UNIVERSIDAD DEL AZUAY

FACULTAD DE CIENCIA Y TECNOLOGÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL Y GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

"Análisis dinámico no lineal, de una estructura de hormigón armado fija en el suelo versus la misma estructura con aislamiento sísmico, frente a un sismo en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar"

Trabajo de graduación previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL CON ÉNFASIS EN GERENCIA DE CONSTRUCCIONES

AUTOR:

CALLE SIGUENZA CARLOS FERNANDO

DIRECTOR:

ING. ROBERTO GAMÓN TORRES, Ph.D.

CUENCA-ECUADOR

2019

AGRADECIMIENTO

A Dios, por haberme brindado la vida, la paciencia y entereza para poder culminar con éxito esta larga etapa del camino y por ser el gestor principal de la consecución de esta meta propuesta hacia mi persona algunos años atrás.

A la Universidad del Azuay y a la Facultad de Ciencia y Tecnología, por haberme abierto sus puertas para ser mi guía y formadora a lo largo de todos los años de estudio, asimismo a mis profesores por compartir sus conocimientos y permitirme el día de hoy llamar a muchos de ellos mis colegas.

A mi familia; mi padre, madre y mis hermanos, quienes, a pesar de los tropiezos y las adversidades, me brindaron en todo momento apoyo incondicional, así como aliento para que no desista en mi camino y gracias a ello hoy poder obtener mi título como Ingeniero Civil.

Un especial gracias a mi tribunal de evaluación, Ing. Roberto Gamón Torres, Ing. Juan Carlos Malo Donoso e Ing. José Fernando Vázquez Calero, quienes más que mis profesores, fueron mis amigos y me brindaron todas las facilidades necesarias para la culminación de este trabajo de tesis.

Y a todas aquellas personas quienes de una u otra manera aportaron su granito de arena para la consecución de este trabajo, ¡GRACIAS TOTALES!

CARLOS

DEDICATORIA

A mis padres y hermanos

Mis padres, las personas que me engendraron y me dieron la vida. Por el sacrificio y la constante lucha que tuvieron que vivir para apoyarme y brindarme la oportunidad que ellos no tuvieron, por sus enseñanzas, por sus regaños, porque a pesar de que tropecé muchas veces, continuaron apoyándome siempre, por saberme inculcar buenos principios. Igualmente, a mi hermano y hermana por su ayuda constante y palabras de apoyo, por estar siempre a mi lado y ser parte de este logro.

A mis profesores

Por ser mí guía en la formación académica, por ser formadores de, además de buenos profesionales, buenos seres humanos, personas éticas y dispuestas a servir a la comunidad.

A mi director de tesis, Ing. Roberto Gamón, quién con toda disposición y sin reserva aporto su valioso conocimiento y experiencia para guiarme en el desarrollo y culminación de esta investigación.

A mis compañeros y amigos

Con quienes compartí; además de la oportunidad del aprendizaje, momentos muy gratos, risas y tristezas también; a quienes siempre recordaré con gran afecto y estima. Les deseo todo el éxito en su vida profesional.

CARLOS

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTO ii
DEDICATORIA iii
ÍNDICE DE CONTENIDO iv
ÍNDICE DE FIGURAS vii
ÍNDICE DE TABLAS x
RESUMEN xii
ABSTRACT xiii
INTRODUCCIÓN 1
ANTECEDENTES 3
OBJETIVOS 5
- Objetivo general 5
- Objetivos específicos 5

ALCANCES 6
METODOLOGÍA 7
CAPÍTULO 1: ACERCA DE LA AISLACIÓN SÍSMICA 8
1.1. Historia y desarrollo de los Aisladores SÍSMICOS 8
1.2. AISLACIÓN DE BASE EN ESTADOS UNIDOS 11
1.3. AISLACIÓN de base EN JAPÓN 15
1.4. AISLACIÓN DE BASE EN EUROPA 17
1.5. AISLACIÓN DE BASE EN AMÉRICA DEL SUR- EXPERIENCIA ECUADOR 18
1.6. COSTOS ECONÓMICOS EN EDIFICIOS PRODUCIDOS POR SISMOS 20
1.6.1. Daños directos 21
1.6.2. Daños indirectos 22
1.6.3. Tipos de daños comunes y posibles causas en edificios 23
CAPÍTULO 2: DEFINICIONES Y BASES DE LA AISLACIÓN SÍSMICA 24
2.1. INGENIERÍA SÍSMICA 24
2.2. RIESGO SÍSMICO 24
2.3. VULNERABILIDAD SÍSMICA 25
2.4. PELIGROSIDAD SÍSMICA 25
2.5. MITIGACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO 25
2.6. PRINCIPIOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA 25
2.7. TIPOS DE AISLACIÓN BASAL 29
2.7.1. Aislador elastomérico convencional 30
2.7.2. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) 31
2.7.3. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) 31
2.7.4. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) 32

2.7.5. Aisladores deslizantes ... 33
2.7.6. Aisladores de péndulo friccional ... 33
2.7.7. Aisladores friccionales planos ... 34
2.8. ASPECTOS A CONSIDERARSE EN LA INSTALACIÓN DE AISLADORES ... 35
2.8.1. Aspectos arquitectónicos ... 35
2.8.2. Aspectos normativos ... 36
2.8.3. Estructuras colindantes ... 36
2.8.4. Geología de la zona ... 36
2.8.5. Evaluación de la estructura que se desea aislar ... 36
2.8.6. Consideraciones para la evaluación económica ... 37
CAPÍTULO 3: EVALUACIÓN DEL EDIFICIO "JARDÍN DEL CIELO" SIN AISLACIÓN SÍSMICA ... 39
3.1. ASPECTOS Y PARÁMETROS GENERALES REQUERIDOS PARA EVALUACIÓN SISMO-RESISTENTE ... 39
3.1.1. Definiciones ... 39
3.1.2. Unidades ... 44
3.1.3. Simbología ... 44
3.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO "JARDÍN DEL CIELO" ... 47
3.3. PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES ... 49
3.3.1. Hormigón simple ... 49
3.3.2. Hormigón armado ... 50
3.3.3. Acero de refuerzo ... 50
3.3.4. Resumen de las especificaciones para los materiales ... 50
3.4. CARGAS EN LA ESTRUCTURA ... 51
3.4.1. Cargas vivas o sobrecargas (L) ... 51
3.4.2. Cargas muertas o permanentes (D) ... 52
3.4.3. Cargas por viento ... 52
3.4.4. Cargas accidentales ... 54
3.4.4.1 Cargas sísmicas ... 55
3.5. ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES ... 61
3.6. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (Ta) 65
3.7. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA (R) ... 66
3.8. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL ... 67
3.9. CARGA SÍSMICA REACTIVA ... 70
3.10. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO DE CORTANTE BASAL (Cs) 70
3.11. DEFINICIÓN DE LOS COMBINACIONES DE CARGA A UTILIZARSE ... 71
3.12. PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA ... 72
3.12.1. Definición de grilla de dibujo ... 72

3.12.2. Definición de materiales 74
3.12.3. Creación y definición de secciones de elementos estructurales 76
3.12.4. Creación y definición de losa aligerada 79
3.12.5. Creación y definición de muro de ascensor 80
3.12.6. Dibujado de la estructura 82
3.13. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 83
3.14. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 87
3.14.1. Peso de la estructura 87
3.14.2. Derivas máximas por piso 87
3.14.3. Desplazamiento máximo por piso 88
3.14.4. Aceleraciones máximas por piso 88
3.14.5. Reacciones máximas en la base 89
3.14.6. Modos de vibración estructural 89
3.14.7. Relación de masa modal participativa 90
CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOS AISLADORES 91
4.1. GENERALIDADES 91
4.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA 92
4.2.1. Normativa para el pre-dimensionamiento del aislador 92
4.2.2. Diseño del sistema de aislación 92
4.2.3. Datos a ingresar al modelo 107
CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y COMPARACIÓN CON LA ESTRUCTURA FIJA 109
5.1. GENERALIDADES 109
5.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS 109
5.2.1. Derivas máximas de piso con aisladores 110
5.2.2. Desplazamientos máximos de piso con aisladores 110
5.2.3. Aceleraciones máximas de piso con aisladores 111
5.2.4. Modos de vibración estructural con aisladores 111
5.2.5. Relación de masa modal participativa con aisladores 112
5.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS 113
5.3.1. Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno. 113
5.3.2. Aceleración estructural de los pisos del edificio 114
5.3.3. Derivas de piso 115
5.3.4. Períodos de vibración 116
5.4. CONCLUSIONES 117
5.5. RECOMENDACIONES 117
5.6. BIBLIOGRAFÍA 118

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Pestalozzi School, Skopje, Macedonia
Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)…….. 9

Figura 1.2 Soportes de caucho usados en Pestalozzi School,
Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)…… 10

Figura 1.3 Foothills Communities Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, California
Fuente: Google……... 12

Figura 1.4 Fire Command and Control Facility FCCF, Los Angeles, California
Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)……12

Figura 1.5 Emergency Operation Center. Los Ángeles, California.
Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)…… 13

Figura 1.6 Martin Luther King, Jr. /Charles R. Drew Diagnostics Trauma Center, Willowbrook, California.
Fuente: Google……... 13

Figura 1.7 Flight Simulator Manufacturing Facility, Salt Lake City, Utah
Fuente: Google……... 14

Figura 1.8 West Japan Postal Computer Center
Fuente: Google……... 15

Figura 1.9 Mutsumura-Gumi Technical Research Institute
Fuente: Google……... 16

Figura 1.10 Edificio de la TELECOM, Ancona Italia.
Fuente: Google……...17

Figura 1.11 Hospital Militar, Santiago, Chile.
Fuente: Google……...18

Figura 2.1 Comportamiento de una estructura de base fija vs otra de base aislada.
Fuente: (Pichardo Ortiz, Morales Silva, & Osorio Fley, 2018)…….. 26

Figura 2.2 Período vs Aceleración
Fuente: (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012)……27

Figura 2.3 Partes del sistema de aislación.
Fuente: (Korswagen, Arias, & Huaringa , 2012)…… 29

Figura 2.4 Aislador tipo LDRB.
Fuente: (Cámara Chilena de la Construcción, 2011)……31

Figura 2.5 (a y b) Aislador tipo HDR
Fuente: (Anrango Cañarejo, 2015)……..32

Figura 2.6 Aislador tipo LRB.
Fuente: Google……... 32

Figura 2.7 (a y b) Aislador FPS.
Fuente: (Anrango Cañarejo, 2015)…….....33

Figura 2.8 Apoyo deslizante plano.
Fuente: Eding-Aps……...34

Figura 3.1 Ubicación “Jardín del Cielo”.
Fuente: Google Maps……...47

Figura 3.2 Planta Baja “Jardín del Cielo”.
Fuente: Autor……...48

Figura 3.3 Planta Tipo “Jardín del Cielo”.
Fuente: Autor. ……48

Figura 3.4 Elevación Lateral Derecha “Jardín del Cielo”
Fuente: Autor……...49

Figura 3.5 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z
Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015)……..55

Figura 3.6 Curvas de peligro sísmico, Azogues.
Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015) ……56

Figura 3.7 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones
Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015)……..61

Figura 3.8 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones para el “Jardín del Cielo”
Fuente: Autor……...63

Figura 3.9 Definición de grilla en ejes X e Y
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……72

Figura 3.10 Definición de grilla en eje Z
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……73

Figura 3.11 Definición de hormigón f’c=240kg/cm²
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……74

Figura 3.12 Acero de refuerzo fy=2400 kg/cm²
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……75

Figura 3.13 Sección y componentes de columna 40x40 cm
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……76

Figura 3.14 Sección y componentes de viga 30x40 cm
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……77

Figura 3.15 Sección y componentes utilizados en la estructura
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……78

Figura 3.16 Definición de losa aligerada.
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……79

Figura 3.17 Definición de muro estructural.
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……80

Figura 3.18 Estructura modelada en vista en 3-D
Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)……82

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1: Simbología de variables…… 44

Tabla 3.2 Resumen de especificaciones de los materiales a emplear…… 50

Tabla 3.3: Resumen de carga viva considerada…….. 51

Tabla 3.4: Resumen de carga muerta y de cubierta consideradas…….. 52

Tabla 3.5: Coeficiente de corrección entorno/altura…….. 53

Tabla 3.6: Calculo de Vb……. 53

Tabla 3.7: Coeficiente de corrección de forma. ..…….. 54

Tabla 3.8: Calculo de carga de viento..……..…..54

Tabla 3.9: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada…….....56

Tabla 3.10 Clasificación del perfil de suelo ……... 57

Tabla 3.11 Tipo de suelo y Factores de sitio Fa……...…58

Tabla 3.12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd…….....……..…..59

Tabla 3.13: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs……..59

Tabla 3.14: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura..……60

Tabla 3.15 Parámetros para la obtención del espectro sísmico.……63

Tabla 3.16: Valores del gráfico del espectro sísmico……..64

Tabla 3.17: Coeficiente C_t y ∝..……...65

Tabla 3.18: Cálculo de Ta…..... 66

Tabla 3.19 Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles……67

Tabla 3.20 Coeficientes de irregularidad en planta…….68

Tabla 3.21 Coeficientes de irregularidad en elevación…….69

Tabla 3.22 Cálculo del factor Cs…..……71

Tabla 3.23 Peso de la estructura ……..... 87

Tabla 3.24 Derivas máximas por piso de la estructura fija…….87

Tabla 3.25 Desplazamiento máximo por piso de la estructura fija…….88

Tabla 3.26 Aceleración máxima por piso de la estructura fija…….....88

Tabla 3.27 Reacciones máximas generadas en la base.……..89

Tabla 3.28 Modos de vibración estructural ……..89

Tabla 3.29 Relación de masa modal participativa…..……90

Tabla 4.1: Datos iniciales para el aislador HDR……...…93

Tabla 4.2 Tipología de suelos ……...94

Tabla 4.3 Factor de zonificación sísmica…….95

Tabla 4.4 Coeficiente sísmico de desplazamiento……..95

Tabla 4.5 Factor de amplificación de sismo máximo posible..……..….95

Tabla 4.6 Amortiguamiento βD y βM……..96

Tabla 4.7 Cálculos previos en base a la norma (NCh-2745-13, 2013)..……..97

Tabla 4.8 Resumen de dimensiones y propiedades finales……105

Tabla 4.9 Resumen de datos a ingresar al modelo……108

Tabla 5.1: Derivas máximas de piso con aisladores…..……110

Tabla 5.2: Desplazamientos máximos de piso con aisladores.……110

Tabla 5.3: Aceleraciones máximas de piso con aisladores..……111

Tabla 5.4: Modos de vibración estructural con aisladores…..……..111

Tabla 5.5: Relación de masa modal participativa con aisladores……112

Tabla 5.6 Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno……113

Tabla 5.7 Aceleración estructural de los pisos del edificio..……114

Tabla 5.8 Derivas de piso ……115

Tabla 5.9 Períodos de vibración estructural…..……116

RESUMEN

"ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL, DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO FIJA EN EL SUELO VERSUS LA MISMA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO, FRENTE A UN SISMO EN LA CIUDAD DE AZOGUES, PROVINCIA DEL CAÑAR"

RESUMEN

La presente investigación se realizó en base al análisis dinámico no lineal en 3D, con el objetivo de analizar y comparar los efectos que tiene la implementación de un sistema de aislación sísmica en el comportamiento estructural del edificio "Jardín del Cielo", durante un evento sísmico. El edificio está destinado a usarse como un complejo de apartamentos ubicado en la ciudad de Azogues.

El presente trabajo está desarrollado de manera que todas las personas, sean o no afines al campo de la ingeniería, puedan comprenderlo. El mismo consta de cinco capítulos que hablan en su inicio acerca de la historia de la aislación sísmica, continuando con el diseño de los aisladores, el análisis del edificio comparando los resultados obtenidos tanto con base fija como con aislamiento y finalmente las conclusiones y recomendaciones.

Palabras clave: Análisis dinámico no lineal, aislación sísmica, comportamiento, derivas, desplazamientos, aceleraciones.

Ing. Roberto Gamón Torres
Director del trabajo de Titulación

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Director de Escuela

Carlos Fernando Calle Siguenza
Autor

ABSTRACT

"NON-LINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE FIXED IN THE GROUND VERSUS THE SAME STRUCTURE WITH SEISMIC ISOLATION AGAINST AN EARTHQUAKE IN THE CITY OF AZOGUES, PROVINCE OF CAÑAR"

ABSTRACT

This research was carried out based on the 3D nonlinear dynamic analysis to study and compare the effects of the implementation of a seismic isolation system on the structural behavior of the "Jardín del Cielo" building during a seismic event. The building is intended to be an apartment complex located in Azogues. The present work was developed so that people related and not related to the fields of engineering can understand it. This work consists of five chapters that in the beginning deal with the history of seismic isolation, continuing with the design of the insulators, the analysis of the building comparing the results obtained with both fixed base and insulation and finally the conclusions and recommendations.

Keywords: Nonlinear dynamic analysis, seismic isolation, behavior, drifts, displacements, accelerations.

Ing. Roberto Gamón Torres
Thesis Director

Ing. José Fernando Vázquez Calero
Faculty Director

Carlos Fernando Calle Siguenza
Author

UNIVERSIDAD DEL AZUAY
Dpto. Idiomas

Translated by
Ing. Paúl Arpi

Calle Siguenza Carlos Fernando

Trabajo de Titulación

Ing. Roberto Gamón Torres, Ph.D.

Febrero, 2019

"ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL, DE UNA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO FIJA EN EL SUELO VERSUS LA MISMA ESTRUCTURA CON AISLAMIENTO SÍSMICO, FRENTE A UN SISMO EN LA CIUDAD DE AZOGUES, PROVINCIA DEL CAÑAR"

INTRODUCCIÓN

El objetivo principal de la ingeniería sismo-resistente, además de proteger a la obra civil como tal, es proteger la vida y por este motivo, solo puede dirigirse a la mejora del comportamiento de las edificaciones frente a un sismo para evitar su colapso.

El procedimiento tradicional de diseño estructural, está basado en el control del mecanismo de falla, en otras palabras, se le otorga a la estructura una adecuada resistencia o capacidad que le permita a la misma soportar los esfuerzos generados por las aceleraciones sísmicas. Para este fin, se consideran elementos con una alta ductilidad, capaz de resistir ciclos de carga-descarga, de manera que se libere esta energía a través de su capacidad histerética, actuando así, como un amortiguador del sismo y permitiendo que el resto de elementos de la estructura permanezca en el rango elástico lineal, o apenas llegue al rango plástico (Valerio Zacarias, 2015).

Hoy en día con el acelerado avance de la tecnología, se está implementando una nueva filosofía de diseño mediante el uso del concepto de la aislación sísmica. Dicha filosofía hace uso de aisladores sísmicos en la base, los que permiten disminuir las fuerzas inducidas sobre la estructura durante un evento sísmico, para lo cual se pretende desacoplar la estructura del terreno, de tal manera que los movimientos en la superficie que el sismo genere, sean transmitidos en una pequeña parte a los elementos resistentes. Esto puede llevarse a cabo mediante la incorporación de una capa aisladora o comúnmente conocido como aislador, que cuenta con una flexibilidad horizontal suficiente entre el suelo y la estructura, de modo que el período de vibración natural de la estructura sea modificado, alejándose del período de vibración del sismo. Cabe

recalcar que, así como tiene ventajas, su desventaja principal radica en el aumento de desplazamientos relativos al terreno, pudiendo esto originar problemas para cargas producto de vibraciones originadas en pisos superiores, especialmente aquellas asociadas al viento, por lo que es necesario y primordial, establecer un correcto equilibrio entre desplazamiento y flexibilidad (Valerio Zacarias, 2015).

Lo que se pretende fundamentalmente con esta investigación, es analizar y comparar el comportamiento de un mismo edificio sometido a fenómenos completamente iguales, con la diferencia de que en el primer caso la estructura se idealizará con una base tradicional y en el segundo caso, con la base aislada.

ANTECEDENTES

El Ecuador, al encontrarse dentro del denominado “Cinturón de Fuego del Pacífico”, experimenta constantes movimientos sísmicos producto del deslizamiento y choque de las placas tectónicas Sudamericana y de Nazca, es por eso que, para salvaguardar la vida y vivienda de sus habitantes, es necesario contar con estructuras con la capacidad de resistir estos sismos. Disponer de la tecnología y técnicas para que una infraestructura sea capaz de sobrellevar un sismo, es la necesidad que se tiene que satisfacer.

Si observamos el problema de un sismo desde el punto de vista más simple, consiste en que el sismo genera principalmente movimientos horizontales del suelo, a través de ondas que se propagan por él, estos movimientos horizontales son las principales causas que producen daños en los edificios, ya que estos están vinculados al suelo a través de la cimentación. A más de estos movimientos horizontales, se tienen también en menor proporción los movimientos verticales en la estructura, es por esto que en el análisis estático se considera el 25% de la carga viva como el peso sísmico en el sentido vertical de la estructura.

En el diseño de edificios tradicionales se recurre a la ductilidad estructural propia, lo cual puede ser riesgoso, ya que se asignan a la estructura ductilidades muy difíciles de probar y controlar, además de estar admitiendo roturas parciales de la misma estructura que se debe proteger.

Un objetivo fundamental de un óptimo diseño sísmico es minimizar el desplazamiento entre pisos y las aceleraciones de los pisos presentes en la estructura. Los efectos de los desplazamientos causan daños a los componentes no estructurales, a equipos y a conexiones de los diferentes servicios. Se podría minimizar los desplazamientos entre pisos rigidizando la estructura, pero esto además de ser una solución costosa, conduce a la amplificación de los movimientos de la base, lo cual se traduce en altas aceleraciones en los pisos generando posibles daños al equipamiento interno, a la vez para disminuir estas aceleraciones se podría hacer utilizando un sistema más flexible, pero esto nos lleva al problema inicial de tener considerables desplazamientos entre pisos.

Esto se traduce en que, si es posible independizar la estructura, por consiguiente, se reducirían considerablemente los daños en ella, ya que esta no experimentaría el movimiento del suelo. El método de diseño sismo-resistente que permite generar una

independencia suelo-estructura es llamado aislamiento de base o aislamiento basal, la cual es una muy novedosa técnica que se ha desarrollado y perfeccionado en el tiempo, llegando a ser un muy confiable sistema además de práctico, ya que proporciona una gran protección sísmica a las estructuras y sus componentes; además ha tenido un gran desempeño con excelentes resultados en los proyectos donde ha sido utilizado.

Lamentablemente en nuestro país, ya sea por negligencia, falta de presupuesto u otras razones, un bajo porcentaje de todas las obras de gran edificabilidad cuenta con esta tecnología sismo-resistente lo que permite decir que los municipios, para facilitar el permiso de construcción, deberían ser más exigentes en cuanto al cumplimiento de normas y estándares que permitan que se lleve a cabo una construcción segura, así como una correcta verificación de que todo lo señalado se cumpla.

Debido a su alta importancia como medida de mitigación de los efectos de un sismo, actualmente la aislación sísmica es una tecnología muy importante y necesaria. Muchos estudios se han realizado acerca de sus potenciales beneficios y riegos, y después de la debida investigación, se ha llegado a determinar que, esta tecnología es muy eficiente y viable como un mecanismo de ayuda para proteger a la estructura, sus habitantes y su contenido pues, no es necesario el acotar el devastador efecto que produce un movimiento telúrico en un edificio sea cual fuere su uso.

En el presente trabajo de tesis se estudia y desarrolla la implementación de un sistema de aislación pasivo basal para un caso particular, el edificio “Jardín del Cielo”, de 6 niveles, el cual se encuentra en la ciudad de Azogues, provincia del Cañar, y tiene una tipología estructural de elementos de hormigón armado.

Se diseñará y elegirá el tipo de aislador que mejor respuesta y accesibilidad tenga para lo cual se realizará el análisis dinámico no lineal, según la NEC-15 observando comparativamente cual es el sistema que presenta mejores resultados según los criterios de interés, haciendo el mismo análisis para ambos casos, es decir cuando el edificio cuente con los aisladores y cuando el mismo no cuente con ellos.

OBJETIVOS

- **Objetivo general**

  a) Analizar las diferencias que existen en el comportamiento de una estructura fija en el suelo versus, esta misma, aislada sísmicamente, así como también dar a conocer las ventajas y beneficios del uso de aisladores sísmicos en los edificios, para promover su inmediata aplicación a estructuras de gran uso e importancia.

- **Objetivos específicos**

  a) Realizar el análisis de la estructura sin la utilización y con la utilización de los aisladores.

  b) Informar sobre cómo aumentar la seguridad de una edificación para evitar los daños tanto materiales como humanos en caso de un sismo.

  c) Mostrar las ventajas y desventajas del uso de aisladores sísmicos.

  d) Cuantificar el porcentaje de incidencia que tiene la aislación sísmica en el costo total de la obra.

ALCANCES

En primera instancia se contempla la utilización del sismo de diseño únicamente con sus componentes horizontales actuando de manera individual y conjunta. Para este trabajo no se apreciará el efecto suelo-estructura en el caso donde se utilizarán los aisladores.

De acuerdo a las investigaciones realizadas, se ha llegado a determinar que los criterios de valoración más significativos para el ingeniero estructural, son aquellos que permiten una comparación importante entre el comportamiento de la estructura fija y la que cuenta con aislamiento. Estos criterios son:

- Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno
- Aceleración estructural en el último piso del edificio
- Deriva de piso del edificio
- Períodos de vibración estructural

Además de lo antes expuesto, se pretende:

- Poner en evidencia información confiable acerca de la aislación de base, debido a que en el Ecuador no es un tema del que exista mucho desarrollo, además son casi inexistentes los ejemplos de estructuras utilizando estos sistemas; lo cual impulsará el interés, estudio e implementación de los mismos.

METODOLOGÍA

Como primer paso en el desarrollo de este proyecto de investigación se realizará un estudio del material teórico relevante acerca de la aislación sísmica desde sus orígenes hasta la actualidad. Enfocando la búsqueda en la historia el desarrollo y los conceptos básicos de aislación, con el fin de permitir a todas las personas una correcta comprensión de esta investigación, ya sea que las mismas estén o no vinculadas al campo de la ingeniería estructural.

Como segundo paso, se buscará, definiciones, bases y lo más relevante acerca del concepto académico y práctico que tiene la aislación sísmica, englobando aquí los tipos de mecanismos de aislación que se tiene, además de las características, capacidades y limitaciones de estos mecanismos.

En el tercer paso, se brindará una descripción arquitectónica y estructural de un edificio en particular, el mismo que se encontrará idealmente ubicado en la ciudad de Azogues y servirá para la modelación y análisis computarizado en un software especializado para este efecto, así como comportamiento teniendo una cimentación tradicional fija.

