EFECTO DEL AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE EN UNA ESTRUCTURA METÁLICA PERTENECIENTE AL GRUPO DE USO IV

Programa de Maestría en Ingeniería Civil

Presentado por:

Jymmi Darío Narváez López

Juan Sebastian Mora Córdoba

Dirigido por:

María Victoria Mondragón Maca, M.Sc.

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Facultad de Ingeniería y Ciencias

Noviembre de 2024

AGRADECIMIENTOS

Ante todo, gracias a Dios.

A mis hijos, a mis padres, a mi abuela, a mis familiares y amigos.

A mi compañero de tesis el ingeniero Juan Sebastián Mora Córdoba.

A la Pontificia Universidad Javeriana Cali, Faculta de Ingeniería y Ciencias.

A mi empresa Ingenieria & consultoría HEA.

A todos mis clientes.

A María Victoria Mondragón Maca, M.Sc. directora de tesis, agradecimiento especial, por su incondicionalidad, compromiso y apoyo. muchas gracias desde el corazón.

DEDICATORIA

A mis hijos, Stephania, Natalia, Sophia y Jerónimo.

A mi primer nieto Aarón y a los que vengan.

A mis padres, A mis abuelos, A mis hermanos,

A mis tíos, A mis primos, a todos los familiares y amigos.

Jymmi Darío Narváez López

AGRADECIMIENTOS

Quiero expresar gratitud a mi familia, quienes han sido mi mayor apoyo y motivación en este proceso. A mis padres, por su constante respaldo, por creer en mí y ser incondicionales. A mis abuelitos, por su continuo apoyo y por ser mi inspiración para mejorar cada día. Gracias por estar siempre presentes y ser mi principal impulso para seguir adelante.

A mis amigos, quienes han estado a mi lado en esta etapa de crecimiento personal y profesional. Agradezco su compañía, sus palabras de aliento y los momentos compartidos, ya sea celebrando los logros o enfrentando los desafíos. Su compañía ha sido fundamental para mantenerme motivado y enfocado en alcanzar mis metas.

A mi compañero de tesis, el ingeniero Jymmi Narváez, mi más profunda admiración y agradecimiento por su colaboración, compromiso y esfuerzo. Su dedicación y trabajo conjunto han sido esenciales para el desarrollo de este proyecto, y juntos hemos superado los retos de este proceso.

Finalmente, quiero agradecer a mi directora de tesis, la ingeniera María Victoria Mondragón, por su disposición, orientación y confianza. Sus conocimientos y entusiasmo han sido fundamentales para seguir adelante cada día y alcanzar el objetivo deseado. Gracias por su compromiso y por brindarme la oportunidad de aprender y crecer a su lado.

A todos ustedes, gracias por ser parte de este camino y por contribuir a la culminación de esta etapa de mi vida.

