se la determina por medio de las inercias en los elementos como se observa en la Tabla 21.

Altura equivalente para losa alivianada

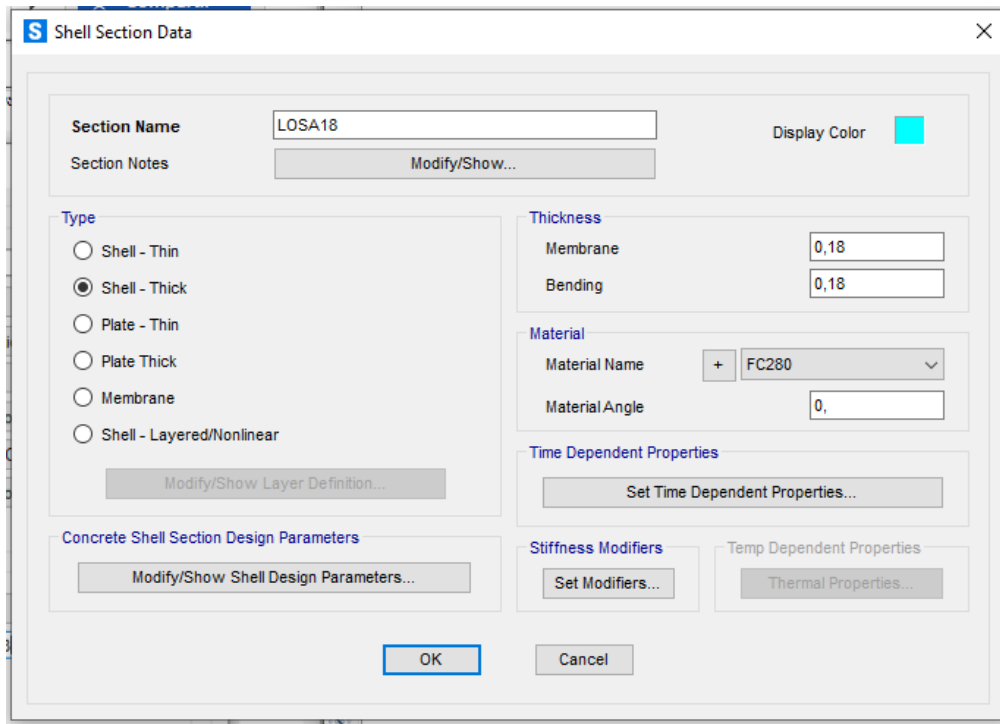
Tabla 21. Altura equivalente para losa alivianada

Elemento	b(m)	h(m)	A=bh (m ²)	y (m)	yA (m ²)	d(m)	It (m ⁴)	Ad2(m ⁴)
1	0,2	0,2	0,04	0,1	0,004	0,069	0,000133	0,0001929
2	1	0,05	0,05	0,225	0,01125	-0,056	0,000010	0,0001543
Σ			0,09		0,01525		0,000144	0,0003472
Inercia (m⁴)				0,000490972				
Altura losa maciza				0,1806	18 cm			

Fuente: Autores

Una vez obtenido este valor en la sección de “Shell Section Data” creamos una losa tipo Shell-Thick de 18cm que reemplaza a la losa alivianada de 25cm, además se detalla el tipo de resistencia a la compresión del concreto que se ha definido previamente (Ver Figura 32).

Figura 32. Definición de losa

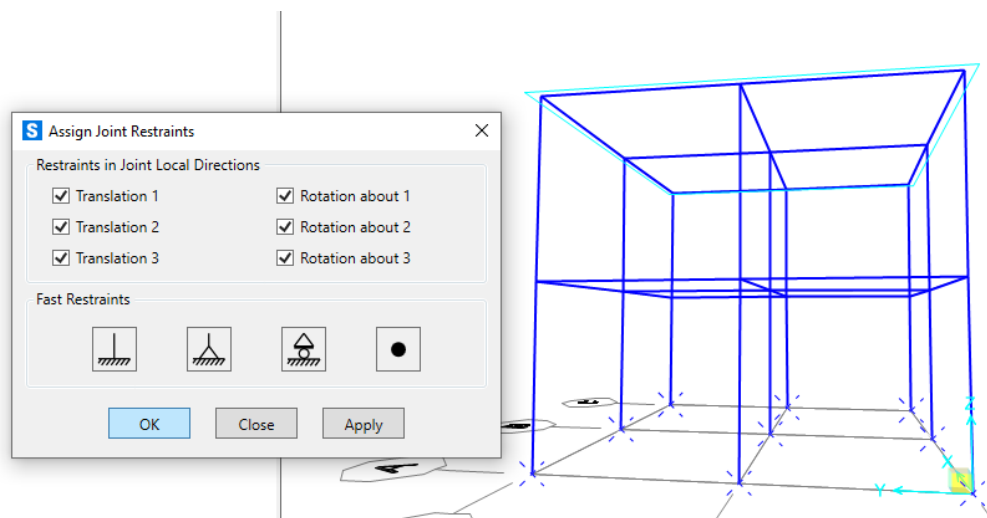


Fuente: Autores

Empotramientos de base

Asignar las restricciones de empotramiento en la base de la estructura en el apartado de “Joint” y “Restraints” seleccionando todas las restricciones para que cumpla el empotramiento (Ver Figura 33).

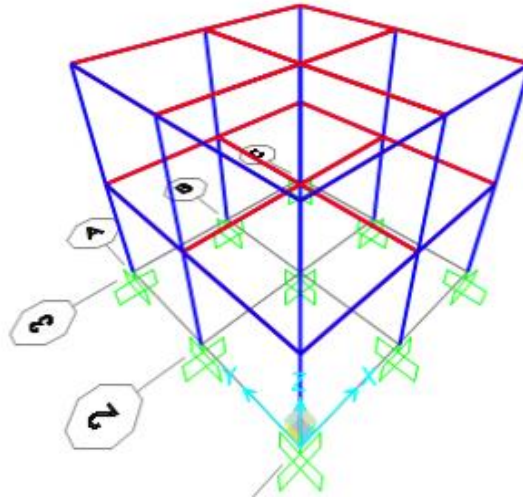
Figura 33. Estructura empotrada



Fuente: Autores

Al definir las vigas, columnas y losa en el programa estas se asignan al pórtico considerando que para la asignación de losa se realiza en cada nivel por paño, teniendo así un pórtico modelado como es en este caso el de baja altura (Ver Figura 34).

Figura 34. Asignación de losa

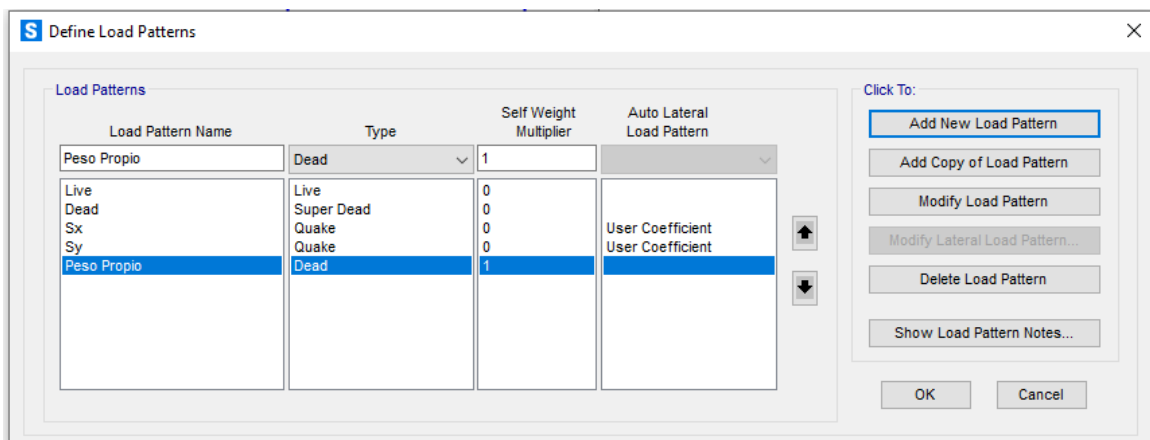


Fuente: Autores

Patrones de carga

Se definen todos los patrones de carga con la opción de “Load Pattern”, creando así para viva, muerta y peso propio de la estructura, también se crearon cargas sísmicas para el sentido “x” y “y” dando uso a coeficientes sísmicos, dato que se muestra más adelante ingresar (Ver Figura 35).

Figura 35. Load Patterns

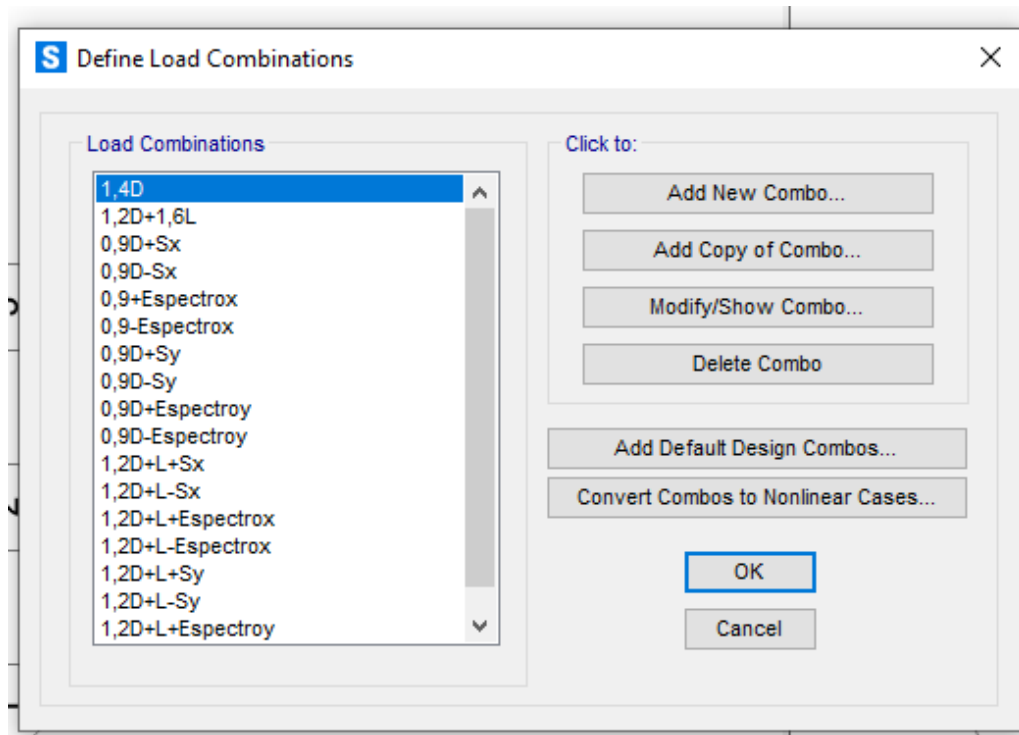


Fuente: Autores

Combinaciones de cargas

Definir las respectivas combinaciones por factores de carga y resistencia (LRFD), creando para el sismo dinámico y estático en el sentido “x” y sentido en “y” en este caso tenemos un total de 18 combinaciones. Estas se pueden definir en el apartado de “Define” y opción “Load Combinations” (Ver Figura 36).

Figura 36. Combinaciones de carga

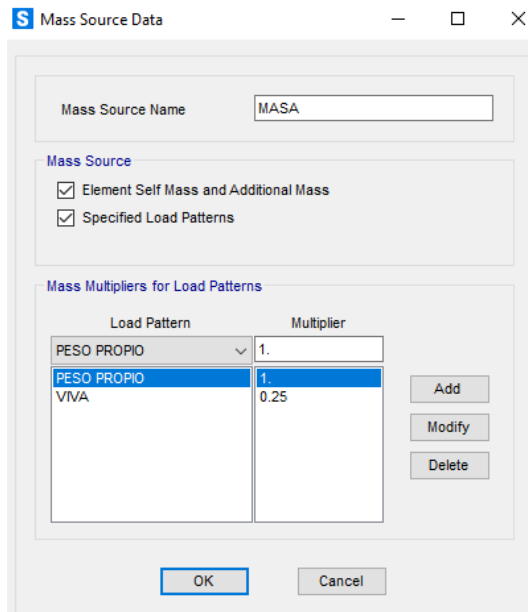


Fuente: Autores

Definición de masa reactiva

Se procederá a definir la masa reactiva necesaria para el cálculo de la fuerza sísmica, utilizando la opción "Mass Source", donde, se establecerán los porcentajes de carga muerta y carga viva, siendo estos del 100% y 25% respectivamente conforme a lo indicado por la NEC-SE-DS-Peligro sísmico (Ver Figura 37).

Figura 37. Definición de masa

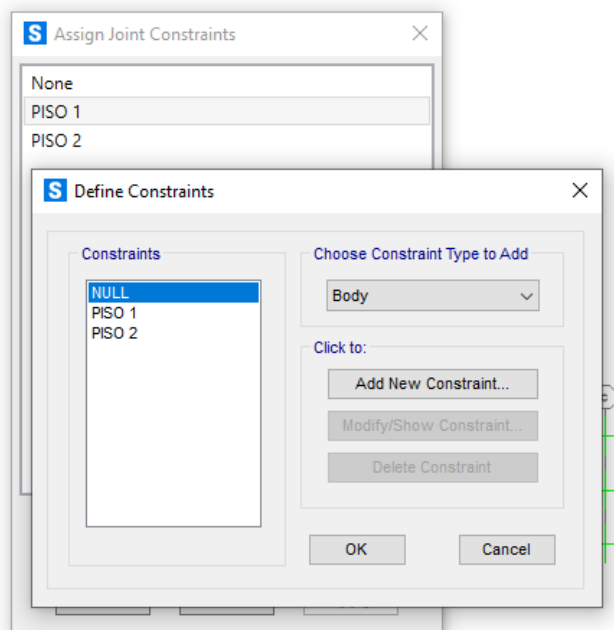


Fuente: Autores

Diafragmas por piso

Crear las restricciones de piso con ayuda de la opción “Joint” y “Constraints”, creando el número de diafragmas según el número de pisos que tenga la estructura. Esto asegura que todas las juntas se comporten como un diafragma plano, rígido frente a deformaciones de membrana (Ver Figura 38).

Figura 38. Restricciones de piso

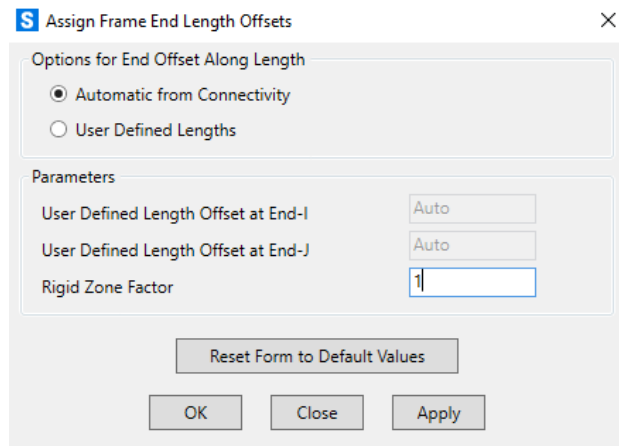


Fuente: Autores

Nudos rígidos

En cada conexión viga-columna, se asigna un nudo rígido con la ayuda de la opción “Frame” y luego en “End (Length) Offsets” colocando un factor de 0 a 1, pero en el presente trabajo se usará un valor correspondiente a 1 (Ver Figura 39).

Figura 39. Asignación de nudos rígidos

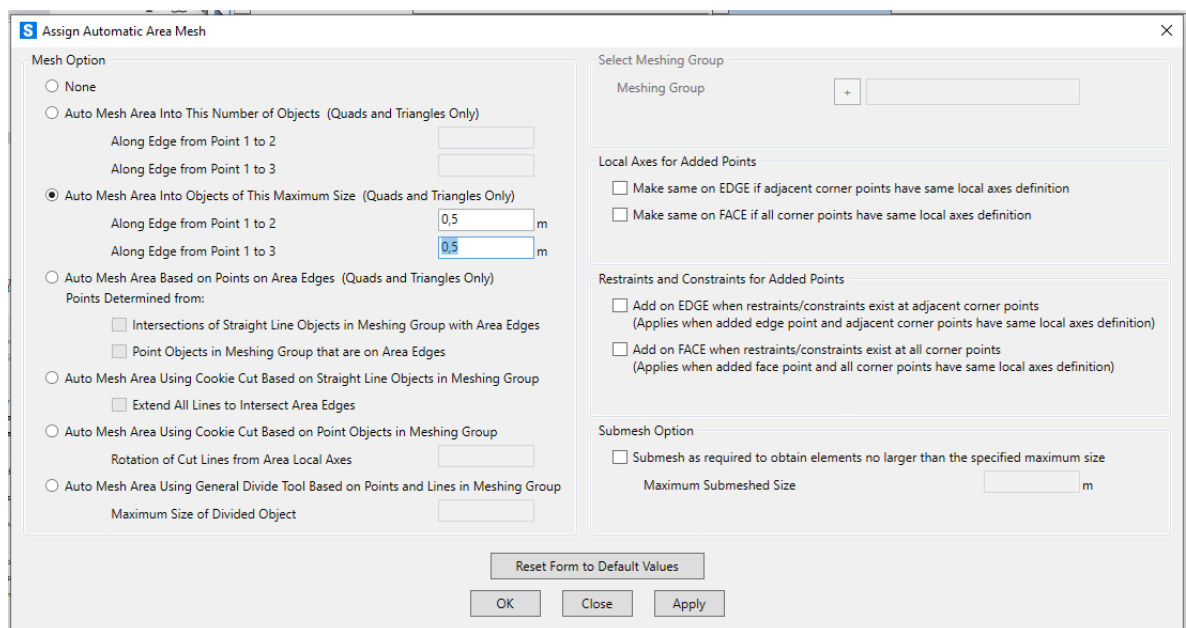


Fuente: Autores

Malla

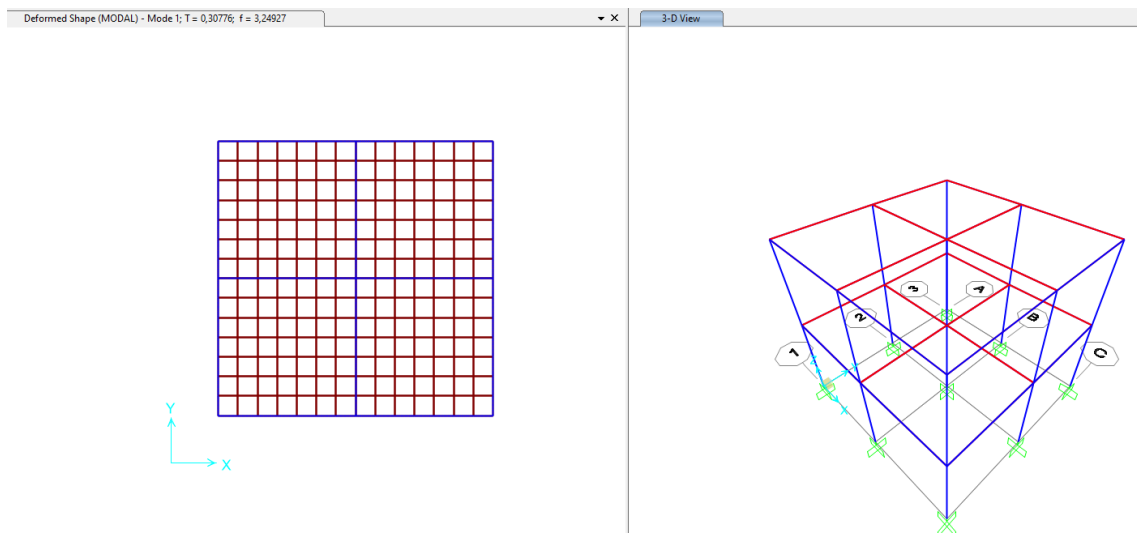
Asignar malla a cada piso con la pestaña “Assign” luego en “Area” y seleccionamos la opción “Automatic Area Mesh” dividiendo áreas a un tamaño definido de 0.5 metros. Esta malla facilita la distribución de cargas y permite un análisis más preciso y detallado de la estructura bajo diversas condiciones de carga (Ver Figura 40 y Figura 41).

Figura 40. Asignación de malla



Fuente: Autores

Figura 41. Malla asignada

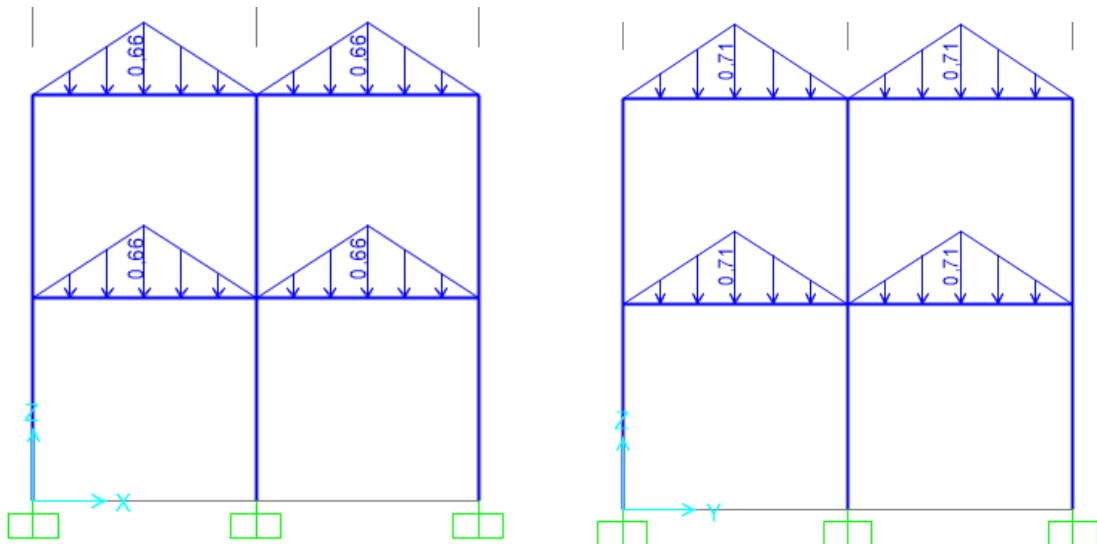


Fuente: Autores

Asignación de cargas

Se debe buscar en la pestaña de “Assign”, luego la opción “Frame Loads” y en “Distributed” asignar tanto las cargas muertas como vivas a los elementos viga. Para carga muerta, se ingresó el valor de 0.658 T/m, mientras que para carga viva el valor de 0,714T/m (Ver Figura 42).

Figura 42. Carga muerta y viva por metro lineal en vigas



Fuente: Autores

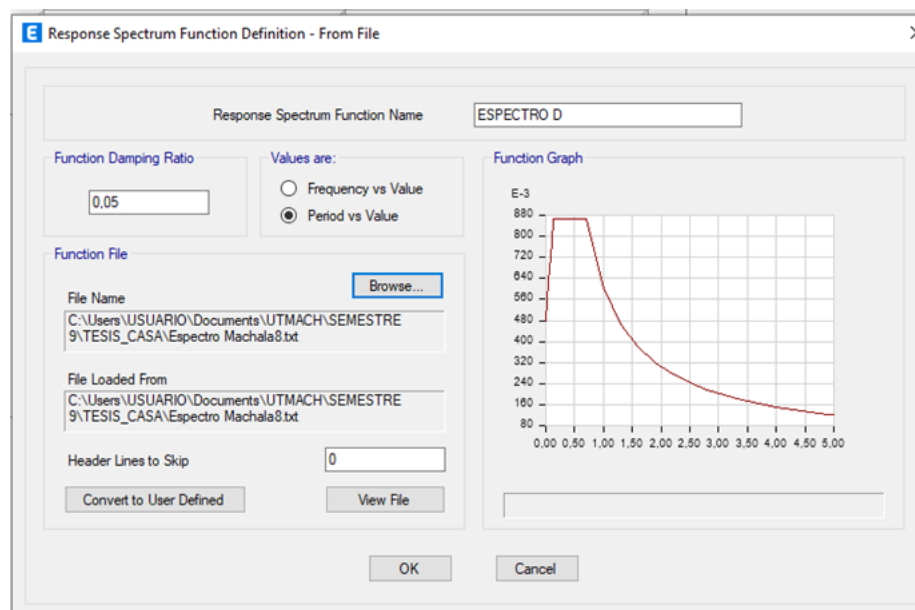
3.5.5 Análisis

Una vez modelada la estructura en el software SAP2000, se hizo lo propio en ETABS 21, ya que SAP2000 se lo ocupará solo para el análisis no lineal, mientras que en ETABS 21 se realizarán los respectivos chequeos sísmicos, entre los cuales se encuentran el análisis lineal estático y dinámico.

Análisis Lineal Dinámico

Como primer paso, se ingresa el espectro de respuesta de acuerdo con el tipo de suelo y ciudad, siendo para este caso de estudio que las edificaciones se encontrarán en la ciudad de Machala sobre un suelo de tipo D. Esto se lo hará en el software ETABS en la pestaña “Define”, “Functions” y la opción “Response Spectrum” donde se desplegará una ventana emergente y se deberá importar un archivo de texto que contengan los datos para la creación del espectro de respuestas inelástica (Ver Figura 43).