En el cuarto paso, después de conocer las características arquitectónicas y estructurales del edificio, se tratará de encontrar el mejor tipo de aislación para la misma estructura, además aquí se hablará más a profundidad acerca del tipo de aisladores existentes actualmente y que es factible utilizar en el edificio en cuestión. Posterior a esto se realizará un nuevo análisis de comportamiento, con la particularidad de que el nuevo modelo contará con el uso de los aisladores.

Como quinto paso, se comparará el comportamiento de ambos edificios según los parámetros antes descritos, que se eligieron como criterios de valoración importantes, y seguido de ello, se podrán exponer las conclusiones y recomendaciones acerca de este proyecto investigativo.

CAPÍTULO 1: ACERCA DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

1.1. HISTORIA Y DESARROLLO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS

Según (Naeim & Kelly, 1999), la idealización y concepto de la aislación sísmica como tal, han sido desarrollados hace más de 100 años atrás; sin embargo, recién en los últimos 40 años se ha ido difundiendo para ser aplicado, y solo en los últimos 15 años su aplicación ha crecido exponencialmente, debido al buen comportamiento que tuvieron los pocos edificios aislados frente a los sismos.

En el año 1909 J.A. Calantarients del Reino Unido le escribió una carta al director del servicio sismológico de Chile, en la cual, afirmaba que un edificio esencial podía construirse en un país sísmico con total seguridad si es que existía una junta entre la base de la estructura y el suelo, rellena de un material fino tales como arena, mica o talco, que le permitiese deslizarse durante un evento sísmico; provocando así que las fuerzas horizontales transmitidas a la estructura se reduzcan y como consecuencia no exista daño importante en la estructura.

Lo que el Doctor Calantarients describía, fue un temprano ejemplo de un diseño sismo-resistente conocido como aislación de base o aislación sísmica.

EL Dr. Calantarients menciona en su carta: “Hice el experimento con esferas muchos años antes de que se hiciera en Japón, o en cualquier evento antes de que apareciera algo relativo a ello en los periódicos hace 25 años”. La referencia es muy acertada para el Inglés John Milne, quien era profesor de la carrera de Ingeniería en Minas en Tokio desde el año 1876 hasta el 1895. Durante este período Milne se interesó mucho en el estudio del fenómeno de los terremotos, e ideó y mejoró varios sismómetros y sismógrafos. Estos hechos lo llevaron a ser conocido como el “Padre de la sismología moderna”.

En 1885 escribió un reporte describiendo su experimento a la “Asociación Británica de Avance de la Ciencia”, en donde expresaba su aparente insatisfacción con el desempeño del edificio, así que tuvo que cambiar el sistema de aislación y, en 1886 describió una nueva versión en un reporte de seguimiento para la asociación. Al principio la estructura estaba construida sobre unas esferas de deslizamiento de 10 pulgadas de diámetro; se repitió el ensayo varias veces probando diferentes diámetros

hasta que se logró concluir que para esferas de ¼ de pulgada la estructura se volvía estable para cargas de viento, así como evidentemente eficiente para la acción sísmica.

En el último siglo se han buscado diversos mecanismos que sirvan para desacoplar a la estructura del suelo con el objetivo de reducir las fuerzas y así también los daños. Según (Valerio Zacarias, 2015), en 1996 James M. Kelly da a conocer tres ejemplos de los primeros edificios aislados. Dos de ellos fueron construidos sobre esferas: el primero en Sevastopol, Ucrania y el segundo en México; el último, construido en Beijing, para servir como el primer observatorio sismológico del estado, sobre una capa de arena. En 1992, Eisenberg, describe a un edificio construido en 1959 en Ashkhabad, Turkmenistán, el cual, estaba suspendido por cables.

En el año de 1969 fue construido el primer edificio aislado con bloques de caucho: la escuela Pestalozzi que contaba con tres pisos hechos de concreto en Skopje, Yugoslavia (Fig. 1.1), esta escuela fue aislada por el sistema Swiss Full Base Isolation-3D (FBI-3D), en el cual los bloques de goma usados (Fig. 1.2), no cuentan con ningún refuerzo, lo que provoca que los mismos se abulten hacia los lados debido al peso del edificio.

Figura 1.1 Pestalozzi School, Skopje, Macedonia

Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)

Figura 1.2 Soportes de caucho usados en Pestalozzi School

Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)

A finales de la década de los 70’ según (Valerio Zacarias, 2015), algunos edificios aislados fueron construidos en Japón. Esto marcó el inicio del desarrollo de los **SREI** (*Steel Reinforced Elastomer Isolator*), en los cuales se vulcanizan las capas de caucho y las placas de acero intercaladas con el fin de aumentar la rigidez vertical. Hasta el año 1985, solo tres proyectos habían sido completados, esto cambiaría en el período entre 1985 y 1994, tiempo en el que se dio el auge petrolero, lo que conllevo a que la cifra aumente hasta llegar a completar 10 edificios por año.

En el año de 1978 se llevó a cabo el viaducto Toe-Toe en North Island, Nueva Zelanda. Convirtiéndose este en la primera estructura que contaba con aisladores sísmicos que en su centro contenía un núcleo de plomo que ayudaba a disipar la energía. Aquí nació el aislador tipo **LRB** (*Lead Rubber Bearing*), el cual fue usado en muchos otros proyectos, como en el edificio William Clayton, el cual fue el primero en su tipo en usar esta clase de aislador, así como en otras obras también en Nueva Zelanda e Italia principalmente.

1.2. AISLACIÓN DE BASE EN ESTADOS UNIDOS

Todo lo referente al inicio de elaboración de códigos para el diseño con aisladores se dio con una publicación, perteneciente a la "Asociación de ingenieros estructurales del norte de California (SEAOC)" en 1986; la publicación llamada "*Tentative Seismic Isolation Design Requirements*", trataba sobre el uso de métodos estáticos principalmente para el diseño, no obstante en 1990 se decide agregar por parte del mismo comité, un apéndice al libro "*Seismic Design Recommendations*", también llamado "*Blue Book*", la versión corregida y considerablemente modificada de la primera publicación con el nombre de "*General Requirements for the Design and Construccion of Seismic Isolated Structures*". Asimismo, se evalúo y modificó la nueva versión para ser incluida con el nombre de "*Earthquake Regulations for Seismic Isolated*" como un apéndice no obligatorio en el capítulo 23 del *"Uniform Building Code (UBC)"*. (Valerio Zacarias, 2015).

Con el avance del tiempo, tanto el comité sismológico del SEAOC como el del UBC han ido revisando periódicamente sus códigos y han ido actualizándolo hasta sus versiones finales en 1999 y 1997 respectivamente.

Cabe acotar que según Jesse Karns (Karns, 2018), Presidenta del Comité del SEAOC, se está coordinando esfuerzos con el recientemente formado "*Resilient Buildings Comitee*", para centrarse en presentar nuevos artículos acerca de la resistencia sísmica en una nueva versión del *"Blue Book"* para el año 2019.

Por otra parte, el "Consejo de Seguridad Sísmica para Edificios" encargó que se incorporen requerimientos para el diseño de estructuras con aislación sísmica y disipación de energía en los documentos del *"National Earthquake Hazard Reduction Program"* en el año de 1995, estando estos vigentes hasta el año de 1997 donde fueron modificados para compatibilizarlos con el UBC y el SEAOC.

EL edificio *"Foothills Communities Law and Justice Center (FCLJC)"* (Fig.1.3), ubicado en el Rancho Cucamonga fue el primer ejemplo de edificio aislado en los Estados Unidos construido entre 1984 y 1985, utilizando aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural.

Figura 1.3 Foothills Communities Law and Justice Center, Rancho Cucamonga, California

Fuente: Google

Después del FCLJC, fueron construidos muchos otros edificios aislados de los cuales se mostrará los más importantes:

El *"Fire Command and Control Facility FCCF"* (Fig 1.4), y el *"Emergency Operation Center EOC"* (Fig 1.5), en los cuales se utilizó el mismo Sistema de amortiguadores que en el FCLJC.

Figura 1.4 Fire Command and Control Facility FCCF, Los Angeles, California

Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)

Figura 1.5 Emergency Operation Center. Los Ángeles, California.

Fuente: (Valerio Zacarias, 2015)

El *"Martin Luther King, Jr. /Charles R. Drew Diagnostics Trauma Center"* (Fig. 1.6), un edificio de 5 pisos apoyado en 70 aisladores de caucho de alto amortiguamiento natural y 12 apoyos deslizantes.

Figura 1.6 Martin Luther King, Jr. /Charles R. Drew Diagnostics Trauma Center, Willowbrook, California.

Fuente: Google

Otro importante ejemplo es el *"Flight Simulator Manufacturing Facility"* (Fig 1.7), construido en 1988 en Salt Lake City. Cuenta con 4 pisos y 98 aisladores en su base

de los cuales 50 son de caucho de núcleo de plomo y los 48 restantes son de caucho natural.

Figura 1.7 Flight Simulator Manufacturing Facility, Salt Lake City, Utah

Fuente: Google

Los tres últimos ejemplos son edificios que han servido como municipalidades de diferentes ciudades como son: Oakland, San Francisco y Los Ángeles

En el caso de Oakland, el edificio fue construido en 1914 y fue rehabilitado con más de 110 aisladores de caucho con núcleo de plomo.

Para el edificio en San Francisco se utilizaron 530 aisladores de caucho con núcleo de plomo

Y finalmente el edificio de Los Ángeles, contando con 28 pisos, fue aislado con 475 aisladores de caucho de alto amortiguamiento conjuntamente con 60 aisladores deslizantes.

1.3. AISLACIÓN DE BASE EN JAPÓN

En Japón según (Naeim & Kelly, 1999), siempre ha sido una prioridad el diseño sismo-resistente de las edificaciones pues este se sitúa en una zona con muy alta actividad sísmica. Muchos mecanismos para protección sísmica de estructuras se han desarrollado ahí, incluyendo formas de aislación sísmica. Los ingenieros estructurales japoneses diseñan las estructuras con más resistencia sísmica que sus homólogos en los Estados Unidos o Europa y están dispuestos a considerar diseños más costosos. Las estructuras más importantes que utilizaron este sistema y lo siguen utilizando son:

El *"West Japan Postal Computer Center"* (Fig. 1.8), edificio de 6 pisos apoyado en 120 aisladores de caucho tradicionales.

Figura 1.8 West Japan Postal Computer Center

Fuente: Google

El *"Mutsumura-Gumi Technical Research Institute"* (Fig. 1.9), este edificio se encuentra sobre aisladores de caucho de alto amortiguamiento

Figura 1.9 Mutsumura-Gumi Technical Research Institute

Fuente: Google

Cabe mencionar que el *"West Japan Postal Computer Center"*, se encuentra aproximadamente a 30 Km del epicentro del terremoto en la localidad de Kobe en el año 1995 y experimentó un movimiento severo del suelo. Afortunadamente la estructura se comportó como se esperaba y no mostró daño alguno, sin embargo, algunos edificios aledaños que contaban con su base tradicional, si reportaron algunos daños.

Como resultado del comportamiento superior del edificio aislado, existió un rápido incremento del número de permisos para edificios con base aislada especialmente para edificios de apartamentos y condominios, luego también se usarían en hospitales y edificios de gobierno.

1.4. AISLACIÓN DE BASE EN EUROPA

De acuerdo a (Naeim & Kelly, 1999), en Europa, la aislación fue estudiada más activamente en Italia bajo el auspicio del Grupo de Trabajo Nacional en Aislación Sísmica, *"Gruppo de Lavoro Isolamento Sismico (GLIS)"*, el mismo que, tuvo amplia membresía compuesta de investigadores y profesionales, quienes, fueron organizados en varios grupos de trabajo para preparar manuales y guías para los sistemas de aislación.

Muchos edificios fueron construidos en Italia usando aislación de base. Uno de ellos en Ancona, el edificio donde funciona la actual "Telecom" (Fig. 1.10), que usa en su base aisladores del tipo HDR y ha funcionado con total normalidad hasta la fecha.

Figura 1.10 Edificio de la TELECOM, Ancona Italia.

Fuente: Google

1.5. AISLACIÓN DE BASE EN AMÉRICA DEL SUR- EXPERIENCIA ECUADOR

En (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012), podemos encontrar que en Chile en el año 2002 se construyó la "Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile, esta estructura cuenta con 5 niveles y tiene 25 aisladores HDR, 17 LRB y 11 FPS.

Otro ejemplo que se da en Chile es, el Hospital Militar (Fig. 1.11), construido en el 2004, con una superficie de 50.000 m², siendo esta una gran extensión aislada. El edificio tiene 164, de ellos 114 MDB y 50 LRB.

Figura 1.11 Hospital Militar, Santiago, Chile.

Fuente: Google

El aislamiento basal poco a poco ha tomado mayor importancia y confianza, esto debido a los buenos resultados que se han obtenido. En los países altamente sísmicos se está implementando fuertemente este sistema, sin embargo, en el Ecuador no se han dispuesto los recursos suficientes para la investigación de estos sistemas y es por esta razón que esta tecnología no ha sido implementada en mayor grado en el país.

Los lamentables desastres ocurridos como consecuencia de los sismos de Haití y Chile han llevado a la reflexión sobre el grado de impacto que estos tienen en el daño de la infraestructura y en general al desarrollo de los países y sobre todo en la pérdida de vidas humanas.

Es indispensable resaltar el contraste que se pudo ver entre los dos sismos antes mencionados, el primero, en Haití, tuvo una magnitud de 7.0 y generó la pérdida de 230000 vidas, la infraestructura quedó devastada y sus viviendas totalmente colapsadas al haber sido construidas con materiales inadecuados y sin ninguna norma técnica que rija su ejecución, por el contrario en Chile con un sismo de magnitud 8.8 causó menores pérdidas económicas y de vidas humanas, la aplicación de un código de construcción evitó que haya mayor pérdida y daños. Estos eventos demuestran que el impacto de un evento telúrico depende básicamente del contexto socio-político, económico y fundamentalmente tecnológico en el cual se produce.

Realmente no queda duda alguna de que un movimiento telúrico de esa magnitud, habría provocado un daño muy superior en cualquier país en vías de desarrollo tal como es el caso de Ecuador.

Nuestro país por estar ubicado en una de las zonas de mayor riesgo sísmico del mundo, ya ha sido impactado por eventos sísmicos lo que significa que no está libre de que fenómenos de esta naturaleza vuelvan a repetirse, presentándose actualmente un escenario de altísima vulnerabilidad en lo institucional, infraestructura y vivienda.

La prevención en el caso del sector de la construcción, significa aplicar los conocimientos técnicos más avanzados especialmente en ingeniería sismo-resistente y utilizar materiales y procesos constructivos que permitan asegurar un buen comportamiento y calidad de las edificaciones.

1.6. COSTOS ECONÓMICOS EN EDIFICIOS PRODUCIDOS POR SISMOS

Es necesario decir que, los sismos nos han enseñado que en los países en donde existe un buen diseño apegado a una normativa sismo-resistente, así como también, donde la construcción es alta y estrictamente supervisada y además donde el sismo de diseño es una representación lo más apegada a la realidad posible, el daño sobre las estructuras es sumamente bajo en comparación con el observado en sitios donde no se dan las circunstancias anteriores.

El caso de nuestro país, Ecuador, no es para nada distinto al de otros países en vías de desarrollo, pues tienen un alto índice de crecimiento poblacional y una intensa urbanización, lo que supone un acelerado crecimiento en cuanto a las pérdidas por terremotos. Es por esto que el estudio del riesgo sísmico, y su impacto en el desarrollo de la calidad de vida, constituyen realmente un reto importante para nuestros días.

En la magnitud de los costos económicos influyen varios factores: la magnitud del evento, su duración, el número de réplicas; características propias del sismo y existen también las relacionadas directamente con la construcción: los materiales utilizados, la geometría estructural, la presencia de un diseño sismo resistente y finalmente características de la sociedad en particular como es la concentración de población (Anrango Cañarejo, 2015).

En términos esquemáticos, los efectos de un fenómeno natural se han clasificado en:

- Aquellos que afectan un conjunto de bienes conocidos como daños directos
- Aquellos que se producen sobre los flujos de producción de bienes y servicios, conocidos como daños indirectos
- Aquellos que se reflejan en el comportamiento de los grandes agregados macroeconómicos, conocidos como efectos macroeconómicos

Los daños directos se registran en el momento del desastre, o pocas horas después; en cambio, los otros dos tipos se resienten, dependiendo de la magnitud del fenómeno, en un lapso que puede durar hasta cinco años. En eventos de gestación lenta o de larga duración (como los climáticos, ya sean sequías o el fenómeno El Niño), los daños directos ocurren en un lapso prolongado e incluso se duplican si alguna infraestructura fue reparada o repuesta en un primer momento y luego volvió a dañarse, como en el

caso de puentes destruidos por inundaciones repetidas. Sin embargo, la mayor parte de tales pérdidas son de tipo indirecto, ya que suelen ser los flujos económicos los que se interrumpen (Anrango Cañarejo, 2015).

Si tratamos de cuantificar rápidamente los daños, los efectos directos son relativamente más claros al momento de identificarse y evaluarse, lo que no sucede con los efectos indirectos. Estos últimos se cuantifican en períodos variables post-desastre y son, por lo tanto mucho más difíciles de identificar en una apreciación rápida. La gran mayoría, de los efectos indirectos no aparecen al efectuarse dicha evaluación y aunque pudiesen encontrarse al momento de estimar los daños, no siempre es posible hacerlo en términos monetarios, considerando que los efectos indirectos de los desastres de larga duración, se presentarán por lo menos durante todo el período de incidencia del fenómeno que los origina (Anrango Cañarejo, 2015).

1.6.1. Daños directos

Son todos aquellos sufridos por los activos inmovilizados y en las existencias (tanto de bienes finales como de bienes en proceso, materias primas, materiales y repuestos). Se trata en esencia, de perjuicios en los conjuntos de bienes que acaecieron prácticamente durante el lapso mismo en que ocurrió el siniestro. Entre los principales rubros que figuran en esta categoría se consideran, la destrucción total o parcial de la infraestructura física, edificios, instalaciones, maquinaria, equipos, medios de transporte y almacenaje, mobiliario, perjuicios en las tierras de cultivo, en obras de riego, embalses, etc.

Convencionalmente se ha optado también por incluir como un "daño directo" el costo estimativo que se pagará por la demolición y limpieza de áreas destruidas, ya que forman parte del presupuesto necesario para reparar o reconstruir lo dañado y pueden tomarse en cuenta sin mayor dificultad al calcular el costo del metro cuadrado de construcción.

1.6.2. Daños indirectos

Se refieren básicamente, a los flujos de bienes que se dejan de producir o de servicios que se dejan de prestar durante un lapso de tiempo, que se inicia apenas ha ocurrido el desastre, y puede prolongarse durante el proceso de rehabilitación y reconstrucción que convencionalmente se ha establecido con un horizonte máximo de cinco años, aunque las mayores pérdidas ocurren durante los dos primeros. En todo caso, el cálculo de su efecto debe extenderse durante el lapso necesario para la recuperación parcial o total de la capacidad productiva. Su ocurrencia deriva de los daños directos que han afectado la capacidad productiva y la infraestructura social y económica.

Los desastres generan también efectos indirectos importantes que son difíciles de identificar e imposibles de cuantificar. Son efectos que originan daños (o beneficios) "intangibles", tales como el sufrimiento humano, la inseguridad, el sentimiento de orgullo o de antipatía por la forma en que las autoridades han enfrentado las consecuencias del desastre, la solidaridad, la participación desinteresada, los efectos sobre la seguridad nacional y muchos otros factores del mismo temor que inciden en el bienestar y la calidad de vida. El analista no contará con el tiempo necesario para intentar imputar un valor monetario a estos importantes efectos de los desastres, pero debe estar consciente, que una apreciación completa de los efectos de un desastre, debería contener una evaluación o al menos una discusión global de daños o beneficios intangibles que afectan considerablemente las condiciones o el nivel de vida (CEPAL, 2003).

1.6.3. Tipos de daños comunes y posibles causas en edificios

Según (Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos, 1994), los daños más fuertes provocados por los sismos en las edificaciones dependen de los componentes estructurales y de los componentes no estructurales de la obra.

- Daños ligeros: fisuras en los revestimientos, caídas de pequeños trozos de revestimiento.
- Daños moderados: fisuras en los muros, caídas de grandes trozos de revestimiento, caída de tejas, grietas en las chimeneas e incluso derrumbamientos parciales en las mismas.
- Daños graves: grietas en los muros, caída de chimeneas o de otros elementos exteriores.
- Destrucción: grietas en los muros resistentes, derrumbamiento parcial, pérdida de enlace entre distintas partes de la construcción, destrucción de tabiques y muros de cerramiento.
- Colapso: ruina completa de la construcción.

CAPÍTULO 2: DEFINICIONES Y BASES DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

Para la completa comprensión del presente capítulo, por parte de las personas que se refieran a esta investigación en busca de información, sean o no las mismas, afines a la ingeniería, primeramente es necesario contar con un conocimiento superficial y concreto acerca de los temas y términos que se van a citar aquí, por este motivo, se ha visto especialmente necesario describir su concepto para evitar la tergiversación o mal uso de la información aquí encontrada, ya que, la Aislación Sísmica como tal, pertenece a un campo mucho más grande como es la Ingeniería Sísmica.

2.1. INGENIERÍA SÍSMICA

Según (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012), la ingeniería sísmica, emerge como una rama interdisciplinaria de la ingeniería, siendo la combinación de las ingenierías tanto de Suelos como la Civil, y su beneficio radica en el estudio, y mitigación de la amenaza o riesgo sísmico.

Los problemas encontrados en la ingeniería sísmica son complejos y sus soluciones son por lo general también complejas, que requieren una contribución interdisciplinaria de grupos de investigación, de profesionales prácticos, de usuarios, de oficinas gubernamentales, entre otros (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

2.2. RIESGO SÍSMICO

Son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un terremoto, como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue excedida por este fenómeno (Mena Hernández, 2002).

El riesgo sísmico es el resultado de la peligrosidad sísmica tal como se describe mediante la siguiente relación:

$$\textit{Riesgo Sísmico} = \textit{Peligrosidad Sísmica} \times \textit{Vulnerabilidad}$$

2.3. VULNERABILIDAD SÍSMICA

Es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un terremoto (Mena Hernández, 2002).

2.4. PELIGROSIDAD SÍSMICA

Es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un terremoto, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento del terreno pueden ser: la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, inundaciones, tsunamis, entre otros.

2.5. MITIGACIÓN DEL RIESGO SÍSMICO

Como podemos concluir, la solución al problema de la mitigación sísmica reside en controlar la vulnerabilidad del medio ambiente construido, porque esto permite controlar las fuentes potenciales de peligrosidad sísmica, las cuales son una consecuencia de la interacción de la actividad sísmica; que no puede controlarse y, de la vulnerabilidad del medio; la cual puede ser controlada.

Aunque la **Ingeniería Sísmica** es una rama relativamente nueva de la ingeniería, los avances realizados en esta área han cumplido ya un efecto importante al reducir el riesgo sísmico a través del mejoramiento del medio ambiente construido, haciendo posible el diseño y construcción de estructuras sismo-resistentes tales como puentes, represas, líneas de abastecimiento, edificios de alto riesgo, entre otros.

2.6. PRINCIPIOS DE LA AISLACIÓN SÍSMICA

El concepto de aislamiento de base, según (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012), es independizar al edificio o estructura de los componentes horizontales y verticales del movimiento del suelo mediante la adición de elementos estructurales con rigidez horizontal baja entre la estructura y la fundación.

Los principios en los cuales se basa el funcionamiento de la aislación sísmica son dos: primero; la flexibilización o alargamiento del período del sistema estructural y, segundo; el aumento del amortiguamiento.

La flexibilización o alargamiento del período fundamental de la estructura se logra a través de la introducción de un piso blando entre el suelo de fundación y la superestructura. Intuitivamente se reconoce que la rigidez lateral de este piso blando es menor que la rigidez lateral de la superestructura que sufre un movimiento de bloque rígido, por ende sin deformación ni daño durante la respuesta sísmica. Por este motivo, el aislamiento de base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos firmes.

El aumento del amortiguamiento viene dado principalmente por el sistema de aislación que se utilice. Lo que se busca es reducir la demanda de deformaciones sobre el sistema de aislación y la superestructura sin producir un aumento sobre las aceleraciones de esta última (Pichardo Ortiz, Morales Silva, & Osorio Fley, 2018).

Como se muestra a continuación (Fig. 2.1), el implementar aisladores sísmicos en la base, hace muy ventajoso el comportamiento de la estructura, debido a que evita los efectos más dañinos que se pueden dar a causa de los esfuerzos resultantes de los desplazamientos relativos entre pisos.

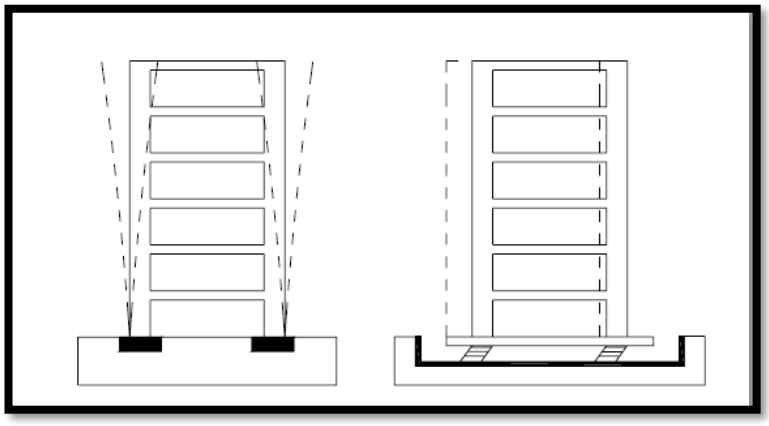


Figura 2.1 Comportamiento de una estructura de base fija vs otra de base aislada.
Fuente: (Pichardo Ortiz, Morales Silva, & Osorio Fley, 2018)

En otras palabras, el aislamiento de base según (Pichardo Ortiz, Morales Silva, & Osorio Fley, 2018) nos proporciona:

- Flexibilidad horizontal que lleva a alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.
- Amortiguamiento y disipación de energía, para reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- Resistencia para cargas de servicio, a manera de evitar vibraciones molestas.

Con el uso de los aisladores se proporciona a la estructura, en pocas palabras, un mayor amortiguamiento de tal manera que las fuerzas sísmicas van a ser menores, ya que las ordenadas de los espectros disminuyen conforme se incrementa el amortiguamiento.

Por otra parte según (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012), una estructura sin aisladores tiene un determinado período, entonces el proyectista estructural selecciona el período que desea que tenga la estructura y de esta manera reduce las ordenadas espectrales y el incremento del período, esto se lo consigue con la incorporación de los aisladores de base.

A continuación en el gráfico (fig. 2.2), podemos observar estos dos efectos, el incremento de amortiguamiento de la manera en que influye en aceleraciones espectrales menores, así como también el incremento del período, por efecto de los aisladores, que hace que las ordenadas espectrales sean menores.