Juan Sebastian Mora Córdoba

TABLA DE CONTENIDO

1 INTRODUCCIÓN 2

2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN 3

2.1 Planteamiento del problema 3

2.2 Pregunta de investigación 3

2.3 Alcance del trabajo de grado 4

3 OBJETIVOS DEL PROYECTO 4

3.1 Objetivo general 4

3.2 Objetivos específicos 4

4 JUSTIFICACIÓN 5

5 MARCO DE REFERENCIA 6

5.1 Marco conceptual 6

5.1.1 Amenaza sísmica 6

5.1.2 Diseño estructural 7

5.1.3 Normas de diseño 10

5.1.4 Técnicas de control sísmico 10

5.1.5 Aislamiento elastomérico con núcleo de plomo (LRB) 12

5.2 Revisión de literatura 13

5.2.1 Importancia de la implementación del aislamiento sísmico 14

5.2.2 Aplicaciones y normativa de los aisladores símicos 14

5.2.3 Comparación de estructuras con y sin aislamiento sísmico 15

5.2.4 Conclusión 16

6 DEFINICIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA 17

6.1 Metodología 17

6.2 Análisis de datos geométricos 17

6.3 Definición de la geometría 19

7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN 22
7.1 Sistema estructural 22
7.2 Método de análisis 23
7.3 Modelo computacional 23
7.4 Secciones y especificación de los materiales 25
7.5 Avalúo y combinaciones de cargas 25
7.6 Parámetros sísmicos 27
7.7 Resultados 30
7.7.1 Análisis modal 30
7.7.2 Corrección del cortante basal 30
7.7.3 Verificación de Derivas 31
7.8 Diseño de los elementos 32
7.8.1 Diseño de elemento viga 32
7.8.2 Diseño de elemento columna 37
7.8.3 Diseño de elemento riostra 39
7.8.4 Verificación de la columna del PAC 47
7.8.5 Verificación de la viga PAC 49
8 DISEÑO ESTRUCTURAL CON AISLADORES DE BASE 51
8.1 Amenaza sísmica 51
8.1.1 Espectro de diseño 51
8.1.2 Registros sísmicos para análisis tiempo historias 54
8.2 Metodología de diseño 56
8.2.1 Procedimientos de análisis dinámicos para diseño de estructuras aisladas 57
8.3 Diseño de aisladores sísmicos 60
8.3.1 Predimensionamiento sistema de aislamiento 61

8.3.2 Selección de dispositivos comerciales 63
8.3.3 Validación con análisis espectral 65
8.3.4 Validación con análisis tiempo historia 65
8.4 Diseño modal espectral 66
8.4.1 Sistema estructural 66
8.4.2 Losa de aislamiento 66
8.4.3 Modelo computacional 67
8.4.4 Secciones y especificación de los materiales 68
8.4.5 Avalúo y combinaciones de cargas 69
8.4.6 Parámetros sísmicos 69
8.4.7 Análisis modal 69
8.4.8 Verificación de Derivas 70
8.4.9 Diseño del sistema de aislamiento 71
8.5 Validación con análisis tiempo historia 73
8.5.1 Cortante y desplazamiento en la base 74
8.5.2 Comportamiento histérico del sistema de aislamiento 75
8.5.3 Fuerza cortante de piso 76
8.5.4 Desplazamientos de piso 77
8.5.5 Derivas de piso 79
8.5.6 Aceleraciones de piso 80
8.5.7 Diseño de elementos estructurales 80
9 ANÁLISIS DE RESULTADOS 83
10 CONCLUSIONES 88
11 BIBLIOGRAFÍA 91

LISTA DE FIGURAS

Figura 1Esquema de estructura con y sin aislamiento, Fuente: Autor 12

Figura 2 Parte de un aislador elastomérico tipo LRB, Fuente: Autor 13

Figura 3 Distribución en Planta niveles 1 al 3. Fuente: Autor 19

Figura 4 Distribución en Planta niveles 4 al 6. Fuente: Autor 20

Figura 5 Elevación sobre el eje D-I. Fuente: Autor 20

Figura 6 Esquema tridimensional. Fuente: Autor 21

Figura 7 Vistas modelo computacional 24

Figura 8 Secciones de los elementos 25

Figura 9 Espectro elástico de aceleraciones 29

Figura 10 Espectro de aceleraciones 29

Figura 11 Espectro máximo esperado MCE_R 53

Figura 12 Escalado espectral de los registros sísmicos 56

Figura 13 Curva histerética de aisladores LRB 62

Figura 14 Vistas modelo computacional de la estructura asilada 68

Figura 15 Secciones de los elementos estructura aislada 69

Figura 16 Curva característica del aislador comercial seleccionado 72

Figura 17 Curva de histéresis del sistema de aislamiento general 73

Figura 18 Cortante máxima en la base 74

Figura 19 Desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento 74

Figura 20 Curva de histéresis del sistema de aislamiento análisis tiempo-historia en X 75

Figura 21 Curva de histéresis del sistema de aislamiento análisis tiempo-historia en Y 76

Figura 22 Cortantes máximos por piso en X 77

Figura 23 Cortantes máximos por piso en Y 77

Figura 24 Desplazamientos máximos por piso en X 78
Figura 25 Desplazamientos máximos por piso en Y 78
Figura 26 Derivas máximas por piso 79
Figura 27 Aceleraciones máximas por piso 80
Figura 28 Cortantes por piso 84
Figura 29 Desplazamientos máximos 84
Figura 30 Derivas máximas 85
Figura 31 Aceleraciones máximas por piso 86
Figura 32 Momento de volcamiento máximo 86
Figura 33 Reducción en peso de estructura metálica 87

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Acelerogramas del estudio de microzonificación para Cali 7