Figura 43. Espectro inelástico de respuesta importado



Fuente: Autores

A continuación, se crea el sismo dinámico en la pestaña “Define”, “Load Case”. Esto se lo realiza en ambas direcciones, tanto en “x” como en “y” (Ver Figura 44. Elaboración de sismo dinámico en dirección “x” y Figura 45. Elaboración de sismo dinámico en dirección “y”

Figura 44. Elaboración de sismo dinámico en dirección “x”

General

Load Case Name: Espectro X [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (Mssa)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO D	980,665

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1: []
 Rigid Frequency, f2: []
 Periodic + Rigid Type: []
 Earthquake Duration, td: []
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Autores

Figura 45. Elaboración de sismo dinámico en dirección “y”

General

Load Case Name: Espectro Y [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Mass Source: Previous (Mssa)
 Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO D	980,665

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1: []
 Rigid Frequency, f2: []
 Periodic + Rigid Type: []
 Earthquake Duration, td: []
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Autores

Análisis Lineal Estático

Previo al análisis estático lineal, se deben verificar los períodos fundamentales de la estructura en dirección “x” y “y”, para esto se debe ejecutar el programa en la opción “Run Analysis” y así poder dirigirse a la opción de “Show Tables” y seleccionar la opción de información modal para obtener los períodos (Ver Figura 46).

Figura 46. Verificación de periodos fundamentales en dirección “x” y “y”

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
Modal	1	0,362	0,2855	0,6234	0	0,2855	0,6234	0	0,1101
Modal	2	0,362	0,6234	0,2855	0	0,9089	0,9089	0	0,0504
Modal	3	0,285	0	0	0	0,9089	0,9089	0	0
Modal	4	0,119	0,0339	0,0572	0	0,9428	0,9661	0	0,5275
Modal	5	0,119	0,0572	0,0339	0	1	1	0	0,312
Modal	6	0,094	0	0	0	1	1	0	0
Modal	7	0,009	0	0	0	1	1	0	0
Modal	8	0,009	0	0	0	1	1	0	2,213E-06
Modal	9	0,008	0	0	0	1	1	0	6,386E-07
Modal	10	0,008	0	0	0	1	1	0	0
Modal	11	0,008	0	0	0	1	1	0	0
Modal	12	0,008	0	0	0	1	1	0	0

Fuente: Autores

Obtenidos los períodos en dirección “x” y “y” es posible estimar el valor de la aceleración haciendo uso del Espectro de Diseño proporcionado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción. Esto se hace con la finalidad de obtener los valores de los coeficientes sísmicos y el coeficiente “K” que depende del valor del período. Estos valores serán colocados en la opción “Load Patterns”, más precisamente en los patrones de carga “Sx” y “Sy” (Ver Figura 47 y Figura 48).

Figura 47. Propiedades del sismo estático “x”

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05

Overwrite Eccentricities Overwrite...

Factors

Base Shear Coefficient, C 0,108

Building Height Exp., K 1

Story Range

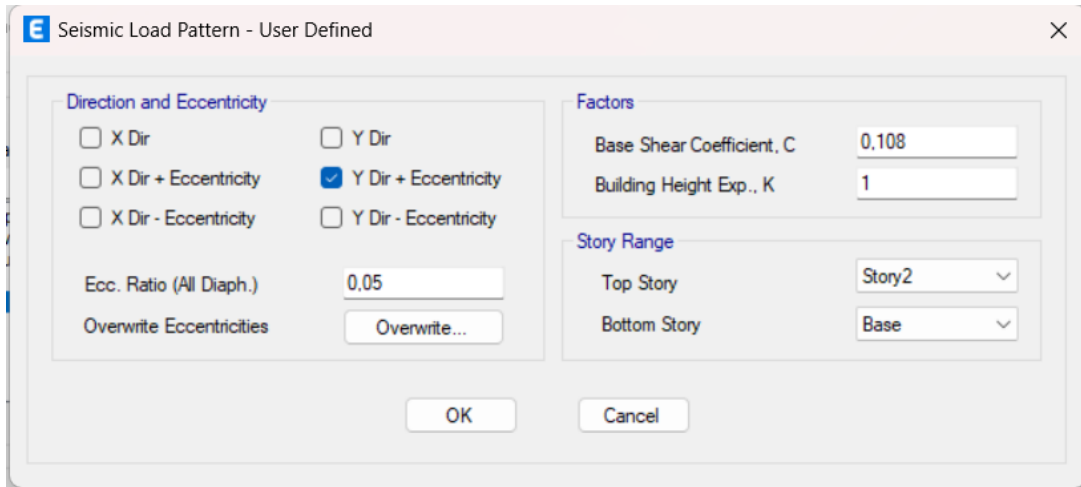
Top Story Story2

Bottom Story Base

OK Cancel

Fuente: Autores

Figura 48. Propiedades del sismo estático “y”



Fuente: Autores

Ingresados los coeficientes sísmicos y el coeficiente relacionado con la estructura (k) se procede a ejecutar el diseño una vez más, con la finalidad de decidir si es necesario realizar un ajuste de cortante, el cual se lo realiza relacionando el valor del sismo dinámico y el sismo estático, y para este caso de estudio, debe cumplir que la relación como mínimo debe ser de un 85%. Los valores del cortante estático y dinámico se visualizan en el apartado “Base Reactions” (Ver Figura 49).

Figura 49. Valores de sismo estático y dinámico en ambas direcciones

Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-cm	MY tonf-cm	MZ tonf-cm
Modal	LinModEigen	Mode	8	0,0882	-0,3264	0	28,52	7,711	-145,121
Modal	LinModEigen	Mode	9	-0,0328	0,0909	0	35,913	12,977	43,31
Modal	LinModEigen	Mode	10	0,0909	0,0328	0	12,977	-35,913	-20,319
Modal	LinModEigen	Mode	11	0	-5,379E-07	0	5,03E-05	9,453E-05	-0,0004173
Modal	LinModEigen	Mode	12	0	0	0	3,849E-05	4,748E-05	-0,0002952
Carga Muerta	LinStatic			0	0	18,424	6448,4	-8448,4	0
SX	LinStatic			-9,0628	0	0	0	-4785,142	3261,394
SY	LinStatic			0	-9,0628	0	4785,142	0	-3261,394
Espectro X	LinRespSpec	Max		8,2813	0	0	2,884E-05	4321,907	2898,472
Espectro Y	LinRespSpec	Max		0	8,2813	0	4321,907	2,884E-05	2898,472
1,4D	Combination			0	0	121,8358	42642,544	-42642,544	0
1,2D+1,6L	Combination			0	0	136,4179	47746,272	-47746,272	0
0,9D+SX	Combination			-9,0628	0	78,323	27413,064	-32198,206	3261,394
0,9D-SX	Combination			9,0628	0	78,323	27413,064	-22627,922	-3261,394
0,9D+Espectr...	Combination	Max		8,2813	0	78,323	27413,064	-23091,157	2898,472

Fuente: Autores

Si la relación es menor al 85 %, se ajustará un cortante, dividiendo el 85 % entre el valor de la relación del cortante sísmico estático y dinámico, y reemplazar el valor de la gravedad en el caso de carga del sismo dinámico, según la dirección donde se requiera el ajuste (Ver Figura 50).

Figura 50. Valor de gravedad en sismo dinámico en dirección “x”

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following details:

- General:**
 - Load Case Name: Espectro X
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Mass Source: Previous (Mssa)
 - Analysis Model: Default
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO D	980,665
- Other Parameters:**
 - Modal Load Case: Modal
 - Modal Combination Method: CQC
 - Include Rigid Response
 - Rigid Frequency, f1: [Empty]
 - Rigid Frequency, f2: [Empty]
 - Periodic + Rigid Type: [Empty]
 - Earthquake Duration, td: [Empty]
 - Directional Combination Type: SRSS
 - Absolute Directional Combination Scale Factor: [Empty]
 - Modal Damping: Constant at 0,05
 - Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Fuente: Autores

Chequeada y/o ajustada la relación de sismo dinámico y estático, se procede los máximos desplazamientos entre pisos en el apartado de “Show Tables” y seleccionar la pestaña de “Displacements” (Ver Figura 51).

Figura 51. Desplazamientos absolutos por piso

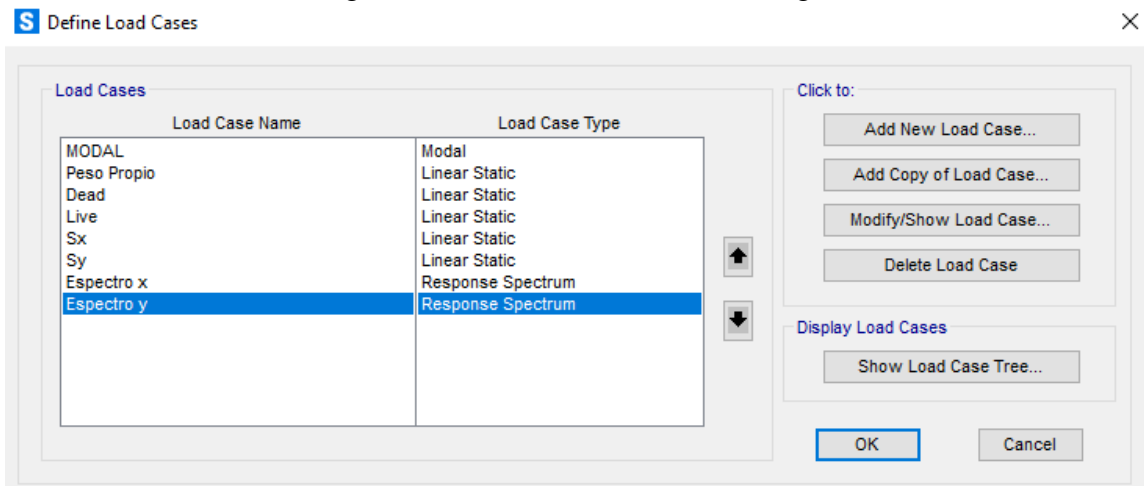
	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Ux cm	Uy cm	Uz cm	Rx rad	Ry rad
	3	Modal	LinModEigen	Mode	8	-0,001	0,0008	1,136E-05	6,5E-05	7,6E-05
	3	Modal	LinModEigen	Mode	9	-0,0329	0,0296	-2,89E-06	-6,5E-05	-7,3E-05
	3	Modal	LinModEigen	Mode	10	0,0112	-0,0182	-6,16E-06	4,1E-05	2,4E-05
	3	Modal	LinModEigen	Mode	11	0,0004	0,0004	-0,0002	4E-05	-4E-05
	3	Modal	LinModEigen	Mode	12	0,0008	-0,0008	-2,064E-10	-7,1E-05	-7,1E-05
	3	Carga Muerta	LinStatic			4,004E-05	4,004E-05	-0,002	-5,2E-05	5,2E-05
	3	SX	LinStatic			0,4617	0,0098	0,0026	3E-06	0,000345
	3	SY	LinStatic			0,0098	0,4617	0,0026	-0,000345	-3E-06
	3	Espectro X	LinRespSpec	Max		0,4254	0,0001	0,0023	9E-06	0,000319
	3	Espectro Y	LinRespSpec	Max		0,0001	0,4254	0,0023	0,000319	9E-06
	3	1.4D	Combination			0,0002	0,0002	-0,015	-0,000286	0,000286
	3	1,2D+1,6L	Combination			0,0003	0,0003	-0,0162	-0,000335	0,000335
	3	0,9D+SX	Combination			0,4618	0,0099	-0,007	-0,000181	0,000529
	3	0,9D-SX	Combination			-0,4615	-0,0097	-0,0122	-0,000187	-0,000161
	3	0,9D+Espectr...	Combination	Max		0,4256	0,0002	-0,0073	-0,000175	0,000503

Fuente: Autores

Análisis no lineal estático

Realizar este análisis conlleva algunos pasos, entre estos está generar tres estados de carga pertenecientes al análisis no lineal estática, uno gravitacional y los otros correspondientes a la dirección en “x” y sentido en “y”, para ello nos dirigimos a “Load Cases”, opción que se encuentra la pestaña “Define” (Ver Figura 52).

Figura 52. Definición de casos de carga



Fuente: Autores

El primer estado de carga que se creará es el gravitacional seleccionando en "Zero initial conditional", además para esta combinación de carga se asigna la masa reactiva previamente definida con el 100% de carga muerta más el 25% de carga viva (Ver Figura 53).

Figura 53. Creación de carga gravitacional

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Carga Gravitacional-NLE

Initial Conditions: Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Analysis Type: Nonlinear

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	VIVA	0.25
Load Pattern	PESO PROPIO	1
Load Pattern	VIVA	0.25

Other Parameters:

- Load Application: Full Load
- Results Saved: Final State Only
- Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Autores

Para los estados de cargas sísmicas se aplica en “Load Applied” el eje correspondiente para ambas direcciones del movimiento sísmico siendo estos “Sx” y “Sy” respectivamente (Ver Figura 54 y Figura 55).

Figura 54. Creación de carga PUSHOVER X

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSHOVER X

Initial Conditions: Continue from State at End of Nonlinear Case

Analysis Type: Nonlinear

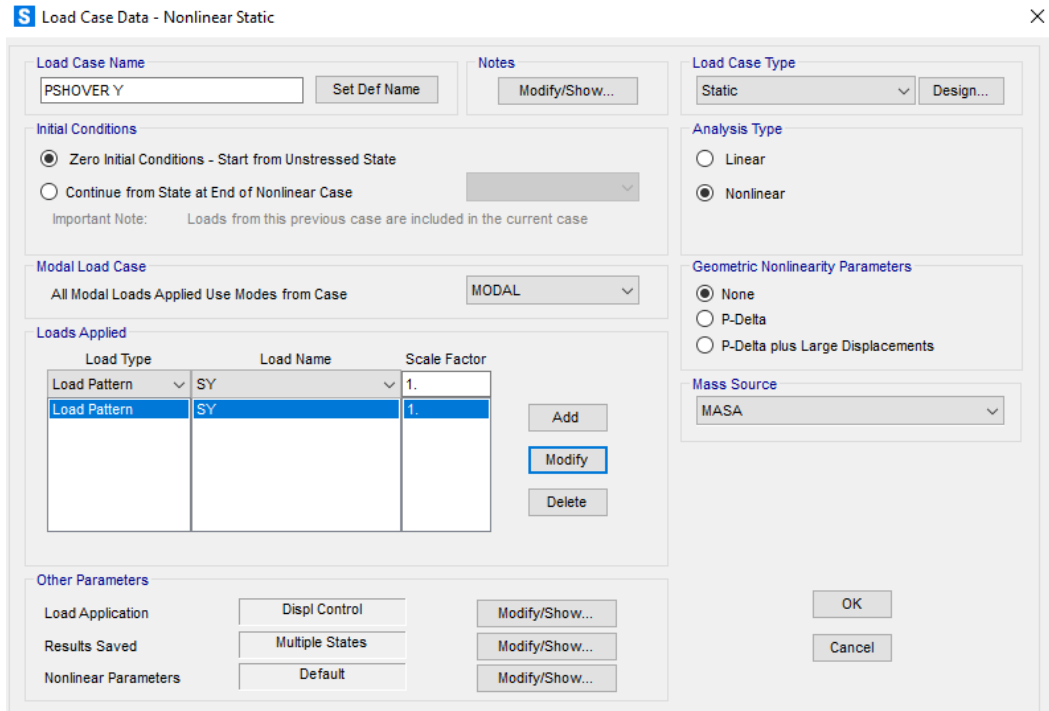
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	SX	1.
Load Pattern	SX	1.

Other Parameters:

- Load Application: Displ Control
- Results Saved: Multiple States
- Nonlinear Parameters: Default

Fuente: Autores

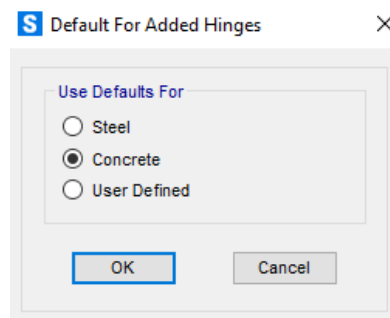
Figura 55. Creación de carga PUSHOVER Y



Fuente: Autores

Una vez de crear los tres estados de carga se definen las rótulas plásticas, para ello nos dirigimos a la barra de menú y dar clic en “Define”, “Section Properties” y “Hinge Properties”. Agregando una nueva propiedad para seleccionar el tipo del material correspondiente, siendo en este caso de concreto (Ver Figura 56).

Figura 56. Selección de material



Fuente: Autores

Para crear las rótulas plásticas en vigas se debe escoger la opción de “deformation controlled” y “Moment M3”, mientras que para columna corresponde a “Axial P”. Se abrirá una ventana donde se ingresan los valores de momento y rotación como coordenadas, esto se obtiene con los parámetros de propiedades de las rótulas, los mismos que nos proporciona la FEMA 356 en las tablas 6-7 y 6-8 para vigas y columnas respectivamente (Ver Figura 57 y Figura 58).

Figura 57. Datos ingresados en el software para VIGA

Frame Hinge Property Data for VIGA - Moment M3

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.025
C-	-1.269	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.269	0.025
D	0.2	0.025
E	0.2	0.05

Symmetric

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment Moment SF Positive Negative

Use Yield Rotation Rotation SF Positive Negative

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy Positive Negative

Life Safety Positive Negative

Collapse Prevention Positive Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Fuente: Autores

Figura 58. Datos ingresados en el software para COLUMNA

Frame Hinge Property Data for COL1 - Axial P

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
D-	-0.2	-0.02
C-	-1.116	-0.02
B-	-1	0
A	0	0
B	1.	0.
C	1.116	0.02
D	0.2	0.02
E	0.2	0.03

Symmetric

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length

Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive Negative

Use Yield Disp Disp SF Positive Negative

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive Negative

Life Safety Positive Negative

Collapse Prevention Positive Negative

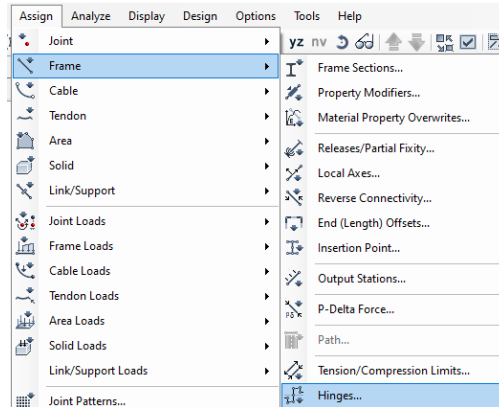
Show Acceptance Criteria on Plot

OK Cancel

Fuente: Autores

Una vez definidas las rótulas plásticas se asignarán en la estructura, para ello en primer lugar seleccionaremos las vigas dando clic en “select”, “properties” y “frame sections” y de la misma forma para las columnas de manera separada ya que cuentan con distinto diseño de rótula plástica. Una vez seleccionado el elemento, dirigirse a la pestaña “Assign”, “Frame”, “Hinges” para asignar las rótulas plásticas (Ver Figura 59).

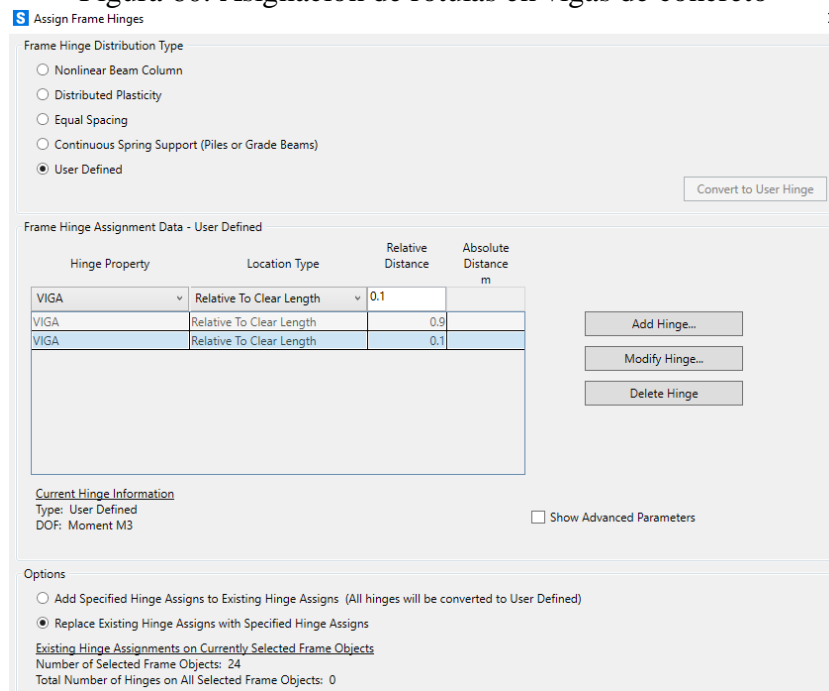
Figura 59. Creación de las rótulas plásticas para las secciones de los elementos



Fuente: Autores

Estas rótulas plásticas están diseñadas para que la estructura responda de manera controlada ante eventos sísmicos. Además, deben colocarse a un porcentaje de los extremos de los elementos estructurales, donde se espera que la estructura tenga mayores demandas de deformación, en este caso serán al 10% y 90% de los extremos de las vigas, al 5% del pie de columna y 95% en cabeza de columna (Ver Figura 60 y Figura 61).

Figura 60. Asignación de rótulas en vigas de concreto



Fuente: Autores

Figura 61. Asignación de rótulas en columnas de concreto

Assign Frame Hinges

Frame Hinge Distribution Type

- Nonlinear Beam Column
- Distributed Plasticity
- Equal Spacing
- Continuous Spring Support (Piles or Grade Beams)
- User Defined

Frame Hinge Assignment Data - User Defined

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Absolute Distance m
COL	Relative To Clear Length	0.05	
COL	Relative To Clear Length	0.95	
COL	Relative To Clear Length	0.05	

Current Hinge Information
Type: User Defined
DOF: Axial P Show Advanced Parameters

Options

- Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns (All hinges will be converted to User Defined)
- Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
Number of Selected Frame Objects: 18
Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 0

Fuente: Autores

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

Se diseñaron los tres tipos de estructuras haciendo uso de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS) en conjunto con el código ACI 318-19. Para este caso de estudio no se realizó la modelación de la mampostería, en lugar de ello, se utilizaron factores de agrietamiento en elementos estructurales vigas y columnas para un panorama más cercano a la realidad del comportamiento de las estructuras.

Así mismo, se hizo uso de la FEMA440 para el análisis no lineal, obteniendo los parámetros necesarios para asignar las rótulas plásticas en vigas y columnas. Como primer paso, se obtuvieron los valores de períodos fundamentales para cada estructura, lo cual es parte del análisis lineal dinámico.

4.1 Análisis dinámico espectral

4.1.1. Espectro de diseño en aceleraciones

La Norma Ecuatoriana de la Construcción presenta los datos necesarios para elaborar el espectro de diseño en aceleraciones, aquel con un período de retorno de 475 años. También, es necesario conocer la ubicación de las edificaciones, debido a que se necesitan parámetros de tipo de suelo y zonificación sísmica, con los cuales se obtienen los datos presentados en la Tabla /Tabla 22:

Tabla 22. Coeficiente de perfil de suelo en Machala

Coeficientes de perfil de suelo – Machala	
Suelo Tipo D	
Definición	Valores
Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño expresada en gravedad (z)	0,4
Razón entre la aceleración espectral S_a y el PGA para el período de retorno de 475 años (n)	1,5
Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (F_a)	1,2
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos (F_d)	1,19
Comportamiento no lineal de los suelos (F_s)	1,28
Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones (T_o)	0,127
TC Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones (T_c)	0,698
Factor usado en espectro de diseño elástico, depende de la ubicación geográfica del proyecto (r)	1

Fuente: NEC-SE-DS 2015

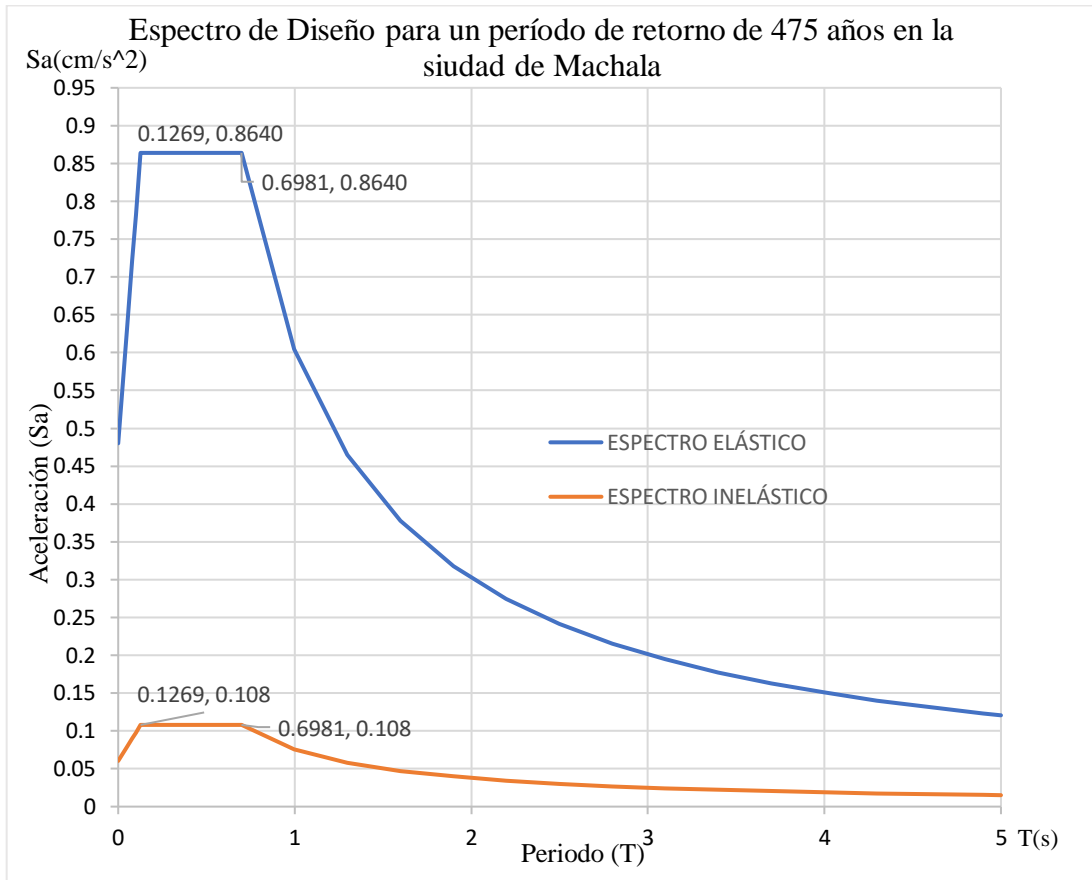
Empleados los parámetros anteriores para espectro elástico de respuesta, se hicieron uso de los parámetros presentados en la Tabla 23 para crear el espectro inelástico en respuesta.