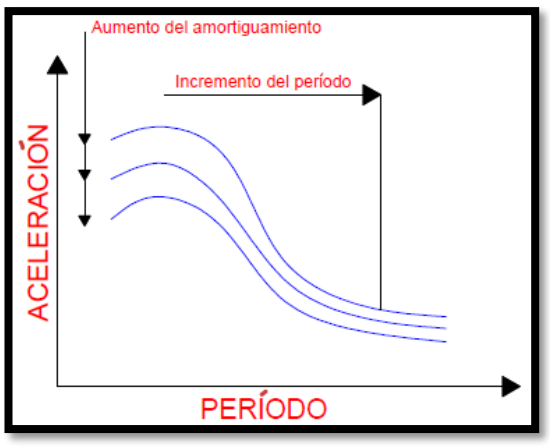


Figura 2.2 Período vs Aceleración
Fuente: (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012).

Cabe recalcar que no en todas las estructuras es posible la implantación de aisladores de base. Si se comprueba que la estructura sin aisladores es muy flexible, no es óptimo colocarlos, además se debe tener en cuenta el lugar, el espectro de diseño y el tipo de suelo.

Sin embargo, si es que se comprueba que existen períodos altos en las zonas de aceleraciones espectrales bajas, es adecuado el uso de aisladores, de lo contrario no. En este caso, se tendría que evaluar el uso de disipadores de energía.
Sin duda, esta técnica brinda los mejores resultados al ser aplicada a edificios rígidos emplazados sobre suelos también rígidos, puesto que al incrementarse grandemente el período fundamental del sistema estructural compuesto, la reducción de las fuerzas sísmicas y los desplazamientos de entrepiso es mucho mayor que, en casos donde el suelo de fundación es flexible y/o el edificio también lo es. En consecuencia, no es conveniente aislar edificios emplazados sobre suelos tipo D, E, F, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), que a su vez se basa en las normas internacionales (NEHRP, 2009).
Por otro lado, los edificios que deberían tener un sistema de aislamiento son fundamentalmente los considerados de ocupación especial y para estructuras esenciales y/o peligrosas, catalogadas como tales según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC, 2015), es decir, hospitales, centros educativos, y en general edificaciones donde las actividades no deberían ser interrumpidas después de un desastre o donde las personas se puedan refugiar.

El diseño de una estructura con el sistema de aislación basal, debe, según (Cando Cando, Monrroy Rocano, Ortega Sarmiento, & Puerres Guilcazo, 2012), cumplir con los siguientes objetivos de desempeño:

- Resistir movimientos sísmicos de magnitud pequeña y moderada, sin daños en elementos estructurales, componentes no estructurales y contenido del edificio.
- Resistir movimientos sísmicos de magnitud severa sin que exista falla del sistema de aislación; daño significativo a los elementos estructurales; daño masivo a elementos no estructurales; e interrupción de la operatividad de la estructura como tal.

2.7. TIPOS DE AISLACIÓN BASAL

Como ya se dijo antes, la aislación sísmica consiste en desacoplar horizontalmente a la estructura del suelo, sin embargo, tanto el sistema de aislación usado así como los dispositivos para lograr dicho objetivo pueden variar de acuerdo a las necesidades o preferencias del diseñador.

Los aisladores son elementos estructurales con alta flexibilidad en la dirección horizontal y extremadamente rígidos en la vertical, lo que permite que existan grandes deformaciones horizontales ante las solicitaciones sísmicas.

Según (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008), el sistema de aislación es el conjunto de elementos estructurales que incluye a todos los aisladores, sus conexiones así como también a los elementos estructurales que transmiten fuerza entre el sistema de aislación, la superestructura y subestructura. A la estructura que se encuentra encima del sistema de aislación se le denomina superestructura y a la que se encuentra debajo subestructura. La interfaz de aislación es el límite imaginario entre la superestructura y la subestructura. A continuación, en la imagen (Fig. 2.3), se pueden ver las partes del sistema de aislación.

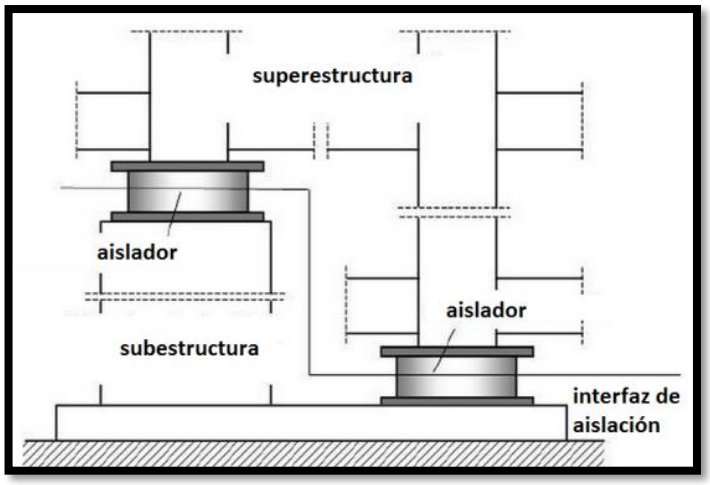


Figura 2.3 Partes del sistema de aislación.
Fuente: (Korswagen, Arias, & Huaringa , 2012).

Entre los principales tipos de aisladores, tenemos a los aisladores elastoméricos de caucho de bajo amortiguamiento (**LDRB**), los aisladores con núcleo de plomo (**LRB**), los aisladores de alto amortiguamiento (**HDR**), el sistema de péndulo de fricción invertido y de doble curvatura (Korswagen, Arias, & Huaringa , 2012).

Los aisladores de base, son una excelente opción para el diseño sísmico de estructuras.

Lamentablemente en el Ecuador, recién en el año 2008, el Cuerpo de Ingenieros del Ejército construyó el puente que une las ciudades de Bahía de Caráquez y San Vicente con aisladores, los mismos que están ubicados bajo el tablero del puente, que tiene aproximadamente dos kilómetros de longitud.

En la actualidad, en el país sin duda se ha visto el interés de introducir información de sistemas de aislación en la redacción de su normativa y a la par, con este auge en el uso de sistemas de protección sísmica ya se menciona algo de ello en la Norma Ecuatoriana de la Construcción desde el 2011, esencialmente algunos requisitos especiales para estructuras de ocupación especial así como para estructuras esenciales, como son los requisitos de diseño para edificios que cuenten con sistemas de control estructural involucrando así a los sistemas de aislamiento sísmico y sistemas de disipación pasiva de energía.

2.7.1. Aislador elastomérico convencional

Los aisladores elastoméricos están conformados por un conjunto de láminas planas de elastómeros intercaladas con capas de acero. Las láminas de elastómeros son vulcanizadas a las capas de acero y, por lo general, presentan una sección circular o cuadrada. Mediante esta configuración se logra la flexibilidad lateral necesaria para permitir el desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y el suelo. La rigidez vertical del sistema es comparable con la rigidez vertical de una columna de hormigón armado.

El comportamiento de los aisladores elastoméricos depende de la amplitud de la deformación a la que son sometidos y, en menor grado, de la temperatura, el envejecimiento y la frecuencia del movimiento. Existen varios tipos de apoyos elastoméricos, entre ellos se encuentran los apoyos de goma natural (***NRB***, *Natural Rubber Bearing*), los apoyos de goma de bajo amortiguamiento (**LDR**, Low-Damping Rubber Bearing) y alto amortiguamiento (***HDR***, *High-Damping Rubber Bearing*), y los apoyos de goma con núcleo de plomo (*LRB, Lead-plug Rubber Bearing*) (Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

2.7.2. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR)

Este tipo de dispositivos son los más simples dentro de los aisladores elastoméricos. Los aisladores tipo LDR presentan bajo amortiguamiento (2-5% como máximo), por lo que generalmente se utilizan en conjunto con disipadores de energía que proveen amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos presentan la ventaja de ser fáciles de fabricar. La (Fig. 2.4) muestra una vista de un corte de un aislador Elastomérico tipo LDRB (Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

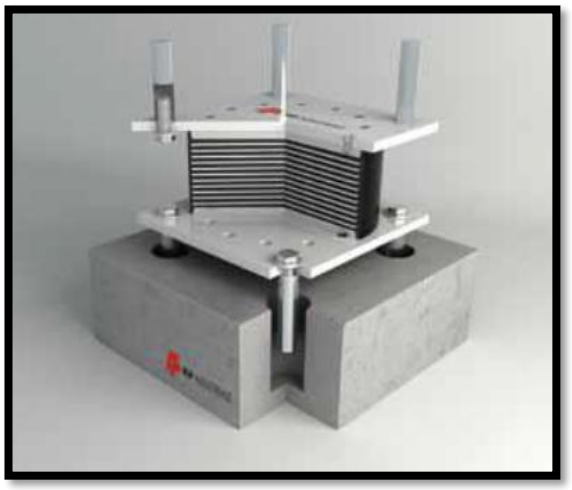


Figura 2.4 Aislador tipo LDR.
Fuente: (Cámara Chilena de la Construcción, 2011)

2.7.3. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

Los HDR son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDR y LRB. A su vez, los aisladores HDR presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación (Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

(a) Instalación de aislador **(b) Ensayo de Aislador**

Figura 2.5 (a y b) Aislador tipo HDR
Fuente: (Anrango Cañarejo, 2015)

2.7.4. Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son aisladores elastoméricos similares a los LDR pero poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipando energía en forma de calor.

Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recristaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico. La (Fig. 2.6) muestra los componentes de un aislador Elastomérico tipo LRB (Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

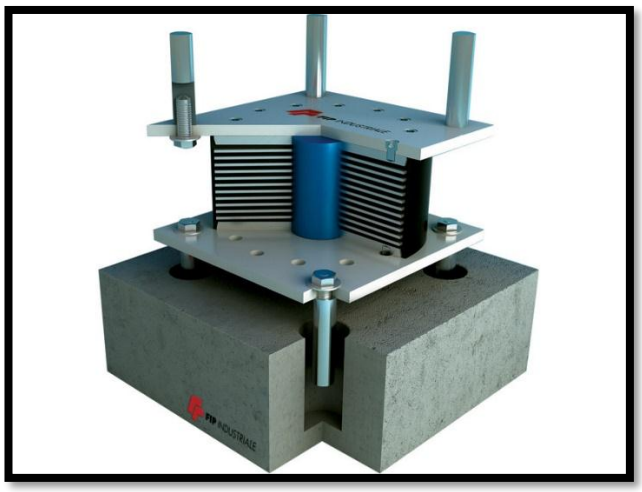


Figura 2.6 Aislador tipo LRB.
Fuente: Google

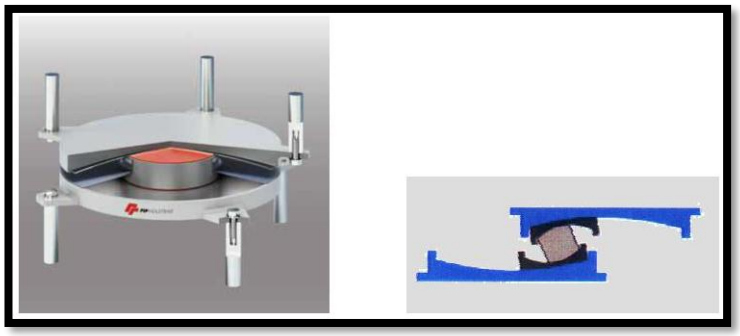
2.7.5. Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales utilizan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, sobre la que desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno (PTFE), sobre la que se soporta la estructura. La superficie de deslizamiento permite el movimiento horizontal de la estructura de manera independiente del suelo. Este sistema de aislación sísmica permite disipar energía por medio de las fuerzas de rozamiento que se generan durante un sismo. El coeficiente de fricción del aislador depende de variables tales como la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto (limpieza, rugosidad, etc.) y el envejecimiento. Los aisladores deslizantes planos generalmente deben ser acompañados por mecanismos o sistemas restitutivos (típicamente aisladores elastoméricos con o sin núcleo de plomo) que regresen la estructura a su posición original luego de un sismo.

Adicionalmente, estos sistemas requieren de mayor mantención y cuidado, ya que cualquier modificación en las superficies deslizantes puede resultar en un coeficiente de fricción distinto al de diseño.

2.7.6. Aisladores de péndulo friccional

Los péndulos friccionales cuentan con un deslizador articulado ubicado sobre una superficie cóncava. Los FPS, a diferencia de los apoyos deslizantes planos, cuentan con la característica y ventaja de ser auto-centrantes. Luego de un movimiento sísmico, la estructura regresa a su posición inicial gracias a la geometría de la superficie y a la fuerza inducida por la gravedad. La (Fig. 2.7) muestra un esquema de un péndulo friccional.



(a) Esquema estático **(b) Esquema deformado**

Figura 2.7 (a y b) Aislador FPS.
Fuente: (Anrango Cañarejo, 2015)

2.7.7. Aisladores friccionales planos

Los apoyos deslizantes planos son los aisladores deslizantes más simples.
Consisten básicamente en dos superficies, una adherida a la estructura y la otra a la fundación, que poseen un bajo coeficiente de roce, permitiendo los movimientos horizontales y resistir las cargas verticales. Poseen, generalmente, una capa de un material elastomérico con el fin de facilitar el movimiento del deslizador en caso de sismos. Por lo general, las superficies deslizantes son de acero inoxidable pulida espejo, y de un material polimérico de baja fricción. Este tipo de aislación puede requerir de disipadores de energía adicionales. A fin de prevenir deformaciones residuales luego de un evento sísmico, se debe proveer de sistemas restitutivos (típicamente aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo) que restituyan la estructura a su posición original. La (Fig. 2.8) muestra un esquema de un apoyo deslizante plano.

Figura 2.8 Apoyo deslizante plano.
Fuente: Eding-Aps

La combinación de estos sistemas con aisladores elastoméricos o con núcleo de plomo permite, en general, ahorros de costos del sistema de aislación.

2.8. ASPECTOS A CONSIDERARSE EN LA INSTALACIÓN DE AISLADORES

A continuación se explicará algunos aspectos que se consideran necesarios para una instalación adecuada de los aisladores, que garantice que serán de utilidad así como su correcto funcionamiento.

2.8.1. Aspectos arquitectónicos

Los aisladores sísmicos no representan una tarea compleja en términos de solución arquitectónica, a diferencia de lo que sucede con la incorporación de disipadores de energía, ya que la instalación de aisladores suele ser similar en todos los casos.

En general, los dispositivos de aislación sísmica se instalan en las plantas bajas de los edificios, sobre los cimientos (subestructura), o entre el entrepiso del primer subterráneo y el primer piso de la estructura. Sin embargo, existen casos, donde se ha instalado aisladores sísmicos en pisos superiores. Más aún, existen soluciones de protección sísmica orientadas a aislar solo la planta de un piso o de un recinto específico de un edificio (Anrango Cañarejo, 2015).

Los aisladores sísmicos generan una interfaz donde, en caso de sismos, se produce un gran desplazamiento horizontal relativo entre la estructura aislada y la no aislada o el suelo. Este desplazamiento, que suele estar en el rango entre 40 y 60 cm (o más), debe ser considerado en el diseño de cañerías y ductos de servicios y redes distribuidas como agua, gas, electricidad, alcantarillado, tv, internet, etc., además de sistemas de ascensores, escaleras, accesos al edificio y, en general, cualquier instalación, servicio o componente arquitectónico que cruce de la estructura aislada a la no aislada. Un espacio de similares dimensiones debe disponerse alrededor de la estructura a fin de prevenir el impacto de la estructura aislada con sectores no aislados de la estructura o estructuras adyacentes (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

Los aisladores sísmicos deben ser instalados en puntos de la estructura donde puedan ser inspeccionados y donde se les pueda dar mantenimiento en el caso que se requiera. Por requerimiento normativo, los aisladores sísmicos deben ser susceptibles de reemplazo. Se debe tomar las precauciones en el diseño arquitectónico para que esto sea factible.

Se recomienda considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde las etapas iniciales del proyecto, a fin de mitigar el impacto de su incorporación en la arquitectura (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008).

2.8.2. Aspectos normativos

En el Ecuador, la (NEC, 2015) no establece ningún parámetro de diseño para estructuras con aislación sísmica, el diseño sísmico de edificios con sistemas de aislamiento utilizará como requerimientos mínimos a las especificaciones del Capítulo 17 de la Norma *"NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures"*.

2.8.3. Estructuras colindantes

Es necesaria la verificación de espacio entre las dos construcciones para no generar daños, debido a que en un evento sísmico, la estructura podría tener desplazamientos variables de hasta 50 cm o 1.5 veces el desplazamiento de diseño, dependiendo esto del tipo y dimensiones del aislador basal considerado (Mayes & Naeim, 1999).

2.8.4. Geología de la zona

Es de vital importancia conocer el tipo de suelo en donde se va a cimentar la estructura ya que, los sistemas de aislamiento implementados en suelos más rígidos o firmes son más efectivos.

La forma en la que el movimiento sísmico llega a la base de la estructura depende principalmente de las propiedades del suelo por donde se transmitirán las ondas sísmicas, por lo tanto es evidente que suelos flexibles o blandos pueden amplificar las ondas sísmicas (Mayes & Naeim, 1999).

2.8.5. Evaluación de la estructura que se desea aislar

Como se explicó anteriormente, los sistemas de aislación logran reducir las fuerzas sísmicas con el incremento del período de vibración de la estructura. Los edificios de gran altura llegan a un límite en el que el período natural de vibración es lo suficientemente largo para soportar fuerzas sísmicas sin el uso de aisladores, por lo

que se puede decir que este tipo de sistemas tiene mejor aplicación a edificios de baja y mediana altura y se vuelven eficaces para los de gran altura.

Además al momento de diseñar una estructura con aislamiento, se debe asegurar que esta cumpla con las solicitaciones de otro tipo de cargas existentes, como el viento que no debe superar un valor establecido del 10% del peso total del edificio, y de no ser así no se recomienda la utilización de sistemas de aislación sísmica (Mayes & Naeim, 1999).

2.8.6. Consideraciones para la evaluación económica

Se presenta una serie de costos y beneficios que deben ser considerados al evaluar económicamente la instalación de aisladores sísmicos. Estos aspectos varían dependiendo del tipo de aislación que se instale y las características de cada proyecto (Anrango Cañarejo, 2015).

Costos:

- Costo de los dispositivos.
- Costos del proyecto de aislación.
- Costos de fabricación y ensayo de prototipos y aisladores de obra.
- Costos de instalación. Costos directos y gastos generales por aumento de plazos.
- Costo de protección al fuego de los dispositivos en caso que se requiera.
- Costo del sistema de conectores flexibles en las instalaciones y juntas de dilatación.
- Costo del diafragma adicional requerido por sobre el nivel de aislación y columnas de gran dimensión o envigados por debajo del sistema de aislación.
- Costos de la súper y subestructuras requeridas para alcanzar objetivos de desempeño compatibles con los provistos por el sistema de aislación.
- Costos de mantenimiento e inspección.
- Costo de proveer un espacio físico adicional para la instalación de los aisladores.

Beneficios:

- Beneficio de mantener la estructura operativa durante e inmediatamente después de ocurrido un sismo.
- Disminución de los costos de reparación de daños, luego de eventos sísmicos severos, dado que se reducen:
    - Daños de componentes y sistemas no estructurales.
    - Daños estructurales.
- Beneficio para el fabricante en reputación de su marca. Ayuda a vender mejor los atributos del producto.
- Percepción de mayor seguridad por parte del usuario.

CAPÍTULO 3: EVALUACIÓN DEL EDIFICIO "JARDÍN DEL CIELO" SIN AISLACIÓN SÍSMICA

3.1. ASPECTOS Y PARÁMETROS GENERALES REQUERIDOS PARA EVALUACIÓN SISMO-RESISTENTE

En el presente capítulo se darán a conocer las características y consideraciones que se tomaron en cuenta para la generación del modelo idealizado, con el fin de que la modelación sea lo más cercana a la realidad presente de la estructura.

3.1.1. Definiciones

A continuación se muestran las definiciones de los términos que van a utilizarse para la correcta comprensión del capítulo, dichas definiciones son tomadas de la primera parte de la Normativa NEC-SE-DS-Peligro Sísmico (NEC, 2015), y son:

- **Altura de piso**

  Es la distancia vertical medida entre el terminado de la losa de piso o de nivel de terreno y el terminado de la losa del nivel inmediatamente superior. En el caso que el nivel inmediatamente superior corresponda a la cubierta de la edificación, esta medida se llevará hasta el nivel de enrace de la cubierta cuando ésta sea inclinada o hasta al nivel de la impermeabilización o elemento de protección contra la intemperie cuando la cubierta sea plana. En los casos en los cuales la altura de piso medida como se indica anteriormente exceda 6 m, se considerará para efectos de calcular el número de pisos como dos pisos. Se permite que para el primer piso aéreo la altura del piso se mida desde la corona del muro de contención de la edificación nueva contra el paramento que está en la colindancia, cuando éste exista.

- **Acelerogramas**

Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se puede notar una aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

- **Base de la estructura**

Nivel al cual se considera que la acción sísmica actúa sobre la estructura.

- **Coeficiente de importancia**

Coeficiente relativo a las consecuencias de un daño estructural y al tipo de ocupación.

- **Cortante basal de diseño**

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

- **Cortante de piso**

Sumatoria de las fuerzas laterales de todos los pisos superiores al nivel considerado.

- **Deriva de piso**

Desplazamiento lateral relativo de un piso - en particular por la acción de una fuerza horizontal – con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

- **Efectos secundarios p-Δ**

Son los efectos de segundo orden en los desplazamientos horizontales y fuerzas internas de la estructura, causados por la acción de las cargas verticales de la edificación al verse desplazadas horizontalmente.

- **Espectro de respuesta para diseño**

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura.

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño.

- **Factor de sobre resistencia**

Se define el factor de sobre resistencia como la relación entre el cortante basal último que es capaz de soportar la estructura con relación al cortante basal de diseño.

- **Factor de redundancia**

El factor de redundancia mide la capacidad de incursionar la estructura en el rango no lineal. La capacidad de una estructura en redistribuir las cargas de los elementos con mayor solicitación a los elementos con menor solicitación. Se evalúa como la relación entre el cortante basal máximo con respecto al cortante basal cuando se forma la primera articulación plástica.

- **Fuerzas sísmicas de diseño**

Fuerzas laterales que resultan de distribuir adecuadamente el cortante basal de diseño en toda la estructura, según las especificaciones de esta norma.

- **Método de diseño por capacidad**

Método de diseño eligiendo ciertos elementos del sistema estructural, diseñados y estudiados en detalle de manera apropiada para asegurar la disipación energética bajo el efecto de deformaciones importantes, mientras todos los otros elementos estructurales resisten suficientemente para que las disposiciones elegidas para disipar las energías estén aseguradas.

- **Nivel de seguridad de vida (Sismo de diseño)**

Proteger la vida de sus ocupantes ante un terremoto de 475 años de período de retorno (de probabilidad anual de excedencia 0.002 en las curvas de peligro sísmico).

- **Nivel de prevención de colapso (Sismo extremo)**

Impedir el colapso de la estructura ante un terremoto de 2500 años de período de retorno (sismo severo, probabilidad anual de excedencia 0.0004 en las curvas de peligro sísmico).

- **Período de vibración**

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

- **Período de vibración fundamental**

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

- **PGA (Peak Ground Acceleration)**

Aceleración sísmica máxima en el terreno.

- **Respuesta elástica**

Parámetros relacionados con fuerzas y deformaciones determinadas a partir de un análisis elástico, utilizando la representación del sismo de diseño sin reducción, de acuerdo con las especificaciones de la presente norma.

- **Sismo de diseño**

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico.

Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio, conforme lo establece esta norma. Los efectos dinámicos del sismo de diseño pueden modelarse mediante un espectro de respuesta para diseño, como el proporcionado en esta norma.

- **Sobre resistencia**

La sobre resistencia desarrollada en las rótulas plásticas indica valores de resistencia, por encima de los nominales especificados. Los factores de sobre resistencia tienen en cuenta principalmente las variaciones entre la tensión de fluencia especificada y la real, el endurecimiento por deformación del acero y el aumento de resistencia por confinamiento del hormigón.

- **Z (Factor)**

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

- **Zonas sísmicas**

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor del factor de zona Z. Todo el territorio ecuatoriano está catalogado como de amenaza sísmica alta, con excepción del nororiente que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta.

3.1.2. Unidades

Para el presente trabajo se va a considerar las mismas unidades contempladas en las Normas NEC, que a su vez utiliza las unidades estipuladas en el Sistema M.K.S, mismas que servirán también al momento de la modelación pues el software especializado trabaja en estas mismas unidades.

3.1.3. Simbología

Para este apartado, así como en los anteriores a este también se usarán las normas NEC como fuente, estos símbolos servirán para la plena identificación de los parámetros necesarios calculados y tomados en cuenta al momento de la evaluación sismo-resistente. La simbología utilizada se muestra a continuación en la tabla 3.1.

Tabla 3.1: Simbología de variables.