Tabla 2 Matriz geométrica de las clínicas seleccionadas 18

Tabla 3 Datos geométricos 21

Tabla 4 Propiedad de los materiales 25

Tabla 5 Avalúo de cargas..... 26

Tabla 6 Combinaciones de carga 26

Tabla 7 Parámetros sísmicos..... 28

Tabla 8 Resultados modales 30

Tabla 9 Ajuste a los resultados 30

Tabla 10 Derivas máximas 31

Tabla 11 Señales sísmicas de diseño 55

Tabla 12 Parámetros para la definición aisladores en ETABS 64

Tabla 13 Resultados modales estructura asilada..... 70

Tabla 14 Derivas máximas edificio aislado 70

Tabla 15 Características de aislador comercial seleccionado 71

Tabla 16 Características del sistema de aislamiento general 72

Tabla 17 Índices de sobresfuerzo de vigas 81

Tabla 18 Índices de sobresfuerzo de riostras 81

Tabla 19 Índices de sobresfuerzo de columnas 82

RESUMEN

Este trabajo presenta un estudio analítico comparativo, entre la respuesta sísmica de una estructura metálica perteneciente al grupo de uso IV con base fija y otra con aislamiento sísmico de base tipo LRB. El análisis y diseño de las edificaciones sigue los lineamientos de las normas NSR-10 y ASCE7-22. Los resultados obtenidos a partir del análisis dinámico elástico espectral y de tiempo-historia, revelan que la estructura aislada presenta una respuesta sísmica más favorable, con reducciones en los cortantes de piso, desplazamientos máximos relativos, derivas máximas de piso, momentos de volcamiento máximo y fuerzas internas. Además, se logró una optimización del peso sobre la estructura metálica cercana a 60%, especialmente en las columnas. Finalmente, se resalta la reducción de aproximadamente el 70%, en las aceleraciones máximas de piso de la estructura aislada sobre la de base fija, protegiendo los elementos no estructurales hospitalarios.

ABSTRACT

This work presents a comparative analytical study between the seismic response of a steel structure classified as use group IV, one with a fixed base and the other with base isolation using lead rubber bearings (LRB). The analysis and design of the buildings follow the guidelines of the NSR-10 and ASCE7-22 standards. Results obtained from the elastic spectral and time-history dynamic analysis reveal that the isolated structure exhibits a more favorable seismic response, with reductions in floor shear forces, maximum relative displacements, maximum floor drifts, maximum overturning moments, and internal forces. Furthermore, an optimization of the weight of the steel structure close to 60% was achieved, especially in the columns. Finally, a reduction of approximately 70% in the maximum floor accelerations of the isolated structure compared to the fixed base structure was achieved, protecting non-structural hospital elements.

1 INTRODUCCIÓN

El diseño estructural requiere desarrollos tecnológicos para edificaciones ubicadas en regiones propensas a movimientos telúricos, la ciudad de Cali no es ajena a esta situación. Dentro de la infraestructura urbana, existen estructuras esenciales como los hospitales, clasificados en el grupo de uso IV, fundamentales para la atención médica de la población y su estabilidad socioeconómica.

En respuesta a esta amenaza, se han desarrollado múltiples tecnologías de control sísmico que buscan mejorar la capacidad de absorber y disipar energía producida por las fuerzas laterales. Aunque cada vez son más reconocidas y aplicadas en el diseño estructural, aún presentan retos en su implementación para ciertos tipos de construcciones.

Las estructuras de acero se destacan por su resistencia y versatilidad, ofreciendo beneficios en términos de eficiencia estructural. Sin embargo, su compatibilidad con las tecnologías de control sísmico, como los aisladores de base, han sido menos exploradas en comparación con las estructuras de concreto reforzado.

Este documento presenta el análisis de una estructura metálica hospitalaria de seis niveles, clasificada en el grupo de uso IV. Su tipología estructural se obtuvo a partir de una matriz geométrica de clínicas representativas de la ciudad Cali. Se evaluaron dos escenarios: un diseño basado en ductilidad y otro con aisladores sísmicos elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), siguiendo las recomendaciones de las normas NSR-10 y ASCE7-22. Se compararon las respuestas en términos de cortantes de piso, desplazamientos máximos relativos, derivas máximas de piso, aceleraciones máximas de piso, momentos de volcamiento máximo y reducción en el peso de la estructura metálica.

2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

2.1 Planteamiento del problema

Las edificaciones del grupo de uso IV enfrentan retos en términos de su respuesta ante un evento sísmico, debido a la necesidad de mantener su operatividad y proteger los componentes no estructurales o equipos especializados. Por lo tanto, este tipo de edificios deberán tener la capacidad de resistir las fuerzas laterales, garantizando que su funcionamiento no se vea afectado, más aún en este tipo de eventos naturales donde sus instalaciones tienen mayor demanda.