Tabla 23. Coeficientes para creación de espectro inelástico de respuesta

Coeficientes para espectro inelástico	
Factor de reducción de resistencia sísmica (R)	8
Nivel de importancia de la edificación (I)	1
Coeficiente de configuración en planta (ϕ_p)	1
Coeficiente de regularidad en planta (ϕ_e)	1

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Figura 62. Gráficas de espectros de diseño elástico e inelástico para la ciudad de Machala



Fuente: NEC-SE-DS 2015

4.1.2. Períodos fundamentales de vibración y porcentaje de participación de masa

Creados los espectros elástico e inelástico, se ingresan en el modelo estructural para cada edificación para obtener los períodos fundamentales de vibración (Tabla 24, Tabla 25 y Tabla 26).

Tabla 24. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de baja altura

Modo	Período	UX	UY	UZ	SumaUx	SumaUy
1	0,362	0,23	0,6789	0	0,23	0,6789
2	0,362	0,6789	0,23	0	0,9089	0,9089
3	0,285	0	0	0	0,9089	0,9089
4	0,119	0,0283	0,0628	0	0,9372	0,9717
5	0,119	0,0628	0,0283	0	1	1
6	0,094	0	0	0	1	1

Fuente: Autores

Tabla 25. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de media altura

Modo	Período	UX	UY	UZ	SumaUx	SumaUy
1	1,074	0,4711	0,3211	0	0,4711	0,3211
2	1,074	0,3211	0,4711	0	0,7923	0,7923
3	0,912	0	0	0	0,7923	0,7923
4	0,329	0,0616	0,0463	0	0,8538	0,8386
5	0,329	0,0463	0,0616	0	0,9002	0,9002
6	0,281	0	0	0	0,9002	0,9002

Fuente: Autores

Tabla 26. Períodos fundamentales y porcentaje de participación de masa de estructura de gran altura

Modo	Período	UX	UY	UZ	SumaUx	SumaUy
1	1,454	0,3395	0,4131	0	0,3395	0,4131
2	1,454	0,4131	0,3395	0	0,7525	0,7525
3	1,312	0	0	0	0,7525	0,7525
4	0,435	0,031	0,0826	0	0,7835	0,8352
5	0,435	0,0826	0,031	0	0,8661	0,8661
6	0,394	0	0	0	0,8661	0,8661
7	0,216	0,0116	0,04	0	0,8777	0,9061
8	0,216	0,04	0,0116	0	0,9176	0,9176
9	0,196	0	0	0	0,9176	0,9176
10	0,127	0,0055	0,0239	0	0,9232	0,9416
11	0,127	0,0239	0,0055	0	0,9471	0,9471
12	0,115	0	0	0	0,9471	0,9471

Fuente: Autores

Ejecutados los modelos estructurales y realizado el análisis modal espectral, se determinó que la estructura de baja altura tiene un período fundamental de vibración de 0,36 s, con un porcentaje de participación mayor al 90% en el modo 2.

La estructura de mediana altura cuanta presenta un período fundamental de 1.07 s y un porcentaje mayor al 90% de participación de masa se da en el modo 5.

Por último, la estructura de gran altura presenta un período fundamental de 1.45 s y un el 90% de participación de masa se da en el modo 7.

4.1.3. Control del período fundamental de vibración (T)

De acuerdo con lo estipulado en la NEC-ES-DS, el período fundamental de vibración calculado con métodos computacionales no debe exceder el 30% del período calculado con la fórmula del método 1 de la NEC:

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

Donde:

C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n : Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T : Período de vibración.

Tabla 27. Coeficientes para cálculo de período fundamental

Tipo de estructura	C_t	A
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0,055	0,9

Fuente: NEC-SE-DS 2015

Obteniendo como resultado la Tabla 28 donde se visualiza el cálculo de períodos fundamentales, tanto por el método proporcionado en la NEC y computacional (ETABS21) (Ver Tabla 28).

Tabla 28. Control de períodos fundamentales

Período fundamental de vibración			
Edificación	Método computacional	Método NEC	Excedencia
Baja altura	0,36 seg	0,29 seg	23%
Mediana altura	1,07 seg	0,9 seg	19%
Gran altura	1,45 seg	1,36 seg	7%

Fuente: Autores

Comparando el método computacional y de la NEC del período fundamental de vibración, es posible evidenciar que ninguna de las tres edificaciones presentó novedades de excedencia mayor al 30%, límite que indica la NEC-SE-DS.

4.1.4. Cálculo de los desplazamientos

Al ser estructuras regulares, con luces similares en sentido “x” y “y”, los desplazamientos para cada una son las mismas.

Baja Altura

Desplazamientos para el sismo dinámico en “y” de la estructura (Ver Tabla 29 y Figura 63).

Tabla 29. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Baja Altura

Desplazamientos máximos por piso en “y”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,0001	0,2232
2	640	0,0001	0,4256

Fuente: Autores

Figura 63. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Baja Altura



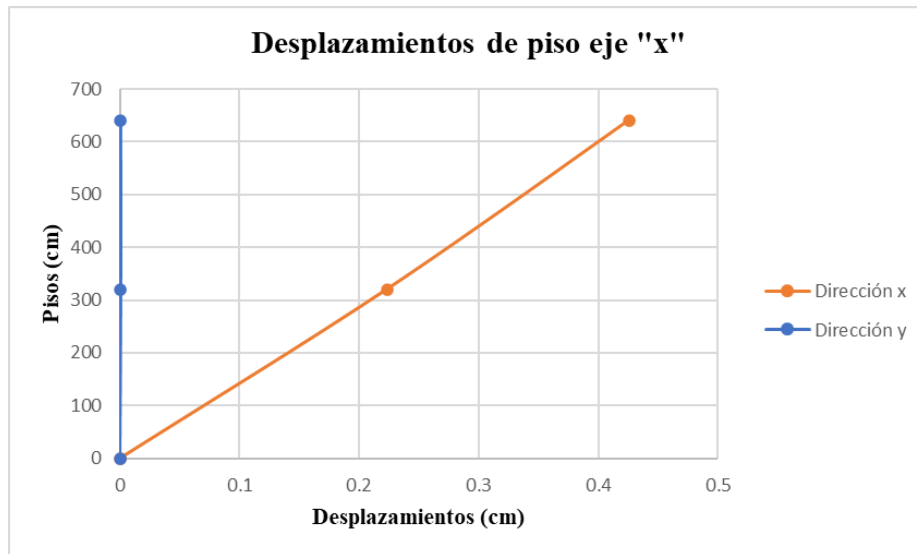
Fuente: Autores

Tabla 30. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Baja Altura

Desplazamientos máximos por piso en “x”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,2232	0,0001
2	640	0,4256	0,0001

Fuente: Autores

Figura 64. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Baja Altura



Fuente: Autores

Media Altura

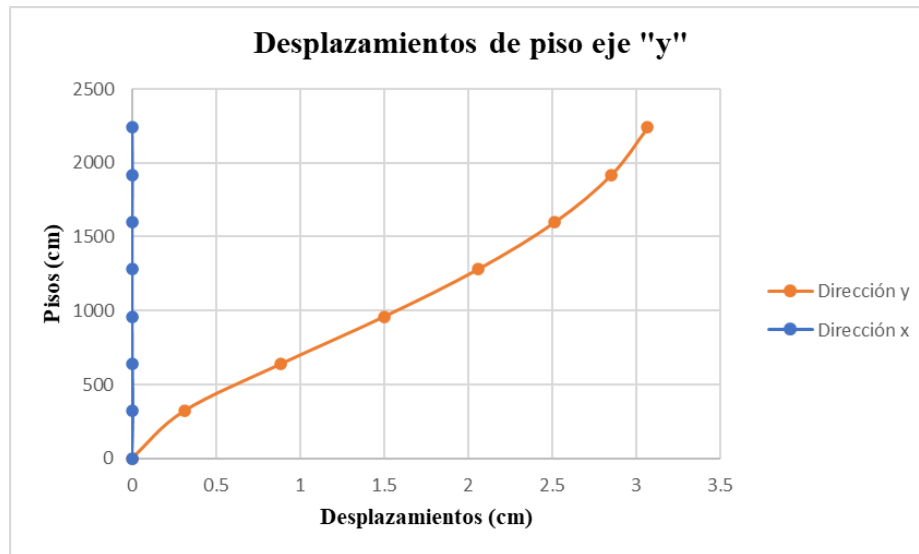
Desplazamientos para el sismo dinámico en “y” de la estructura:

Tabla 31. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Mediana Altura

Desplazamientos máximos por piso en “y”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,0005	0,3092
2	640	0,0002	0,8864
3	960	0,0001	1,4998
4	1280	0,0001	2,0571
5	1600	0,0001	2,5148
6	1920	0,0003	2,8509
7	2240	0,0001	3,0666

Fuente: Autores

Figura 65. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Mediana Altura



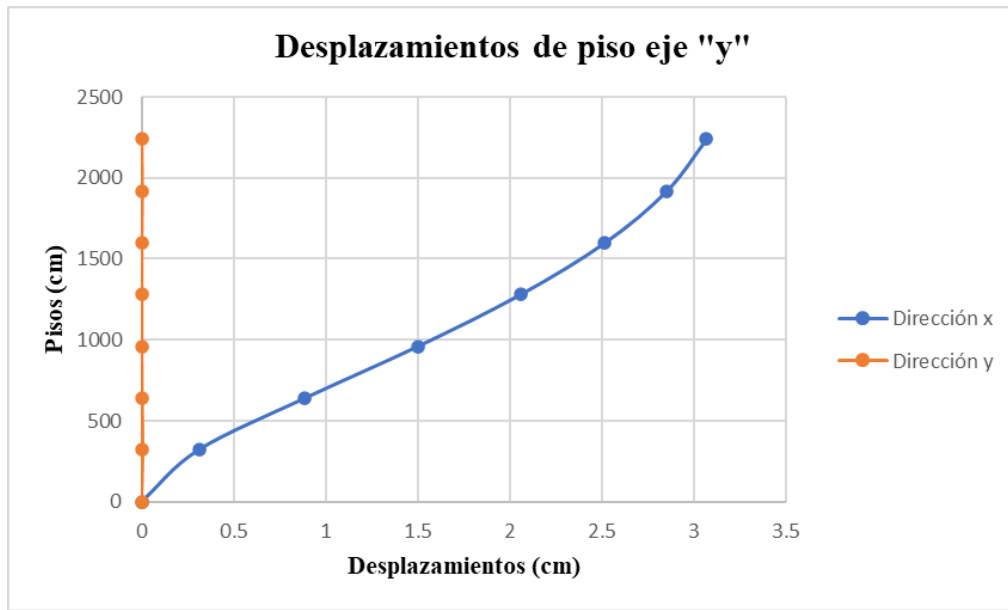
Fuente: Autores

Tabla 32. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Mediana Altura

Desplazamientos máximos por piso en “x”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,3092	0,0005
2	640	0,8864	0,0002
3	960	1,4998	0,0001
4	1280	2,0571	0,0001
5	1600	2,5148	0,0001
6	1920	2,8409	0,0003
7	2240	3,0666	0,0001

Fuente: Autores

Figura 66. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “x” en Mediana Altura



Fuente: Autores

Gran Altura

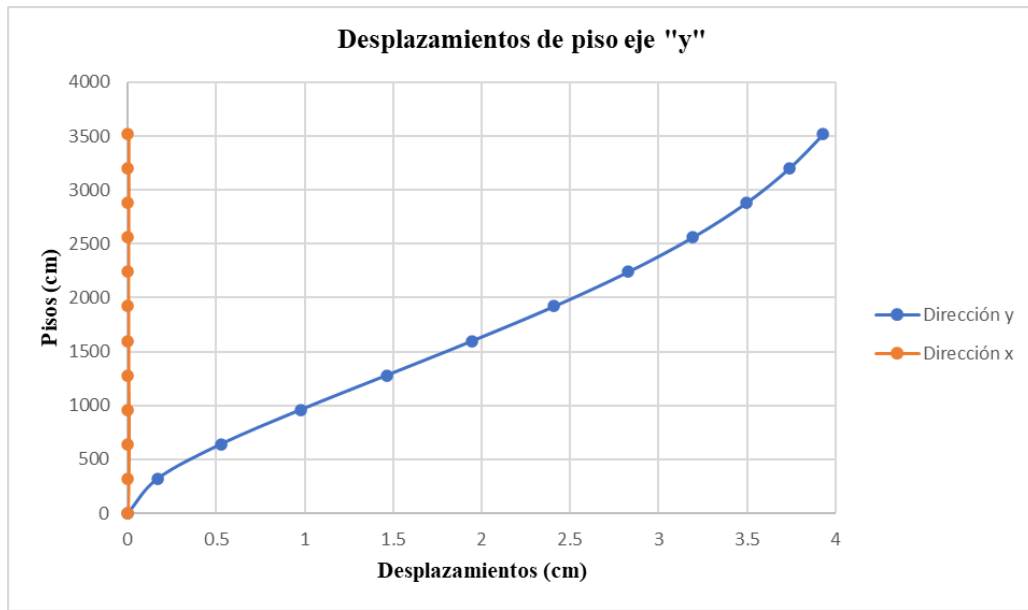
Desplazamientos para el sismo dinámico en “y” de la estructura:

Tabla 33. Desplazamientos elásticos en sentido “y” en Grana Altura

Desplazamientos máximos por piso en “y”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,0006	0,168
2	640	0,0008	0,523
3	960	0,0007	0,977
4	1280	0,0005	1,462
5	1600	0,0004	1,947
6	1920	0,0003	2,41
7	2240	0,0003	2,829
8	2560	0,0004	3,192
9	2880	0,0005	3,495
10	3200	0,0008	3,737
11	3520	0,0006	3,931

Fuente: Autores

Figura 67. Grafica de desplazamientos elásticos en el sentido “y” en Grana Altaura



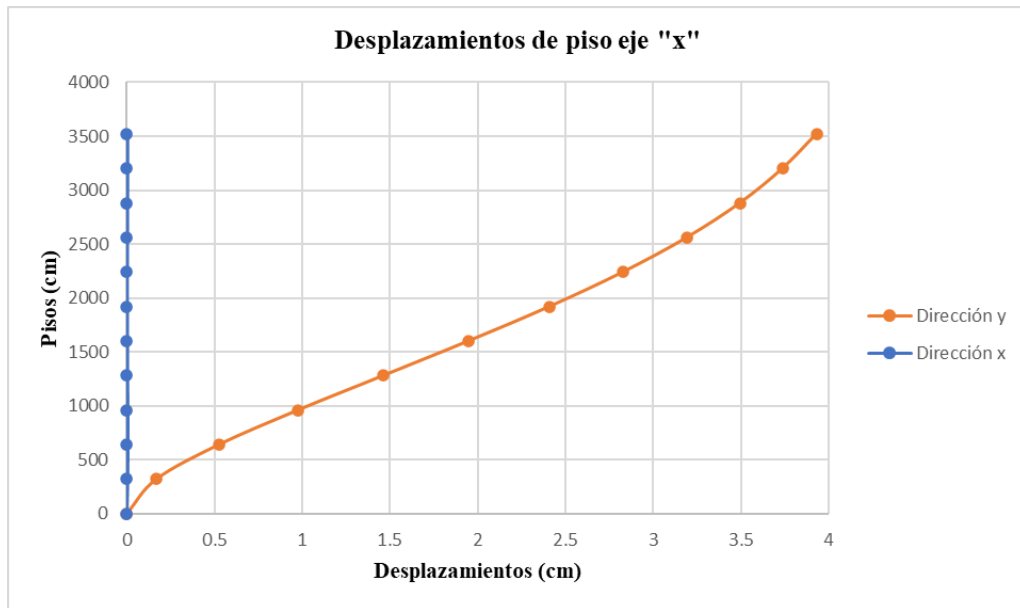
Fuente: Autores

Tabla 34. Desplazamientos elásticos en sentido “x” en Grana Altaura

Desplazamientos máximos por piso en “x”			
Nivel	Altura (cm)	Desplazamiento en x (cm)	Desplazamiento en y (cm)
1	320	0,168	0,0006
2	640	0,523	0,0008
3	960	0,977	0,0007
4	1280	1,462	0,0005
5	1600	1,947	0,0004
6	1920	2,41	0,0003
7	2240	2,829	0,0003
8	2560	3,192	0,0004
9	2880	3,495	0,0005
10	3200	3,737	0,0008
11	3520	3,931	0,0006

Fuente: Autores

Figura 68. Gráfica de desplazamientos elásticos en el sentido “x” en Grana Alta



Fuente: Autores

4.1.5. Derivas de entrepiso

La deriva inelástica, según la NEC-ES-DS para estructuras de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, debe ser como máximo 0,02.

Al ingresar el espectro inelástico de respuesta en los modelos estructurales, los resultados que se obtendrán serán las derivas elásticas, para lo cual, se debe aplicar la siguiente fórmula para obtener las derivas inelásticas:

$$\Delta_i = 0,75 \cdot R \cdot \Delta_e$$

Baja Altura

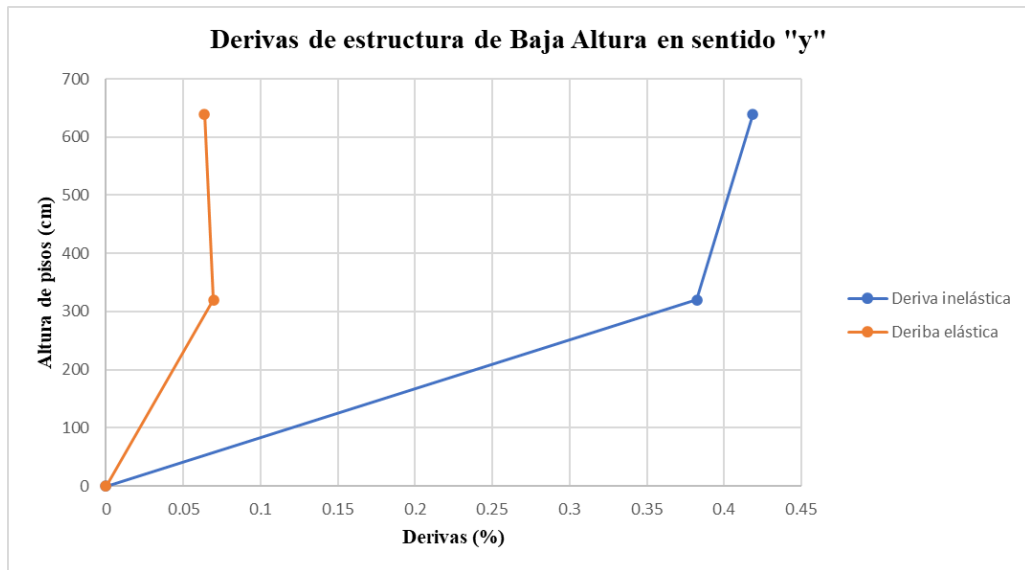
Derivas para el sismo dinámico en “y” de la estructura (Ver Tabla 35 y Figura 64)

Tabla 35. Derivas en el sentido “y” en Baja Altura

Derivas de sismo dinámico “y”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	Y	x	y
1	320	0	0,06973	0	0,3824
2	640	0	0,06374	0	0,4184

Fuente: Autores

Figura 69. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Baja Altura



Fuente: Autores

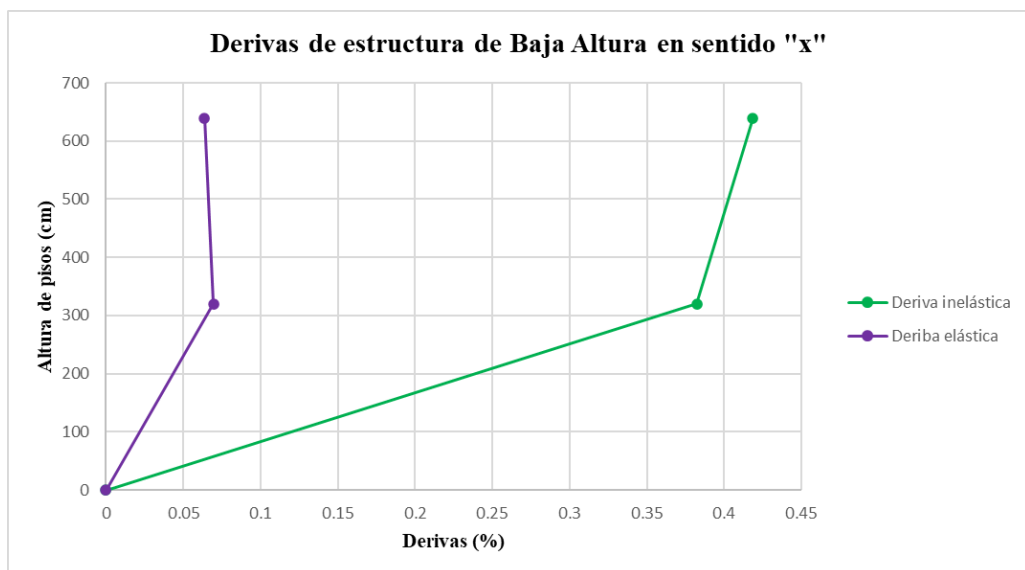
Derivas para el sismo dinámico en “x” de la estructura (Ver Tabla 36 y Figura 70).

Tabla 36. Derivas en el sentido “x” en Baja Altura

Derivas de sismo dinámico “x”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	y	x	y
1	320	0,06973	0	0,3824	0
2	640	0,06374	0	0,4184	0

Fuente: Autores

Figura 70. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Baja Altura



Fuente: Autores

Mediana Altura

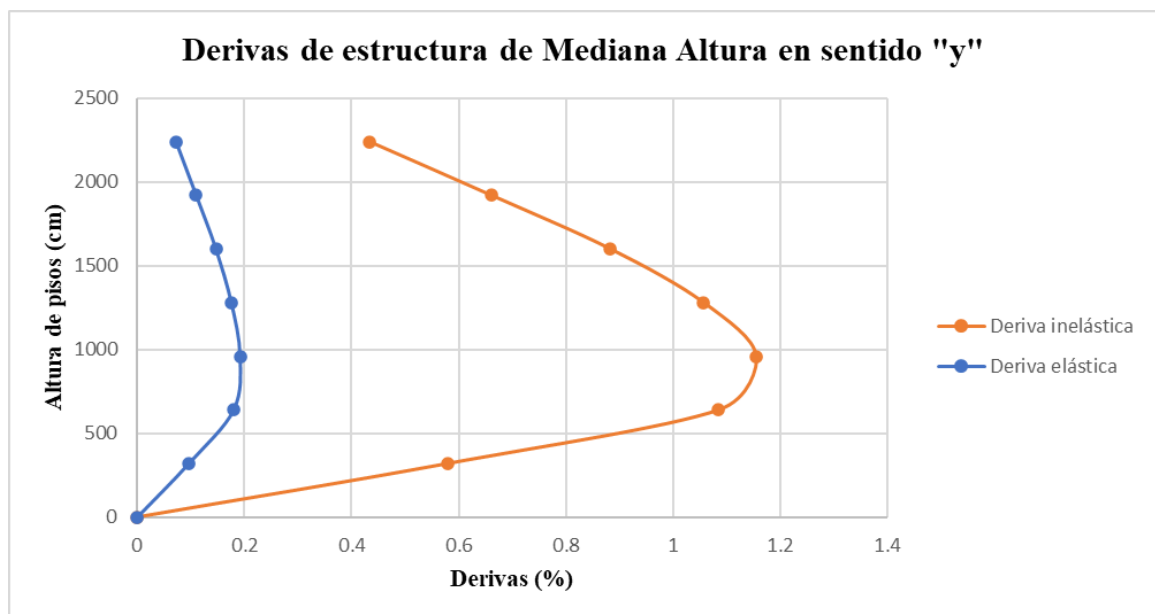
Derivas para el sismo dinámico en “y” de la estructura (Ver Tabla 37 y Figura 71).