Símbolo	Definición
A_B	Área de la edificación en su base
A_x	Factor de amplificación
CPT	Ensayo penetrómetro de cono
C_t	Coeficiente que depende del tipo de edificio
D	D carga muerta total de la estructura
DBF	Diseño Basado en Fuerzas
DBD	Diseño Directo Basado en Desplazamientos
$d_{máx}$	Valor del desplazamiento máximo en el nivel x
d_{prom}	Promedio de desplazamientos de los puntos extremos de la estructura en el nivel x
Δ_d	Desplazamiento característico usado en el DBD
Δ_E	Derivas de piso
Δ_{Ei}	Derivas de piso calculada
Δ_i	Deriva del piso i calculada en el centro de masas del piso

Continuación…

Δ_M	Deriva de piso máxima horizontal inelástico, expresada como fracción de la altura del piso.
E	Efectos de las fuerzas sísmicas
E_h	Componente horizontal del sismo
E_x	Componente horizontal según el axis x
E_y	Componente horizontal de dirección perpendicular a Ex
η	Razón entre la aceleración espectral Sa a período estructural T = 0.1 s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador.
h_i, h_x	Altura en metros, medida desde la base, del nivel i o x
h_n	Altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio
ξ	Nivel de amortiguamiento viscoso equivalente
F_a	Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
f'_{cc}	Resistencia a la compresión del hormigón en el núcleo confinado
F_d	Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio
F_i	Vector de fuerzas laterales aplicadas en el piso i de la estructura
f_m	Curvatura en la sección de la rótula plástica, correspondiente a los límites de deformación unitaria
F_s	Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos
g	Aceleración o intensidad de la gravedad
H	Espesor total de los estratos de suelos cohesivos (m)
h_b	Peralte de una viga característica de un pórtico
h_i	Altura del piso i considerada de la estructura
H_i	Para cada nivel de altura
h_n	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura
H_n	Altura total del edificio
h_x	Altura del piso x de la estructura
I	Coeficiente de importancia
I_g	Inercia no agrietada de la sección transversal al elemento
K	Rigidez de un elemento estructural o de la estructura
k	Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T
K_{eff} o K_e	Rigidez efectiva
L	Sobrecarga (carga viva)
L_i	Carga viva del piso i
L_r	Sobrecarga cubierta (carga viva)
m_i	Masa del piso i

Continuación…

n	Número de pisos de la estructura
P-Δ	Efectos de segundo orden
PGA	Valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno (Peak Ground Acceleration)
P_i	Suma de la carga vertical total sin mayorar, incluyendo el peso muerto y la sobrecarga por carga viva, del piso i y de todos los pisos localizados sobre el piso i
$Ø_E$	Coeficiente de regularidad en elevación
$Ø_{Ei}$	Coeficiente de configuración en elevación
$Ø_P$	Coeficiente de regularidad en planta
$Ø_{PA}$	Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (véase sección 5.2)
$Ø_{PB}$	Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4 (véase sección 5.2)
$Ø_{Pi}$	Coeficiente de configuración en planta
Q_i	Índice de estabilidad del piso i, es la relación entre el momento de segundo orden y el momento de primer orden
r	Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto
R	Factor de reducción de resistencia sísmica
R_d	Resistencia de diseño del elemento considerado
$R_ξ$	Factor de reducción de demanda sísmica
$R_Ω$	Factor de sobre resistencia
S_a o $S_{a(T)}$	Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g), definido para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5%. Depende del período o modo de vibración de la estructura
SD1	Corresponde a la aceleración espectral para T = 1s, para un período de retorno de 475 años (en el estándar ASCE7-10 de los EEUU)
SM1	Corresponde a la aceleración espectral con para T = 1s, para un período de retorno de 2500 años, tomando en cuenta el efecto del suelo de cimentación (en el estándar ASCE7-10 de los EEUU)
T	Período fundamental de vibración de la estructura
$T_α$	Período fundamental de vibración aproximado en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño
T_{eff} o T_e	Período efectivo
W	Carga sísmica reactiva
w_i	Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W (incluye la fracción de la carga viva correspondiente) peso: w / cargas: W
E_v	Componente vertical del sismo
Z	Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g

Fuente: NEC-SE-DS _ Peligro Sísmico

3.2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO “JARDÍN DEL CIELO”

La estructura a ser analizada, es un edificio de uso ocupacional de vivienda, el mismo que tiene cinco pisos de elevación medidos desde la planta baja, cuenta con una altura de piso de 3 metros y cubierta final inaccesible.

Asimismo, cuenta con vigas de entre 3 y 7 metros de longitud, losa nervada alivianada con casetones perdidos, armada en dos direcciones con 25 cm de espesor; de los cuales 5 cm corresponden a la capa de compresión; 50 cm de inter-eje y áreas de 270 m² aproximadamente en las plantas a partir del nivel +3.00 metros hasta el nivel +18.00 metros respectivamente, adicionalmente cuenta con un muro estructural que servirá de ducto de ascensor con un espesor de 20 cm.

La estructura está diseñada con hormigón de resistencia f’c= 240 kg/cm², acero de refuerzo con esfuerzo de fluencia fy= 4200 kg/cm².

La sección de vigas y columnas, así como su armado se detallará posteriormente.

Idealmente, “Jardín del Cielo” estará ubicado en las calles Imbabura y Av. Andrés F. Córdova, a menos de 90 metros del Hospital Homero Castanier Crespo.

Figura 3.1 Ubicación “Jardín del Cielo”.
Fuente: Google Maps.

A continuación en las figuras 3.2, 3.3 y 3.4 se muestran los planos en miniatura permitiendo una adecuada vista de las características descritas de la edificación.

Figura 3.2 Planta Baja “Jardín del Cielo”.
Fuente: Autor.

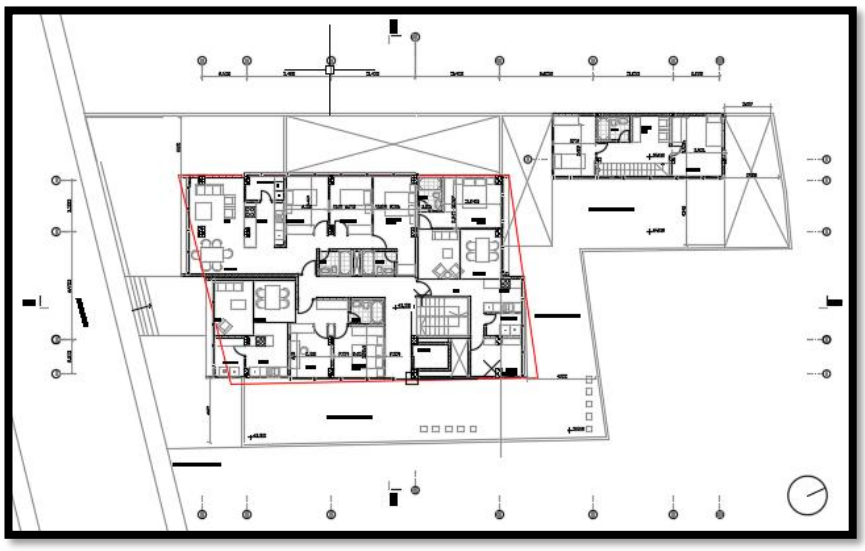


Figura 3.3 Planta Tipo “Jardín del Cielo”.
Fuente: Autor.

Es necesario decir que en la parte posterior de edificio se cuenta con un departamento que solo estará presente una vez en la modelación y corresponde a la zona comprendida entre los ejes 0,1 y F, G y H.

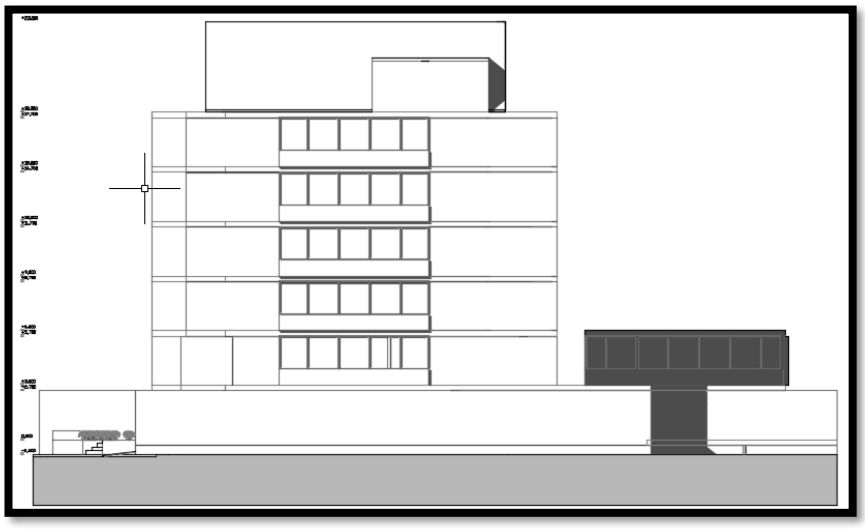


Figura 3.4 Elevación Lateral Derecha "Jardín del Cielo"
Fuente: Autor.

3.3. PROPIEDADES Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Aquí se definirán los materiales que posee el edificio y que se verán reflejados en la modelación, se describe su concepto a breves rasgos para una mejor comprensión del lector.

3.3.1. Hormigón simple

El hormigón simple o concreto no confinado, es un material que se comporta de forma adecuada a la compresión, sin embargo es débil ante solicitaciones de tracción, lo que limita su aplicación por si solo como material estructural. Para superar esta debilidad se hace empleo de acero de refuerzo de manera longitudinal y transversal en las zonas donde se desarrolle tensiones por las acciones a las que está sometido el elemento (Romo Proaño, 2008).

3.3.2. Hormigón armado

También llamado concreto confinado, pues queda atrapado debido a la presencia del refuerzo transversal separados a poca distancia rodeando el núcleo de la sección. El confinamiento en la sección se da cuando el concreto alcanza su máximo nivel de resistencia a la compresión, al alcanzar esta etapa las deformaciones transversales aumentan debido al agrietamiento interno progresivo en la sección, en donde el concreto tiende a apoyarse sobre el refuerzo transversal el cual es el que produce la reacción de confinamiento asiéndolo un material más dúctil (Park & Paulay, 1988).

3.3.3. Acero de refuerzo

El acero utilizado en estructuras (barras y cables) es un material apto para resistir solicitaciones de tracción, lo que lo convierte en el componente ideal para combinarse técnicamente con el hormigón simple, con el que conforma el hormigón armado y el hormigón pre-esforzado.

Además, el acero en barras está en capacidad de resistir eficientemente solicitaciones de cortante y de torsión, aunque por su costo mucho más elevado que el del hormigón simple, el porcentaje volumétrico del acero dentro del hormigón armado y del hormigón pre-esforzado es relativamente pequeño (generalmente entre 0.5% y 3%, dependiendo del elemento estructural) (Romo Proaño, 2008).

3.3.4. Resumen de las especificaciones para los materiales

Tabla 3.2 Resumen de especificaciones de los materiales a emplear

Hormigón		
f'c=	280	kg/cm²
Peso específico=	2400	kg/m³
E=	252671.328	kg/cm²
Acero de Refuerzo		
fy=	4200	kg/cm²
Peso Específico=	7800	kg/m³
E=	2000000	kg/cm²

Fuente: Autor

3.4. CARGAS EN LA ESTRUCTURA

Las cargas a tomarse en cuenta están definidas en la (NEC, 2015) y son de tres tipos:

- Cargas vivas o de uso
- Cargas muertas o permanentes
- Cargas accidentales

A continuación se encuentra la descripción y valores de cada una de las que se tomaron en cuenta.

3.4.1. Cargas vivas o sobrecargas (L)

Las sobrecargas que se utilicen en el cálculo, dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles equipos y accesorios móviles o temporales, y otras (NEC, 2015).

Tabla 3.3: Resumen de carga viva considerada.

Carga muerta	
Carga	**Carga Uniforme (Ton/m²)**
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento	0.022
Pared	0.18
Carga de Cubierta	0.05

Fuente: Autor.

3.4.2. Cargas muertas o permanentes (D)

Aquí se toman en cuenta los pesos de todos los elementos estructurales, tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones, máquinas y todo artefacto permanentemente integrado a la estructura (NEC, 2015).

Tabla 3.4: Resumen de carga muerta y de cubierta consideradas.

Carga muerta	
Carga	**Carga Uniforme (Ton/m²)**
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento	0.05
Pared	0.2
Carga de Cubierta	0.05

Fuente: Autor.

3.4.3. Cargas por viento

Al tratarse de un edificio de mediana altura, aproximadamente 18 metros sin contar la cubierta, es necesario tomar en consideración el efecto del viento, en donde la norma establece que: "La velocidad de diseño para el viento hasta 10 metros de altura será la adecuada a la velocidad máxima para la zona de ubicación de la edificación, sin que esta sea menor a 21 m/s (75 km/h)" (NEC, 2015).

Después esta velocidad, será multiplicada por un coeficiente de corrección (σ) que depende de la altura y de las características topográficas y/o de edificación del entorno categorizadas de la siguiente manera:

- Categoría A (sin obstrucción): edificios frente al mar, zonas rurales o espacios abiertos sin obstáculos topográficos.
- Categoría B (obstrucción baja): edificios en zonas suburbanas con edificación de baja altura, en promedio hasta 10 metros.
- Categoría C (zona edificada): Zonas edificadas con edificios de altura.

`

Tabla 3.5: Coeficiente de corrección entorno/altura.

Altura (m)	Sin obstrucción (Categoría A)	Obstrucción baja (Categoría B)	Zona edificada (Categoría C)
5	0.91	0.86	0.8
10	1	0.9	0.8
20	1.06	0.97	0.88
40	1.14	1.03	0.96
80	1.21	1.14	1.06
150	1.28	1.22	1.15

Fuente: NEC-SE-CG.

Una vez escogido el coeficiente de corrección, se procede a calcular la velocidad corregida del viento utilizando la fórmula encontrada en la NEC.

$$V_b = V.\sigma \qquad \text{Ec. (3-1)}$$

Donde:

$\boldsymbol{V_b}$ Es la velocidad corregida del viento en m/s;

$\boldsymbol{V}$ Velocidad instantánea máxima del viento en m/s, registrada a 10 m de altura sobre el terreno;

σ Coeficiente de corrección de la Tabla 4.4.

Tabla 3.6: Calculo de Vb

V =	21
σ =	0.97
Vb=	20.37

Fuente: Autor

Después de esto, se procede a calcular la presión del viento, cabe recalcar que se considera que la acción del viento actúa como presión sobre los elementos de la fachada.

Para el cálculo se recurre a la fórmula indicada en la NEC:

$$P = \rho \, . V_b^2 . C_e . C_f \quad \text{Ec. (3-2)}$$

Donde:

P Presión de cálculo expresada en Pa (N/m²)

ρ Densidad del aire expresada en Kg/m³ (en general, se puede adoptar 1.25 Kg/m³)

c_e Coeficiente de entorno/altura

c_f Coeficiente de forma

Tabla 3.7: Coeficiente de corrección de forma.

Construcción	Barlovento	Sotavento
Superficies verticales de edificios	+0.8	

Fuente: NEC-SE-CG.

Tabla 3.8: Calculo de carga de viento

ρ=	1.25	Kg/m³
Vb^2=	414.937	m²/s²
Ce=	0.97	
Cf=	0.8	
P=	402.489	N/m²
P=	0.402	KN/m²

Fuente: Autor

Como podemos observar entonces la presión del viento para nuestro caso de estudio es de **0.402 KN/m², ** lo que nos dejaría con una carga de **0.04 Ton/m²** que, considerando que es una carga lateral, no sería significativa para este estudio.

3.4.4. Cargas accidentales

A diferencia de las cargas viva y muerta, para encontrar las cargas accidentales, la norma NEC-SE-CG, nos envía hacia el apartado 2.2 de la norma NEC-SE-DS, la cual es la encargada de todos los lineamientos en cuanto a peligro sísmico y requisitos de diseño sismo-resistente; así como también a la norma NEC-SE-RE, la cual trata sobre el riesgo sísmico, evaluación de edificaciones y rehabilitación de estructuras.

3.4.4.1 Cargas sísmicas

Basados en la norma ecuatoriana de la construcción vigente (NEC, 2015), tenemos que seguir ciertos pasos para cuantificar parámetros previos a la obtención de esta carga, los mismos que se describirán a continuación:

- **Paso 1: Zonificación**

Para los edificios de uso normal, como el que se va a estudiar en el presente trabajo, se utiliza el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

La norma NEC, establece 6 zonas sísmicas a ser tomadas en cuenta para conseguir el valor de Z, como podemos ver en la (Fig. 3.5) presentada a continuación:

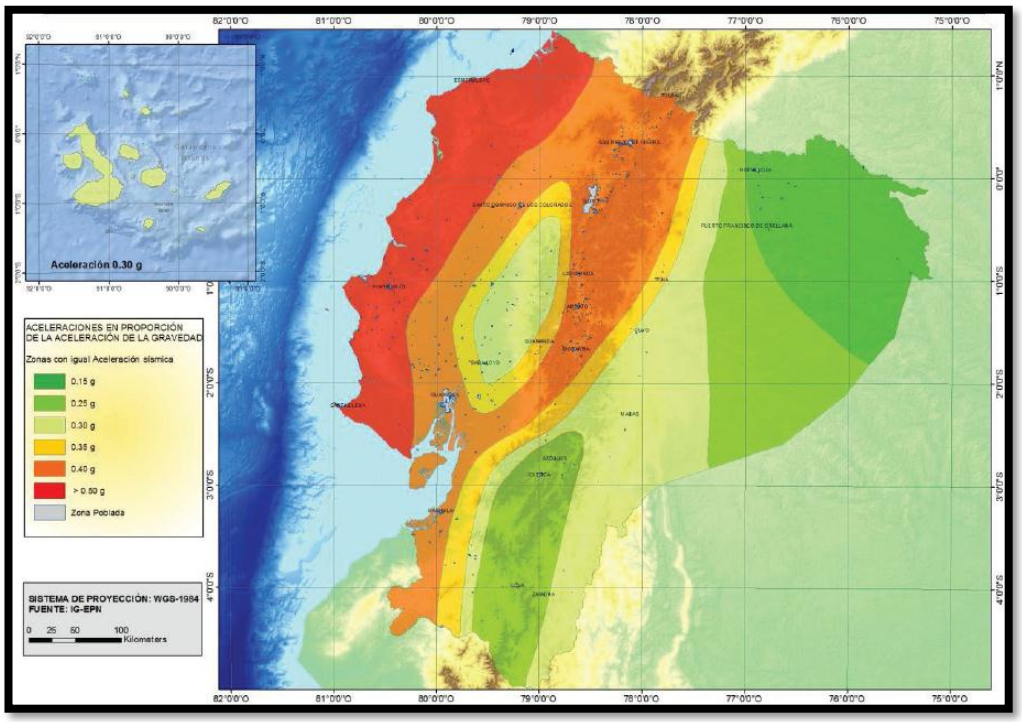


Figura 3.5 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI (NEC, 2015).

Tabla 3.9: 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	0.4	≥0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: NEC-SE-DS

La zona sísmica donde se encuentra el edificio, corresponde, como ya se dijo antes a la curva de peligro sísmico de la ciudad de Azogues mostrada en la (Fig. 3.6), misma que tiene un valor de Z=0.25 g como resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, es decir para un período de retorno de 475 años.

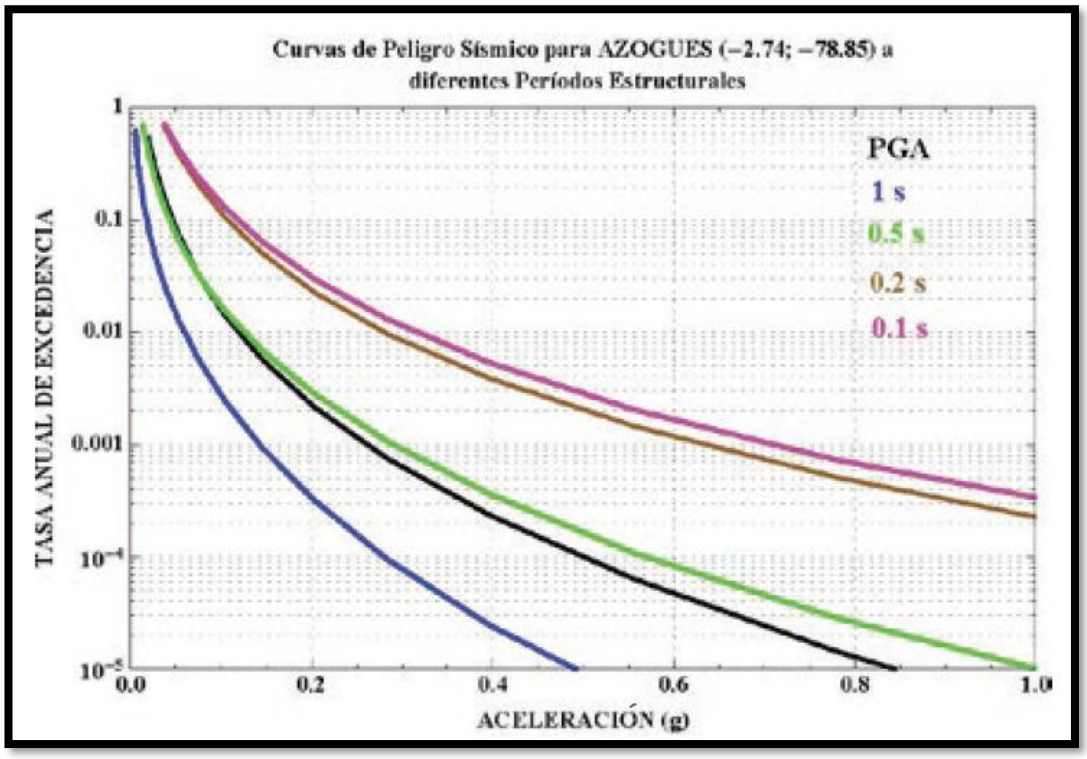


Figura 3.6 Curvas de peligro sísmico, Azogues.

Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015)

Una vez determinados los valores anteriores podemos encontrar, que según la tabla 4.8 obtenida de la (NEC, 2015), el edificio de encuentra ubicado en una zona de alto peligro sísmico.

- **Paso 2: Características del suelo de emplazamiento**

Según la (NEC, 2015), existen 6 tipos de suelo, los parámetros que se utilizan en la clasificación son los correspondientes a los 30 metros superiores del perfil para los tipo A, B, C, D, E y para el perfil de tipo F se aplican otros criterios y no debe limitar su análisis a los 30 m superiores del perfil.

Al encontrarse el edificio en una posición cercana al Hospital Homero Castanier Crespo, exactamente a menos de 100 metros, podemos referirnos al ensayo SPT realizado por (Cabrera González & Esquivel Valencia , 2016), quienes clasifican al suelo de la zona como tipo C.

Tabla 3.10 Clasificación del perfil de suelo

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > V_S ≥ 360 m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	N ≥ 50.0 S_u ≥ 100 KPa

Fuente: (NEC, 2015)

- **Paso 3: Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa)**

En la Tabla 3.11 se presentan los valores del coeficiente **F_a** que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tabla 3.11 Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

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

Fuente: (NEC, 2015)

- **Paso 4: Factor de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)**

En la Tabla 3.12 se presentan los valores del coeficiente **Fd** que amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Tabla 3.12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

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

Fuente: (NEC, 2015)

- **Paso 5: Factor de comportamiento no lineal de los suelos (Fs)**

En la Tabla 3.13 se presentan los valores del coeficiente **Fs**, que consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Tabla 3.13: Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s

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

Fuente: (NEC, 2015)

- **Paso 6: Categoría de edificio y coeficiente de importancia (I)**

El edificio “Jardín del Cielo”, al ser un complejo de apartamentos, no recibe un trato especial como el caso de hospitales, escuelas, aeropuertos o lugares similares de concentración masiva, por lo que en la tabla 3.14, podemos distinguir que su categoría es la de “Otras estructuras”. Debido a esto su coeficiente de importancia es igual a 1.

Tabla 3.14: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes 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 substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC, 2015)

3.5. ESPECTRO ELÁSTICO HORIZONTAL DE DISEÑO EN ACELERACIONES

Como ya se indicó antes, los parámetros seleccionados en los puntos anteriores, serán de utilidad en este momento, al graficar el espectro elástico horizontal de diseño.

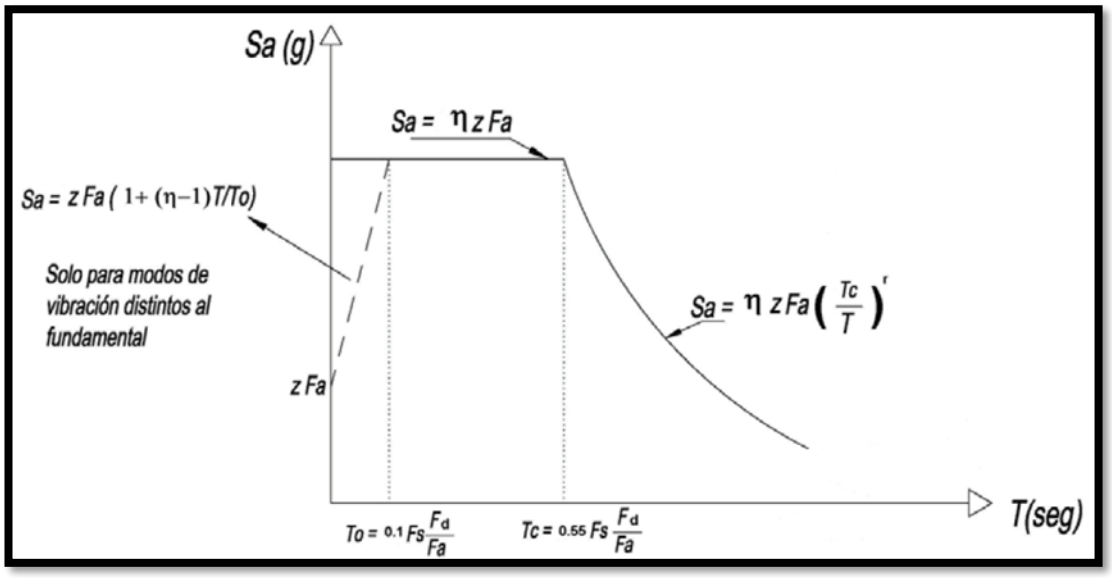


Figura 3.7 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

Fuente: NEC-SE-DS (NEC, 2015)

En la figura 3.7, en forma literal, se pueden observar los factores que intervienen y son:

Dónde según la (NEC, 2015):

η Razón entre la aceleración espectral Sa (T = 0.1 s) y el PGA para el período de retorno seleccionado.

Se definieron los valores de la relación de amplificación espectral, η (Sa/Z, en roca), que varían dependiendo de la región del Ecuador, adoptando los siguientes valores:

- η= 1.80: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- η= 2.48: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos,
- η= 2.60: Provincias del Oriente.

F_a Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

F_d Coeficiente de amplificación de suelo. Amplifica las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, considerando los efectos de sitio.

Fs Coeficiente de amplificación de suelo. Considera el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del período del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Sa Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g). Depende del período o modo de vibración de la estructura.

Ta Período fundamental de vibración de la estructura.

T_0 Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

T_C Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

Z Aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad g.

r Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

- r = 1 para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
- r = 1.5 para tipo de suelo E.