En Colombia, el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, (2010)) plantea un diseño basado en ductilidad. En él se asume que la estructura tiene determinada capacidad para resistir la fuerza sísmica, la cual se disipa mediante deformación o incluso daño en sus elementos, buscando preservar la vida de los ocupantes y la propiedad material de la edificación. Si bien para el grupo de uso IV, se tienen factores de seguridad más altos, con coeficientes de amplificación de carga sísmica de mayor exigencia; esto no garantiza que la edificación quede intacta tras un sismo de suficiente magnitud, dado que el diseño se realiza para disipar la energía en el rango inelástico por deformación. De esta manera se hace evidente la necesidad de incorporar dispositivos para control sísmico en estas estructuras, que se encarguen de asumir y disipar las fuerzas del sismo.

Uno de los dispositivos que presenta buenos resultados y gran aplicación en estructuras a nivel mundial son los aisladores sísmicos de base. La falta de estudios que evalúen la efectividad de estos elementos en edificaciones hospitalarias con sistema estructural en acero limita la comprensión de su uso.

2.2 Pregunta de investigación

¿Cuáles son los efectos de implementar aisladores de base en estructuras metálicas que pertenecen al grupo de uso IV?

2.3 Alcance del trabajo de grado

Se estudió a cerca del efecto que presenta una estructura en acero perteneciente al grupo de uso IV, con y sin aisladores sísmicos de base para la ciudad de Cali. En primera instancia, se diseñó la estructura con el método de análisis dinámico elástico, según la normativa nacional para la clínica típica sin aislamiento sísmico. Posteriormente se realizó el diseño con aisladores de base para la misma edificación, mediante análisis no lineal. Se compararon los resultados de ambos casos concluyendo sobre la implementación y efectos de estos dispositivos de control símico para este tipo de estructuras.

3 OBJETIVOS DEL PROYECTO

3.1 Objetivo general

Analizar el efecto de la implementación de aisladores símicos para una estructura metálica de mediana altura, que pertenece al grupo de uso IV en Santiago de Cali, mediante simulación computacional.

3.2 Objetivos específicos

- Elaborar el análisis y diseño estructural de la edificación tipo con el método basado en ductilidad, siguiendo los lineamientos de la NSR-10.
- Efectuar el análisis y diseño estructural de la edificación tipo con aisladores de base, mediante un análisis no lineal tomando como referencia normativas internacionales.
- Concluir acerca de la implementación y efectos en la estructura con y sin aisladores sísmicos en la base, mediante un análisis comparativo.

4 JUSTIFICACIÓN

Los hospitales en todo el mundo han sido afectados por terremotos, especialmente en regiones como el Cinturón de Fuego del Pacífico y áreas de alta actividad sísmica como el Himalaya y el Mediterráneo Oriental. Por ejemplo, durante el terremoto de Nepal de 2015, el Hospital Patan (Chen, y otros, 2015) sufrió graves daños, mientras que en el terremoto de Haití de 2010 (Holliday & Grant, 2011), muchos hospitales colapsaron.

La importancia de la gestión sísmica se refleja en ejemplos de hospitales como el Arrowhead Regional Medical Center en California, el hospital militar en Chile, hospital Los Ángeles Country, entre otros, que fueron diseñados con tecnología de aislamiento sísmico para garantizar la continuidad de los servicios médicos durante y después de un terremoto (Boroschek & Retamales, 2002).

En Colombia, aunque no se han registrado colapsos completos de hospitales debido a sismos, eventos como el terremoto de Popayán de 1983 y el terremoto de Armenia de 1999 causaron daños significativos en algunos centros de salud. En Cali por estar ubicada en zona de amenaza sísmica alta, es esencial que la infraestructura hospitalaria esté preparada para enfrentar eventos sísmicos, mediante el uso de sistemas sismoresistentes que protejan la integridad de los edificios y garanticen la seguridad de los pacientes, personal médico y equipos.

El diseño estructural convencional acorde a la NSR-10 está basado en los métodos de análisis lineal elástico estático y dinámico. Para tomar en cuenta el rango no lineal, el código incluye un factor de reducción que disminuye el espectro o las fuerzas elásticas. Sin embargo, estas metodologías de diseño no permiten evaluar el nivel de daño al que pueda estar sometidas las estructuras ante una determinada solicitación sísmica. En este sentido, actualmente se exploran otras alternativas de diseño, como lo son los dispositivos de control, que se enfocan no solo en la resistencia a las fuerzas sísmicas, sino también en la preservación de la integridad estructural, la seguridad de los ocupantes y la protección de los elementos no estructurales.