Tabla 37. Derivas en el sentido “y” en Mediana Altura

Derivas de sismo dinámico “y”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	y	x	y
1	320	0	0,0966	0	0,5796
2	640	0	0,1807	0	1,0843
3	960	0	0,1924	0	1,1544
4	1280	0	0,176	0	1,056
5	1600	0	0,147	0	0,882
6	1920	0	0,11	0	0,66
7	2240	0	0,0721	0	0,4326

Fuente: Autores

Figura 71. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Mediana Altura



Fuente: Autores

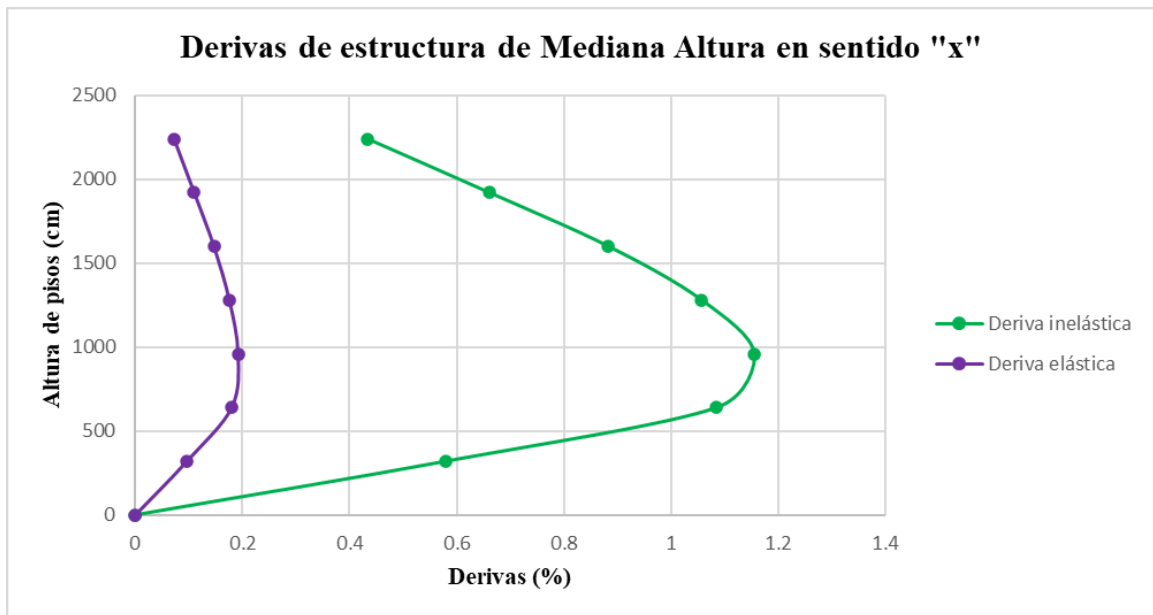
Derivas para el sismo dinámico en “x” de la estructura (Ver Tabla 38 y Figura 72)

Tabla 38. Derivas en el sentido “x” en Mediana Altura

Derivas de sismo dinámico “x”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	y	x	y
1	320	0,0966	0	0,5796	0
2	640	0,18072	0	1,0843	0
3	960	0,1924	0	1,1544	0
4	1280	0,176	0	1,056	0
5	1600	0,147	0	0,882	0
6	1920	0,11	0	0,66	0
7	2240	0,0721	0	0,4326	0

Fuente: Autores

Figura 72. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Mediana Altura



Fuente: Autores

Gran Altura

Derivas para el sismo dinámico en “y” de la estructura (Ver Tabla 39).

Tabla 39. Derivas en el sentido “y” en Gran Altura

Derivas de sismo dinámico “y”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	y	x	y
1	320	0	0,0526	0	0,3156
2	640	0	0,1118	0	0,6708
3	960	0	0,1413	0	0,8478
4	1280	0	0,1525	0	0,915
5	1600	0	0,1531	0	0,9186
6	1920	0	0,1471	0	0,8826
7	2240	0	0,1352	0	0,8112
8	2560	0	0,1195	0	0,717
9	2880	0	0,1015	0	0,609
10	3200	0	0,0829	0	0,4974
11	3520	0	0,0674	0	0,4044

Fuente: Autores

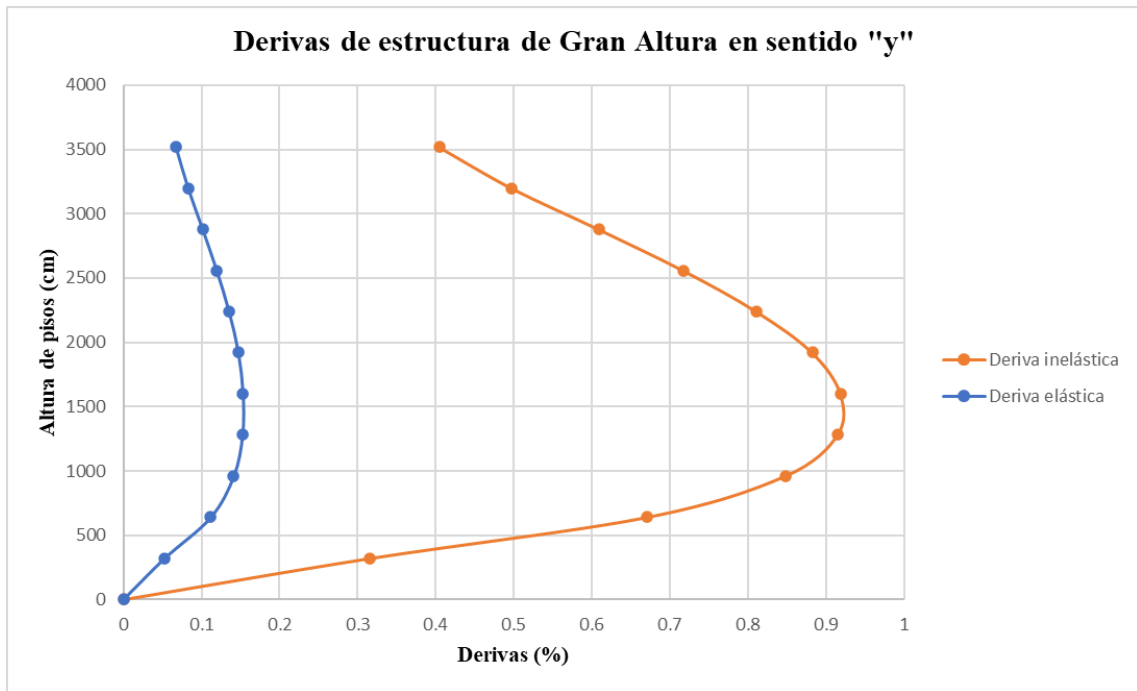
Derivas para el sismo dinámico en “x” de la estructura (Ver Tabla 40, Figura 73 y Figura 74).

Tabla 40. Derivas en el sentido “x” en Gran Altura

Derivas de sismo dinámico “x”					
Nivel	Altura (cm)	Deriva elástica (%)		Deriva inelástica (%)	
		x	y	x	y
1	320	0,0526	0	0,3156	0
2	640	0,1118	0	0,6708	0
3	960	0,1413	0	0,8478	0
4	1280	0,1525	0	0,915	0
5	1600	0,1531	0	0,9186	0
6	1920	0,1471	0	0,8826	0
7	2240	0,1352	0	0,8112	0
8	2560	0,1195	0	0,717	0
9	2880	0,1015	0	0,609	0
10	3200	0,0829	0	0,4974	0
11	3520	0,0674	0	0,4044	0

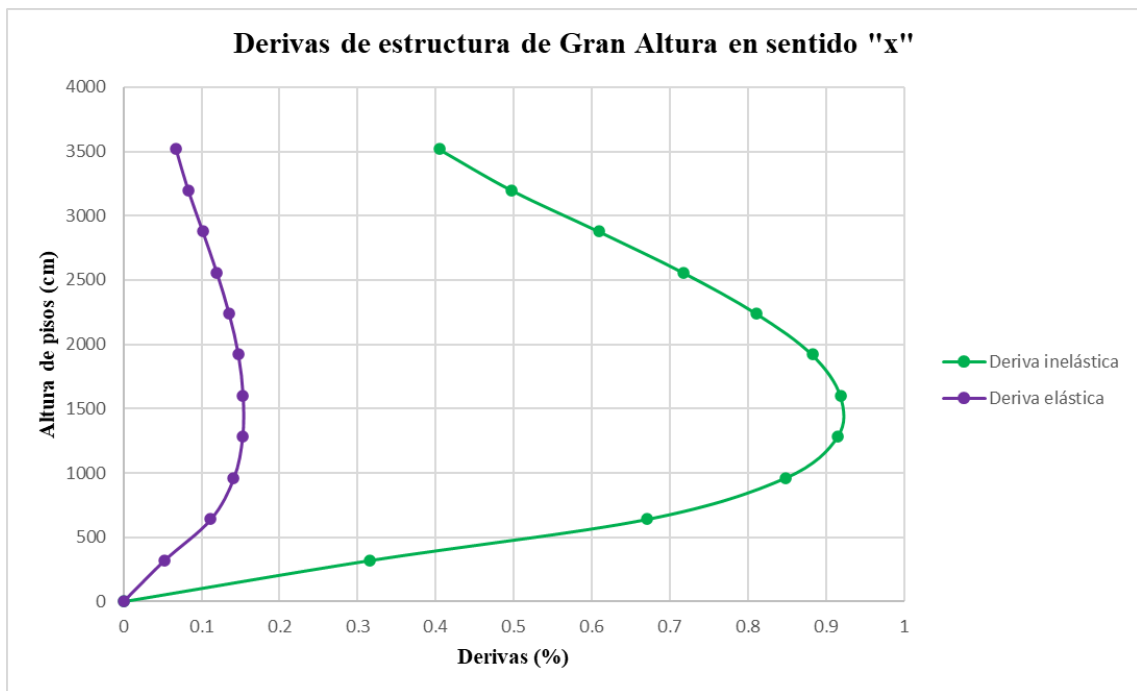
Fuente: Autores

Figura 73. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “y” en Gran Altura



Fuente: Autores

Figura 74. Grafica de derivas elásticas e inelásticas “x” en Gran Altura



Fuente: Autores

4.2 Análisis sísmico estático

4.2.1. Coeficientes sísmicos C y K

En algunos casos es necesario realizar un ajuste de cortante en el análisis sísmico estático, para ello debemos conocer los periodos tanto en eje x como en eje y de la estructura, en este caso al tener edificaciones regulares se tiene el mismo periodo en ambos ejes en baja, mediana y gran altura, siendo sus periodos $t = 0,36 \text{ seg}$, $t = 1,07 \text{ seg}$ y $t = 1,45 \text{ seg}$ respectivamente.

Se debe calcular la aceleración en roca para luego dar uso a los coeficientes del cortante basal y así obtener un rango inelástico, conocido también como el coeficiente sísmico (C) dato ingresado en la sección de patrones de carga sísmica.

Se tiene en cuenta que estos valores varían para cada tipo de estructura ya que el valor de aceleración será diferente, pero el factor de reducción corresponde a 8, la importancia y los coeficientes de configuración en planta y elevación son 1. A continuación, se puede visualizar la fórmula para determinar el valor del coeficiente sísmico.

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

Una vez calculados estos valores, se determinan los coeficientes relacionados con los periodos de vibración (k) mencionados de cada estructura. La Norma Ecuatoriana de la Construcción brinda una tabla para determinar su valor correspondiente según el rango en que se encuentre el período (Ver Tabla 41).

Tabla 41. Coeficientes de K en función del período

Valores de T (s)	K
$\leq 0,5$	1
$0,5 < T \leq 2,5$	$0,75 + 0,5 T$
$> 2,5$	1

Fuente: (Norma Ecuatoriana de Construcción, 2015)

Este análisis es aplicado para las estructuras de baja, mediana y gran altura, al tener períodos distintos sus coeficientes c y k varían, en la siguiente tabla se visualizan cada uno de ellos para cada estructura. (Ver Tabla 42).

Tabla 42. Tabla de coeficientes del análisis estático.

Tipo	Baja Altura	Mediana Altura	Gran Altura
T (seg)	0,36	1,07	1,45
C	0,108	0,0835	0,0556
k	1	1,2	1,428

Fuente: Autores

4.2.2. Ajuste de Cortante

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción de Peligro sísmico establece que en estructuras regulares la relación entre el cortante basal dinámico l cortante basal estático será al menos del 80%, y para estructuras irregulares, este valor mínimo se incrementa a 85% (Ver Tabla 43).

Tabla 43. Relación de cortantes

Sismo	Baja Altura	Mediana Altura	Gran Altura
Estático (Ton)	9,06	132,212	571,17
Dinámico (Ton)	8,28	92,076	429,67
Relación	91,39	69,64	75,23

Fuente: Autores

En primera instancia se determinó que la edificación de baja altura no requiere de un ajuste en comparación a las demás.

$$Ajuste \text{ en Mediana Altura} = \frac{85}{69,64 * 9,8067} = 12,38$$

$$Ajuste \text{ en Gran Altura} = \frac{85}{75,23 * 9,8067} = 11,56$$

El realizar el ajuste de cortante se cambia el valor de la gravedad para el caso de sismo dinámico teniendo en cuenta que ya cumplen la condición como se visualiza en la Tabla 44.

Tabla 44. Cálculo del cortante reajustado

Sismo	Baja Altura	Mediana Altura	Gran Altura
Estático (Ton)	9,06	132,212	571,17
Dinámico (Ton)	8,28	105,772	456,98
Relación	91,39	80	80

Fuente: Autores

4.2.3. Fuerzas laterales por piso

En una edificación los que nos ayuda a calcular el análisis sísmico estático son las fuerzas laterales que actúan en los centros de masa en cada nivel, se las obtiene por medio de la cortante basal. Para obtener este cortante se usará el coeficiente sísmico previamente definido en cada estructura y la vez la carga reactiva total de la edificación como se muestra a continuación.

Baja Altura

$$C_s = 0,108$$

$$W_r = \left[0,62 \frac{T}{m^2} + 0,25 \left(0,204 \frac{T}{m^2} \right) \right] * 5m * 5m * 2 = 65,76 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = C_s * W_r = 0,108 * 65,76 \text{ Ton} = 7,10 \text{ Ton}$$

Mediana Altura

$$C_s = 0,0835$$

$$W_r = \left[0,62 \frac{T}{m^2} + 0,25 \left(0,204 \frac{T}{m^2} \right) \right] * 15m * 15m * 7 = 1056,83 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = C_s * W_r = 0,0835 * 1056,83 \text{ Ton} = 88,24 \text{ Ton}$$

Gran Altura

$$C_s = 0,0556$$

$$W_r = \left[0,62 \frac{T}{m^2} + 0,25 \left(0,204 \frac{T}{m^2} \right) \right] * 30m * 30m * 11 = 6642,90 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = C_s * W_r = 0,0556 * 6642,90 \text{ Ton} = 369,345 \text{ Ton}$$

Una vez obtenido este cortante se debe conocer el peso de cada nivel, alturas de entrepiso, coeficiente k en función del período fundamental, aceleración elástica, entre otros para proceder a realizar el cálculo de las fuerzas laterales, las mismas que se detallan por el tipo de estructura.

Baja Altura

Datos iniciales para la obtención de fuerzas laterales por piso en Baja Altura (Tabla 45 y Tabla 46).

Tabla 45. Cálculos sísmicos para Baja Altura

Cálculos sísmicos		
Pisos	2	u
Altura	3,2	m
T	0,36	seg
Sa elástica	0,864	g
V diseño	7,10	Ton
W sísmico	65,76	Ton
Cs	0,108	

Fuente: Autores

Tabla 46. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Baja Altura

N° de Piso	hi ^k (m)	Wi (Ton)	Wi*hi ^k (Ton-m)	%	Fi (Ton)
2	6,4	32,88	210,43	0,67	4,73
1	3,2	32,88	105,21	0,33	2,37
		Σ	315,64	Σ	7,10

Fuente: Autores

Mediana Altura

Datos iniciales para la obtención de fuerzas laterales por piso en Mediana Altura (Tabla 47 y Tabla 48).

Tabla 47. Cálculos sísmicos para Mediana Altura

Cálculos sísmicos		
Pisos	7	u
Altura	3,2	m
T	1,07	seg
Sa elástica	0,668	g
V diseño	88,24	Ton
W sísmico	1056,83	Ton
Cs	0,0835	

Fuente: Autores

Tabla 48. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Mediana Altura

N° de Piso	hi ^k (m)	Wi (Ton)	Wi*hi ^k (Ton-m)	%	Fi (Ton)
7	41,7155162	150,98	6298,00	0,27	23,91
6	34,67060934	150,98	5234,40	0,23	19,87
5	27,85761803	150,98	4205,80	0,18	15,97
4	21,31336211	150,98	3217,78	0,14	12,22
3	15,09125924	150,98	2278,40	0,10	8,65
2	9,277179695	150,98	1400,62	0,06	5,32
1	4,038127005	150,98	609,66	0,03	2,31
		Σ	23244,67	Σ	88,24

Fuente: Autores

Gran Altura

Datos iniciales para la obtención de fuerzas laterales por piso en Mediana Altura (Tabla 49 y Tabla 50).

Tabla 49. Cálculos sísmicos para Gran Altura

Cálculos sísmicos		
Pisos	11	u
Altura	3,2	m
T	1,45	seg
Sa elástica	0,445	g
V diseño	369,35	Ton
W sísmico	6642,90	Ton
Cs	0,0556	

Fuente: Autores

Tabla 50. Cálculo de fuerzas laterales para cada piso en Gran Altura

N° de Piso	hi ^k (m)	Wi (Ton)	Wi*hi ^k (Ton-m)	%	Fi (Ton)
11	161,61	603,90	97595,09	0,20	73,28
10	141,04	603,90	85176,38	0,17	63,95
9	121,34	603,90	73278,66	0,15	55,02
8	102,56	603,90	61934,37	0,13	46,50
7	84,75	603,90	51182,23	0,10	38,43
6	68,01	603,90	41069,48	0,08	30,84
5	52,42	603,90	31655,44	0,06	23,77
4	38,11	603,90	23017,64	0,05	17,28
3	25,27	603,90	15263,30	0,03	11,46
2	14,17	603,90	8554,41	0,02	6,42
1	5,26	603,90	3179,21	0,01	2,39
		Σ	491906,20	Σ	369,35

Fuente: Autores

4.3. Análisis no lineal estático

4.3.1. Rótulas plásticas

De acuerdo al tipo de estructura, se diseñaron las rótulas plásticas para cada una de las edificaciones, es decir, se diseñaron un solo tipo de rótulas para vigas, mientras que, para las columnas, fueron diseñadas por pisos.

Rótulas plásticas en vigas

Baja Altura

Tabla 51. Parámetros de rótula plástica en viga de baja altura

RÓTULA PLÁSTICA DE VIGA BAJA ALTURA				
PUNTO	Rotación "θ" (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,025	M_u	1,269
D	θ_u	0,025	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,05	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Mediana Altura

Tabla 52. Parámetros de rótula plástica en viga de mediana altura

RÓTULA PLÁSTICA DE VIGA MEDIANA ALTURA				
PUNTO	Rotación "θ" (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,02224809	M_u	1,301
D	θ_u	0,02224809	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,044496181	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Gran Altura

Tabla 53. Parámetros de rótula plástica en viga de mediana altura

RÓTULA PLÁSTICA DE VIGA GRAN ALTURA				
PUNTO	Rotación "θ" (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	M_y	1000
C	Θ_u	0,02	M_u	1,259
D	Θ_u	0,02	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,04	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Rótulas plásticas en columnas

Baja Altura

Tabla 54. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de baja altura en la primera planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 1				
PUNTO	Rotacion " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,02	M_u	1,116
D	θ_u	0,02	M_y*c	0,200
E	θ_{y+b}	0,03	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 55. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de baja altura en la segunda planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 2				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,02	M_u	1,116
D	θ_u	0,02	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,03	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Mediana Altura

Tabla 56. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la primera planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 1				
PUNTO	Rotacion " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,01897	M_u	1,169
D	θ_u	0,01897	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,02896	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 57. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la segunda planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 2				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	My	1,000
C	Θ_u	0,01936	Mu	1,176
D	Θ_u	0,01936	My*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,02936	My*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 58. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la tercera planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 3				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	My	1,000
C	Θ_u	0,01976	Mu	1,183
D	Θ_u	0,01976	My*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,02976	My*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 59. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de mediana altura en la cuarta, quinta, sexta y séptima planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 4-5-6-7				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	My	1,000
C	Θ_u	0,01996	Mu	1,188
D	Θ_u	0,01996	My*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,02996	My*c	0,200

Fuente: Autores

Gran Altura

Tabla 60. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la primera planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 1				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento " M " (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	M_y	1,000
C	Θ_u	0,019332125	M_u	1,394
D	Θ_u	0,019332125	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,031666667	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 61. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la segunda planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 2				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento " M " (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	M_y	1,000
C	Θ_u	0,019546411	M_u	1,403
D	Θ_u	0,019546411	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,031666667	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 62. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la tercera planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 3				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento " M " (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	M_y	1,000
C	Θ_u	0,019760975	M_u	1,412
D	Θ_u	0,019760975	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,031666667	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 63. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la cuarta planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 4				
PUNTO	Rotacion " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	Θ_y	0	M_y	1,000
C	Θ_u	0,019975467	M_u	1,421
D	Θ_u	0,019975467	M_y*c	0,200
E	θ_{y+b}	0,031666667	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 64. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la quinta planta

RÓTULA PLÁSTICA EN COLUMNA PISO 5				
PUNTO	Rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,02	M_u	1,422
D	θ_u	0,02	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,03	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

Tabla 65. Parámetros de rótula plástica en columna de estructura de gran altura en la sexta, séptima, octava, novena, décima y décima primera planta

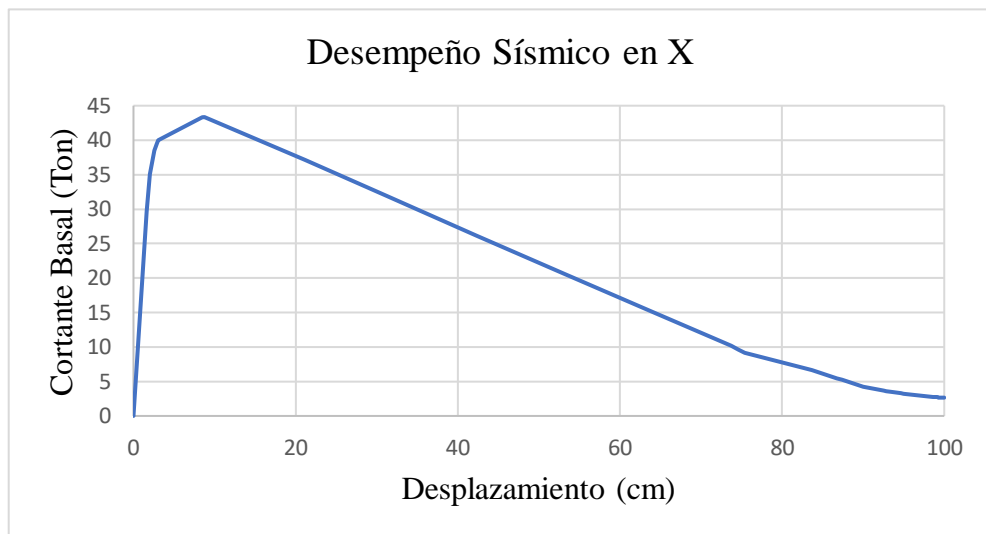
ROTULA PLASTICA EN SAP				
PUNTO	rotación " θ " (Eje x)		Momento "M" (Eje Y)	
A		0		0
B	θ_y	0	M_y	1,000
C	θ_u	0,02	M_u	1,363
D	θ_u	0,02	M_y*c	0,200
E	$\theta_y + b$	0,03	M_y*c	0,200

Fuente: Autores

4.3.2. Curva de capacidad

La curva de capacidad Pushover representa la relación entre el desplazamiento de la edificación y su cortante basal, indicando como se desempeña en rango elástico e inelástico de la estructura (Yaguana Torres et al., 2021). En este trabajo se presentan diversas curvas de capacidad para la dirección en “X” y en “Y”, analizadas en baja, mediana y gran altura (Ver y Figura 75).