Dicho espectro, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural T pertenecientes a 2 rangos:

$$S_a = \eta . Z . F_a \qquad \text{para} \qquad 0 \leq T \leq T_c \qquad \textbf{Ec. (4-3)}$$

$$S_a = \eta . Z . F_a . \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \qquad \text{para} \qquad T > T_c \qquad \textbf{Ec. (4-4)}$$

Por lo tanto, en resumen, los datos seleccionados para obtener el espectro sísmico horizontal se muestran en la tabla 3.15:

Tabla 3.15 Parámetros para la obtención del espectro sísmico

Z=	0.25
Fa=	1.3
Fd=	1.28
Fs=	0.94
ŋ=	2.48
r=	1
I=	1
To=	0.09
Tc=	0.51
R=	8.00

Fuente: Autor (NEC, 2015)

Y el espectro a su vez se muestra en la figura 3.8:

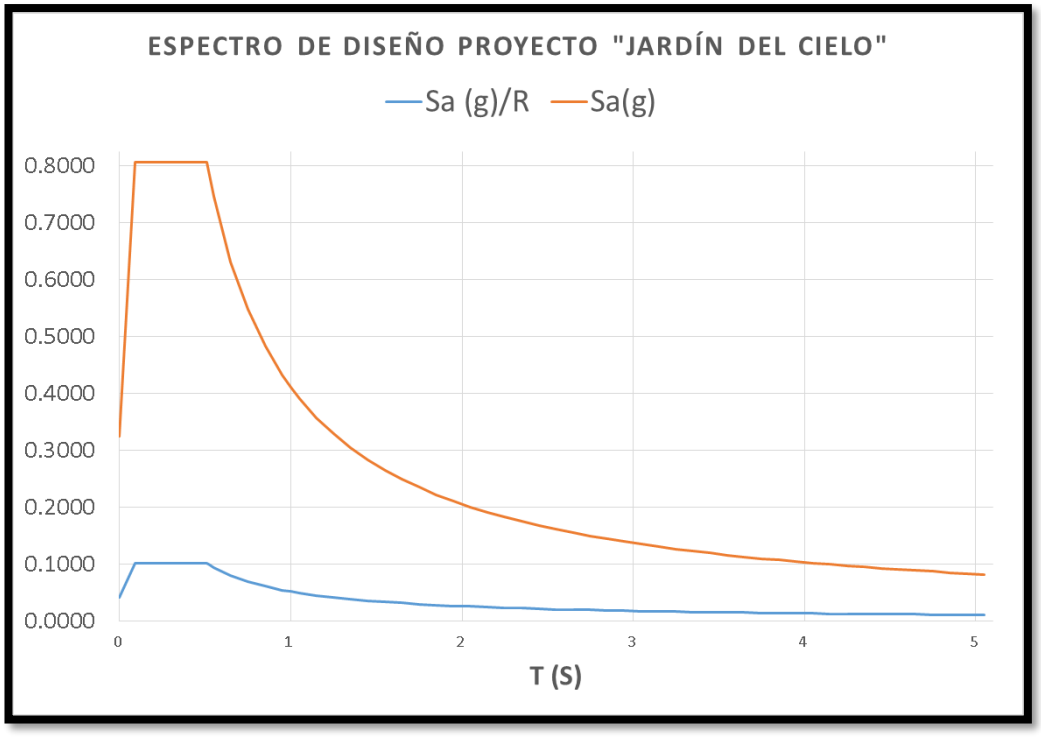


Figura 3.8 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones para el "Jardín del Cielo".

Fuente: Autor.

Dicho espectro corresponde a los valores presentados en la tabla 4.16 mostrada a continuación:

Tabla 3.16: Valores del gráfico del espectro sísmico

T	Sa (g)/R	Sa(g)	2.55	0.0201	0.1609
0	0.0406	0.3250	2.65	0.0194	0.1548
0.09	0.1008	0.8060	2.75	0.0186	0.1492
0.51	0.1008	0.8060	2.85	0.0180	0.1440
0.52	0.0988	0.7905	2.95	0.0174	0.1391
0.55	0.0932	0.7460	3.05	0.0168	0.1345
0.65	0.0789	0.6312	3.15	0.0163	0.1303
0.75	0.0684	0.5471	3.25	0.0158	0.1262
0.85	0.0603	0.4827	3.35	0.0153	0.1225
0.95	0.0540	0.4319	3.45	0.0149	0.1189
1.00	0.0513	0.4103	3.55	0.0144	0.1156
1.05	0.0488	0.3908	3.65	0.0141	0.1124
1.15	0.0446	0.3568	3.75	0.0137	0.1094
1.25	0.0410	0.3282	3.85	0.0133	0.1066
1.35	0.0380	0.3039	3.95	0.0130	0.1039
1.45	0.0354	0.2830	4.05	0.0127	0.1013
1.55	0.0331	0.2647	4.15	0.0124	0.0989
1.65	0.0311	0.2487	4.25	0.0121	0.0965
1.75	0.0293	0.2345	4.35	0.0118	0.0943
1.85	0.0277	0.2218	4.45	0.0115	0.0922
1.95	0.0263	0.2104	4.55	0.0113	0.0902
2.05	0.0250	0.2001	4.65	0.0110	0.0882
2.15	0.0239	0.1908	4.75	0.0108	0.0864
2.25	0.0228	0.1824	4.85	0.0106	0.0846
2.35	0.0218	0.1746	4.95	0.0104	0.0829
2.45	0.0209	0.1675	5.05	0.0102	0.0812

Fuente: Autor

Como se puede observar, el gráfico contiene tanto el espectro de diseño como tal y a su vez el espectro modificado por el factor **R**, cuya definición será explicada en la sección 4.6.

3.6. DETERMINACIÓN DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA (TA)

La Norma NEC en su sección 6.3.3 (NEC, 2015), expone dos métodos para el cálculo del período de vibración fundamental, indicando que el procedimiento da como resultado una estimación inicial razonable para dicho parámetro, mismo que, permite el cálculo de las fuerzas sísmicas a aplicar sobre la estructura y consecuentemente realizar su dimensionamiento.

Ta permite determinar el valor **Sa** del espectro en aceleraciones mediante el gráfico del espectro de aceleraciones expuesto en la sección 4.4.

Se procede a utilizar el primer método descrito en la norma, mismo que, hace uso de la siguiente expresión:

$$Ta = C_t . h_n^{\propto} \qquad \text{Ec. (3-5)}$$

Donde:

$\boldsymbol{C_t}$ Coeficiente que depende del tipo de edificio

$\boldsymbol{Ta}$ Período fundamental de la estructura

$\boldsymbol{h_n}$ Altura del edificio en metros

$\propto$ Coeficiente descrito en la tabla 3.17 dependiente de C_t

Tabla 3.17: Coeficiente C_t y $\propto$

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

Fuente: (NEC, 2015)

Una vez realizados los cálculos el valor conseguido se muestra en la tabla 3.18

Tabla 3.18: Cálculo de Ta

Parámetro	Valor	Unidad
Ct=	0.055	
hn=	18	m
α=	0.75	
Ta=	0.48064	s

Fuente: Autor

3.7. DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA SÍSMICA (R)

El factor **R** permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas (NEC, 2015).

Los factores de reducción de resistencia **R** dependen realmente de algunas variables, tales como:

- Tipo de estructura,
- Tipo de suelo,
- Período de vibración considerado
- Factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite

El valor del factor se tomará de las tablas, atendiendo al grupo de edificación al que pertenezca la estructura.

Tabla 3.19 Coeficiente **R** para sistemas estructurales dúctiles

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
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: (NEC, 2015)

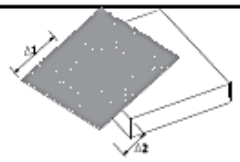
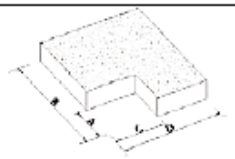
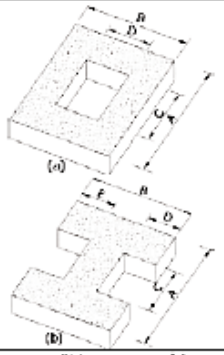
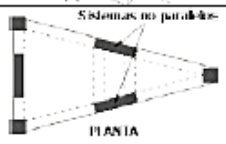
En consecuencia, al contar con un pórtico especial sismo-resistente, de hormigón armado con vigas descolgadas, el valor del factor **R** es de ocho.

3.8. COEFICIENTES DE CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

En caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que "penalizan" al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo.

Los coeficientes de configuración estructural incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Por tanto, es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades.

Tabla 3.20 Coeficientes de irregularidad en planta

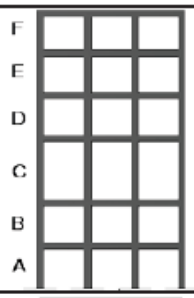
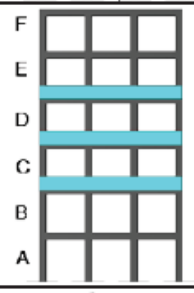
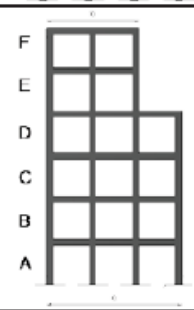
Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{Pi}=0.9$ $\Delta > 1.2\frac{(\Delta 1+\Delta 2)}{2}$ Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces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

Fuente: (NEC, 2015)

En el presente caso, al revisar los planos de la estructura, podemos ver que existen irregularidades de tipo 3, por lo tanto el coeficiente de regularidad en planta será: $\emptyset P=0.9$

De la misma manera, para conocer el coeficiente de regularidad en planta debemos nuevamente referirnos a la norma (NEC, 2015), en donde podemos encontrar al igual que en caso anterior, los valores tabulados de acuerdo al caso de irregularidad que se presente.

Tabla 3.21 Coeficientes de irregularidad en elevación

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

Fuente: (NEC, 2015)

En el presente caso, al consultar con los planos, se puede apreciar que la regularidad en planta es bastante buena. No obstante se tomará ØE= 0.9 debido a que al momento del diseño de la estructura, en la planta del primer piso alto, estaba considerada una losa en voladizo que posteriormente fue derrocada ya que, además de ser inaccesible, únicamente funcionaba como cubierta del espacio de reuniones de planta baja.

3.9. CARGA SÍSMICA REACTIVA

Según la norma (NEC, 2015) en su sección 6.1.7, determina que independientemente del método de análisis que se le vaya a aplicar a la estructura, la carga sísmica reactiva **W** estará determinada por:

$$W = D \qquad \textbf{Ec. (3-6)}$$

En donde:

D Carga muerta total de la estructura

Cabe recalcar que, en la edición anterior a la (NEC, 2015), se consideraba cierto porcentaje de la carga viva **L**, pero en esta versión eso se dejó de realizar. Así mismo la norma Americana (ASCE, 2010), concuerda con este criterio.

3.10. DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE SÍSMICO DE CORTANTE BASAL (CS)

El coeficiente sísmico de cortante basal, se define en la norma (NEC, 2015), y de igual manera en la norma (ASCE, 2010), en donde se lo denota como **(Cs)**, como el cociente entre; el resultado de multiplicar el valor la aceleración espectral en el instante de vibración fundamental de la estructura por el coeficiente de importancia de la misma y; el producto de los coeficientes de regularidad con el factor de reducción de resistencia sísmica.

Lo anterior, matemáticamente hablando, se traduce en la siguiente expresión:

$$C_{s=} \frac{I.S_a(T_a)}{R.\emptyset_{p.}\,\emptyset_E} \qquad \textbf{Ec. (3-7)}$$

Donde:

I Coeficiente de importancia estructural, descrito en la sección 4.3.4.1.6

$S_a(T_a)$ Aceleración espectral en el instante de vibración fundamental de la estructura

R Factor de reducción de resistencia sísmica, descrito en la seción 4.6

$\emptyset_p, \emptyset_E$ Coeficientes de configuracion en planta y elevación, descritos en la seccion 4.7

Se procede a calcular el valor de **Cs**, dando como resultado el valor descrito en la tabla 3.22.

Tabla 3.22 Cálculo del factor Cs

Parámetro	Valor
I=	1
Sa(Ta)=	0.806
R=	8
Øp=	0.9
ØE=	0.9
Cs=	0.1244

Fuente: Autor

El valor de **Cs**, es de 0.1244, mismo que será ingresado en el software especializado para el cálculo de las reacciones en la base.

3.11. DEFINICIÓN DE LOS COMBINACIONES DE CARGA A UTILIZARSE

La sección 3.4.3 de la norma NEC-SE-CG (NEC, 2015), propone las combinaciones de cargas con el objetivo de que las estructuras, componentes y cimentaciones, sean diseñadas de tal manera que la resistencia iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas. Las combinaciones se muestran a continuación:

1. 1.4 D
2. 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr
3. 1.2 D + 1.0 E + 1.0 L
4. 0.9 D + 1.0 E

Cabe recalcar que en el presente caso de estudio, se considera despreciable el uso de carga de Granizo (S), Viento (W) y Lluvia (R) además de que el término “Lr” de las combinaciones expuestas, hace referencia a la sobrecarga de cubierta.

3.12. PROCEDIMIENTO DE MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Una vez obtenidos cuantitativamente los valores necesarios para la modelación de la estructura, se procede con la misma.

3.12.1. Definición de grilla de dibujo

Empezaremos con la colocación de la grilla, cuya función es la de ayudar al dibujado y dar a conocer los valores de las distancias entre los ejes principales de la estructura como se muestra a continuación:

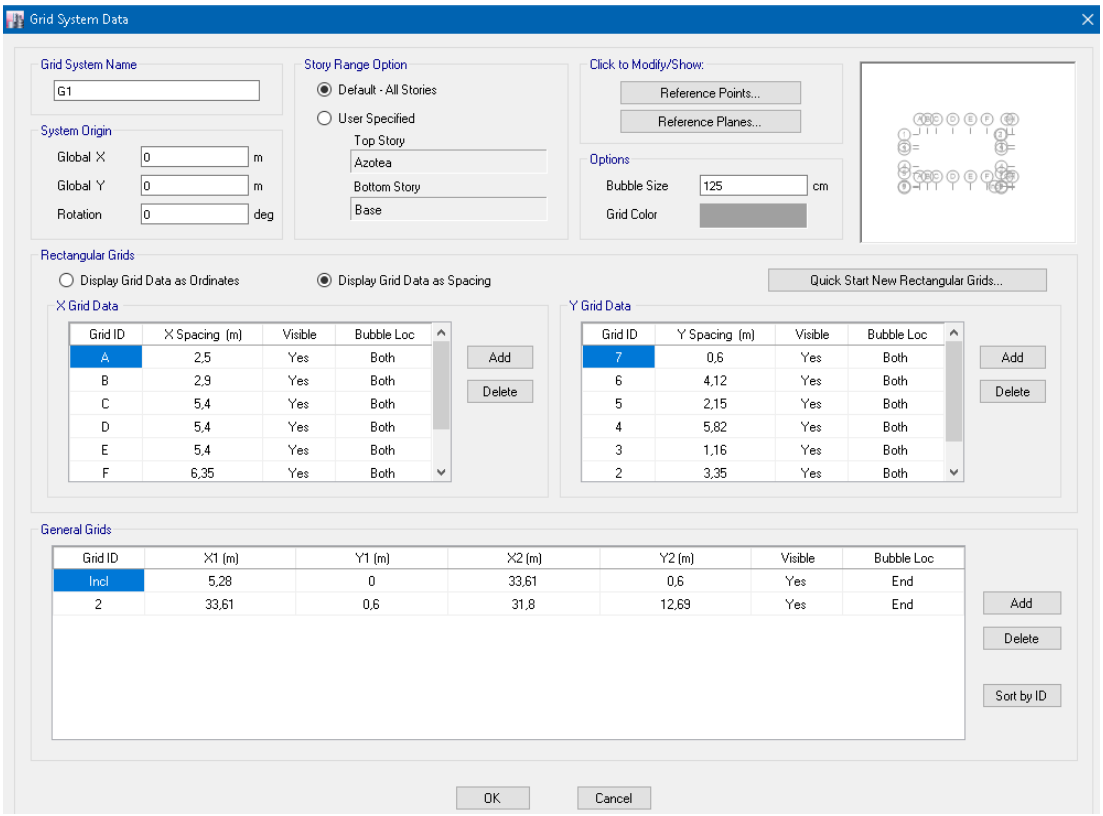


Figura 3.9 Definición de grilla en ejes X e Y

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

Se procede de la misma manera en el eje Z, asignando la cantidad y altura de los pisos así como también, es posible cambiar los nombres de los mismos si se desea. Para la facilidad de dibujo, se puede designar un piso maestro, es decir que todo lo que se realice en dicho piso se replicará en los demás, lo cual es una gran ayuda en el caso de edificios que cuentan con varios pisos semejantes como es el presente caso.

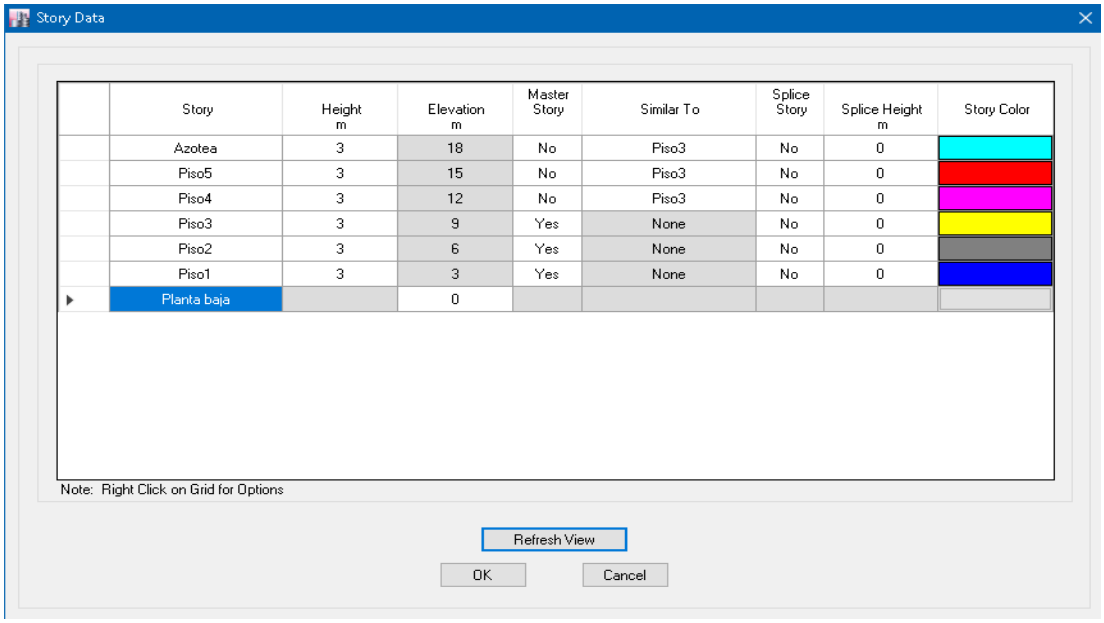


Figura 3.10 Definición de grilla en eje Z

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.12.2. Definición de materiales

Una vez establecida la grilla, se procede a definir en el programa los materiales con los que se va a trabajar, mismos que, en el presente caso son los descritos anteriormente en la tabla 3.2 como podemos ver a continuación:

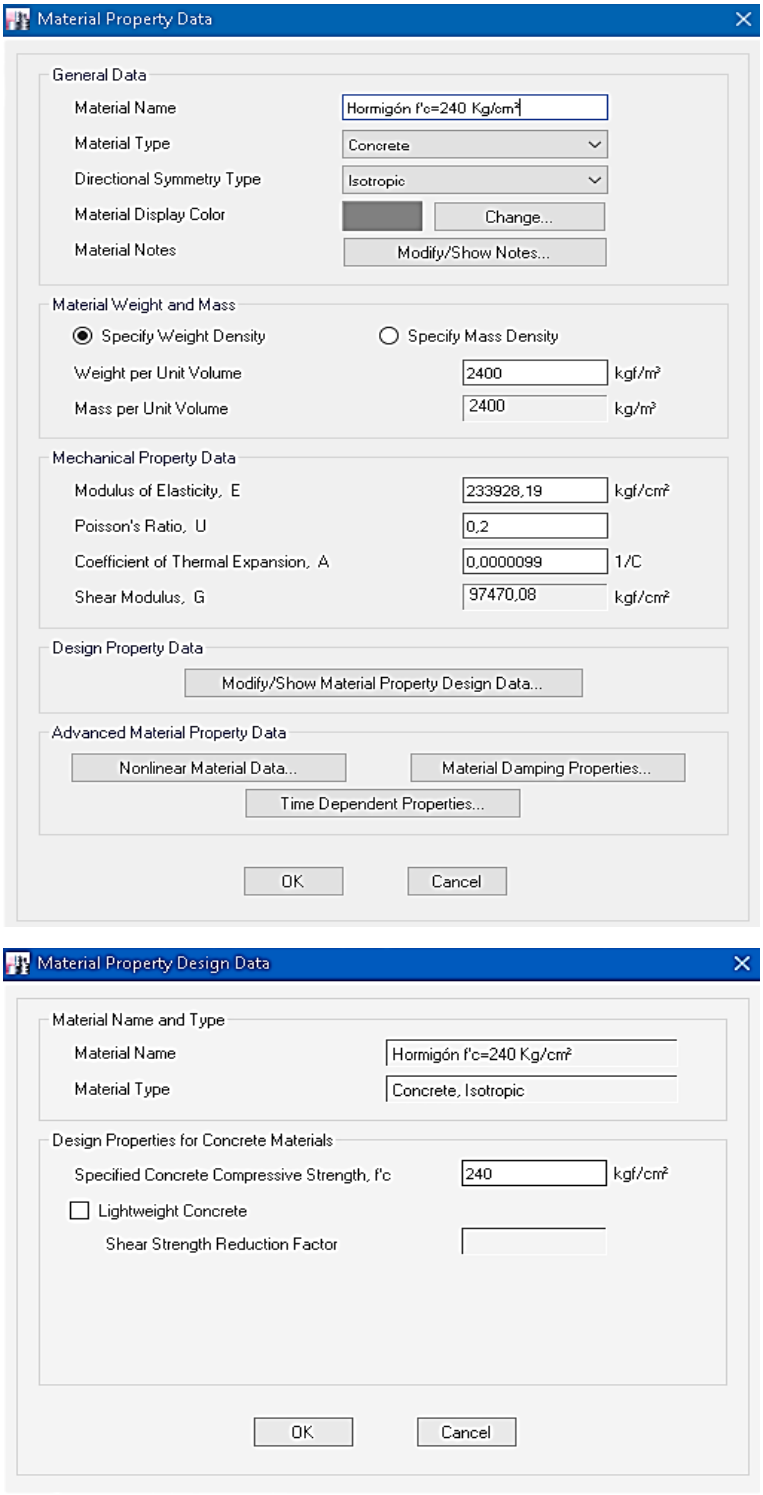
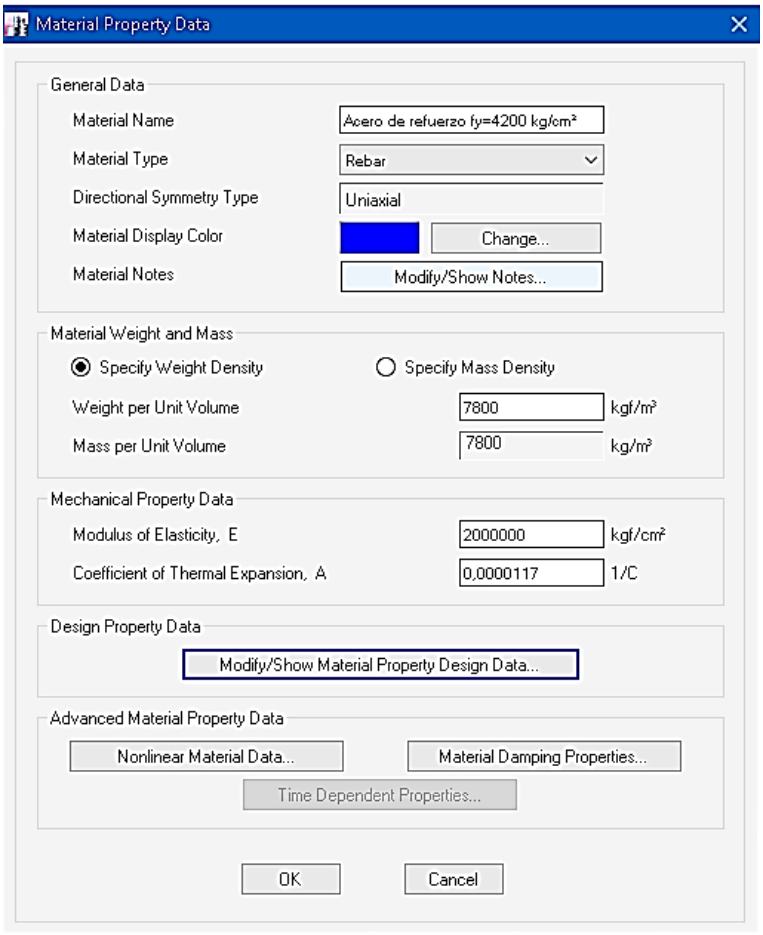


Figura 3.11 Definición de hormigón f'c=240kg/cm²

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

De la misma manera se procede con el acero de refuerzo:



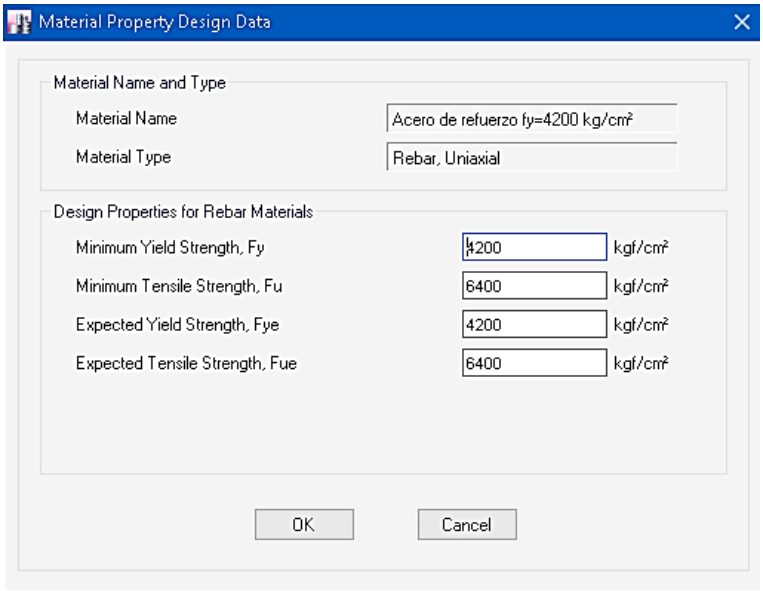


Figura 3.12 Acero de refuerzo fy=2400 kg/cm²

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.12.3. Creación y definición de secciones de elementos estructurales

Una vez se han designados los materiales, se procede a la creación de las secciones de los elementos estructurales. En la (Fig. 3.12) podemos apreciar la definición de una columna con sus componentes y es necesario recalcar que el proceso se repite para las diferentes secciones con las que cuenta la estructura.