En este contexto, los aisladores de base se presentan como una opción para mejorar la respuesta sísmica en edificaciones (Pan, Zeng, Cao, Ai, & Wang, 2022). Dado que en la literatura existente sobre el uso de aisladores de base en estructuras de acero es limitada, se realizó un estudio que muestra la viabilidad y eficacia de estos dispositivos.

5 MARCO DE REFERENCIA

5.1 Marco conceptual

5.1.1 Amenaza sísmica

La amenaza sísmica se puede definir como la probabilidad que ocurra un sismo de cierta intensidad durante un tiempo específico en una región determinada (Cardona, 1989). Esta evaluación tiene en cuenta diversos factores geológicos, sismológicos, como la frecuencia de los eventos sísmicos, su magnitud, y cercanía a las fallas geológicas.

Colombia se localiza en una zona de gran actividad sísmica perteneciente al cinturón de fuego del Pacífico. Esta actividad se produce debido a la dinámica de las placas, Nazca, Suramericana y del Caribe. El sistema de falla por subducción más activo es generado por el hundimiento de la placa Nazca bajo el borde la placa Suramericana. La región más afectada por esta condición es la Cordillera de los Andes, que atraviesa el país de sur a norte, generado numerosas fallas geológicas tales como la falla de Romeral y la falla de Bucaramanga-Santa Marta, que dan lugar a la ocurrencia de eventos sísmicos de importancia. (Servicio Geológico Colombiano, s.f.).

En la historia de sismos significativos en el país, se encuentra el terremoto de Popayán en 1983, de magnitud 5.5 dejando un saldo aproximado de 300 víctimas y la destrucción de gran parte del centro histórico de la ciudad. Posteriormente, uno de los sismos más devastadores de la historia fue el terremoto de Armenia en 1999, causando 1100 muertes y graves daños en la infraestructura de la ciudad. Otro evento importante fue el terremoto de Tumaco en 1979, de magnitud 8.2, que generó un tsunami afectando la costa pacífica y causando daños severos en las comunidades costeras.

La NSR-10 ha diferenciado niveles de amenaza sísmica en el territorio nacional, correspondientes a Zona alta, intermedia y baja, las cuales están delimitadas en el mapa de amenaza sísmica de la NSR-10 (Figura A.2.3-1 - Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av).

Santiago de Cali está ubicada en la zona de amenaza alta, es decir, con probabilidad alta de ocurrencia sísmica, frecuencia y magnitud. La ciudad cuenta con un estudio de microzonificación

sísmica (Alcaldía de Cali, 2014) que la divide en áreas caracterizadas por una dinámica definida, estableciendo para cada una de ellas los parámetros que precisan el espectro de respuesta.

Para la elaboración de la microzonificación sísmica de Cali se escogieron 10 acelerogramas compatibles con las fuentes sismogénicas que representan la mayor contribución en la amenaza sísmica de la región, las cuales se agruparon en 4 sismos compatibles con las fuentes corticales, 3 compatibles con la fuente de subducción superficial y 3 compatibles con la fuente de subducción profundidad, ilustradas en la Tabla 1.

Tabla 1 Acelerogramas del estudio de microzonificación para Cali

Origen	Año	PGA (g)	Tipo de fuente
Perú	1974	0.149	Subducción profunda
México	1985	0.153	Subducción superficial
México	1985	0.223	Subducción superficial
Nueva Zelanda	1991	0.167	Cortical
Italia	1997	0.172	Cortical
Irán	2002	0.164	Cortical
Nueva Zelanda	2003	0.113	Subducción superficial
Japón	2003	0.175	Subducción profunda
Japón	2005	0.251	Cortical
Chile	2005	0.222	Subducción profunda

Las señales de aceleración pico efectiva del terreno utilizadas en el estudio de microzonificación sísmica de Cali, sirven de base para construir el espectro de respuesta utilizado en la simulación computacional de la estructura, permitiendo efectuar apropiadamente el análisis dinámico no lineal, tiempo–historia.

5.1.2 Diseño estructural

El diseño sísmico de una estructura es un proceso que busca garantizar la resistencia y seguridad de las edificaciones frente a los efectos generados por los eventos naturales. Inicia con la evaluación de la amenaza sísmica del sitio dónde irá ubicada la estructura, seguida de un análisis de carga gravitacional y laterales. Se escoge el sistema de resistencia símica, que depende de factores como el uso de la estructura, la altura, irregularidad en planta o en altura, grado de disipación, entre otros. Utilizando un método aprobado por la NSR-10, se procede a realizar el

análisis estructural que determinará el desplazamiento limitado normativamente para la estructura, además, los esfuerzos y deformaciones de los elementos que conforman el sistema. Finalmente, se verifican de los requerimientos estipulados en la norma, dependiendo del sistema y material escogido para la estructura.