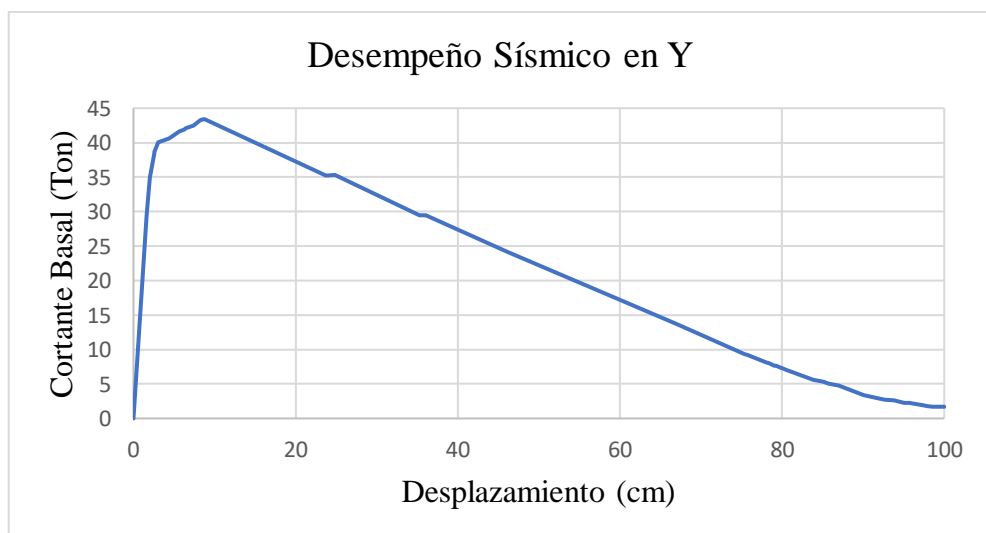
Figura 75. Curva de capacidad para el eje X de Baja Altura



Fuente: Autores

La curva de capacidad en dirección “Y” es similar al eje “X” ya que la estructura es regular (Ver y Figura 76).

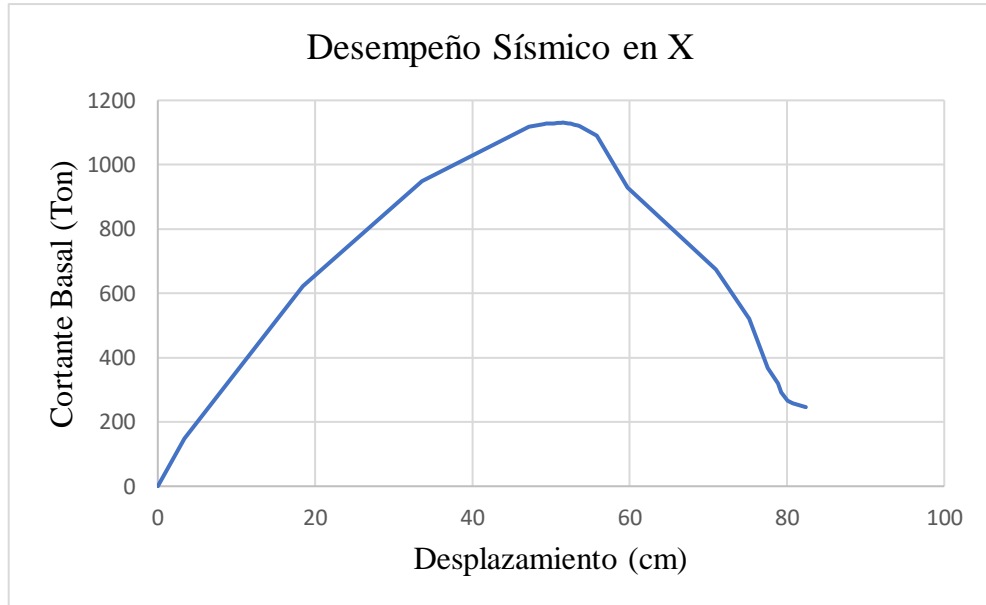
Figura 76. Curva de capacidad para el eje Y de Baja Altura



Fuente: Autores

La curva de capacidad en dirección “X” para Mediana Altura se representa de la siguiente manera (Ver y Figura 77).

Figura 77. Curva de capacidad para el eje X de Mediana Altura



Fuente: Autores

La curva de capacidad en dirección “Y” es similar al eje “X” ya que la estructura es regular (Ver y Figura 78).

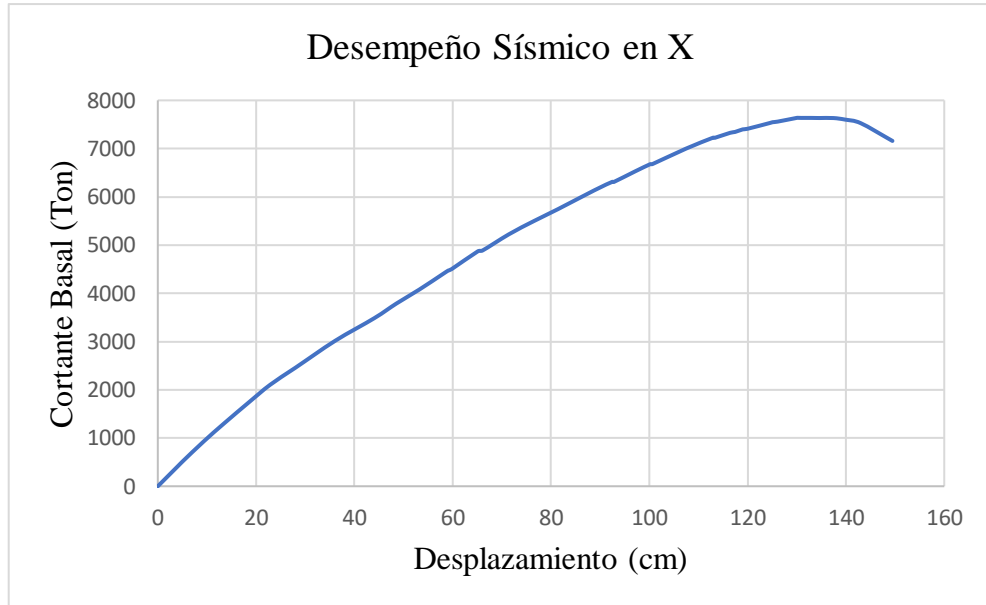
Figura 78. Curva de capacidad para el eje Y de Mediana Altura



Fuente: Autores

La curva de capacidad en dirección “X” para Gran Altura se representa de la siguiente manera (Ver y Figura 79).

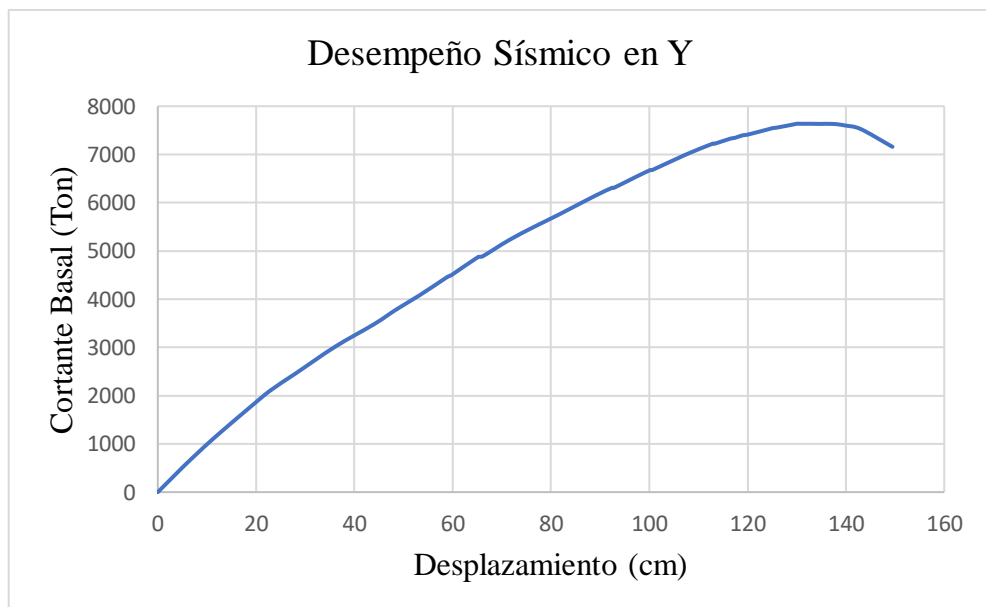
Figura 79. Curva de capacidad para el eje X de Gran Altura



Fuente: Autores

La curva de capacidad en dirección “Y” es similar al eje “X” ya que la estructura es regular (Ver y Figura 80).

Figura 80. Curva de capacidad para el eje Y de Gran Altura

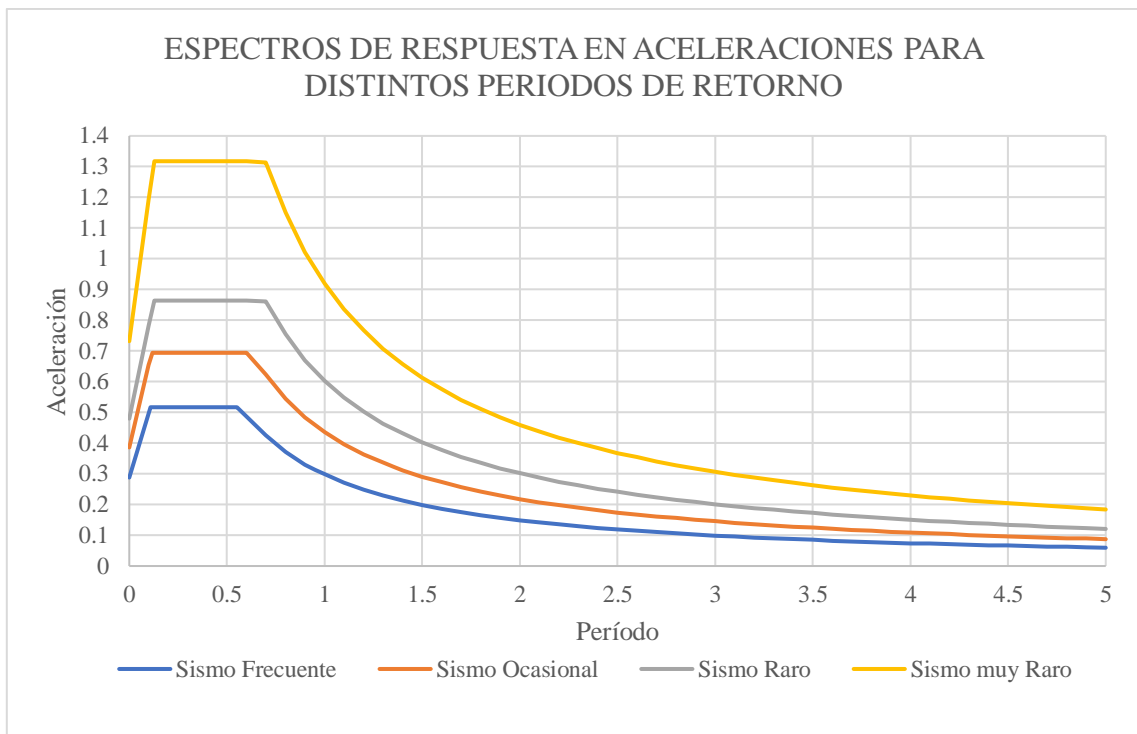


Fuente: Autores

La evaluación estructural se lleva a cabo utilizando cuatro espectros de diseño diferentes: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro. Cada uno de estos espectros corresponde a diferentes periodos de retorno de amenaza sísmica: 72 años, 225 años, 475 años y 2500 años, respectivamente.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción nos presenta la curva de peligro sísmico para la ciudad de Machala, que pertenece a la zona de estudio para estas edificaciones. Con base en esta curva de peligro, se calculan los espectros de sismo frecuente, ocasional y muy raro. El espectro correspondiente al sismo con un periodo de retorno de 475 años ya está establecido por la normativa ecuatoriana (Ver Figura 81).

Figura 81. Espectros de respuesta en aceleraciones para distintos periodos de retorno.



Fuente: Autores

4.3.3. Evaluación de Estructura por niveles de desempeño

El nivel de desempeño en una estructura permite determinar la vulnerabilidad de la edificación ante eventos sísmicos o alguna amenaza externa que la afecte. Según los autores García y Degrande (2017) la vulnerabilidad sísmica es la relación entre la amenaza y la capacidad de la edificación.

Para determinar el nivel de desempeño de la edificación se realizaron cálculos de ductilidad, factor de sobre resistencia y factor de reducción, para ello necesitamos datos obtenidos del análisis dinámico que se realizó en cada estructura (Ver Tabla 66).

Tabla 66. Datos obtenidos del análisis dinámico

Estructura	T(seg)	Sa (g)	Sa inel. (g)	W reactiva (Ton)
Baja Altura	0,36	0,864	0,108	65,76
Mediana Altura	1,07	0,668	0,084	1056,83
Gran Altura	1,45	0,445	0,056	6642,9

Fuente: Autores

En cada edificación se realiza los cálculos de cortantes elásticos, máximos y de diseño para obtener el valor de sobre resistencia. El primer cortante se determina con la aceleración elástica con la carga reactiva de la edificación, mientras que en el cortante de diseño se lo obtiene de la misma manera, pero con el acero inelástico. El cortante máximo se obtiene a partir de la curva de capacidad de cada eje, extrayendo el punto máximo de las fuerzas.

Baja Altura

$$V_{elástico} = Sa (g) * Wr = 0,864 * 65,76 \text{ Ton} = 56,82 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = Sa (g)_{inelástica} * Wr = 0,108 * 65,76 \text{ Ton} = 7,10 \text{ Ton}$$

$$V_{máximoX} = 45,67 \text{ Ton}$$

$$V_{máximoY} = 45,67 \text{ Ton}$$

Mediana Altura

$$V_{elástico} = Sa (g) * Wr = 0,668 * 1056,83 \text{ Ton} = 705,96 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = Sa (g)_{inelástica} * Wr = 0,0835 * 1056,83 \text{ Ton} = 88,25 \text{ Ton}$$

$$V_{máximoX} = 1069,05 \text{ Ton}$$

$$V_{máximoY} = 1069,05 \text{ Ton}$$

Gran Altura

$$V_{elástico} = Sa (g) * Wr = 0,4448 * 6642,90 \text{ Ton} = 2954,762 \text{ Ton}$$

$$V_{diseño} = Cs * Wr = 0,0556 * 6642,90 \text{ Ton} = 369,35 \text{ Ton}$$

$$V_{máximoX} = 7559,14 \text{ Ton}$$

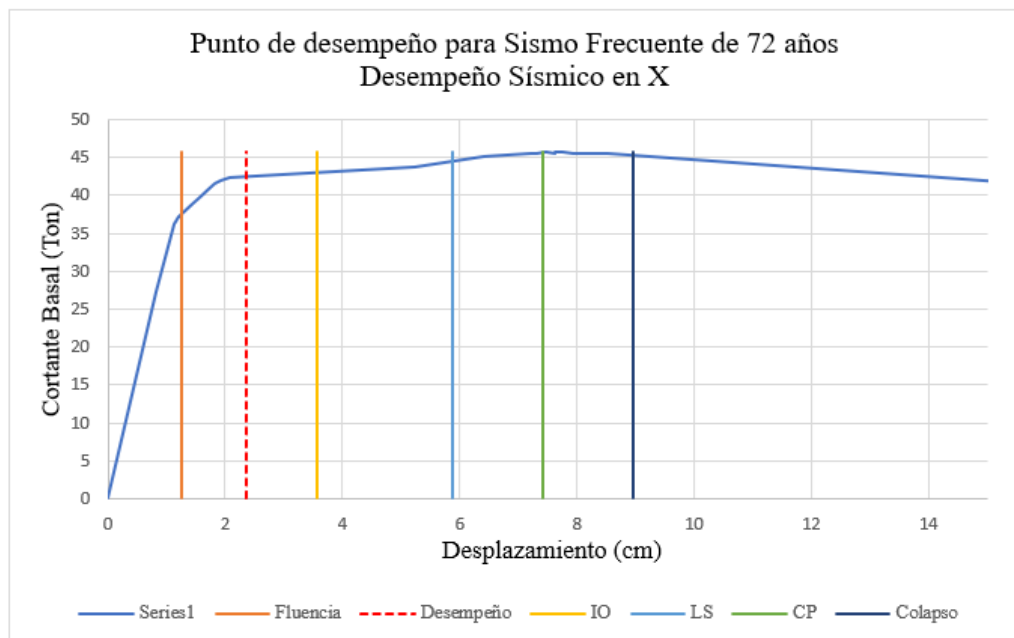
$$V_{máximoY} = 7559,14 \text{ Ton}$$

La sobre resistencia se determina con el cortante máximo junto con el de diseño, considerando que en estructuras de hormigón armado corresponde a un factor mínimo de tres. A continuación, se presentará por edificación las gráficas que se obtuvieron con los sismos mencionados anteriormente por ambas direcciones de análisis, mostrando a su vez en una tabla de resumen los resultados obtenidos en cada estructura.

Baja Altura

- ✓ En el sismo frecuente con período de retorno de 72 años en la estructura de baja altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 82 y Tabla 67).

Figura 82. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Baja Altura



Fuente: Autores

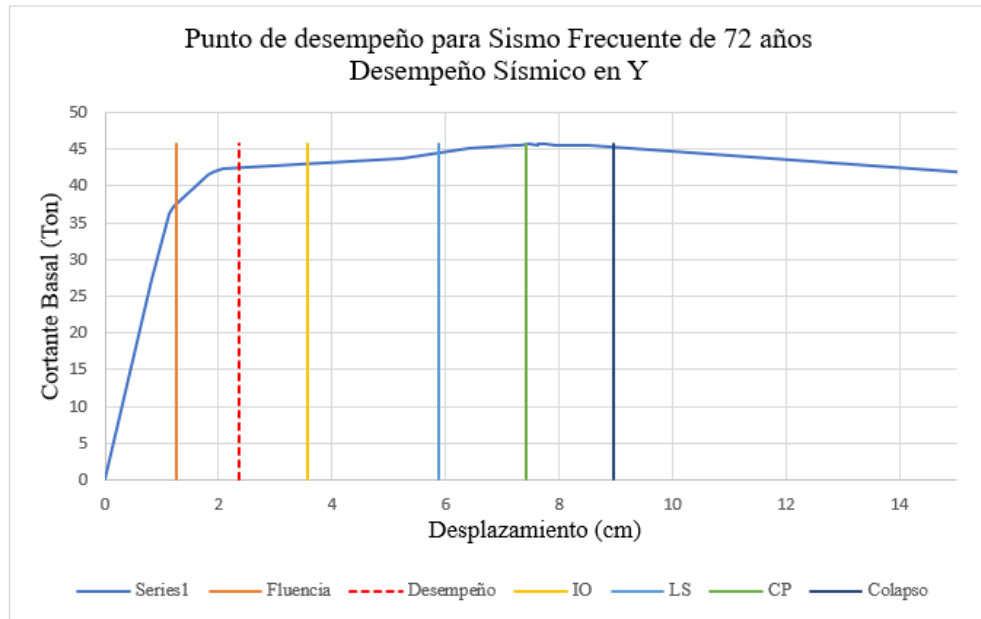
Tabla 67. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Baja Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,15
Ductilidad μ demanda	1,88
Ductilidad μ reserva	5,27
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,93

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,93, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 83 y Tabla 68).

Figura 83. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Baja Altura



Fuente: Autores

Tabla 68. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Baja Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,15
Ductilidad μ demanda	1,88
Ductilidad μ reserva	5,27
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,93

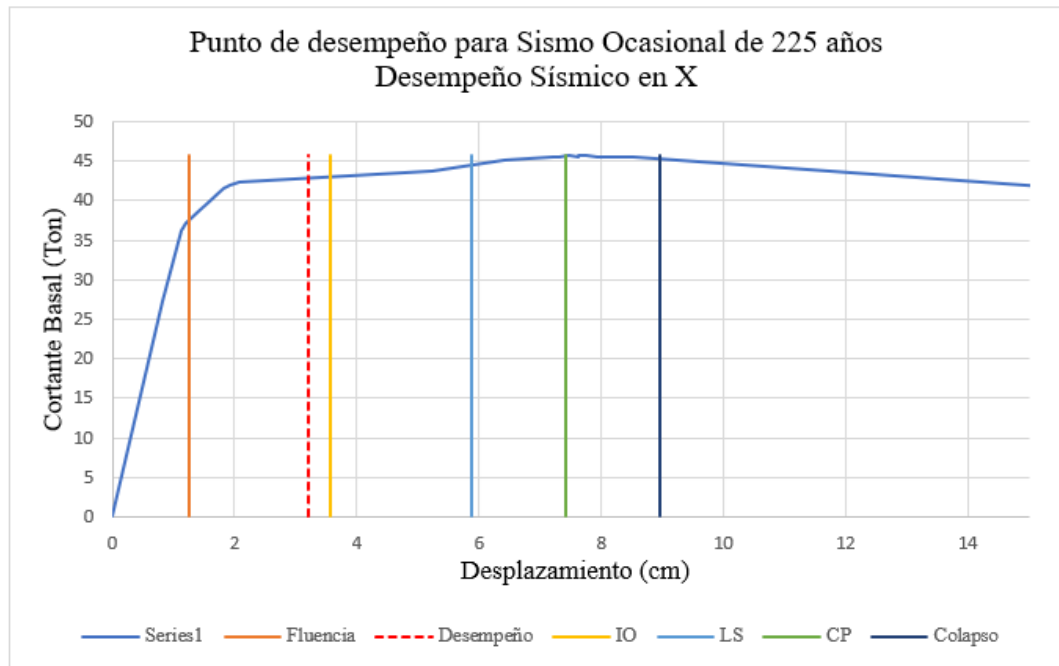
Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima

requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,93, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo ocasional con período de retorno de 225 años en la estructura de baja altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 84 y Tabla 69).

Figura 84. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Baja Altura



Fuente: Autores

Tabla 69. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Baja Altura

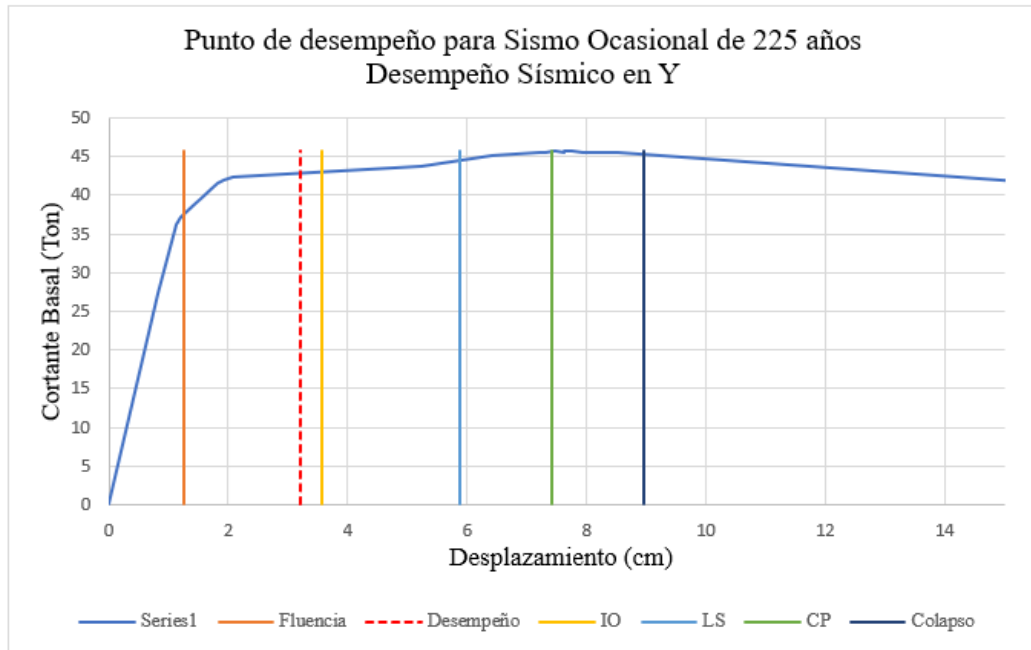
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,11
Ductilidad μ demanda	2,55
Ductilidad μ reserva	4,56
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,88

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima

requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,88, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 85 y Tabla 70).