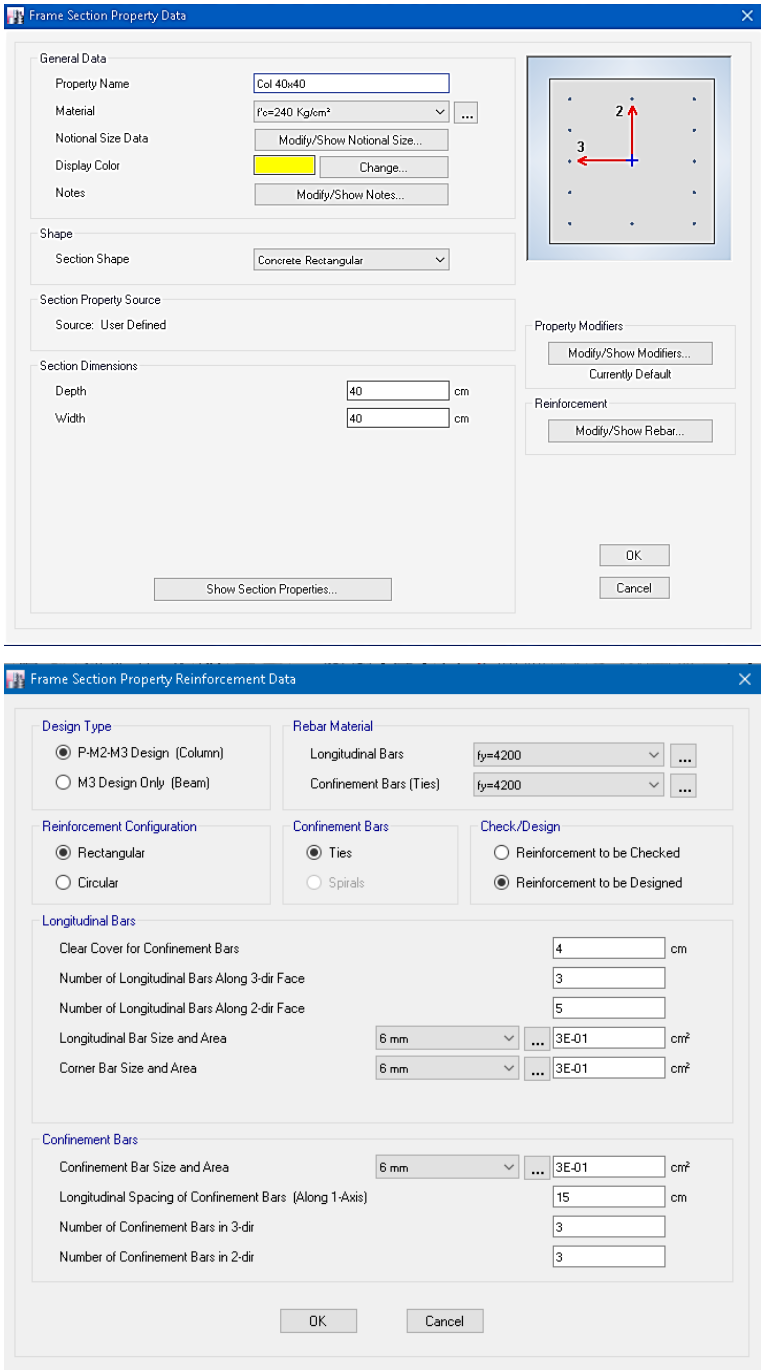


Figura 3.13 Sección y componentes de columna 40x40 cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

De la misma manera se definen las secciones de vigas a utilizarse, que como se puede apreciar en la figura a continuación, tiene diferente definición de componentes (estribos, diámetros, espaciamiento) ya que el software cuenta con la opción de diseño especializado dependiendo si se trata de una viga o una columna.

Es necesario recalcar que, el programa en su análisis, revisará las secciones y componentes para evaluar si estas necesitan ser modificadas, dependiendo esto, de si las mismas resisten o no las solicitaciones que se le aplicarán.

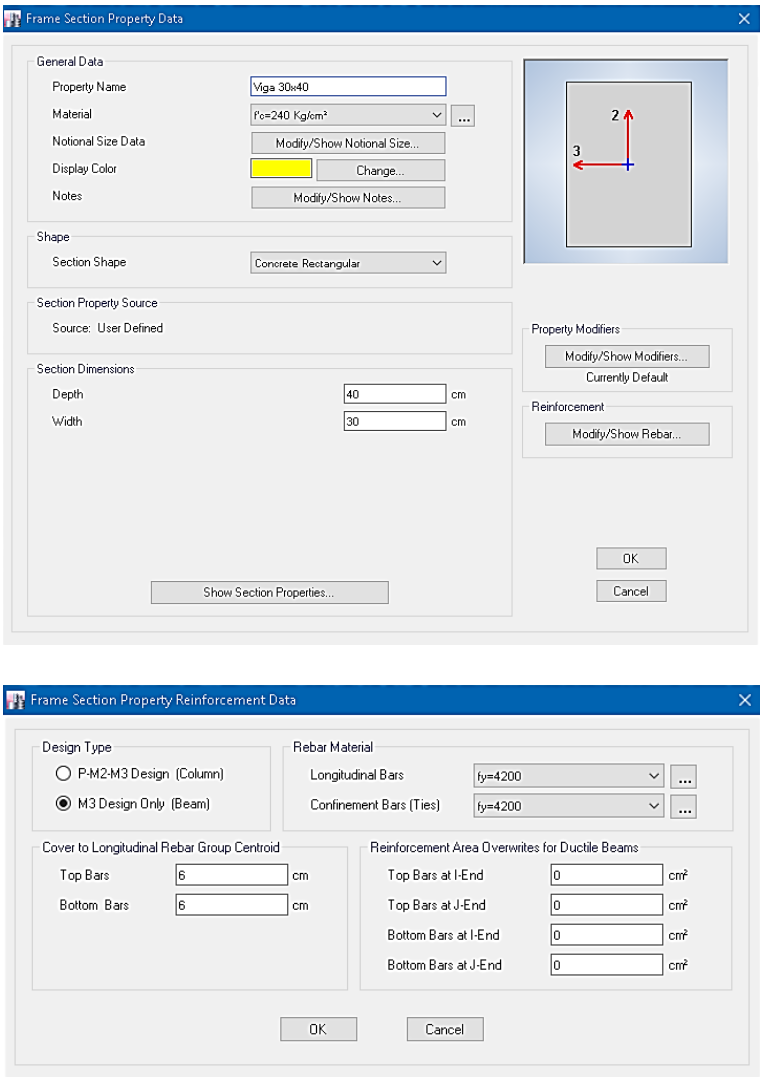


Figura 3.14 Sección y componentes de viga 30x40 cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

Como ya se dijo antes, el proceso se repite para todas las secciones, en la figura que se muestra a continuación se detalla el total de secciones de columnas y vigas utilizadas en la modelación.

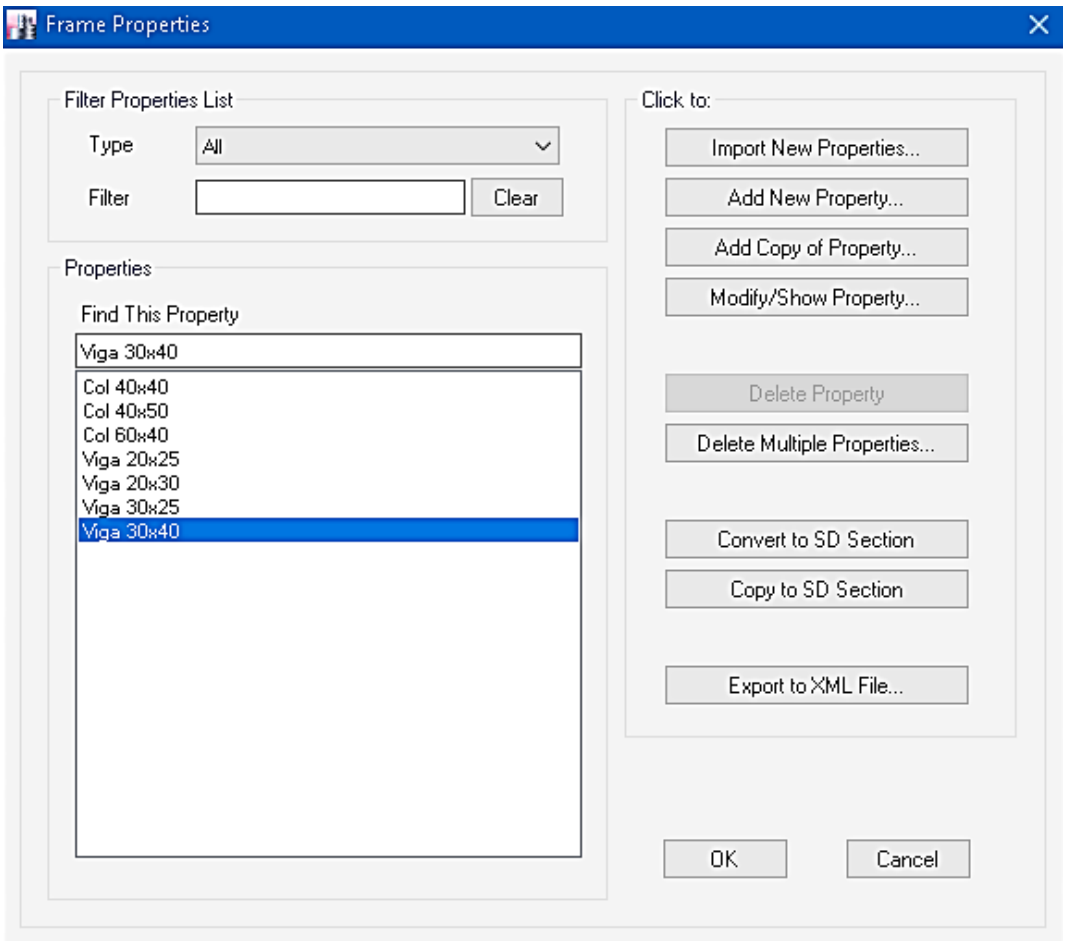


Figura 3.15 Sección y componentes utilizados en la estructura

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.12.4. Creación y definición de losa aligerada

Para la creación de la losa, se debe primeramente asignar el material del que estará hecha, después se definirá la tipología de losa a utilizarse, que en este caso corresponde al tipo **Waffle**, misma que en el lenguaje del software corresponde a una losa casetonada o aligerada.

La losa en cuestión, cuenta con casetones perdidos, tiene un peralte de 25 cm, nervios de 10 cm y distancia entre ejes de 50 cm. El hormigón utilizado para la losa es el mismo de los demás elementos estructurales (f'c=240 kg/ cm²).

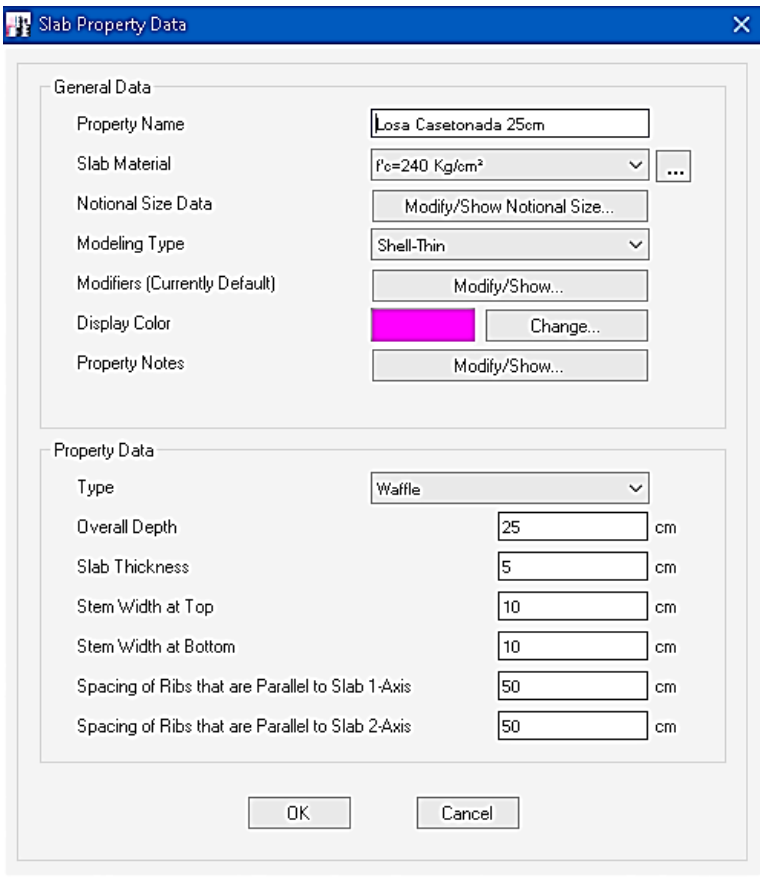


Figura 3.16 Definición de losa aligerada.

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.12.5. Creación y definición de muro de ascensor

En este caso al tratarse de un muro estructural de geometría sencilla, el software únicamente necesita que se defina el material a utilizarse que será el mismo de los demás elementos estructurales y su espesor de 20 cm.

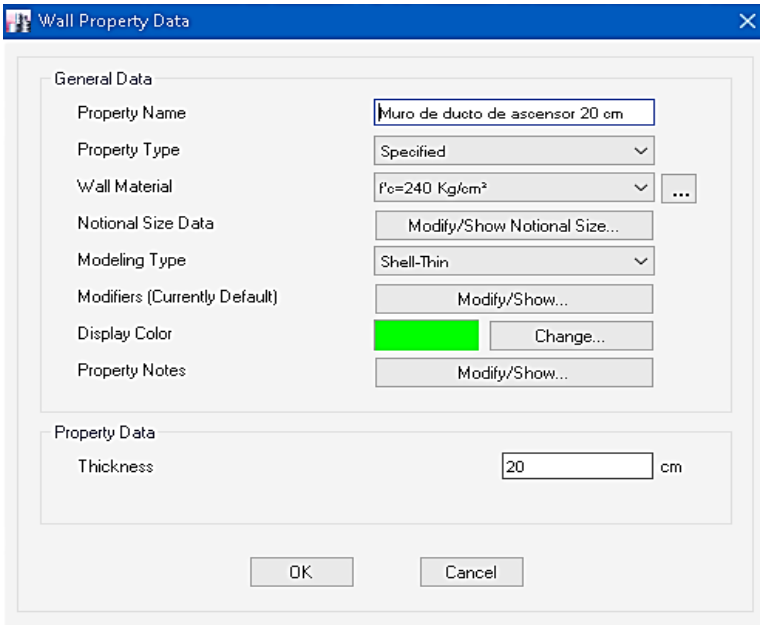


Figura 3.17 Definición de muro estructural.

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

Una vez se han definido los elementos estructurales la sección 6.1.6 de la norma NEC (NEC, 2015), indica que para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas en una modelación estructural, se deberán utilizar las inercias agrietadas de los elementos estructurales de la siguiente manera:

- 0.5 **Ig** para vigas
- 0.8 **Ig** para columnas
- 0.6 **Ig** para muros estructurales

Dónde: **Ig** Valor no agrietado de la sección transversal del elemento.

Esto se aplicará únicamente a las dos primeras plantas del edificio por el motivo de que no cuenta con subsuelo.

Este requisito reconoce el hecho de que las secciones de los elementos ya se encuentran agrietadas desde su construcción y, más aún cuando se presenten las fuerzas del sismo de diseño:

- En el caso de las vigas, el valor de la inercia de la sección transversal total debe considerar la contribución de la losa de piso a la rigidez de la misma, siempre que la losa se encuentre monolíticamente unida a la viga.

- En el caso de losas armadas unidireccionalmente, la participación de la losa se deberá considerar únicamente en la dirección de la armadura principal.

- En el caso de los muros estructurales, los valores de inercia agrietada se aplican únicamente en los pisos en los cuales se esperaría que se forme una rótula plástica por efectos de cargas sísmicas severas.

3.12.6. Dibujado de la estructura

Una vez se ha terminado de definir los componentes, se procede a dibujar según como se muestra en los planos estructurales y una vez concluido este proceso se muestra el resultado a continuación:

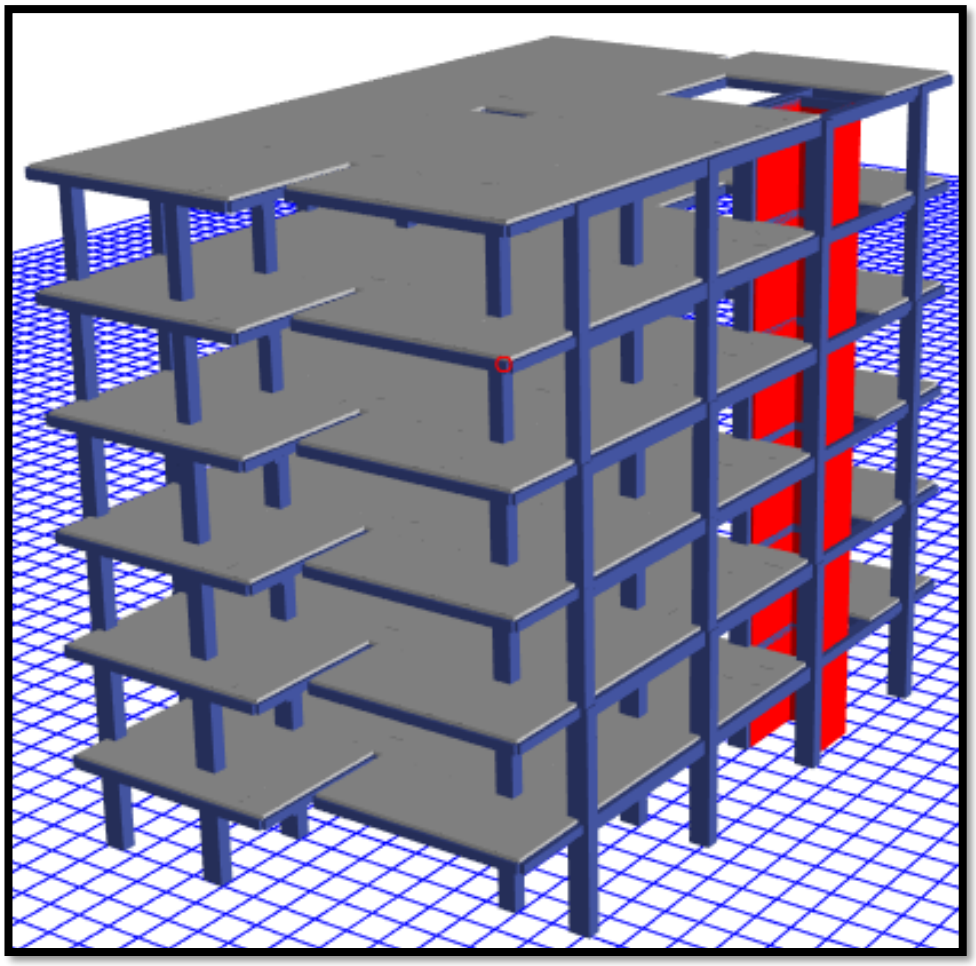


Figura 3.18 Estructura modelada en vista en 3-D

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.13. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

El objetivo de la presente investigación, como ya se dijo anteriormente, es analizar el comportamiento de la estructura durante un evento sísmico. Por tal motivo, es necesario referirse a la normativa (NEC, 2015), que en la sección 6.2 literal (d), indica la manera correcta en la que debe proceder el análisis en el caso de contar con un modelo matemático como aquí se presenta.

Como primer procedimiento contemplado en la misma sección de la normativa, se encuentra el **análisis dinámico espectral modal**, mismo que se procederá a desarrollar en la presente investigación y, que para su aplicación nos indica que se debe tener en cuenta:

- **Espectro de respuesta**

  Se usará el espectro sísmico de respuesta elástico en aceleraciones**,** mismo que se encuentra en la sección 3.5 de la presente investigación.

- **Número de modos**

  Se deben considerar en el análisis:

  • Todos los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, mediante los varios períodos de vibración.

  • Todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas.

- **Combinación de modos**

  Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.

  Para el presente estudio, se utilizará el método de combinación modal "*Complete Quadratic Combination* (C.Q.C)", ya que según (Noy Hilarión, 2013), generalmente este método proporciona los máximos resultados

probables de cualquier parámetro de respuesta de la estructura y además es el método más recomendado para el análisis de estructuras espaciales con configuración irregular.

- **Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño**

Condición de aplicación: en ningún caso se reducirán los parámetros de respuesta elástica a valores tales que el cortante basal de diseño reducido, sea menor que el cortante basal de respuesta elástica dividido por **R**.

Las fuerzas obtenidas mediante análisis elástico dinámico pueden ser reducidas para propósitos de diseño bajo la condición previa.

El valor de **R** podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal, siempre y cuando la estructura sea diseñada cumpliendo con todos los requisitos de diseño sismo resistente de la presente norma.

De similar manera que en lo expuesto en la sección 6.3 de la (NEC, 2015) , las fuerzas dinámicas obtenidas deberán también ser modificadas por los factores:

• I (factor de importancia), definido en el desarrollo de la sección 3.4.4.1 de la presente investigación.

• Ø E y Ø P (factores de configuración estructural en planta y en elevación), definidos en la sección 3.4.4.1 de la presente investigación.

- **Combinación de las 3 componentes de la fuerza sísmica**

Los efectos direccionales de las componentes horizontales de los sismos, se deben tomar en cuenta sabiendo, que las estructuras deben diseñarse para resistir fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal. Debe asumirse que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de manera no concurrente en la dirección de cada eje principal de la estructura.

Ahora bien, de acuerdo a la normativa ASCE-7 (ASCE, 2010), al momento de utilizar el espectro de respuesta para determinar el desplazamiento total de diseño, así como el desplazamiento total máximo de la estructura en cada

dirección, se debe incluir la influencia del cien por ciento del movimiento sísmico en la dirección de análisis considerando simultáneamente la influencia del treinta por ciento del mismo movimiento sísmico en la dirección horizontal perpendicular.

Para el cálculo de los desplazamientos máximos, se deberá realizar la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

- **Distribución horizontal del cortante**

El cortante de piso **(Vx)** debe distribuirse entre los diferentes elementos del sistema resistente a cargas laterales en proporción a sus rigideces, considerando la rigidez del piso. En sistema de pisos flexibles, la distribución del cortante de piso hacia los elementos del sistema resistente se realizará tomando en cuenta aquella condición, tanto para el cálculo estático como para el cálculo dinámico.

La masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al **cinco por ciento** de la máxima dimensión del edificio en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares. El efecto de este desplazamiento debe incluirse en la distribución del cortante de piso y en los momentos torsionales.

- **Torsión**

El análisis deberá considerar los efectos torsionales horizontales y accidentales que se producen en la estructura, y deberán calcularse como el momento resultante de las excentricidades entre las cargas laterales de diseño en los pisos superiores al piso considerado y los elementos resistentes a cargas laterales en el piso, más la torsión accidental asumiendo que el centro de masas está desplazado.

- **Efectos de segundo orden P-Δ**

Los efectos P-Δ corresponden a los efectos adicionales, en las dos direcciones principales de la estructura, causados por efectos de segundo orden que producen un incremento en las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura y que por ello deben considerarse:

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

La norma establece, como requisito constructivo, que la deriva máxima para cualquier piso, no excederá los límites establecidos que son:

- 2 % para estructuras de hormigón armado, metálicas y de madera
- 1 % para mampostería estructural

En el caso de estructuras aisladas, al no estar contempladas en la (NEC, 2015), se recurre a utilizar la norma (ASCE, 2010), que en su sección 17.6.4.4 establece que la deriva máxima por encima del sistema de aislamiento, cuando se efectúa un análisis dinámico espectral no debe ser mayor que 0.015 veces la altura del piso en cuestión.

Ahora bien, una vez definidas estas características en el programa, se pone en marcha el análisis y los resultados se detallan a continuación.

3.14. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Una vez realizado el análisis, se procede a tabular los resultados del comportamiento estructural de manera que sean comprensibles para una posterior comparación con los resultados generados debido al análisis de la estructura aislada.

3.14.1. Peso de la estructura

Tabla 3.23 Peso de la estructura

Peso de la estructura		
Carga	**Valor**	**Unidad**
Peso Propio	919.25	Ton
Peso de paredes	214.24	Ton
Peso de acabados	25.82	Ton
Peso de acabados de cubierta	11.90	Ton
Peso Total	1171.21	Ton

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.14.2. Derivas máximas por piso

Tabla 3.24 Derivas máximas por piso de la estructura fija

Derivas máximas de piso				
Piso	**Caso de Carga/ Combinación**	**Dirección**	**Valor**	**Unidad**
Azotea	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.47	cm
	0.9 D - 1 E Sy Min	Y	0.42	cm
Piso 5	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.58	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.64	cm
Piso 4	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.64	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.72	cm
Piso 3	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.67	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.79	cm
Piso 2	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.59	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.71	cm
Piso 1	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.34	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.40	cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.14.3. Desplazamiento máximo por piso

Tabla 3.25 Desplazamiento máximo por piso de la estructura fija

Desplazamiento máximo por piso				
Piso	**Caso de Carga/ Combinación**	**Dirección**	**Valor**	**Unidad**
Azotea	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	3.24	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	3.56	cm
Piso 5	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	2.81	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	3.15	cm
Piso 4	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	2.23	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	2.54	cm
Piso 3	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	1.59	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	1.85	cm
Piso 2	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.93	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	1.09	cm
Piso 1	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.34	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.40	cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

Se tomó en consideración el valor absoluto de los desplazamientos relativos al terreno para ambas direcciones.

3.14.4. Aceleraciones máximas por piso

Tabla 3.26 Aceleración máxima por piso de la estructura fija

Aceleraciones por piso							
Piso	**Caso de carga/Combinación**	**UX**	**UY**	**UZ**	**RX**	**RY**	**RZ**
		cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²	rad/sec²	rad/sec²	rad/sec²
Azotea	Sismo-Din-X Max	120.66	138.23	47.8	0.177	0.248	0.102
Azotea	Sismo-Din-Y Max	94.66	132.87	40.99	0.194	0.127	0.123
Piso5	Sismo-Din-X Max	81.57	97.1	45.45	0.192	0.208	0.069
Piso5	Sismo-Din-Y Max	74.04	102.42	40.07	0.174	0.129	0.083
Piso4	Sismo-Din-X Max	75	92.77	30.79	0.12	0.135	0.069
Piso4	Sismo-Din-Y Max	63.55	88.47	35.77	0.159	0.111	0.084
Piso3	Sismo-Din-X Max	68.77	81.78	33.07	0.137	0.146	0.062
Piso3	Sismo-Din-Y Max	58.48	82.53	32.75	0.142	0.094	0.086
Piso2	Sismo-Din-X Max	62.97	63.42	29.34	0.115	0.116	0.05
Piso2	Sismo-Din-Y Max	48.91	72.6	30.89	0.129	0.084	0.084
Piso1	Sismo-Din-X Max	36.18	31.91	30.89	0.115	0.145	0.029
Piso1	Sismo-Din-Y Max	27.16	43.56	29.79	0.142	0.099	0.063
Planta baja	Sismo-Din-X Max	0	0	0	0.1	0.049	0.053
Planta baja	Sismo-Din-Y Max	0	0	0	0.165	0.016	0.096

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

3.14.5. Reacciones máximas en la base

Tabla 3.27 Reacciones máximas generadas en la base

Reacciones máximas en la base			
Caso de Carga/ Combinación	**Dirección**	**Valor**	**Unidad**
Envolvente Max	X	27,12	Ton
Envolvente Max	Y	34,93	Ton
Envolvente Max	Z	241.60	Ton

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

La combinación envolvente genera los valores máximos de fuerzas y momentos que se presentan teniendo en cuenta todas las combinaciones de cargas aplicadas a la estructura.