En nuestro caso estudio, se llevó a cabo el análisis dinámico elástico para el diseño convencional y el análisis no lineal tiempo-historia para el diseño de la estructura con aisladores de base.

Análisis dinámico elástico

El Método de Análisis Dinámico Elástico es una técnica ampliamente utilizada en ingeniería estructural para el diseño y la evaluación de estructuras frente a cargas sísmicas. Este método se basa en el concepto de espectros de respuesta, los cuales representan la respuesta máxima de una estructura a diferentes periodos de vibración.

La metodología mencionada, también conocida como análisis dinámico de respuesta espectral, implica la determinación del espectro de diseño de respuesta sísmica, el cual describe la aceleración máxima esperada para la estructura en función del periodo de vibración. Este espectro se obtiene a partir de modelos probabilísticos de amenaza sísmica y considera factores como la magnitud y distancia del terremoto, así como las características del suelo.

Una vez obtenido el espectro de diseño de respuesta sísmica, se utiliza para calcular la respuesta máxima de la estructura en diferentes periodos de vibración. Esto se realiza mediante la aplicación de un análisis modal espectral, donde se consideran los modos de vibración dominantes de la estructura y sus respectivas contribuciones al espectro de respuesta.

El análisis modal aprovecha las propiedades dinámicas de la estructura para reducir el problema de resolver un sistema acoplado de n ecuaciones diferenciales al de *n* ecuaciones diferenciales desacopladas. El concepto fundamental es que, en un instante dado, los desplazamientos de las masas de un sistema de varios grados de libertad pueden expresarse como la suma de los desplazamientos debidos a la participación de cada uno de los modos naturales, puesto que los mismos constituyen un conjunto completo (Bazán & Meli, 2004). Por lo tanto, la respuesta de un edificio se describe como la superposición de las contribuciones de cada modo

natural de vibración, donde la máxima respuesta de cada uno de los modos se determina directamente del espectro de respuesta sísmica.

Análisis no lineal tiempo-historia

El Análisis Tiempo-Historia es un método avanzado de análisis estructural no lineal que se utiliza para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas dinámicas, como las generadas por sismos. A diferencia de los métodos estáticos, el análisis de historia de tiempo tiene en cuenta la respuesta temporal de la estructura a lo largo del evento sísmico, lo que lo hace especialmente útil para comprender mejor el comportamiento dinámico de las estructuras y su capacidad de resistencia en situaciones de carga realista.

Como se refirió en el numeral 5.1.1 Amenaza símica, la selección de los registros sísmicos se basaron en el estudio de microzonificación de la ciudad de Cali. Para el procesamiento de los registros se siguió el procedimiento descrito a continuación:

- **Llevar el registro al origen cero:** En repetidas ocasiones los registros tienen una desviación del eje de tiempo (offset), se hace entonces necesario corregir la línea base para que comience en el tiempo 0 y no haya desplazamientos no físicos en el análisis.
- **Remover ruido de baja y alta frecuencia:** Esto se realiza mediante filtrado, que ayuda a eliminar componentes no deseadas en las bajas frecuencias (vibraciones de largo periodo) o ruidos instrumentales en altas frecuencias.
- **Normalización del registro:** Se modifican los registros para que el espectro de respuesta se ajuste con precisión al espectro objetivo dado por la NSR-10 en un rango más amplio de frecuencias.

La metodología del análisis tiempo-historia implica la simulación de la respuesta estructural a lo largo del tiempo mediante la resolución numérica de las ecuaciones de equilibrio dinámico. Esto se realiza dividiendo el evento sísmico en pequeños incrementos de tiempo y calculando la respuesta de la estructura en cada paso. Durante cada incremento, se aplican las fuerzas sísmicas y se calculan las deformaciones, desplazamientos, velocidades y aceleraciones en cada punto de la estructura (Costa, 2003).

Una de las principales ventajas del análisis tiempo-historia es su capacidad para capturar de manera precisa y detallada el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras durante un

sismo. Esto incluye fenómenos como la amortiguación de energía, la redistribución de cargas, el daño estructural y la disipación de energía a través de diferentes mecanismos de deformación. Además, este método puede tener en cuenta la no linealidad material y geometría de la estructura, así como los efectos de interacción suelo-estructura.