Figura 85. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Baja Altura



Fuente: Autores

Tabla 70. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Baja Altura

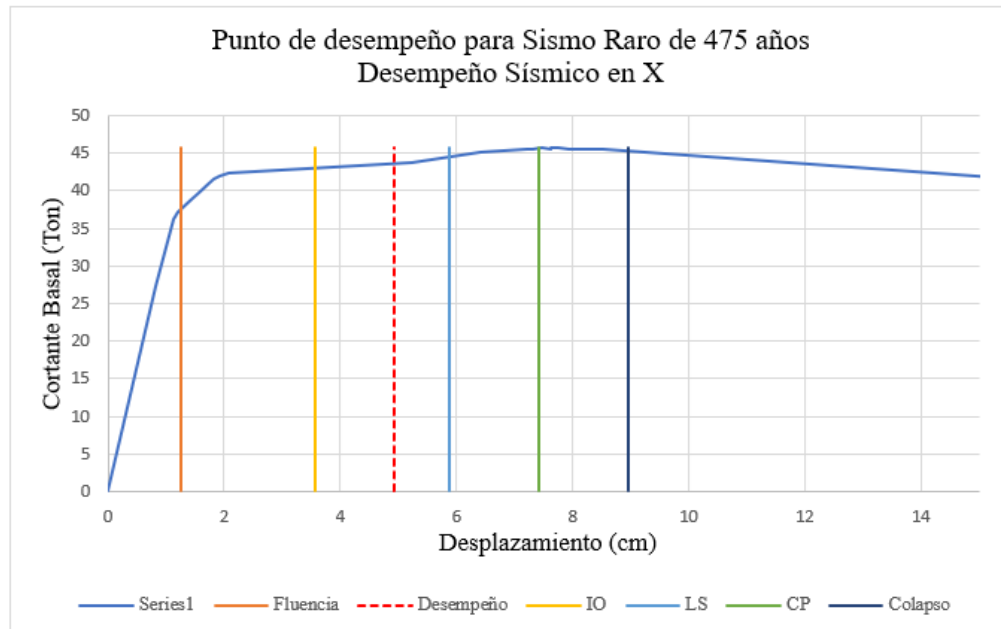
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,11
Ductilidad μ demanda	2,55
Ductilidad μ reserva	4,56
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,88

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,88, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo raro con período de retorno de 475 años en la estructura de baja altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 86 y Tabla 71).

Figura 86. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Baja Altura



Fuente: Autores

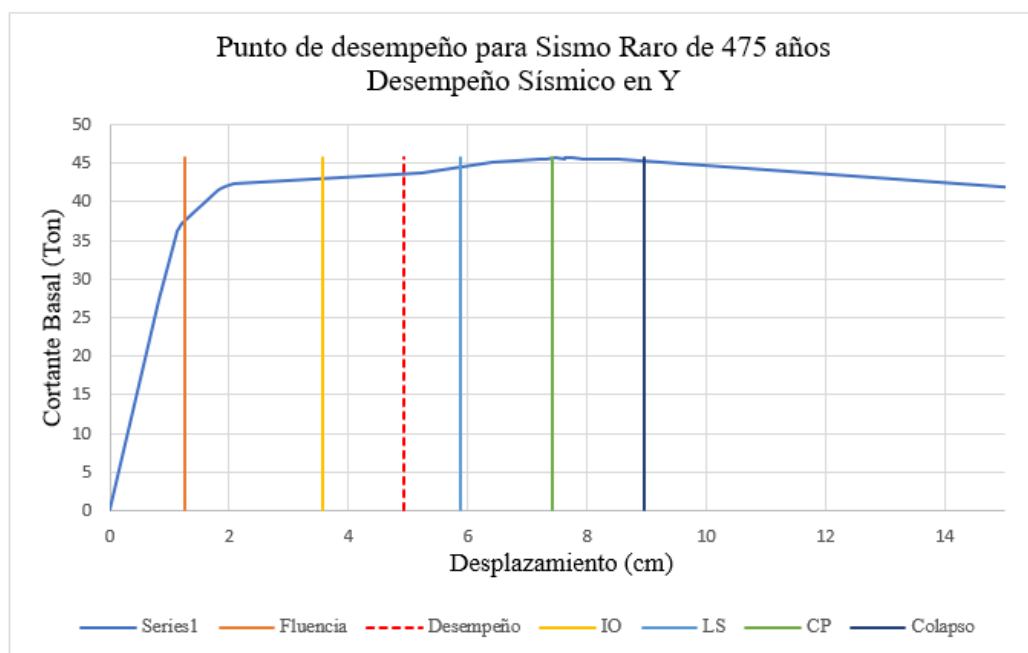
Tabla 71. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Baja Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,09
Ductilidad μ demanda	3,89
Ductilidad μ reserva	3,20
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,56

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,56, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 87 y Tabla 72).

Figura 87. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Baja Altura



Fuente: Autores

Tabla 72. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Baja Altura

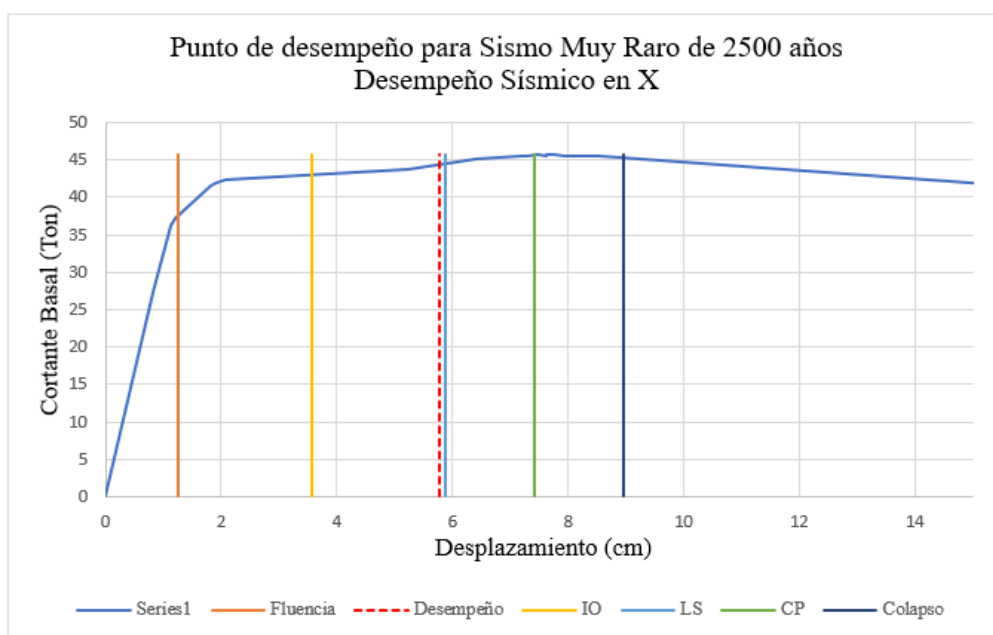
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,09
Ductilidad μ demanda	3,89
Ductilidad μ reserva	3,20
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,56

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,56, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo muy raro con período de retorno de 2500 años en la estructura de baja altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 88 y Tabla 73).

Figura 88. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Baja Altura



Fuente: Autores

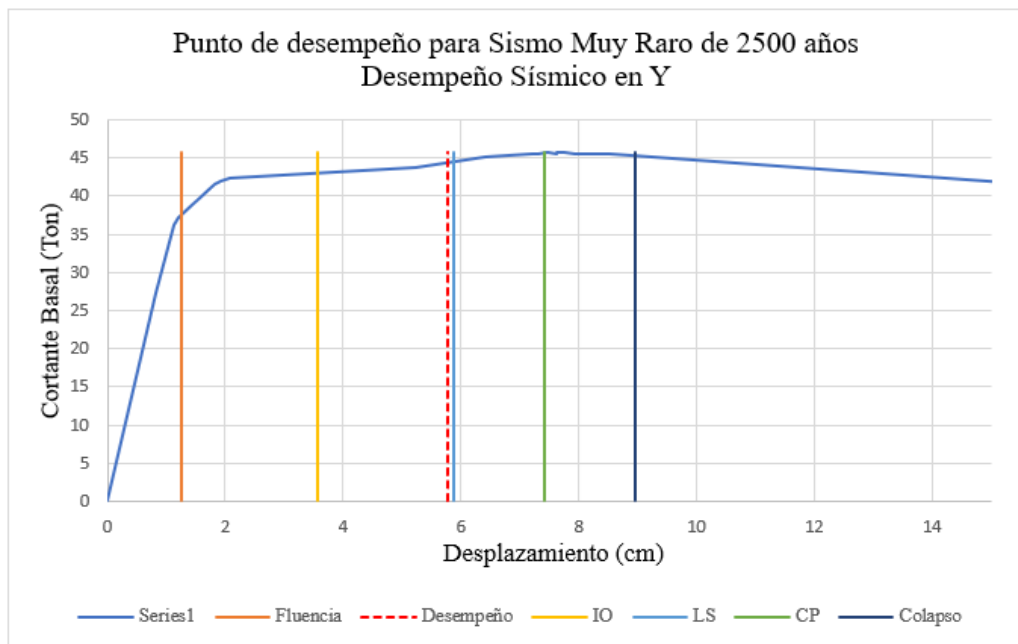
Tabla 73. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Baja Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,07
Ductilidad μ demanda	4,56
Ductilidad μ reserva	2,51
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,84

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,84, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 89 y Tabla 88)

Figura 89. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Baja Altura



Fuente: Autores

Tabla 74. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Baja Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	7,07
Ductilidad μ demanda	4,56
Ductilidad μ reserva	2,51
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	56,82
V máximo (Ton)	45,67
V diseño (Ton)	7,10
Sobre resistencia Ω	6,43
Factor de Reducción R	8,84

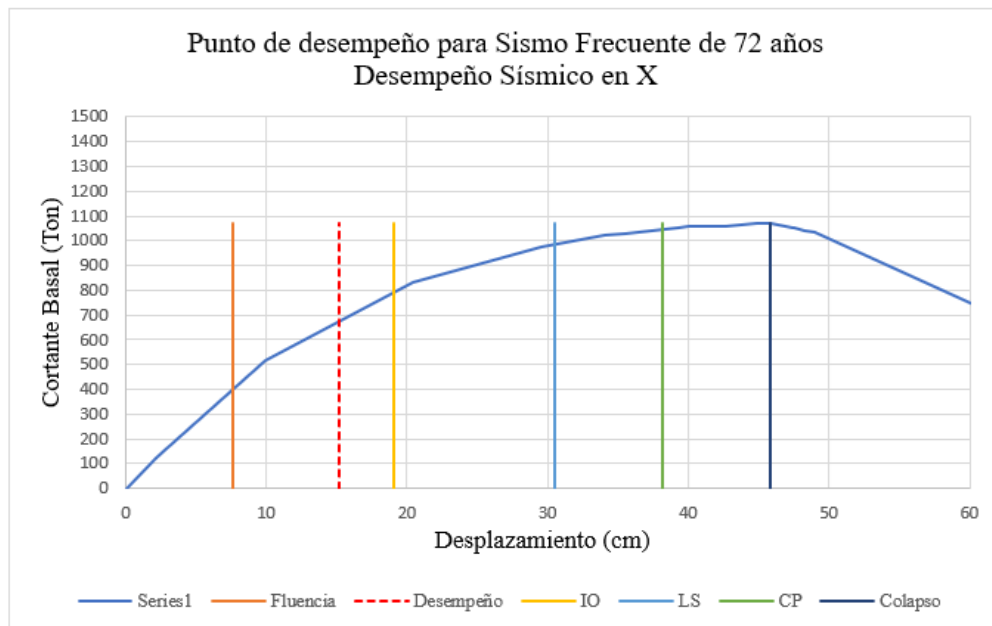
Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de baja altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 8,84, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

Mediana Altura

- ✓ En el sismo frecuente con período de retorno de 72 años en la estructura de mediana altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 70 y Tabla 75).

Figura 90. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Mediana Altura



Fuente: Autores

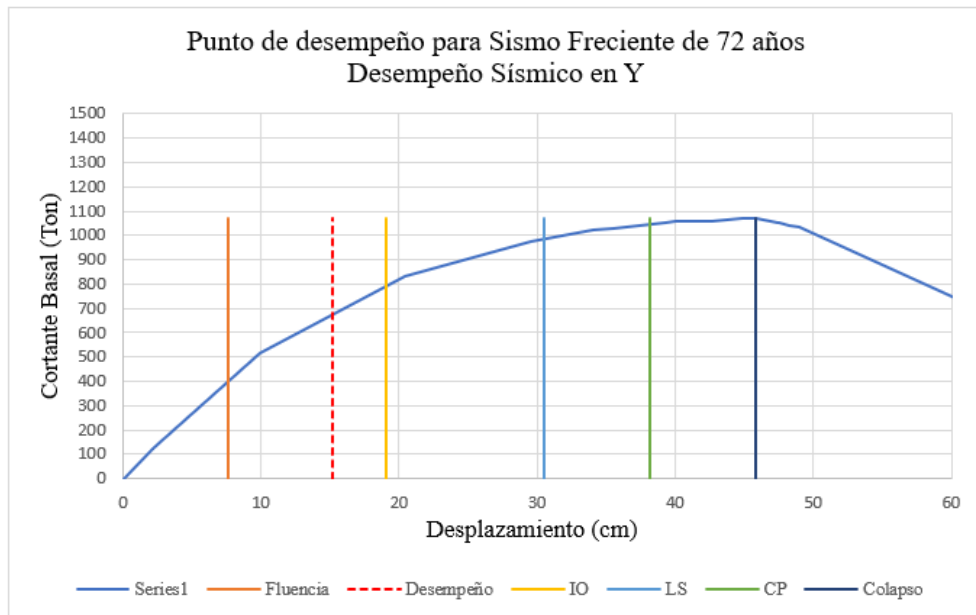
Tabla 75. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Mediana Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,04
Ductilidad μ demanda	2,00
Ductilidad μ reserva	4,04
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,55

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,55, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 91 y Tabla 76).

Figura 91. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Mediana Altura



Fuente: Autores

Tabla 76. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Mediana Altura

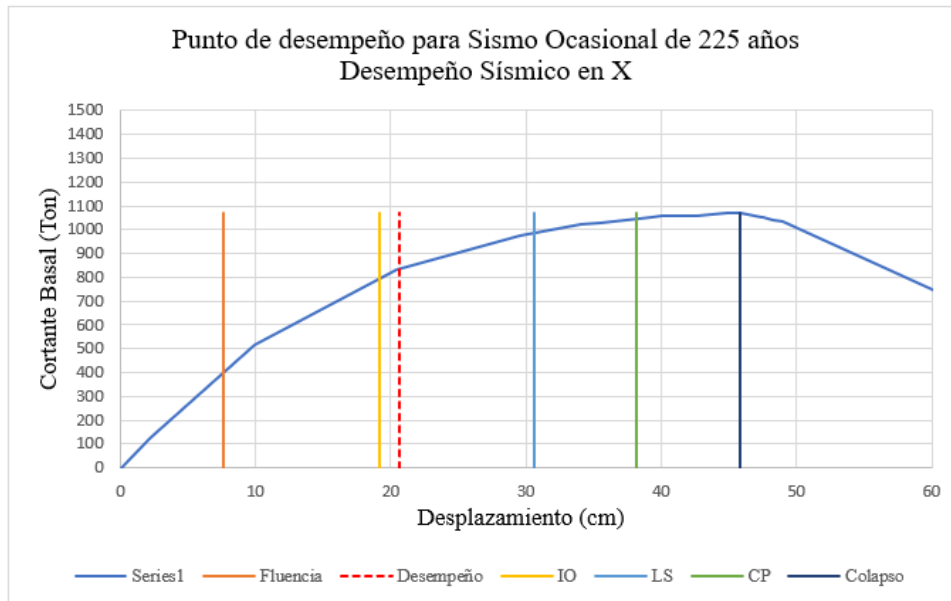
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,04
Ductilidad μ demanda	2,00
Ductilidad μ reserva	4,04
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,55

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,55, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo ocasional con período de retorno de 225 años en la estructura de mediana altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 92 y Tabla 77).

Figura 92. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Mediana Altura



Fuente: Autores

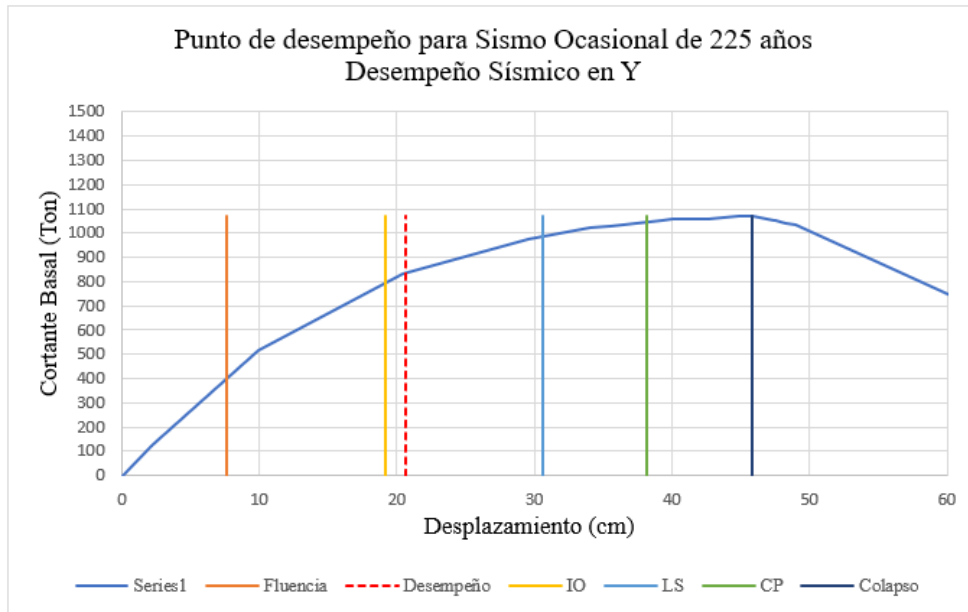
Tabla 77. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Mediana Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,99
Ductilidad μ demanda	2,70
Ductilidad μ reserva	3,29
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,49

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,49, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 93 y Tabla 78)

Figura 93. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Mediana Altura



Fuente: Autores

Tabla 78. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Mediana Altura

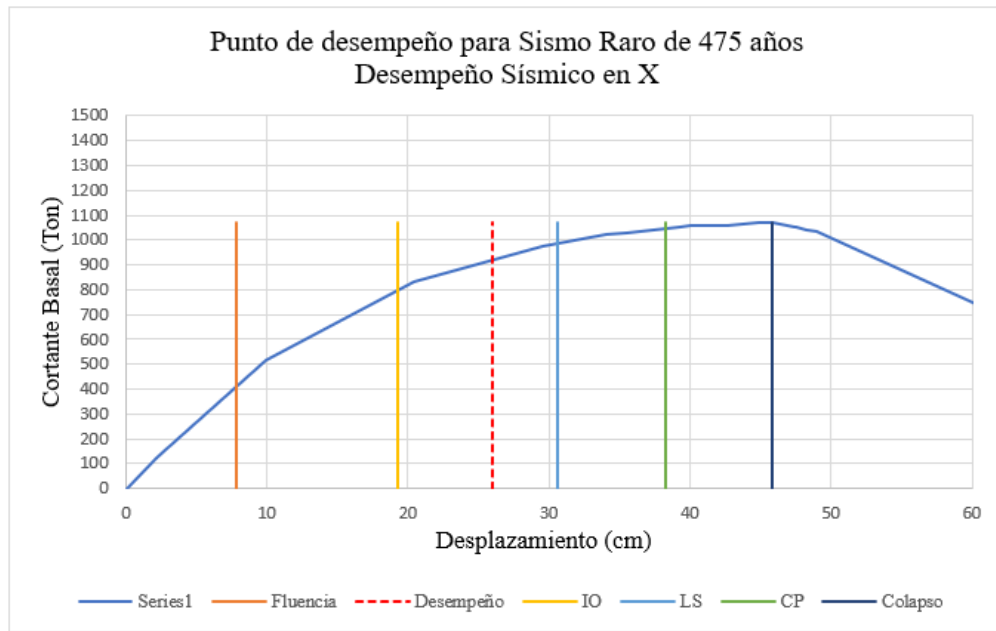
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,99
Ductilidad μ demanda	2,70
Ductilidad μ reserva	3,29
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,49

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,49, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo raro con período de retorno de 475 años en la estructura de mediana altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 94 y Tabla 79).

Figura 94. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Mediana Altura



Fuente: Autores

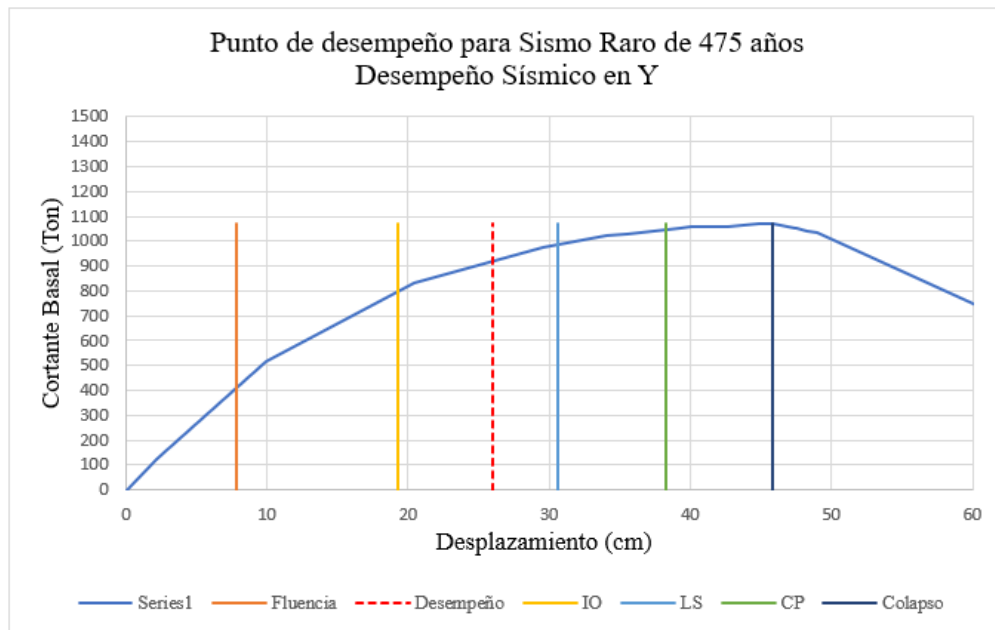
Tabla 79. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Mediana Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,85
Ductilidad μ demanda	3,31
Ductilidad μ reserva	2,53
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	106905
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,31

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,31, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 95 y Tabla 80).

Figura 95. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Mediana Altura



Fuente: Autores

Tabla 80. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Mediana Altura

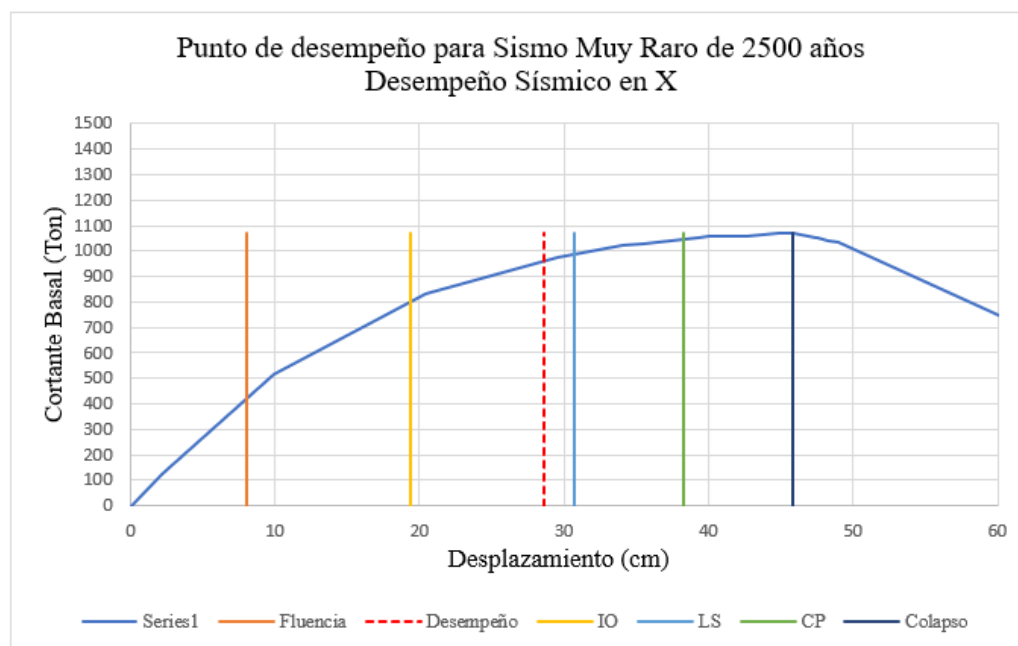
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,85
Ductilidad μ demanda	3,31
Ductilidad μ reserva	2,53
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,31

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,31, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo muy raro con período de retorno de 2500 años en la estructura de mediana altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 96 y Tabla 81).