3.14.6. Modos de vibración estructural

Tabla 3.28 Modos de vibración estructural

Modos de vibración estructural			
Caso	Modo	Período	Frecuencia
		seg	ciclo/seg
Modal	1	0.751	1.332
Modal	2	0.616	1.623
Modal	3	0.490	2.039
Modal	4	0.244	4.102
Modal	5	0.199	5.037
Modal	6	0.133	7.510
Modal	7	0.122	8.187
Modal	8	0.120	8.356
Modal	9	0.089	11.254
Modal	10	0.083	12.053
Modal	11	0.066	15.200
Modal	12	0.063	15.856
Modal	13	0.055	18.266
Modal	14	0.051	19.537
Modal	15	0.051	19.640

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

Se describen los modos de vibración de la estructura, teniendo en cuenta el período y frecuencia de vibración.

3.14.7. Relación de masa modal participativa

Tabla 3.29 Relación de masa modal participativa

Relación de masa modal participativa										
Modo	UX	UY	Sum UX	SUM UY	RUX	RUX	RUZ	SUM RUX	SUM RUY	SUM RUZ
1	0.2380	0.2830	0.2380	0.2830	0.0929	0.0784	0.2619	0.0929	0.0784	0.2619
2	0.3560	0.3715	0.5940	0.6545	0.1464	0.1508	0.0047	0.2394	0.2292	0.2666
3	0.1281	0.0932	0.7221	0.7477	0.0427	0.0795	0.4837	0.2821	0.3087	0.7502
4	0.0313	0.0512	0.7534	0.7990	0.1706	0.1182	0.0406	0.4527	0.4268	0.7908
5	0.0343	0.0965	0.7876	0.8954	0.2663	0.0959	0.0250	0.7190	0.5227	0.8158
6	0.0106	0.0176	0.7983	0.9130	0.0384	0.0219	0.0196	0.7574	0.5447	0.8354
7	0.1097	0.0014	0.9080	0.9144	0.0028	0.2067	0.0833	0.7602	0.7513	0.9188
8	0.0073	0.0315	0.9153	0.9459	0.0725	0.0158	0.0087	0.8327	0.7672	0.9274
9	0.0047	0.0083	0.9200	0.9542	0.0280	0.0167	0.0083	0.8606	0.7838	0.9357
10	0.0033	0.0126	0.9232	0.9668	0.0427	0.0112	0.0048	0.9033	0.7951	0.9405
11	0.0047	0.0049	0.9279	0.9717	0.0135	0.0131	0.0052	0.9168	0.8081	0.9457
12	0.0021	0.0097	0.9301	0.9814	0.0269	0.0057	0.0015	0.9437	0.8139	0.9472
13	0.0413	0.0000	0.9713	0.9814	0.0001	0.0988	0.0249	0.9438	0.9127	0.9721
14	0.0000	0.0001	0.9713	0.9815	0.0001	0.0000	0.0012	0.9439	0.9127	0.9733
15	0.0034	0.0002	0.9747	0.9818	0.0005	0.0115	0.0062	0.9444	0.9242	0.9795

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

En la tabla 3.29, las columnas encabezadas como “SUM UX” y “SUM UY”, representan a la suma acumulada de la masa modal en los ejes X e Y respectivamente para cada modo descrito en la sección

CAPÍTULO 4: DISEÑO DE LOS AISLADORES

4.1. GENERALIDADES

Una vez se ha tomado la decisión de brindar un mayor nivel de protección a la estructura y su contenido por medio de un sistema de aislación basal, prosigue el elegir, dentro de las opciones existentes, cual es la más adecuada según las diversas limitantes, condiciones o requerimientos que se pueden presentar en el proyecto.

Sin importar cuál sea el sistema de aislación elegido, este debe satisfacer ciertos requerimientos para asegurar un comportamiento efectivo, los cuales son:

- Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura con un factor de seguridad adecuado.
- Tener una gran flexibilidad horizontal con el propósito de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.
- Tener una rigidez vertical alta para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.
- Proveer de un adecuado nivel de amortiguamiento con el propósito de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.
- Ser capaz de soportar las deformaciones de corte que le serán impuestas por un sismo de gran magnitud.
- Mantener su estabilidad vertical ante movimientos sísmicos severos.
- Proveer una rigidez suficiente para cargas de servicio de la estructura de modo de evitar vibraciones molestas.
- El sistema de aislación debe asegurar una vida útil a lo menos igual al de la estructura o proveer de algún sistema que posibilite el recambio de los aisladores.
- La efectividad del sistema de aislación no debe estar limitada a la ocurrencia de un sismo severo, es decir, el sistema debe ser efectivo durante el sismo y después de él, para soportar las probables réplicas.
- El sistema de aislación deberá permanecer efectivo a través de un rango normal de condiciones climáticas y ambientales.

4.2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

4.2.1. *Normativa para el pre-dimensionamiento del aislador*

Para el pre-dimensionamiento del aislador, se va a referir a la norma (NCh-2745-13, 2013), que a su vez está basada en el manual (ASCE, 2010), por el motivo de que en el país, aún no existe una normativa que dirija los procedimientos para el diseño de aisladores sísmicos.

Se hace referencia a dicha normativa por ser Chile un país, al igual que Ecuador, perteneciente al "Cinturón de fuego del Pacífico", además de tener amplia experiencia en diseño de aisladores sísmicos. Dicha norma trata a la aislación sísmica como un sistema de protección de estructuras.

También se consultó bibliografía especializada para poder generar un procedimiento de diseño adecuado, cumpliendo todas las especificaciones y verificaciones necesarias.

4.2.2. Diseño del sistema de aislación

En el capítulo se presenta el proceso de diseño de los aisladores de tipo **HDR**, según lo establecido en la bibliografía que se explicó en el punto anterior, generando la que se espera que sea la mejor secuencia de diseño. Cabe mencionar que este es un proceso iterativo y que el punto de partida dependerá esencialmente de los datos y características de entrada que se dispongan, por lo que no se descarta que exista otro método a utilizarse para conseguir el mismo fin. Lo importante es que se cumplan con los objetivos planteados y verificaciones necesarias para asegurar un buen y seguro comportamiento. Al final de este capítulo, se tendrá las características finales tanto de propiedades como de geometría del aislador.

Existen datos preliminares que son necesarios para iniciar el diseño y estos son:

- El número de aisladores que se utilizarán en el sistema de aislación, que se denominará **N**; para nuestro edificio este valor corresponde a 18 aisladores
- Peso total de la estructura sobre el sistema de aislación: **W**, este corresponde al peso propio del edificio más un 30 % de la sobrecarga de uso según (NEC, 2015), **W**=1247.62 ton.

- Período objetivo deseado: **TD**, de acuerdo a la experiencia de (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008), por lo tanto se decide por **TD** = 2,5 segundos
- Carga máxima **(Pmax)** bajo la cual estará actuando el aislador bajo su vida útil, la cual está dada por la combinación de peso propio más sobrecarga y sismo; en nuestro caso corresponde a 241.6 toneladas
- Carga mínima **(Pmin)** bajo la cual estará actuando el aislador durante su vida útil; en nuestro caso corresponde a 22.5 toneladas
- Aceleración de la gravedad **(g)**
- La deformación de corte directa máxima y la deformación de corte máxima admisible, que en este caso corresponde al 150% y 200% con relación a la altura del aislador respectivamente
- El diámetro interno inicial del anillo aislador **Di;** que se considera de 10 cm
- El tipo de conexión que se utilizara entre la sub-estructura, el aislador y la súper-estructura
- La tensión admisible de compresión del acero; σ_{AC}=90 kg/cm²
- El esfuerzo de fluencia del acero; σ_y=2400 kg/cm²

En la tabla 4.1, podemos ver un resumen de los datos iniciales para el diseño de los aisladores del edificio “Jardín del Cielo”:

Tabla 4.1: Datos iniciales para el aislador HDR

Diseño de aisladores para el "Jardín del Cielo".				
Datos Iniciales				
Descripción	**Símbolo**	**Ecuación**	**Valor**	**Unidad**
Número de aisladores en el sistema	**N**	----------	18	U
Peso de la estructura	**W**	----------	1250	Ton
Período objetivo	**TD**	----------	2.5	seg
Carga axial máxima	**Pmax**	----------	241.3	Ton
Carga axial mínima	**Pmín**	----------	22.5	Ton
Aceleración de la gravedad	**g**	----------	9.81	m/s²
Deformación de corte directa máxima	**γ_s**	----------	150%	
Deformación de corte máxima admisible	**γ_{max}**	----------	200%	
Diámetro central	**Di**	----------	10	cm
Amortiguamiento efectivo del sistema	**β**	----------	12%	
Tipo de conexíon	Mediante pernos			
Tensión admisible de compresión	**σ_{AC}**	----------	90	kg/cm²
Esfuerzo de fluencia	**σ_y**	----------	2400	kg/cm²

Fuente: Autor

Antes de iniciar con la descripción de los pasos para el diseño, es necesario verificar los parámetros que en primera instancia fueron calculados en base a la (NEC, 2015), y compararlos para averiguar a qué parámetros corresponden en la norma a utilizarse, en este caso la (NCh-2745-13, 2013), para así calcular nuevos y necesarios conforme lo estipule la norma.

Por lo tanto, el proceso de cálculo de estos parámetros nuevos se describe a continuación:

- **Coeficiente sísmico de desplazamiento (C_D)**

Se debe tener en cuenta el tipo de suelo en donde se esté considerando el cálculo. El tipo de suelo C según la (NEC, 2015), en la normativa chilena (NCh-430-07, 2007), corresponde al tipo de suelo II, como se puede ver a continuación:

Tabla 4.2 Tipología de suelos

Tipo de Suelo	Descripción
I	Roca: Material natural, con velocidad de propagación de ondas de corte in-situ igual o mayor que 900 m/s, o bien, resistencia de la compresión uniaxial de probetas intactas (sin fisuras) igual o mayor que 10 MPa y RQD igual o mayor que 50%
II	a) Suelo con Vs igual o mayor que 400 m/s en los primeros 10 m superiores, y creciente con la profundidad; o bien b) Grava densa, con peso unitario seco γ_d igual o mayor que 20 kN/m3, o índice de densidad ID(DR) igual o mayor que 75%, o grado de compactación mayor que 95% del valor Proctor modificado; o bien c) Arena densa, con ID(DR) mayor que 75%, o Índice de Penetración Estándar N mayor que 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa), o grado de compactación superior al 95% del Valor Proctor Modificado; o bien d) Suelo cohesivo duro, con resistencia al corte no drenado Su igual o mayor que 0,10 MPa (resistencia a la compresión simple qu igual o mayor que 0,20 MPa) en probetas sin fisuras
III	a) Arena permanentemente no saturada, con ID(DR) entre 55 y 75%, o N mayor que 20 (sin normalizar a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa); o bien, b) Grava o arena no saturada, con grado de compactación menor que el 95% del valor del Proctor Modificado, o bien, c) Suelo cohesivo con Su comprendido entre 0,025 y 0,10 MPa (qu entre 0,05 y 0,20 MPa) independiente del nivel freático o bien, d) Arena saturada con N comprendido entre 20 y 40 (normalizado a la presión efectiva de sobrecarga de 0,10 MPa),
IV	Suelo cohesivo saturado con Su igual o mayor que 0,025 MPa (qu igual o menor que 0,050 MPa)

Fuente: Tabla 4. (NCh-430-07, 2007)

Una vez se ha verificado el tipo de suelo en donde se trabajará, se procede a elegir el factor de zona sísmica **(Z)**, que siendo de tipo II en el caso de Ecuador corresponde al mismo tipo en Chile según las normas.

Tabla 4.3 Factor de zonificación sísmica

Zona sísmica	Z
I	0.75
II	1
III	1.25

Fuente: Tabla 5. (NCh-430-07, 2007)

Finalmente, se procede a elegir de la tabla a continuación, el coeficiente sísmico de desplazamiento $\mathbf{C_D}$, así como también, el coeficiente sísmico de desplazamiento para el sismo máximo probable $\mathbf{C_M}$.

Tabla 4.4 Coeficiente sísmico de desplazamiento

Coeficiente sísmico de desplazamiento		
Tipo de suelo	CD(mm)	CM(mm)
I	200 Z	200 MM Z
II	300 Z	300 MM Z
III	330 Z	330 MM Z

Fuente: Autor. (NCh-2745-13, 2013)

- **Factor de amplificación de sismo máximo posible (M_M)**

La norma chilena (NCh-2745-13, 2013) en su sección 7.3.3, establece que el valor del factor corresponde a la tabla a continuación:

Tabla 4.5 Factor de amplificación de sismo máximo posible

Factor de amplificación de sismo máximo posible	
Zona Sísmica	MM
I	1.2
II	1.2
III	1.2

Fuente: Tabla 2. (NCh-2745-13, 2013)

- **Amortiguamiento efectivo (βD y βM)**

Los valores de βD y βM, se escogerán en dependencia del porcentaje de amortiguamiento crítico que se desee implementar, que de acuerdo a la norma se debe tener un valor que varía entre 10% y 16%, dependiendo si se usan gomas con bajo, medio o alto módulo de elasticidad.

Tabla 4.6 Amortiguamiento βD y βM

Amortiguamiento efectivo βD y βM como porcentaje del amortiguamiento crítico	Factor βD y βM
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

Fuente: Tabla 3. (NCh-2745-13, 2013)

Debido a que el amortiguamiento efectivo escogido para este caso es de un 12%, podemos escoger en la tabla 4.6 el valor de βD, y se procederá a calcular el **desplazamiento de diseño** ($\boldsymbol{D_D}$) y, **el desplazamiento máximo** ($\boldsymbol{D_M}$) como lo estipula la sección 7.3.1 de la (NCh-2745-13, 2013):

$$\mathrm{D_D} = \frac{\mathrm{C_D}}{\beta_\mathrm{D}} \qquad \textbf{Ec. (4-1)}$$

Ahora bien, se procede a calcular el desplazamiento máximo $\boldsymbol{D_M}$:

$$\mathrm{D_M} = \frac{\mathrm{C_M}}{\beta_\mathrm{M}} \qquad \textbf{Ec. (4-2)}$$

Los desplazamientos totales de diseño ($\boldsymbol{D_{TD}}$) y máximos ($\boldsymbol{D_{TM}}$), de los elementos del sistema de aislación deberán incluir un excedente adicional debido a la torsión accidental calculada considerando la distribución espacial de la rigidez lateral del mismo y la concentración de masa en la posición más desfavorable. La norma

establece que dichos valores no pueden ser menores que 1.1 veces $\boldsymbol{D_D}$ y $\boldsymbol{D_M}$ respectivamente, siempre que se demuestre mediante cálculos que el sistema de aislación está debidamente configurado para resistir la torsión (NCh-2745-13, 2013).

Por lo tanto:

$$D_{TD} = D_D \,.\, 1{,}10 \qquad \textbf{Ec. (4-3)}$$

De la misma manera, tenemos que

$$D_{TM} = D_M \,.\, 1{,}10 \qquad \textbf{Ec. (4-4)}$$

En la tabla 4.7 podemos encontrar el resumen de cálculo de estas propiedades:

Tabla 4.7 Cálculos previos en base a la norma (NCh-2745-13, 2013)

Datos calculados según NCh-2745:				
Descripción	**Símbolo**	**Ecuación**	**Valor**	**Unidad**
Zona sísmica	**Tipo**	----------	2	
Coeficiente de aceleración sísmica	**Z**	----------	1	
Tipo de suelo	**Tipo**	----------	2	
Coeficiente de amortiguamiento efectivo	**β_D y β_M**	----------	1.49	
Coeficiente de desplazamiento	**C_D**	----------	300	mm
Desplazamiento de diseño	**D_D**	4-1	20.13	cm
Desplazamiento total de diseño	**D_{TD}**	4-3	22.15	cm
Factor de amplificación para el sismo máximo posible	**M_M**	----------	1.2	
Coeficiente de desplazamiento para sismo máximo	**C_M**	----------	360	mm
Desplazamiento para máximo sismo posible	**D_M**	4-2	24.16	cm
Desplazamiento total para máximo sismo posible	**D_{TM}**	4-4	26.58	cm

Fuente: Autor

Una vez obtenidos todos los datos necesarios para empezar con el diseño, se procede como se indica a continuación:

- **Paso 1.** Cálculo la rigidez horizontal total, de todo el sistema de aislación, y posteriormente de cada aislador en forma independiente, dado por:

$$K_{ht} = \frac{4.\pi^2.W}{T_d^2.g} \qquad \textbf{Ec. (4-5)}$$

$$K_H = \frac{K_{ht}}{N} \qquad \textbf{Ec. (4-6)}$$

- **Paso 2.** Con la tensión admisible de compresión y la carga máxima (Pmax), se establece el área del aislador **(A)**, que viene dado por:

$$A = \frac{P_{Max}}{\sigma_{AC}} \qquad \textbf{Ec. (4-7)}$$

Una vez conocida el área, se puede calcular el diámetro del aislador.

$$D_e = \sqrt{4.\left(\frac{D_i^2}{4} + \frac{A}{\pi}\right)} \qquad \textbf{Ec. (4-8)}$$

Después, se procede a calcular el valor de **Hr,** utilizando la deformación lateral por corte y el desplazamiento de diseño, con la siguiente relación:

$$\gamma_s = \frac{D_M}{H_r} \qquad \textbf{Ec. (4-9)}$$

- **Paso 3.** Se calcula el valor del módulo de corte, G de la goma, haciendo uso de los datos anteriores, el valor de G se verifica que este dentro de ciertos rangos típicos y posibles dentro de las ofertas del mercado.

$$G = \frac{K_h\, H_r}{A} \qquad \textbf{Ec. (4-10)}$$

- **Paso 4.** Se estima un valor para el espesor de la capa de goma, **tr** de acuerdo a la experiencia y las recomendaciones. Este valor es muy importante ya que controla la flexibilidad horizontal del aislador e influye en la rigidez vertical a través del factor de forma.

- **Paso 5.** Se calcula el valor del factor de forma, S, el cual es un parámetro adimensional que mide el "tamaño relativo" de una lámina de goma, se define como la razón entre el área cargada de la goma y el área que está libre de hinchamiento (libre de confinamiento a la expansión):

$$S = \frac{\text{Área cargada}}{\text{Área libre de hinchamiento}} \qquad \textbf{Ec. (4-11)}$$

Y que en el caso de secciones anulares como son diseñados usualmente resulta ser:

$$S = \frac{D_e - D_i}{4t_r} \qquad \textbf{Ec. (4-12)}$$

Se recomienda que este valor sea mayor a 10 en los aisladores, ya que esto asegura que la rigidez vertical será la adecuada y no presentara valores bajos que no serían deseados. Si no se cumple esta condición se vuelve al punto 6.

- **Paso 6.** Según el valor del espesor de la capa de goma y el valor del espesor del espesor total de goma calculado se determina el número de capas de goma, dada por:

$$n = \frac{H_r}{t_r} \qquad \textbf{Ec. (4-13)}$$

- **Paso 7.** Se propone un valor para las placas de acero, **(ts)** y se verifica que la tensión de trabajo no sobrepase el valor admisible. Para esto primero se calcula el valor de la tensión máxima de tracción en las placas, **(σs)** la cual depende del cociente entre los espesores de la capa de goma y la de acero y del esfuerzo de comprensión máximo en el aislador; luego se tiene la tensión admisible **(σadm)**, y se debe cumplir que **(σs)** no sobrepase a **(σadm)** para que el valor propuesto sea válido:

$$\sigma s = 1.5 \ . \ \frac{t_r}{t_s} \ . \sigma AC \qquad \textbf{Ec. (4-14)}$$

$$\sigma adm = \ 0.075 \ . \sigma y \qquad \textbf{Ec. (4-15)}$$

$$\sigma s \leq \sigma adm$$

- **Paso 8.** Calcular la altura total del aislador, la cual es la suma de las capas de goma y las placas de acero que es la altura parcial del aislador h, más las placas de acero superior e inferior lo cual entrega la altura total del aislador H:

$$h = H_r + (n - 1) \ . \ t_s \qquad \textbf{Ec. (4-16)}$$

$$H = h + 2t_{ext} \qquad \textbf{Ec. (4-17)}$$

- **Paso 9.** Cálculo de la rigidez y frecuencia vertical.

  Se debe verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima de manera de disminuir deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones, esto se logra con una frecuencia vertical que sea superior a 10 Hz. La expresión para la rigidez vertical de un aislador es:

  La rigidez vertical del cojinete de caucho se calcula bajo una carga muerta especificada la cual viene dada por la fórmula:

$$K_V = \frac{E_c \ . A}{H_r} \qquad \textbf{Ec. (4-18)}$$

  Donde:

  $\boldsymbol{E_c}$ Es el módulo de compresión instantáneo del caucho-acero, el cual está controlado por el factor de forma *S*

  $\boldsymbol{A}$ Es el área cargada del cojinete.

  $\boldsymbol{H_r}$ Es la altura total del caucho.

$$E_c = \left(\frac{1}{6.G.S^2} + \frac{4}{3.K}\right)^{-1} \quad \textbf{Ec. (4-19)}$$

Donde:

G Módulo de corte del aislador

K Módulo de compresibilidad del caucho (***K***= 20000 Kg/cm² según el fabricante)

La frecuencia vertical de un sistema de aislamiento, es a menudo un criterio relevante para los proyectos de aislación sísmica, es la cantidad más importante para el aislamiento de vibración de una pieza de equipo o una estructura. Esta frecuencia vertical es controlada por la rigidez vertical de los cojinetes que componen al sistema (Kelly & Konstantinidis, 2011).

$$fv = S \,.\, Fh \,.\, \sqrt{6} \quad \textbf{Ec. (4-20)}$$

En donde **Fh** es la frecuencia horizontal del sistema de aislamiento y se relaciona con el período en la ecuación (5-21):

$$Fh = \frac{1}{T_d} \quad \textbf{Ec. (4-21)}$$

Por lo tanto, si reemplazamos (5-21) en (5-20), obtenemos:

$$fv = S \,.\, \frac{1}{T_d} \,.\, \sqrt{6} \quad \textbf{Ec. (4-22)}$$

- **Paso 10**. Después se haber realizado las iteraciones, y las modificaciones necesarias, se calcula el valor del período objetivo o de diseño a partir de los datos calculados para ver que no se haya alejado de cual se comenzó en el diseño.

$$T_{rec} = \sqrt{\frac{4 \,.\pi^2 \,.W}{g \,.K_{H\,rec} \,.\, n}} \quad \textbf{Ec. (4-23)}$$

- **Paso 11.** Se calcula la deformación angular máxima, la cual debe estar bajos ciertos límites para asegurar que el aislador soportará el caso de un sismo de gran magnitud. La deformación angular máxima está dada por la suma de las deformaciones angulares asociadas al corte, compresión y flexión del aislador, sin embargo esta última se puede despreciar por la poca influencia en comparación con las otras según (Aguiar Falconí, Almazán, Dechent, & Suárez, 2008), las siguientes son las expresiones que controlan este estado:

$$\gamma s = \frac{D_M}{H_r} \qquad \textbf{Ec. (4-24)}$$

Ahora bien, se calcula la constante de deformación angular por compresión haciendo uso de la ecuación (5-34):

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{P\,max}{A}}{\varepsilon_o\,(1+2\,.k\,.S^2)} \qquad \textbf{Ec. (4-25)}$$

Donde:

$\boldsymbol{\varepsilon_o}$ es el valor de la constante de deformación brindado por el fabricante (Pérez Zamora & Vásques Ortega, 2016), $\boldsymbol{\varepsilon_o}$ **= 35 Kg/cm²** y, **k** se considera entre 0.7 y 1, por lo que se el valor intermedio de 0.85. Entonces:

Este valor se reemplaza en (5-26) y se obtiene el valor de la deformación angular por compresión **($\boldsymbol{\gamma_c}$)**:

$$\boldsymbol{\gamma_c = 6\,.S\,.\varepsilon_c} \qquad \textbf{Ec. (4-26)}$$

Ahora bien el concepto de la deformación máxima nos dice que:

$$\boldsymbol{\gamma_{max} = \gamma_c + \gamma_s} \qquad \textbf{Ec. (4-27)}$$

Este valor no debe superar, según (De la LLera, Inaudi, & Lüders, 1998), el valor de deformación máxima propuesto, dado por la ecuación (5-27):

$$\gamma_{max-propuesto} = \frac{0.85\,.\,\varepsilon_b}{F.S} \qquad \textbf{Ec. (4-28)}$$

En donde, **εb** se considera por lo general igual a 5.5 y el factor de seguridad igual o superior a 1.5. Finalmente tenemos:

$$\boldsymbol{\gamma_{max}} \leq \gamma_{max-propuesto}$$

Si no se cumple la condición, se debe cambiar la altura de la goma en el paso 3.

- **Paso 12.** Según (Naeim & Kelly, 1999), una característica importante que debe analizarse para el diseño es el comportamiento de pandeo del aislador. Para este análisis, es necesaria la respuesta del cojinete comprimido al momento de flexión, denominada resistencia a la flexión. Estos momentos de flexión causan tensiones de corte en el caucho que son importantes para el diseño, y también afectan a las tensiones en las cuñas o placas de acero.

  Las placas evitan el abombamiento lateral del caucho, pero permiten que este se corte libremente. La rigidez vertical del cojinete puede ser varios cientos de veces la rigidez horizontal. El refuerzo de acero tiene el efecto de generar tensiones de cizallamiento en el caucho, y estas tensiones actúan sobre las placas de acero para producir tensiones de tracción que, en el caso de ser lo suficientemente grandes, podrían resultar en el fallo de las placas por fractura (Pérez Zamora & Vásques Ortega, 2016).

  La presión externa sobre el aislante en el que puede ocurrir este fallo es una cantidad de diseño importante y necesaria para poder estimar estas tensiones de tracción bajo la carga externa aplicada (Pérez Zamora & Vásques Ortega, 2016).

  Para determinar el coeficiente de seguridad de pandeo de los aisladores se debe calcular la inercia del disco de acero y la carga de pandeo a través de la ecuación de Euler.

$$\mathrm{I} = \frac{\pi.\left[\left(\frac{\mathrm{De}}{2} - \frac{Di}{2}\right)^4\right]}{4} \qquad \textbf{Ec. (4-29)}$$

$$\mathrm{P_E} = \frac{\pi^2.\mathrm{E_c}.\mathrm{I}}{3.\mathrm{H_r^2}} \qquad \textbf{Ec. (4-30)}$$

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c.I \qquad \textbf{Ec. (4-31)}$$

  De igual forma debe calcularse el área efectiva a cortante de cada aislador para poder calcular la rigidez efectiva a cortante.

$$\mathrm{As} = \mathrm{A}.\frac{\mathrm{h}}{\mathrm{H_r}} \qquad \textbf{Ec. (4-32)}$$

$$Ps = As \,.\, G \qquad \textbf{Ec. (4-33)}$$

Finalmente se debe calcular la carga crítica para cada aislador y el coeficiente de seguridad que no debe ser menor que dos.

$$Pcrítica = \frac{Ps}{2}\left(\sqrt{1+\left(4.\frac{P_E}{Ps}\right)}-1\right) \qquad \textbf{Ec. (4-34)}$$

$$Fs = \frac{\text{P crítica}}{\text{P máxima}} > 1.75$$

Si no se cumple la condición de pandeo se debe cambiar el diámetro o la altura de la goma, volviendo al paso 2 o 3.