5.1.3 Normas de diseño

Las normas de diseño sísmico varían en todo el mundo y están influenciadas por factores como la actividad sísmica local, la geología del área y las lecciones aprendidas de terremotos pasados. Las normas utilizadas para nuestro caso estudio tenemos:

- La norma (ASCE)/SEI 7-22, titulada *"Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures"*, establece los requisitos mínimos de diseño de cargas y criterios asociados para edificaciones y otras estructuras en Estados Unidos. En su edición de 2022, introduce actualizaciones en la evaluación de cargas de viento, sísmicas, de nieve y otros factores que influyen en la estabilidad estructural. Esta versión incluye mejoras en la evaluación de riesgos, adaptación a las normativas actuales de construcción resiliente y un enfoque en estructuras que requieren mayor resistencia frente a eventos extremos como sismos, huracanes y tsunami.
- El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) es la normativa oficial que establece los requisitos mínimos para el diseño y la construcción de edificaciones en Colombia, con el objetivo de garantizar su resistencia ante eventos sísmicos. Publicada en 2010, esta norma abarca desde criterios de diseño estructural hasta especificaciones técnicas para materiales y procesos constructivos. La NSR-10 considera la sismicidad del país y busca minimizar los riesgos para la vida humana, reduciendo daños estructurales y funcionales en edificaciones durante eventos sísmicos.

5.1.4 Técnicas de control sísmico

En términos de balance energético, la ecuación [1] representa la relación de conservación de energía asociada a un sistema que incorpora técnicas de control. En el diseño sísmico convencional, la estabilidad estructural ante cargas laterales es garantizada por combinación de

resistencia, deformación y absorción de la energía ofrecida por los elementos que componen el sistema. En otras palabras, una parte de la energía es disipada por el comportamiento en el rango elástico E_{es}, que puede ser recuperada cuando regresa a su posición de equilibro. Sin embargo, cuando la fuerza sísmica excede ciertos límites, algunos elementos podrían alcanzar el comportamiento inelástico. En este punto, la estructura disipa energía por medio de la formación de rótulas plásticas E_p, generando daño permanente en estos elementos. Otra parte de la disipación está asociada a la energía producida por el amortiguamiento inherente E_h, que para estructura civiles es muy baja (<5%). Finalmente, otro porcentaje de disipación se debe a la energía cinética E_k debida al movimiento de la estructura. (Medeot, 2000)

$$E = E_{es} + E_p + E_h + E_k + E_{sc} \qquad [1]$$

Donde, E : Energía total de entrada en la estructura a causa del sismo.
E_{es} : Energía de deformación elástica.
E_p : Energía de deformación plástica
E_h : Energía disipada por el amortiguamiento inherente.
E_k : Energía cinética asociada al movimiento de la estructura
E_{sc} : Energía disipada por los sistemas de control.

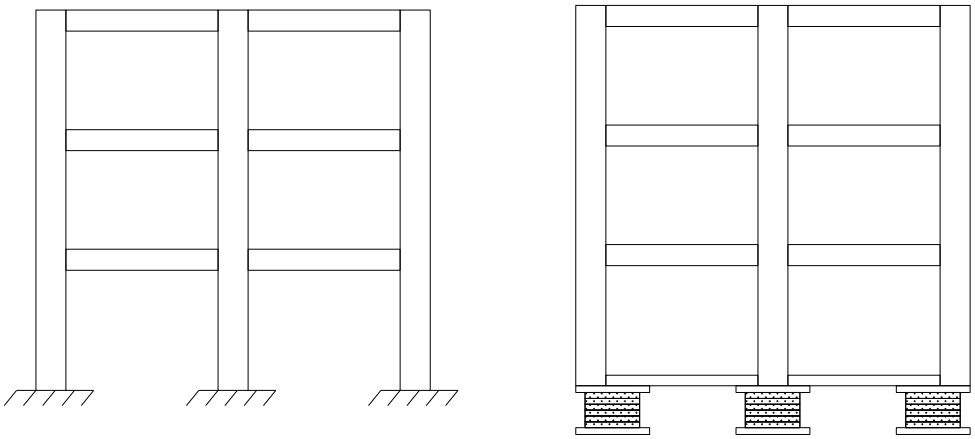
En estructuras con sistemas de control, existe una disipación de energía suplementaria E_{sc}, asumida por los dispositivos incorporados en la edificación, que absorbe la mayor parte de la energía de entrada E afectando todos los términos de la ecuación [1].