Figura 96. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Mediana Altura



Fuente: Autores

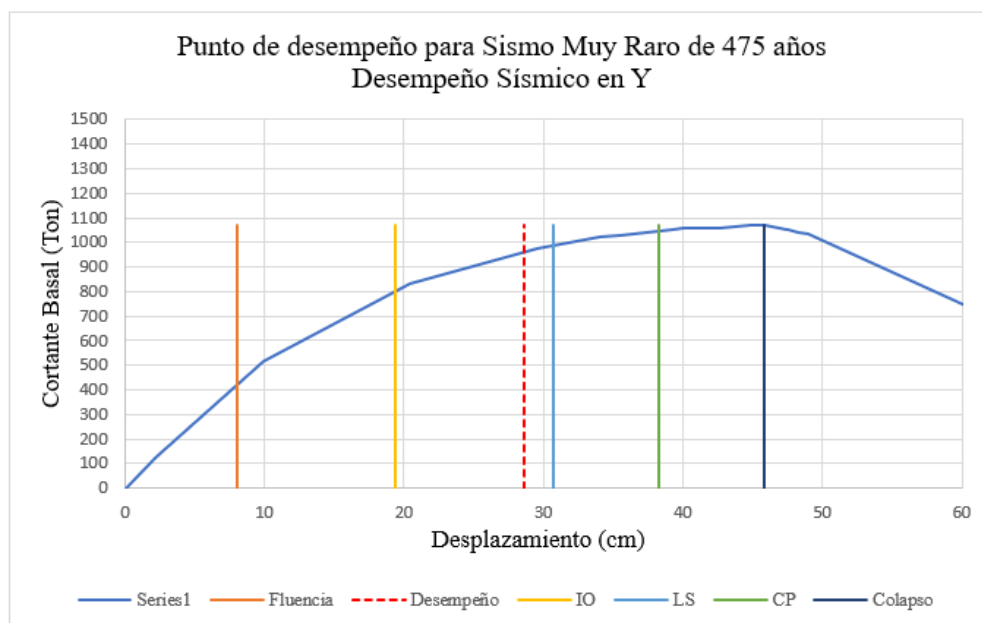
Tabla 81. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Mediana Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,72
Ductilidad μ demanda	3,57
Ductilidad μ reserva	2,15
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	1069,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,15

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,15, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 97 y Tabla 82).

Figura 97. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Mediana Altura



Fuente: Autores

Tabla 82. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Mediana Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,72
Ductilidad μ demanda	3,57
Ductilidad μ reserva	2,15
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	705,96
V máximo (Ton)	106,05
V diseño (Ton)	88,25
Sobre resistencia Ω	12,11
Factor de Reducción R	7,15

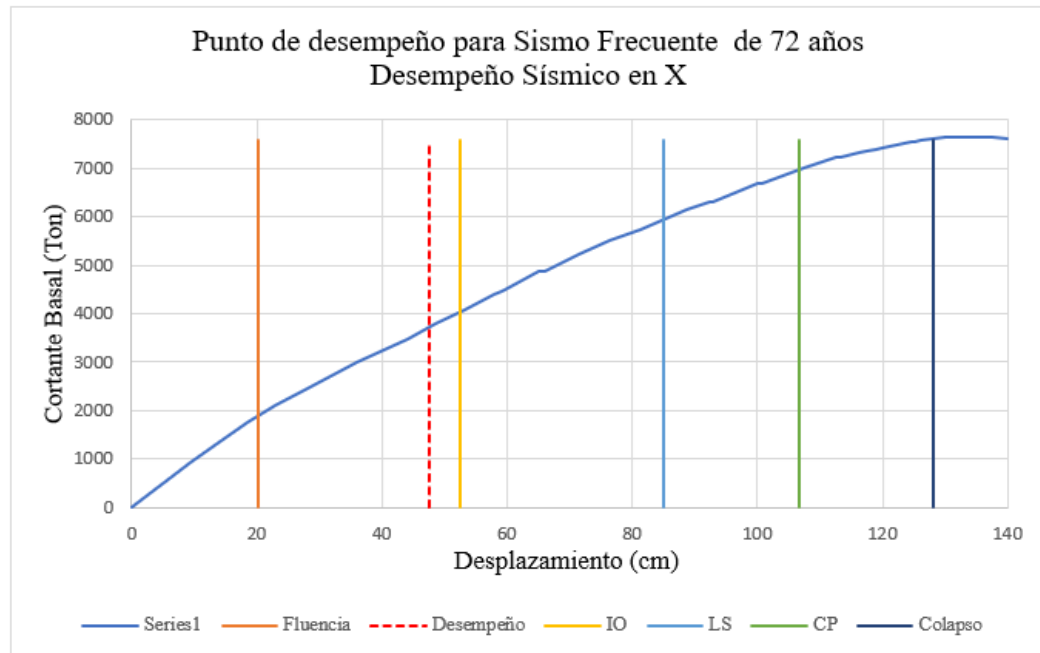
Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de mediana altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,15, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

Gran Altura

- ✓ En el sismo frecuente con período de retorno de 72 años en la estructura de gran altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 98 y Tabla 83).

Figura 98. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección X para Gran Altura



Fuente: Autores

Tabla 83. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje X para Gran Altura

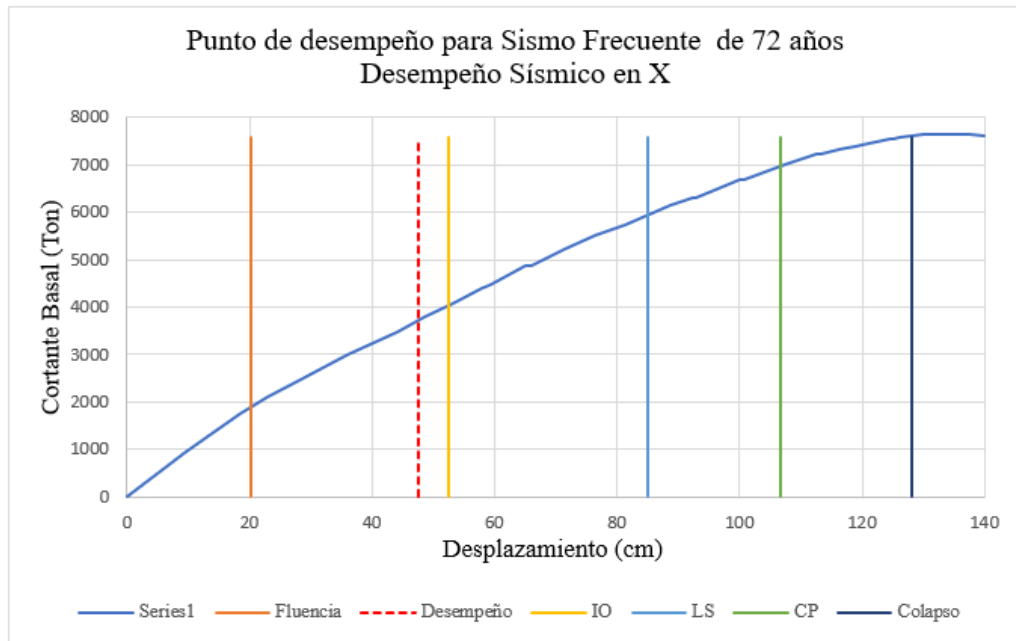
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,37
Ductilidad μ demanda	2,37
Ductilidad μ reserva	4,00
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2954,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,97

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima

requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,97, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 99 y Tabla 84).

Figura 99. Nivel de desempeño para un sismo frecuente en dirección Y para Gran Altura



Fuente: Autores

Tabla 84. Resumen de resultados para sismo frecuente en eje Y para Gran Altura

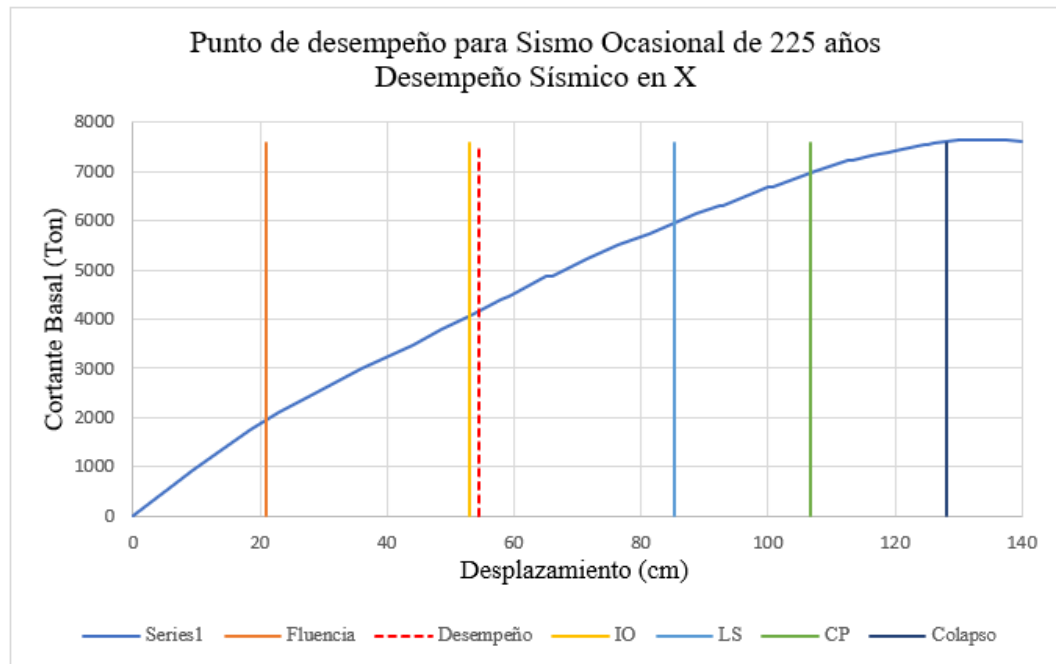
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,37
Ductilidad μ demanda	2,37
Ductilidad μ reserva	4,00
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2954,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,97

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo frecuente en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,97, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo ocasional con período de retorno de 225 años en la estructura de gran altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 100 y Tabla 85).

Figura 100. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección X para Gran Altura



Fuente: Autores

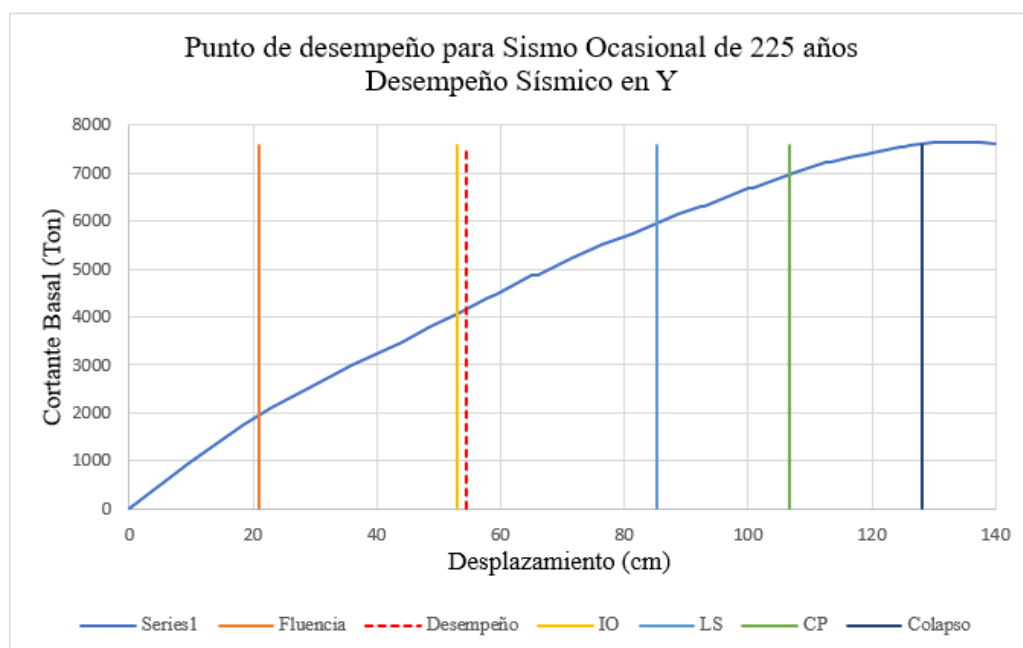
Tabla 85. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje X para Gran Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,15
Ductilidad μ demanda	2,61
Ductilidad μ reserva	3,54
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,68

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,68, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 101 y Tabla 86).

Figura 101. Nivel de desempeño para un sismo ocasional en dirección Y para Gran Altura



Fuente: Autores

Tabla 86. Resumen de resultados para sismo ocasional en eje Y para Gran Altura

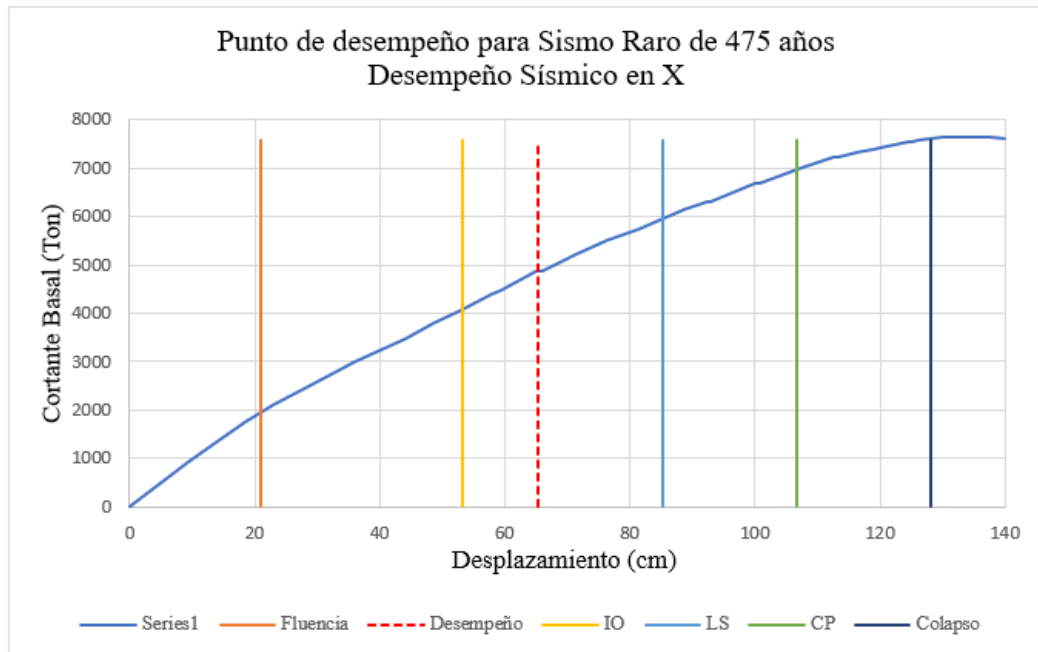
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,15
Ductilidad μ demanda	2,61
Ductilidad μ reserva	3,54
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,68

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo ocasional en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,68, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo raro con período de retorno de 475 años en la estructura de gran altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 102 y Tabla 87).

Figura 102. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección X para Gran Altura



Fuente: Autores

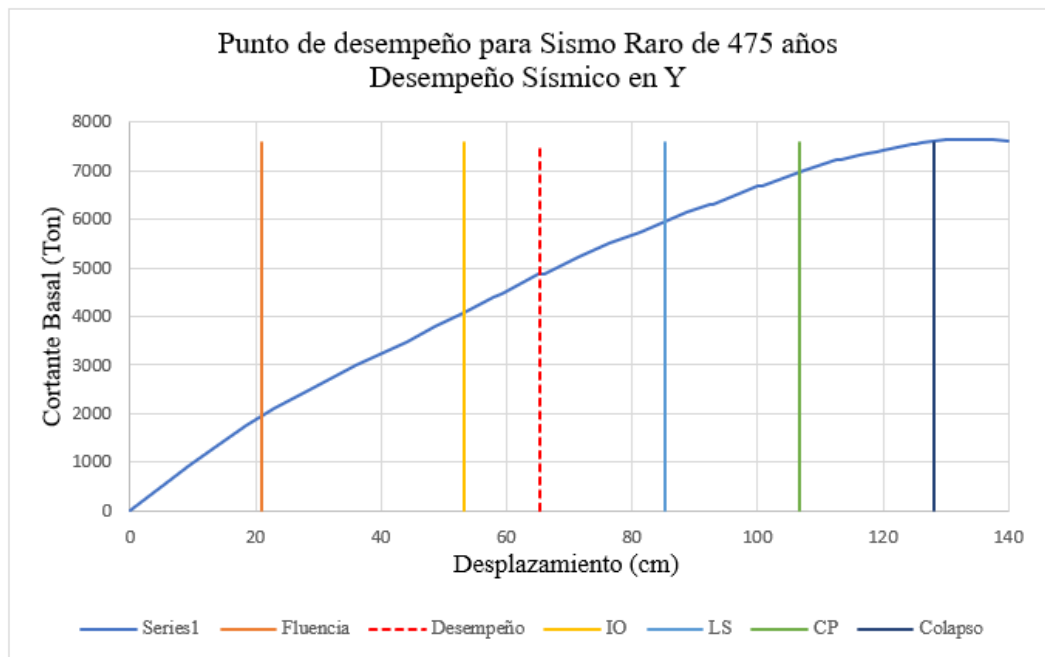
Tabla 87. Resumen de resultados para sismo raro en eje X para Gran Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,10
Ductilidad μ demanda	3,11
Ductilidad μ reserva	2,99
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,62

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,62, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 103 y Tabla 88).

Figura 103. Nivel de desempeño para un sismo raro en dirección Y para Gran Altura



Fuente: Autores

Tabla 88. Resumen de resultados para sismo raro en eje Y para Gran Altura

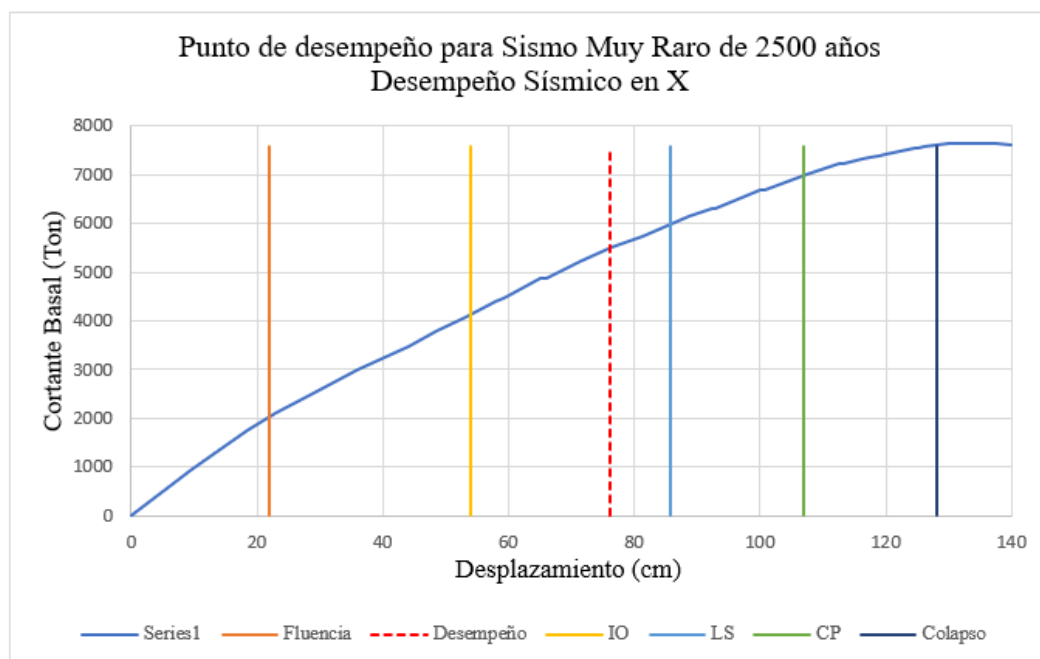
Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	6,10
Ductilidad μ demanda	3,11
Ductilidad μ reserva	2,99
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,62

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,62, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

- ✓ En el sismo muy raro con período de retorno de 2500 años en la estructura de gran altura, se logra obtener las curvas de capacidad tanto en eje “X” como en eje “Y” (Ver Figura 104 y Tabla 89).

Figura 104. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección X para Gran Altura



Fuente: Autores

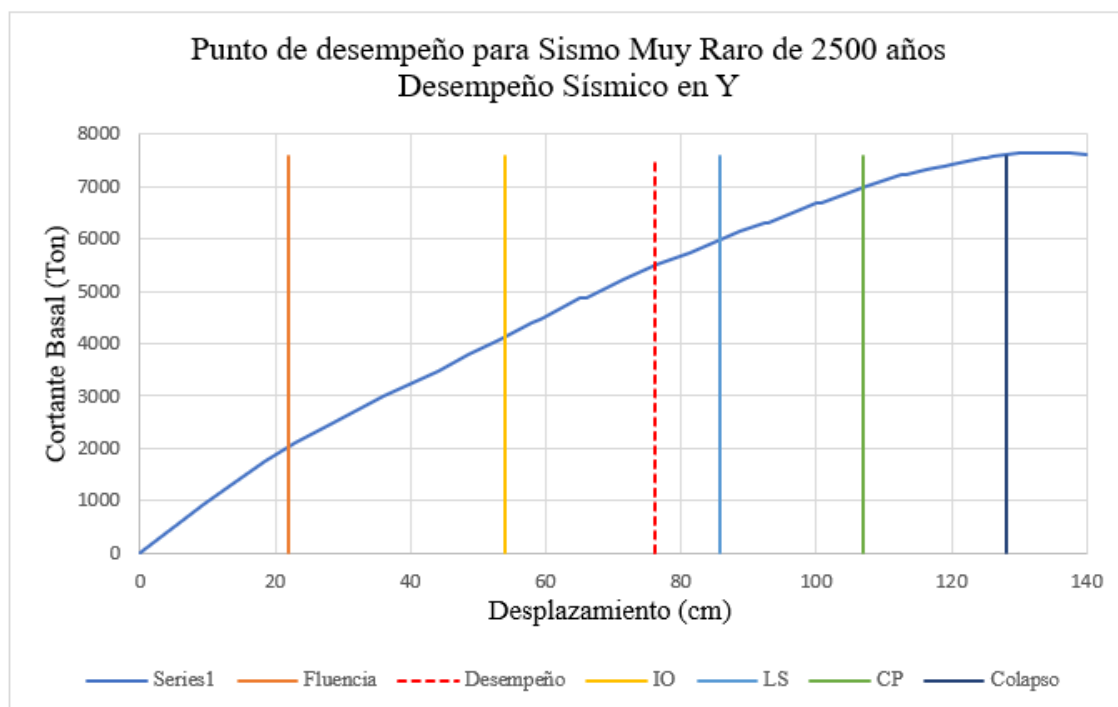
Tabla 89. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje X para Gran Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,83
Ductilidad μ demanda	3,46
Ductilidad μ reserva	2,37
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,29

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “X” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,29, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada (Ver Figura 105 y Tabla 90).

Figura 105. Nivel de desempeño para un sismo muy raro en dirección Y para Gran Altura



Fuente: Autores

Tabla 90. Resumen de resultados para sismo muy raro en eje Y para Gran Altura

Resumen de Resultados	
Ductilidad μ máxima	5,83
Ductilidad μ demanda	3,46
Ductilidad μ reserva	2,37
Edificio habitable	
V elástico (Ton)	2964,76
V máximo (Ton)	7559,14
V diseño (Ton)	369,35
Sobre resistencia Ω	20,47
Factor de Reducción R	7,29

Fuente: Autores

Una vez de ejecutar la estructura con el sismo muy raro en el eje “Y” y realizar los cálculos respectivos en la edificación de gran altura, se puede concluir que es habitable. Esto se debe a que su ductilidad de reserva es superior a la mitad de la ductilidad máxima requerida, y además cuenta con un factor de reducción de 7,29, lo cual indica que la estructura está diseñada de manera adecuada.

5. Conclusiones y Recomendaciones

5.1. Conclusiones

Los análisis estático no lineales realizados en este proyecto de titulación determinan un factor de sobre resistencia de $\Omega=6,43$ en baja altura, para mediana altura cuenta con un valor de $\Omega=12,11$ y en gran altura $\Omega=20,47$. Además, las edificaciones tienen la capacidad de soportar otro sismo frecuente y ocasional, ya que la ductilidad de reserva supera a la ductilidad de demanda, sin embargo, para los tipos de sismo raro y muy raro, las estructuras no cuentan con esta misma capacidad, ya que la ductilidad de demanda es superior a la de reserva. Esto quiere decir que mientras aumente el número de pisos en la estructura, se incrementa su ductilidad y su sobre resistencia, participando así en el rango inelástico con su misma resistencia y aumentando su rigidez.

El software SAP2000 permitió conocer el punto de desempeño para cada una de las edificaciones y para cada sismo de acuerdo al período de retorno establecido por la NEC, en su apartado de Peligro Sísmico, teniendo las siguientes conclusiones:

Edificación de 2 niveles:

- Para el Sismo Frecuente de 72 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 8.93, lo cual es un indicador de que la estructura tuvo un correcto diseño sismorresistente, teniendo una alta capacidad de disipación de energía.
- Para el Sismo Ocasional de 225 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 8.88, lo cual es un indicador de que la estructura tuvo un correcto diseño sismorresistente, teniendo una alta capacidad de disipación de energía.
- Para el Sismo Raro de 475 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 8.85, lo cual es un indicador de que la estructura tuvo un correcto diseño sismorresistente, teniendo una alta capacidad de disipación de energía.
- Para el Sismo Muy Raro de 2250 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 8.83, lo cual es un indicador de que la estructura tuvo un correcto diseño sismorresistente, teniendo una alta capacidad de disipación de energía.

Edificación de 7 niveles:

- Para el Sismo Frecuente de 72 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.55, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Ocasional de 225 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.49, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Raro de 475 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.31, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Muy Raro de 2250 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.15, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.