Paso 13. Verificación al volcamiento, en este caso de determina el máximo desplazamiento posible ante el cual se puede producir el volcamiento o "roll out", esto es para una carga vertical mínima; la expresión para el desplazamiento es:

$$D_{max}=\frac{P_{min}.\emptyset}{P_{min}+K_H.H} \qquad \textbf{Ec. (4-35)}$$

Luego se define el factor de seguridad para el volcamiento, que por lo general es 2, dado por:

$$F.S = \frac{D_{max}}{D_D}$$

Este factor de seguridad es importante verificarlo si el aislador está conectado a la estructura por medio de llaves de corte ("dowel type") o clavijas, ya que en este caso es más factible que se produzca el fenómeno. Si el aislador está conectado por medio de pernos, este factor de seguridad no adquiere tanta importancia, porque el tipo de conexión evita el volcamiento, de todas maneras se considera recomendable que sea mayor que uno. Para nuestro caso se utilizan conexiones de tipo fija o de pernos.

Paso 15. Se resumen las dimensiones y propiedades finales

Tabla 4.8 Resumen de dimensiones y propiedades finales

Pasos para el diseño de aisladores HDR				
Paso 1				
Rigidez total del sistema	**Kht**	4-5	805.19	Ton/m
Rigidez para cada aislador	**KH**	4-6	44.73	Ton/m
Paso 2				
Área del aislador	**A**	4-7	2681.11	cm²
Díametro exterior calculado	**De**	4-8	59.28	cm
Díametro exterior constructivo	**De constructivo**	----------	60	cm
Espesor total de la goma	**Hr**	4-9	13.42	cm
	Hr constructivo		15.00	cm
Paso 3				
Módulo de corte	**G**	4-8	2.50	Kg/cm²
Paso 4				
Espesor de la goma	**tr**	----------	6.00	mm
Paso 5				
Factor de forma	**S**	4-12	20.83	Cumple
Paso 6				
Número de capas de goma	**n**	4-13	25.00	
	n-constructivo	----------	25.00	
	Hr-nuevo	4-13	15.00	cm
Paso 7				
Espesor de la placa de acero propuesto	**ts**	----------	3.00	mm
Tensión de trabajo	**σs**	4-14	270	kg/cm²
Tensión admisible	**σsdm**	4-15	1800	
σs<=σsdm				Cumple
Paso 8				
Altura total del aislador	**h**	4-16	22.2	cm
Espesor de los soportes	**text**	----------	2.4	cm
Altura total del aislador considerando soportes	**H**	4-17	27	cm
Paso 9				
Módulo de compresibilidad de la goma	**K**	----------	20000	kg/cm²
	Ec	4-19	4543.32	kg/cm²
Rigidez vertical	**Kv**	4-18	812076.11	kg/cm
Frecuencia vertical	**fv**	4-22	20.41	Hz
fv>=10				Cumple
Paso 10				
Rigidez horizontal-recalculada		----------	447.33	Kg/cm
		----------	44.73	Ton/m
Periodo de diseño recalculado	**TD-recalculado**	4-23	2.50	s

Continuación…

Paso 11				
Datos fabricante	**Eo**	----------	35	
Datos fabricante	**k**	----------	0.7	
Deformación angular por corte	**γ_s**	4-24	1.61	
Coeficiente de deformación por compresión	**ε_c**	4-25	0.0042	
Deformación angular por compresión	**γ_c**	4-26	0.53	
Deformación maxima	**γ_{max}**	4-27	2.14	
Factor de seguridad	**FS**		1.5	
Deformación maxima propuesta	**$\gamma_{max\text{-}propuesta}$**	4-28	3.12	
Comprobación	$\gamma max <= \gamma max\text{-}propuesta$		Cumple	
Paso 12				
Área de corte efectiva	**As**	4-32	3968.04	cm²
Carga de corte efectiva	**Ps**	4-33	9930.66	kg
Inercia de la sección	**I**	4-29	635681.64	cm^4
Rigidez a la inclinación	**(EI)eff**	4-31	962701380.3	kg-cm²
Carga de alabeo	**P_E**	4-30	19279039.4	kg
Pcrítica	**Pcrit**	4-34	432617.03	kg
		----------	432.62	Ton
Factor de seguridad	**FS**	----------	1.75	
Pcrítica/Pmax		----------	1.79	
Comprobación	**(Pcrítica/Pmax)>=FS**		Cumple	
Paso 13: Solo aplicable cuando la conexión no usa pernos				
Desplazamiento máximo para la carga vertical mínima	**Dmax**	4-35	39.04	
Factor de seguridad	**FS**	----------	2	
Dmax-min/DD		----------	1.94	

Fuente: Autor

4.2.3. Datos a ingresar al modelo

El programa de cálculo necesita algunos datos para poder modelarlo en la estructura, algunos de ellos ya fueron calculados en el punto anterior, los restantes se presentarán a continuación:

- Desplazamiento de fluencia

$$\mathrm{Dy} = 0.1 \,.\, \mathrm{Hr} \qquad \textbf{Ec. (4-36)}$$

- Relación de amortiguamiento **(ξ)**

  El fabricante recomienda ξ = 0.07.

- Energía disipada **(W_D)**

$$\mathrm{W_D} = 2.\pi.\mathrm{K_H}.\mathrm{D_D^2}.\,\xi \qquad \textbf{Ec. (4-37)}$$

- Fuerza de deformación **(Q)**

$$\mathrm{W_D} = 4.\mathrm{Q}.(\mathrm{D_D} - \mathrm{D_y}) \qquad \textbf{Ec. (4-38)}$$

- Rigidez final **(K2)**

$$K2 = K_{eff} - \frac{Q}{D_D} \qquad \textbf{Ec. (4-40)}$$

- Rigidez inicial **(K1)**

$$K1 = \frac{Q}{D_y} + K2 \qquad \textbf{Ec. (4-41)}$$

- Fuerza de fluencia **(Fy)**

$$Fy = Q + K_3 D_y \qquad \textbf{Ec. (4-42)}$$

En la tabla 5.4 podemos encontrar el resumen de cálculo de estas propiedades:

Tabla 4.9 Resumen de datos a ingresar al modelo

Datos a ingresar al modelo				
Descripción	**Símbolo**	**Ecuación**	**Valor**	**Unidad**
Amortiguamiento efectivo del sistema	**β**	----------	12%	
Rigidez efectiva vertical	**Keff**	----------	812076.11	kg/cm
Rigidez EFECTIVA	**Kh**	----------	447.33	kg/cm
Desplazamiento de diseño	**DD**	4-1	20.13	cm
Desplazamiento de fluecia	**Dy**	4-36	1.5	cm
Relacion de amortiguamiento	**ξ**	----------	0.07	
Energía Disipada	**Wd**	4-37	79757.81	kg-cm
Fuerza de deformación	**Q**	4-38	1070.04	kg
Rigidez final	**K2**	4-40	394.18	kg/cm
Rigidez inicial	**K1**	4-41	1107.54	kg/cm
Relacion K2/K1	0.356			
Fuerza de fluencia	**Fy**	4-42	1661.32	kg

Fuente: Autor

Con esto se termina completamente el diseño y la presentación de las características del aislador **HDR** que se propone para el edificio “Jardín del Cielo”.

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA AISLADA Y COMPARACIÓN CON LA ESTRUCTURA FIJA

5.1. GENERALIDADES

Como ya se mencionó anteriormente, se procede a analizar el edificio con la implementación de los aisladores diseñados en el capítulo anterior.

Cabe recalcar que las condiciones iniciales del edificio, a excepción de su configuración en la base, se han mantenido y el análisis se desarrolla de la misma manera, ya que la (NEC, 2015), nos dice que únicamente es posible el **análisis dinámico espectral modal** de un edificio con aislación basal solamente si el coeficiente de aceleración sísmica **(Z)** es menor a 0.3, lo cual corresponde al presente caso al tener un valor de 0.25.

Por lo tanto, los resultados obtenidos de este modelo, estarán expuestos en base a los mismos criterios sobre los que se analizó la estructura fija.

Una vez terminado el proceso de la investigación en la estructura, se dará paso al desarrollo comparativo de los resultados obtenidos gracias a la ayuda del programa.

5.2. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

Una vez realizado el análisis, se procede a tabular los resultados del comportamiento estructural de manera que sean comprensibles para una posterior comparación con los resultados generados debido al análisis de la estructura fija.

Dichos resultados se pueden ver en las tablas a continuación:

5.2.1. Derivas máximas de piso con aisladores

Tabla 5.1: Derivas máximas de piso con aisladores

Derivas máximas de piso con aisladores				
Piso	**Caso de Carga/ Combinación**	**Dirección**	**Valor**	**Unidad**
Azotea	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.431	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.445	cm
Piso 5	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.57	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.663	cm
Piso 4	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.635	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.748	cm
Piso 3	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.862	cm
	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.685	cm
Piso 2	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.761	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.956	cm
Piso 1	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	0.761	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	0.956	cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

5.2.2. Desplazamientos máximos de piso con aisladores

Tabla 5.2: Desplazamientos máximos de piso con aisladores

Desplazamiento máximo por piso				
Piso	**Caso de Carga/ Combinación**	**Dirección**	**Valor**	**Unidad**
Azotea	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	12.579	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	13.306	cm
Piso 5	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	12.148	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	12.875	cm
Piso 4	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	11.579	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	12.236	cm
Piso 3	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	10.945	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	11.517	cm
Piso 2	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	10.262	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	10.689	cm
Piso 1	1.2 D - 1 E Sx+ 1 L Min	X	9.831	cm
	1.2 D - 1 E Sy+ 1 L Min	Y	10.023	cm

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

5.2.3. Aceleraciones máximas de piso con aisladores

Tabla 5.3: Aceleraciones máximas de piso con aisladores

Aceleraciones por piso con aisladores.							
Piso	**Caso de carga/Combinación**	**UX**	**UY**	**UZ**	**RX**	**RY**	**RZ**
		cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²	rad/sec²	rad/sec²	rad/sec²
Azotea	Sismo-Din-X Max	32.00	14.00	3.00	0.01	0.011	0.007
Azotea	Sismo-Din-Y Max	13.00	34.00	4.00	0.013	0.01	0.008
Piso5	Sismo-Din-X Max	31.00	12.00	4.00	0.013	0.014	0.004
Piso5	Sismo-Din-Y Max	11.00	32.00	5.00	0.017	0.013	0.005
Piso4	Sismo-Din-X Max	29.00	10.00	4.00	0.013	0.014	0.003
Piso4	Sismo-Din-Y Max	9.00	30.00	5.00	0.018	0.013	0.004
Piso3	Sismo-Din-X Max	28.00	10.00	4.00	0.013	0.013	0.003
Piso3	Sismo-Din-Y Max	9.00	29.00	5.00	0.017	0.012	0.004
Piso2	Sismo-Din-X Max	27.00	11.00	3.00	0.01	0.011	0.004
Piso2	Sismo-Din-Y Max	10.00	28.00	4.00	0.014	0.01	0.005
Piso1	Sismo-Din-X Max	26.00	11.00	3.00	0.009	0.025	0.005
Piso1	Sismo-Din-Y Max	11.00	27.00	3.00	0.012	0.01	0.008
Planta baja	Sismo-Din-X Max	29.00	11.00	0.00	0.01	0.088	0.014
Planta baja	Sismo-Din-Y Max	11.00	27.00	0.00	0.018	0.026	0.025

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

5.2.4. Modos de vibración estructural con aisladores

Tabla 5.4: Modos de vibración estructural con aisladores

Modos de vibración estructural con aisladores			
Caso	Modo	Período	Frecuencia
		sec	ciclo/seg
Modal	1	1.795	0.557
Modal	2	1.755	0.570
Modal	3	1.590	0.629
Modal	4	0.379	2.642
Modal	5	0.330	3.032
Modal	6	0.273	3.660
Modal	7	0.176	5.669
Modal	8	0.140	7.158
Modal	9	0.108	9.241
Modal	10	0.095	10.492
Modal	11	0.086	11.639
Modal	12	0.081	12.315
Modal	13	0.079	12.678
Modal	14	0.078	12.757
Modal	15	0.075	13.298

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

5.2.5. Relación de masa modal participativa con aisladores

Tabla 5.5: Relación de masa modal participativa con aisladores

Relación de masa modal participativa con aisladores										
Modo	UX	UY	Sum UX	SUM UY	RUX	RUX	RUZ	SUM RUX	SUM RUY	SUM RUZ
1	0.9123	0.0824	0.9123	0.0824	0.0006	0.0036	0.0005	0.0006	0.0036	0.0005
2	0.0829	0.9124	0.9952	0.9948	0.0042	0.0002	0.0000	0.0048	0.0038	0.0005
3	0.0006	0.0000	0.9958	0.9948	0.0007	0.0007	0.9937	0.0055	0.0045	0.9943
4	0.0017	0.0029	0.9974	0.9977	0.4286	0.2671	0.0030	0.4341	0.2716	0.9973
5	0.0017	0.0016	0.9992	0.9993	0.4481	0.5039	0.0001	0.8822	0.7755	0.9974
6	0.0003	0.0001	0.9994	0.9994	0.0911	0.2014	0.0017	0.9734	0.9769	0.9992
7	0.0001	0.0002	0.9996	0.9996	0.0055	0.0015	0.0004	0.9789	0.9785	0.9995
8	0.0001	0.0002	0.9996	0.9998	0.0083	0.0026	0.0001	0.9872	0.9810	0.9996
9	0.0000	0.0000	0.9997	0.9998	0.0038	0.0026	0.0001	0.9910	0.9836	0.9997
10	0.0000	0.0001	0.9997	0.9999	0.0047	0.0009	0.0000	0.9957	0.9845	0.9998
11	0.0001	0.0000	0.9998	0.9999	0.0000	0.0107	0.0001	0.9958	0.9952	0.9998
12	0.0000	0.0000	0.9998	0.9999	0.0000	0.0014	0.0000	0.9958	0.9966	0.9998
13	0.0000	0.0000	0.9998	0.9999	0.0004	0.0000	0.0001	0.9961	0.9966	0.9999
14	0.0000	0.0000	0.9998	0.9999	0.0000	0.0000	0.0000	0.9961	0.9966	0.9999
15	0.0000	0.0000	0.9998	0.9999	0.0001	0.0000	0.0000	0.9963	0.9966	0.9999

Fuente: Autor (ETABS 17-Versión de Evaluación)

En la tabla 5.5, las columnas encabezadas como “Suma UX” y “Suma “UY” representan la suma acumulada de la masa modal en los ejes X e Y respectivamente para cada modo en la sección.

5.3. ANÁLISIS COMPARATIVO DE LOS RESULTADOS

El presente análisis se realizará en base a los parámetros designados como esenciales y significativos en el comportamiento estructural en la sección 1.3.3 del presente documento y estos son:

5.3.1. Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno

Tabla 5.6 Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno

Desplazamientos relativos de los pisos del edificio con respecto al terreno				
Piso	Base fija	Base aislada	Dirección	Unidad
Azotea	3.24	12.58	X	cm
	3.56	13.31	Y	cm
Piso 5	2.81	12.15	X	cm
	3.15	12.88	Y	cm
Piso 4	2.23	11.58	X	cm
	2.54	12.24	Y	cm
Piso 3	1.59	10.95	X	cm
	1.85	11.52	Y	cm
Piso 2	0.93	10.26	X	cm
	1.09	10.69	Y	cm
Piso 1	0.34	9.83	X	cm
	0.40	10.02	Y	cm

Fuente: Autor

Como podemos observar en la tabla 5.6, en el caso del edificio de base aislada, es evidente un aumento significativo del desplazamiento de los pisos, lo cual ratifica lo dicho por (Valerio Zacarias, 2015), al expresar que una de las desventajas del uso de aisladores sísmicos es el aumento de los desplazamientos relativos con respecto al terreno. Cabe recalcar que en este particular caso; mayoritariamente se habla de una desventaja, ya que la interfaz de aislación necesita de espacio para moverse libremente, mas no se refiere a que sea una desventaja meramente estructural sino más bien arquitectónica.

5.3.2. Aceleración estructural de los pisos del edificio

Tabla 5.7 Aceleración estructural de los pisos del edificio

Aceleración estructural de los pisos del edificio						
	Base fija			Base Aislada		
	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
Piso	cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²	cm/sec²
Azotea	120.66	138.23	47.80	32.00	14.00	3.00
Azotea	94.66	132.87	40.99	13.00	34.00	4.00
Piso5	81.57	97.10	45.45	31.00	12.00	4.00
Piso5	74.04	102.42	40.07	11.00	32.00	5.00
Piso4	75.00	92.77	30.79	29.00	10.00	4.00
Piso4	63.55	88.47	35.77	9.00	30.00	5.00
Piso3	68.77	81.78	33.07	28.00	10.00	4.00
Piso3	58.48	82.53	32.75	9.00	29.00	5.00
Piso2	62.97	63.42	29.34	27.00	11.00	3.00
Piso2	48.91	72.60	30.89	10.00	28.00	4.00
Piso1	36.18	31.91	30.89	26.00	11.00	3.00
Piso1	27.16	43.56	29.79	11.00	27.00	3.00
Planta baja	0.00	0.00	0.00	29.00	11.00	0.00
Planta baja	0.00	0.00	0.00	11.00	27.00	0.00

Fuente: Autor

Al observar la tabla 5.7, se puede notar, que los valores de aceleración estructural, para el caso del edificio de base aislada son significativamente menores que los correspondientes al edificio de base fija, esto quiere decir que, aunque se hayan incrementado los desplazamientos de los pisos respecto al terreno, se ha podido disminuir la aceleración mediante el uso de los aisladores, lo cual es uno de los principales objetivos del uso de los sistemas de aislación sísmica.

5.3.3. Derivas de piso

Tabla 5.8 Derivas de piso

Derivas máximas de piso				
Piso	**Base fija**	**Base aislada**	**Dirección**	**Unidad**
Azotea	0.47	0.00144	X	cm
	0.42	0.00148	Y	cm
Piso 5	0.58	0.00190	X	cm
	0.64	0.00221	Y	cm
Piso 4	0.64	0.00212	X	cm
	0.72	0.00249	Y	cm
Piso 3	0.67	0.00229	X	cm
	0.79	0.00288	Y	cm
Piso 2	0.59	0.00254	X	cm
	0.71	0.00319	Y	cm
Piso 1	0.34	0.00782	X	cm
	0.40	0.00514	Y	cm

Fuente: Autor

Basados en la tabla 5.8, es posible argumentar que el edificio que cuenta con el uso de aisladores, tiene derivas de piso que son cuantitativamente insignificantes, lo que permite decir que el uso de sistemas de aislación es altamente efectivo al momento de reducir o mitigar las mismas.

5.3.4. Períodos de vibración

Tabla 5.9 Períodos de vibración estructural

Modos y períodos de vibración			
	Base fija	Base aislada	
Modo	Período		Unidad
1	0.751	1.795	seg
2	0.616	1.755	seg
3	0.490	1.590	seg
4	0.244	0.379	seg
5	0.199	0.330	seg
6	0.133	0.273	seg
7	0.122	0.176	seg
8	0.120	0.140	seg
9	0.089	0.108	seg
10	0.083	0.095	seg
11	0.066	0.086	seg
12	0.063	0.081	seg
13	0.055	0.079	seg
14	0.051	0.078	seg
15	0.051	0.075	seg

Fuente: Autor

Finalmente, tal como se muestra en la tabla 5.9, se observa que los períodos de vibración de la estructura aislada aumentaron con respecto a los de la estructura de base fija, lo cual es precisamente uno de los objetivos al implementar aisladores sísmicos, por lo tanto es correcto.

5.4. CONCLUSIONES

- Una vez finalizado el presente trabajo de investigación, se ha podido evidenciar a lo largo de su desarrollo, que existen diferencias muy notables de comportamiento entre la estructura que cuenta con base fija y la que tiene aislación sísmica. Explícitamente la sección 6.3 del presente documento nos permite visualizar aquellas diferencias de forma cuantitativa, por lo que se puede afirmar que, el buen uso de este sistema de protección sísmica, ayuda a minimizar en gran parte los daños que una estructura de base fija pueda presntar ante un terremoto.

  Puntualmente se reconoce que, al usar aisladores, efectivamente ocurre un gran desplazamiento del edificio con respecto al suelo, sin embargo también se puede acotar en base a los resultados restantes, que las derivas de piso en el caso de la estructura aislada se vuelven insignificantes, lo que quiere decir que se reducen notablemente los esfuerzos que la estructura fija como tal soportaba.

- Además de ello, se evidencia una reducción bastante notable en la aceleración que sufren los pisos en el caso de la estructura aislada en comparación con la de base fija, lo que físicamente se traduce en una reducción de las fuerzas a las que cada piso se ve sometido cuando el evento sísmico ocurre.

- Se puede evidenciar que la incorporación de un sistema de aislamiento sísmico dará como resultado una estructura rígida y de alto nivel sismo-resistente, capaz de soportar grandes desastres sin que su nivel de servicio se vea muy afectado. Brindando así un alto nivel de seguridad y confianza en la estructura.

5.5. RECOMENDACIONES

En base a la presente investigación y a sus resultados, se recomienda que en el Ecuador, se implemente la tecnología de aislación sísmica ya que, como se puede apreciar, cuenta con amplios beneficios en cuanto a comportamiento estructural se refiere; así como también se recomienda la elaboración de una normativa propia de diseño de sistemas de aislamiento sísmico, que hoy en día en lugar de ser una opción, debería ser una requisito indispensable en las estructuras de mediana y gran edificabilidad.

5.6. BIBLIOGRAFÍA

Aguiar Falconí, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). *AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS Y FPS.* Quito: Escuela Politécnica del Ejército.

Anrango Cañarejo, M. R. (2015). *Análisis y rediseño de la cimentación de un edificio en acero con aisladores sísmicos "BLoque E del hospital regional de Ambato"Modelamiento en el programa ETABS (Análisis comparativo de Comportamiento y Costos) .* Quito: Universidad Central del Ecuador.

Arriagada Rosas, J. A. (2005). *Aislación Sismica de un edificio de oficinas de siete pisos. (Analisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional).* Valdivia: Universidad Austral de Chile.

ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures.* Virginia: American Society of Civil Engineers.

Cabrera González, H. A., & Esquivel Valencia , E. K. (2016). *Evaluación estructural del "Hospital Homero Castanier Crespo" de la ciudad de Azogues- Provincia del Cañar, para cuantificar las amenazas y vulnerabilidad de la edificacion hospitalaria.* Cuenca : Universidad del Azuay.

Cámara Chilena de la Construcción. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía.* Santiago de Chile: Corporación de Desarrollo Tecnológico, CDT.

Cando Cando, F. A., Monrroy Rocano, C. M., Ortega Sarmiento, J. C., & Puerres Guilcazo, O. A. (2012). *Aislacíon Sismica de un edificio (Análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional) .* Quito: Universidad central del Ecuador.

CEPAL, C. E. (2003). *Manual para la evaluación del impacto socioeconómico y ambiental de los desastres.* Ciudad de México: CEPAL.

De la LLera, J. C., Inaudi, C., & Lüders, C. (1998). *Análisis y diseño de sistemas de aislación sísmica y disipación de energia .* Santiago: SIRVE98.

Descouvieres Vargas, C. (2016). *REGISTRO DEL ESTUDIO PIONERO EN CHILE DE AISLADORES SISMICOS ELASTOMERICOS PARA APLICACION EN EDIFICIOS DE BAJA ALTURA .* Santiago: Universidad de Chile.

Instituto Andaluz de Geofísica y Prevención de Desastres Sísmicos. (1994). *Daños producidos por terremotos en construcciones.* Andalucia: Colegio oficial de aquitectos de Andalucia .

Karns, J. (16 de Enero de 2018). *SEAOC NEWS.* Obtenido de Structural Engineers Association of California: https://www.seaoc.org/news/383045/

Kelly, J. M., & Konstantinidis, D. (2011). *Mechanics of Rubber Bearings for Seismic and Vibration Isolation.* Canada: John Wiley & Sons, Ltd.

Korswagen, E. P., Arias, R. J., & Huaringa , H. P. (2012). *ANÁLISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS CON AISLADORES SÍSMICOS EN EL PERÚ.* Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

Mayes, R. M., & Naeim, F. (1999). *Design of structures with seismic isolation.* Los Angeles: Berkeley.

Mena Hernández, U. (2002). *Evaluacion del riesgo sismico en zonas urbanas .* Barcelona: Universidad Politecnica de Cataluña.

Naeim, F., & Kelly, J. (1999). *Design of seismic isolated structures : From theory to practice.* New York: John Wiley & Sons, Inc.

NCh-2745-13. (2013). *Análisis de edificios con aislación sísmica.* Santiago: Instituto nacional de normalización .

NCh-430-07. (2007). *Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.* Santiago: Instituto nacional de normalización.

NEC. (2015). NEC-SD-DS : Diseño Sismo-Resistente. Quito: MIDUVI.

NEC. (2015). *NEC-SE-CG : Cargas (NO SÍSMICAS).* Quito.

NEHRP. (2009). *Recommended Seismic Provisions.* Washington, D.C: FEMA.

Noy Hilarión, F. L. (2013). *Programa Didáctico a Código Abierto de Análisis Dinámico de Estructuras UNDIN 1.0.* Bogota: Universidad Nacional de Colombia.

Park, R., & Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado.* Mexico: Limusa.

Pérez Zamora, N. A., & Vásques Ortega, M. J. (2016). *Diseño de aisladores sísmicos de base para edificio de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rigidos de concreto reforzado.* Managua: Universidad Centroamericana.

Pichardo Ortiz, C. A., Morales Silva, F. C., & Osorio Fley, M. A. (2018). *Elaboración de un software para el diseño de los aisladores sismicos.* Managua: Universidad Nacional de Ingenieria.

Romo Proaño, M. (2008). *Temas de Hormigón Armado.* Quito: Escuela Politecnica del Ejercito.

Valerio Zacarias, J. J. (2015). *Analisis comparativo de un edificio fijo en la base vs un edificio aislado con 4 tipos de aisladores sismicos (Tesis de Master).* Universidad Politecnica de Catalunya-Barcelona, España.