Edificación de 11 niveles:

- Para el Sismo Frecuente de 72 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.97, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Ocasional de 225 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.68, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Raro de 475 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.62, indicando que la estructura no cumplió con el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.
- Para el Sismo Muy Raro de 2250 años en dirección x y dirección y, se obtuvo un factor de reducción de fuerzas de 7.29, indicando que la estructura no cumplió con

el objetivo de alcanzar el valor de 8 teniendo un comportamiento frágil y menor capacidad de disipación de energía en comparación a la estructura de baja altura.

Es posible inferir que los resultados obtenidos con la Norma Ecuatoriana de la Construcción van a varias con aquellos que serían obtenidos con la Normativa Chilena. En primer lugar, se puede mencionar que las secciones de los elementos vigas y columnas serán diferentes por las solicitudes de derivas que se especifica en ambas normativas, ya que la normativa chilena es más rigurosa al exigir que la deriva máxima permisible sea de 0,002 por la altura de entrepiso. También, la NEC-SE-DS, especifica que se deben trabajar con factores de agrietamiento para vigas y columnas, mientras que la NCh433 no especifica trabajar con factores. Al existir cambios en las dimensiones de los elementos, afectará la carga reactiva, por lo tanto, las curvas de capacidad para las estructuras presentarán variaciones. Por último, los niveles de desempeño esperados para las estructuras diseñadas con la Normativa Ecuatoriana deben ser mas vulnerables que las estructuras diseñadas con la Normativa Chilena debido a que la variación en las secciones favorece las estructuras diseñadas con la Normativa Chilena.

5.2. Recomendaciones

- Realizar análisis en estructuras situadas en regiones con alta peligrosidad sísmica, dado que en estos lugares se presentan escenarios críticos durante eventos sísmicos. Esto permitirá desarrollar un diseño estructural que sea dúctil y eficiente, asegurando un comportamiento estructural adecuado tanto antes como después de este tipo de eventos, lo cual es crucial para garantizar la seguridad de los ocupantes.
- Emplear software especializado para evaluar el desempeño de una edificación presenta el riesgo de cometer errores debido a posibles fallos en su utilización. Es crucial prestar atención meticulosa a cada aspecto del proceso de análisis para minimizar la probabilidad de errores en los resultados obtenidos y evitar la pérdida significativa de tiempo.
- Incrementar los valores del número máximo de pasos y pasos nulos para no presentar inconvenientes de convergencia al momento de generar la curva, debido a que el método interactivo utilizado por el software es el de newton Raphson, y al variar el número de pasos es posible conseguir que la curva converja.

4. Referencias bibliográficas

- AbdelMalek, H., Hassan, T. K., & Moustafa, A. (2022). Nonlinear time history analysis evaluation of optimized design for medium to high rise buildings using performance-based design. *Ain Shams Engineering Journal*, 102081. <https://doi.org/10.1016/J.ASEJ.2022.102081>
- Aguayo, R., Vielma, J., & Carvallo, J. Análisis no lineal estático con empuje incremental para la evaluación del nivel de desempeño de una edificación típica habitacional de muros de hormigón armado. https://www.researchgate.net/publication/375373804_Analisis_no_lineal_estatico_con_empuje_incremental_para_la_evaluacion_del_nivel_de_desempeno_de_una_edificacion_tipica_habitacional_de_muros_de_hormigon_armado
- Ahiwale D, Khartode R, & Raut K. (2020). Journal of Structural Engineering and Management Seismic Response for RC Frames on Sloping Ground using Pushover Analysis. *Journal of Structural Engineering and Management*, 7(2), 36–46. www.stmjournals.com
- Alhassan, M., & Abdelrahim, M. (2020). Plastic hinge assessment of RC moment-resisting frames. *International Journal of Advanced Engineering, Sciences and Applications*, 1(3), 37–41. <https://doi.org/10.47346/ijaesa.v1i3.29>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *American Society of Civil Engineers*.
- Añazco, A., Añazco, P., & Carrión, L. (2023). Análisis No Lineal Estático (Pushover) De Marcos Especiales A Momento Compuestos (C-SMF). *Revista Ciencia y Construcción*, 4(2). <https://rcc.cujae.edu.cu/index.php/rcc/article/view/201>
- Arroyo Espinoza, D., Amador, Y., & Gilmore, T. (2002). Factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras con sistemas pasivos de disipación de energía. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (66), 73–93. <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61806603>
- Balappa, D. L., & Malagavelli, V. (2018). Pushover analysis of high-rise buildings with and without bracings. *International Journal of Civil Engineering and Technology*, 9, 759–767. https://iaeme.com/Home/article_id/IJCIET_09_09_072
- Caicedo Reyes, Jorge I., Jorge Sebastian Buñay Guamán, and Sócrates Miguel Aquino Arroba. 2020. “Análisis del comportamiento plástico del acero 1020 mediante

ensayos de tracción.” *Polo del Conocimiento: Revista científico - profesional* 5 (1): 179–206. <http://doi.org/10.23857/pc.v5i01.1220>

Carpio Pacheco, C., González Cuevas, O. M., & Arellano Méndez, E. (2023). Comportamiento no lineal de marcos de concreto reforzado diseñados con diferentes niveles de ductilidad. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 24(1), 1–15. <https://doi.org/10.22201/fi.25940732e.2023.24.1.008>

Castillo, J., Ramos, J., & Maza, J. (2022). Análisis y prospectiva del cambio de cobertura y uso del suelo en la ciudad de Machala. <https://aes.ucf.edu.cu/index.php/aes/article/view/581/555>

Chamaza Margoth, & Córdoba Emerson. (2022, August 15). Estudio comparativo del análisis estático no lineal de estructuras regulares de hormigón armado aplicando normativa Ecuatoriana, Colombiana, Peruana y Chilena. <https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/23167>

Cuenca, D., Castillo, H. L. C., Ojeda, F., Jaramillo, C., & Castillo, D. (2019). Caracterización Multifractal de la Actividad Sísmica en las provincias de Esmeraldas y Manabí. *Brazilian Applied Science Review*, 3(4), 1859-1871. <https://doi.org/10.34115/basrv3n4-012>

Cuitiño Guadalupe, Esteves Alfredo, & Rodolfo Rotondaro. (2021). Earthen Architecture in Seismic Zones: Latin America and the Pacific Fire Belt. *Journal of Construction Research*, 03(1), 323–334. <https://doi.org/10.30564/jcr.v3i1.3263>

Cunalata, F., Caiza, P., Cunalata, F., & Caiza, P. (2022). Estado del Arte de Estudios de Vulnerabilidad Sísmica en Ecuador. *Revista Politécnica*, 50(1), 55–64. <https://doi.org/10.33333/RP.VOL50N1.06>

Flores Vega, E. M. (2021). Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso. *Journal Boliviano de Ciencias*, 17(50), 56–90. <https://doi.org/10.52428/20758944.v17i50.20>

- García, H., & Degrande, G. (2017). Seismic vulnerability analysis of a two-story family dwelling in confined masonry in Cuenca, Ecuador. *MASKANA*, 8(2). <https://doi.org/10.18537/mskn.08.02.08>
- García, L., Rodríguez, J., Escobar, A., & Zambrano, L. (2021). Análisis Estructural y propuesta de reforzamiento del edificio de Facultad de Ciencias Humanísticas de la Universidad Técnica de Manabí. *Revista de Investigaciones En Energía, Medio Ambiente y Tecnología: RIEMAT*, 6(1), 14–25. <https://doi.org/10.33936/RIEMAT.V6I1.3686>
- Federal Emergency Management Agency. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*.
- Federal Emergency Management Agency 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*.
- Guzmán, R., Canedo, J., & Jaldín, L. (2022). Evaluación de los objetivos de desempeño sísmico alcanzados bajo los requerimientos de la guía boliviana de diseño sísmico 2020, en el diseño de edificaciones de hormigón armado para el departamento de Cochabamba, Bolivia. *Brazilian Journal of Development*, 8(9), 63426–63444. <https://doi.org/10.34117/BJDV8N9-200>
- Kumar, P., Lavendra, S., & Raghavendra, T. (2021). A Review on the Progressive Collapse Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 822(1), 012003. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/822/1/012003>
- Ledezma Ramirez, D. F., Tapia Gonzalez, P. E., & Castillo Morales, M. (2019). Shock response of vibration isolators with hysteresis using the Bouc-Wen model. *Ingeniería Investigación y Tecnología*, 20(1), 1–12. <https://doi.org/10.22201/FI.25940732E.2019.20N1.009>
- Malavé, J., & Pinoargote-Rovello, V., (2023). Análisis de vulnerabilidad sísmica en estructuras de la Parroquia Manglaralto del Cantón Santa Elena, Provincia de Santa Elena . 593 Digital Publisher CEIT, 8(1-1), 122 -143 <https://doi.org/10.33386/593dp.2023.1-1.1542>
- Martínez Reyes, V., & Nungaray Pérez, C. (2019). Evaluación del desempeño sísmico de edificaciones compuestas de marcos rígidos de acero en zonas hondureñas de

- alto peligro sísmico. *Informes de La Construcción*, 71(556), 314. <https://doi.org/10.3989/ic.64333>
- Md. Mohiuddin Ahmed, Sri Shishir Chandra Das, Mehidi Hasan, Md. Al-Amin, & Shafiullah Sarkar. (2019). Seismic Response Analysis for Complex Shape RCC Buildings by Linear Static Analysis. *Journal of Structural Technology* (e-issn: 2581-950X), 5(1), 8-17. <https://doi.org/10.5281/zenodo.3591695>
- Mendoza A, Moreira D, & García L. (2020). Vista de Análisis no lineal por el método Pushover del edificio de docentes no1 de la Universidad Técnica de Manabí_. *Dominio de Las Ciencias*, 8, 306–326. <http://dx.doi.org/10.23857/dc.v8i3>
- Morocho-Orellana, J. C., Inca-Balseca, C. L., Cornejo-Reyes, P. J., & Mena-Reinoso, Á. P. (2022). Vulnerabilidad sísmica en edificaciones educativas ecuatorianas evaluadas mediante modelos matemáticos de análisis dinámico. *Polo del Conocimiento*, 7(4).
- Navarro, A. S., & Hernández, A. H. (2021). Análisis comparativo entre el método estático equivalente y el método de análisis modal en estructuras regulares de muros portantes de hormigón armado. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 15(1). <https://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193966527003>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*.
- Núñez, J. A. (2023). Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado: estado del Arte. *Revista Universidad y Sociedad*, 15(2), 256-264. <https://rus.ucf.edu.cu/index.php/rus/article/view/3626>
- Oriol Bové, Vinod Kumar Golla, Oliver-Sáiz, E., Jordi Bonada, & Francisco López Almansa. (2024). Seismic pushover analysis of unbraced adjustable pallet racks in the down-aisle direction. Need for multimode analysis. *Thin-Walled Structures*, 195, 111444–111444. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2023.111444>
- PDOT. (2019). Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de Cantón Machala.
- Quinde Martínez, P. D., & Reinoso Angulo, E. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA DE ESPECTROS DE DISEÑO

- PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 94, 1–26.
<https://doi.org/10.18867/ris.94.274>
- Requena-Garcia-Cruz, M.-V., Morales-Esteban, A., & Durand-Neyra, P. (2021). Optimal ductility enhancement of RC framed buildings considering different non-invasive retrofitting techniques. *Engineering Structures*, 242, 112572.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112572>
- Romero-Sánchez, E. (2023). Análisis sísmico de un colegio de tipología lineal. Refuerzo sísmico mediante cruces de San Andrés. *Revista Geingeniería: Ciencias de la Tierra*, 1(2), 18-24.
<https://www.revistas.usach.cl/ojs/index.php/geo/article/view/6446/26004770>
- Rubina, Victoria, and Alejandro Morales. 2021. “Desplazamiento de Fluencia desc Muros Esbeltos de Hormigón Armado Como Función de las Características de La Demanda Sísmica.” *Obras y Proyecto*, no 29: 31-41.
<http://doi.org/10.4067/S0718-28132021000100031>
- Sadek, Amr. W., & Khan, M. M. (2022). Effect of Nonlinear Modeling of Beam-Column Joint on Pushover Analysis. *Saudi Journal of Civil Engineering*, 6(5), 127--144. <https://doi.org/10.36348/sjce.2022.v06i05.002>
- Serras, D. N., Skalomenos, K. A., & Hatzigeorgiou, G. D. (2021). A displacement/damage controlled seismic design method for MRFs with concrete-filled steel tubular columns and composite beams. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 143, 106608.
<https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2021.106608>
- Siddika, A., Robiul Awall, M., Abdullah Al Mamun, M., & Humyra, T. (2019). Study on Natural Frequency of Frame Structures ARTICLE INFO ABSTRACT. *Computational Engineering and Physical Modeling*, 2(2), 36.
<https://doi.org/10.22115/cepm.2019.183201.1062>
- Suwondo, R., & Alama, S. (2020). Seismic evaluation of reinforced concrete moment resisting frames using pushover analysis. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 426(1), 012048. <https://doi.org/10.1088/1755-1315/426/1/012048>

- Takagi, J., & Wada, A. (2019). Recent earthquakes and the need for a new philosophy for earthquake-resistant design. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 119, 499–507. <https://doi.org/10.1016/J.SOILDYN.2017.11.024>
- Viera Arroba, L. P., Quizanga Martínez, D. M., & Andino Carranco, J. L. (2020). Análisis estático no lineal de edificios aporricados de hormigón armado aplicando normativa ecuatoriana, colombiana y peruana. *FIGEMPA: Investigación y Desarrollo*, 1(1), 72–78. <https://doi.org/10.29166/revfig.v1i1.2186>
- Yaguana Torres, K. P., Borja Sánchez, B. D., Guerrero Cuasapaz, D. P., & Sánchez Oñate, D. M. (2021). Análisis de vibraciones por acción de caminado en edificios metálicos empleando pórticos resistentes a momento. *Green World Journal*, 4(2), 17. <https://doi.org/10.53313/gwj42017>

Anexos

Anexo 1: Chequeos Sísmicos para la estructura de Baja altura

BAJA ALTURA		
Verificación del Período		
Ct	0.055	
hn	6.4	m
α	0.9	
T1	0.29	s
T2(ETABS)	0.36	s
T2/T1	1.23	
T2/T1 < 30%		OK
1.2. Verificación cortante dinámico/estático		
Vdin	8.28	Ton
Vest	9.06	Ton
Vdin/Vest	91.39	
Vdin/Vest > 80%		OK
3. Derivas inelásticas max de piso (x, y)		
Δ elástica	0.000697	
R	8	
Δ inelástica	0.4182	
Δ inelástica < 2%		OK
4. Piso Blando		
k1	2617.21	Ton/m
k2	3712.921	Ton/m
0.7*k2	2599.045	Ton/m
k1 < 0.7*k2		No presencia de piso blando
5. Deflexiones de Elementos		
Nº de elemento	35	
Deflexión(Def)	0.0694	cm
L	350	cm
L/360	0.972	cm
Def < L/360		OK
6. Control de Torsión		
Modo 1	0	OK
Modo 2	0	OK
7. Columna corta		
No existen problemas de columna corta		
8. Índice de Estabilidad P-Delta		
Datos/Piso	1	2
Pi	88.5936	44.2968
Δ_i	0.000697	0.000637
Vi	-9.0628	-5.8907
hi	3.2	3.2
Qi	-0.00213	-0.00150

$Q_i < 0.1$	OK	OK
-------------	-----------	-----------

Los efectos P-Delta no son considerados

9. Resonancia suelo-estructura

Períodos en zona de estudio		
T1	0.6827	s
T2	0.6432	s
T3	0.6031	s
T4	0.5987	s
T5	0.6584	s
Tambiental	0.63722	s
Testructura	0.36	s
Verificación		OK

10. Distorsión de Piso(Losa)

Espectro en x	Punto 1	Punto 2
Δ	0.4254	0.4254
Mayoración(1.2 promedio)	0.51048	
May > Δ_{max}	No existe una distorsión de piso	
Espectro en y	Punto 1	Punto 2
Δ	0.4254	0.4254
Mayoración(1.2 promedio)	0.51048	
May > Δ_{max}	No existe una distorsión de piso	

11. Control de Asentamientos

Datos	ton,m	ft,kip
B (m,ft)	1.5	4.9
L (m,ft)	1.5	4.9
v (adimen)	0.4	0.4
IP(%)	12	
γ (%)	10 ⁻³	
NSPT	4.00	0.4
G0(T/m ²)	3389.87	
G (T/m ² ,kip/ft ²)	3322.07	680.41
D (m,ft)	1.5	4.9
H (m,ft)	1.32	4.3
d (m,ft)	0.37	1.2

Rididez de la Fundación en la Superficie

Kx	9585.24	Kip/ft
Ky	9585.24	Kip/ft
Kz	13058.15	Kip/ft
Kxx	66707.68	ft ² Kip/ft
Kyy	67241.34	ft ² Kip/ft
Kzz	83251.19	ft ² Kip/ft

Factor de Corrección para empotramiento

β_x	2.591
β_y	2.591
β_z	1.461

β_{xx}	2.010	
β_{yy}	2.260	
β_{zz}	2.466	
Rididez de la Fundación en la Superficie con Factor de corr.		
Kx (kip/ft,Ton/cm)	24836.16	369.602
Ky (kip/ft,Ton/cm)	24836.16	369.602
Kz (kip/ft,Ton/cm)	19083.66	283.996
Kxx (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	134053.59	1853355.785
Kyy (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	151995.19	2101407.092
Kzz (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	205285.07	2838165.484
Asentamiento mayor (cm)	0.054	OK
Asentamiento menor (cm)	0.03	
Distancia(cm)	350	
Pendiente	0.007	OK
12. Alabeo en Losa		
No existe alabeo en losa		

Anexo 2: Chequeos Sísmicos para la estructura de Mediana altura

MEDIANA ALTURA		
Verificación del Período		
Ct	0.055	
hn	22.4	m
α	0.9	
T1	0.90	s
T2(ETABS)	1.074	s
T2/T1	1.19	
T2/T1<30%		OK
1.2. Verificación cortante dinámico/estático		
Vdin	105.772	Ton
Vest	132.212	Ton
Vdin/Vest	80.00	
Vdin/Vest > 80%		OK
3. Derivas inelásticas max de piso (x, y)		
Δ elástica	0.001924	
R	8	
Δ inelástica	1.1544	
Δ inelástica<2%		OK
4. Piso Blando		
k1	34258.908	Ton/m
k2	17659.411	Ton/m
0.7*k2	12361.588	Ton/m
k1<07*k2		No presencia de piso blando
5. Deflexiones de Elementos		

N° de elemento	281	
Deflexión(Def)	0.0818	cm
L	500	cm
L/360	1.389	cm
Def < L/360		OK

6. Control de Torsión

Modo 1	0	OK
Modo 2	0	OK

7. Columna corta

No existen problemas de columna corta

8. Índice de Estabilidad P-Delta

Datos/Piso	1	2
Pi	1630.69	1397.74
Δ_i	0.000965	0.001806
Vi	-132.21	-128.65
hi	3.2	3.2
Qi	-0.00372	-0.00613
Qi<0.1	OK	OK

Los efectos P-Delta no son considerados

9. Resonancia suelo-estructura

Períodos en zona de estudio

T1	0.6827	s
T2	0.6432	s
T3	0.6031	s
T4	0.5987	s
T5	0.6584	s
Tambiental	0.63722	s
Testructura	1.074	s
Verificación		OK

10. Distorsión de Piso(Losa)

Espetro en x	Punto 1	Punto 2
Δ	3.066	3.066
Mayoración	3.6792	
Mayoración> Δ_{max}	No existe una distorsión de piso	
Espetro en y	Punto 1	Punto 2
Δ	3.066	3.066
Mayoración	3.6792	
Mayoración> Δ_{max}	No existe una distorsión de piso	

11. Control de Asentamientos

Datos	ton,m	ft,kip
B (m,ft)	2.5	8.2
L (m,ft)	2.5	8.2
v (adimen)	0.4	0.4
IP(%)	12	
γ (%)	10^{-3}	

NSPT	4.00	0.4
G0(T/m ²)	3389.87	
G (T/m ² ,kip/ft ²)	3322.07	680.41
D (m,ft)	1.5	4.9
H (m,ft)	1.30	4.3
d (m,ft)	0.41	1.3

Rididez de la Fundación en la Superficie

K _x	16040.60	Kip/ft
K _y	16040.60	Kip/ft
K _z	21852.41	Kip/ft
K _{xx}	312628.93	ft ² Kip/ft
K _{yy}	315129.96	ft ² Kip/ft
K _{zz}	390160.90	ft ² Kip/ft

Factor de Corrección para empotramiento

β _x	2.070	
β _y	2.070	
β _z	1.299	
β _{xx}	1.560	
β _{yy}	1.810	
β _{zz}	1.991	

Rididez de la Fundación en la Superficie con Factor de corr.

K _x (kip/ft,Ton/cm)	33199.04	494.056
K _y (kip/ft,Ton/cm)	33199.04	494.056
K _z (kip/ft,Ton/cm)	28389.91	422.488
K _{xx} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	487764.88	6743585.622
K _{yy} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	570518.30	7887691.720
K _{zz} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	776851.52	10740348.384
Asentamiento mayor (cm)	0.27	OK
Asentamiento menor (cm)	0.18	
Distancia(cm)	500	
Pendiente	0.018	OK

12. Alabeo en Losa

No existe alabeo en losa

Anexo 3: Chequeos Sísmicos para la estructura de Alta altura

GRAN ALTURA

Verificación del Período

C _t	0.055	
h _n	35.2	m
α	0.9	
T ₁	1.36	s
T ₂ (ETABS)	1.45	s
T ₂ /T ₁	1.07	
T ₂ /T ₁ <30%		OK

1.2. Verificación cortante dinámico/estático		
Vdin	456.98	Ton
Vest	571.17	Ton
Vdin/Vest	80.01	
Vdin/Vest > 80%		OK
3. Derivas inelásticas max de piso (x, y)		
Δ elástica	0.001530	
R	8	
Δ inelástica	0.9180	
Δ inelástica < 2%		OK
4. Piso Blando		
k1	272534.251	Ton/m
k2	125687.115	Ton/m
0.7*k2	87980.981	Ton/m
k1 < 0.7*k2		No presencia de piso blando
5. Deflexiones de Elementos		
Nº de elemento	333	
Deflexión(Def)	0.001651	cm
L	600	cm
L/360	1.667	cm
Def < L/360		OK
6. Control de Torsión		
Modo 1	0	OK
Modo 2	0	OK
7. Columna corta		
No existen problemas de columna corta		
8. Índice de Estabilidad P-Delta		
Datos/Piso	1	2
Pi	10294.2792	9319.1472
Δ_i	0.000524	0.00118
Vi	-571.171	-567.2893
hi	3.2	3.2
Qi	-0.00295	-0.00606
Qi < 0.1	OK	OK
Los efectos P-Delta no son considerados		
9. Resonancia suelo-estructura		
Períodos en zona de estudio		
T1	0.6827	s
T2	0.6432	s
T3	0.6031	s
T4	0.5987	s
T5	0.6584	s
Tambiental	0.63722	s
Testructura	1.45	s
Verificación		OK

10. Distorsión de Piso(Losa)		
Espectro en x	Punto 1	Punto 2
Δ	0.0393	0.0393
Mayoración	0.04716	
Mayoración $>\Delta_{max}$	No existe una distorsión de piso	
Espectro en y	Punto 1	Punto 2
Δ	0.0393	0.0393
Mayoración	0.04716	
Mayoración $>\Delta_{max}$	No existe una distorsión de piso	
11. Control de Asentamientos		
Datos	ton,m	ft,kip
B (m,ft)	3.5	11.5
L (m,ft)	3.5	11.5
ν (adimen)	0.4	0.4
IP(%)	12	
γ (%)	10^{-3}	
NSPT	4.00	0.4
G_0 (T/m ²)	3389.87	
G (T/m ² ,kip/ft ²)	3322.07	680.41
D (m,ft)	1.5	4.9
H (m,ft)	1.165	3.8
d (m,ft)	0.67	2.2
Rididez de la Fundación en la Superficie		
K _x	22495.96	Kip/ft
K _y	22495.96	Kip/ft
K _z	30646.67	Kip/ft
K _{xx}	862345.14	ft ² Kip/ft
K _{yy}	869243.90	ft ² Kip/ft
K _{zz}	1076206.74	ft ² Kip/ft
Factor de Corrección para empotramiento		
β_x	1.933	
β_y	1.933	
β_z	1.278	
β_{xx}	1.693	
β_{yy}	1.913	
β_{zz}	2.174	
Rididez de la Fundación en la Superficie con Factor de corr.		
K _x (kip/ft,Ton/cm)	43475.47	646.986
K _y (kip/ft,Ton/cm)	43475.47	646.986
K _z (kip/ft,Ton/cm)	39157.99	582.735
K _{xx} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	1459977.27	20184892.620
K _{yy} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	1662476.03	22984536.019
K _{zz} (ft ² kip/ft, cm ² Ton/cm)	2339346.50	32342597.981
Asentamiento mayor (cm)	0.51	OK
Asentamiento menor (cm)	0.49	

Distancia(cm)	600	
Pendiente	0.003	OK

12. Alabeo en Losa

No existe alabeo en losa