Estas técnicas pueden clasificarse en tres categorías principales: pasivas, activas y semiactivas:

- **Técnicas Pasivas:** Las técnicas pasivas de control sísmico son aquellas que no requieren una fuente externa de energía para su funcionamiento y se activan automáticamente durante un sismo. Un ejemplo de estas técnicas es el aislamiento de base, que emplea dispositivos como cojines de goma o amortiguadores para separar la estructura del suelo y así reducir las fuerzas sísmicas transmitidas, ver Figura 1.
- **Técnicas Activas:** Las técnicas activas de control sísmico requieren una fuente externa de energía para su operación y pueden ajustarse en tiempo real para responder a las condiciones sísmicas. Por ejemplo, el control activo de la respuesta sísmica utiliza

sistemas de actuadores y sensores para contrarrestar las fuerzas sísmicas aplicando fuerzas opuestas a la estructura durante un terremoto.

- **Técnicas Semi-activas:** Las técnicas semi-activas de control sísmico combinan elementos de las técnicas pasivas y activas y pueden ajustarse automáticamente en respuesta a las condiciones sísmicas, pero requieren menos energía que las técnicas activas. Por ejemplo, el control de amortiguamiento semi-activo implica la variación de la rigidez o el amortiguamiento de la estructura en función de las condiciones sísmicas utilizando dispositivos como amortiguadores magnetoreológicos o amortiguadores de fricción controlada.



a. Estructura sin aislamiento *b. Estructura con aislamiento*

Figura 1Esquema de estructura con y sin aislamiento, Fuente: Autor

Para nuestro estudio, el sistema de control escogido corresponde al aislador elastomérico de base el con núcleo de plomo que trabaja en forma pasiva.

5.1.5 Aislamiento elastomérico con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores con núcleo de plomo (LRB) son aisladores elastoméricos conformados por capas alternadas entre láminas de acero y elastómeros, además, la inclusión de 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 Figura 2 muestra los componentes de un aislador elastomérico tipo LRB.

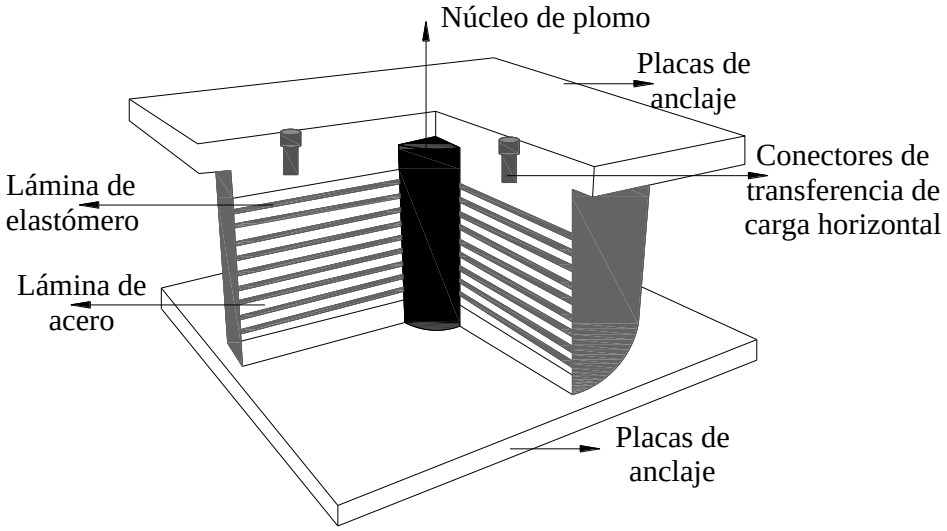


Figura 2 Parte de un aislador elastomérico tipo LRB, Fuente: Autor

El plomo es un material que se deforma plásticamente ante la presencia de cargas, significa entonces que puede absorber gran cantidad de la energía sísmica. Su capacidad de amortiguamiento ayuda a reducir el movimiento de la estructura durante el evento sísmico. Después del sismo, el plomo se reacomoda a su posición original sin perder sus propiedades. Las capas de material elastomérico proporcionan la flexibilidad necesaria para permitir el movimiento horizontal del aislador, mientras que las capas de acero proporcionan una mayor rigidez vertical. Las placas superior e inferior se utilizan para conectar el dispositivo a la estructura y a los cimientos. (Chen, Dai, & Guan, 2022)

5.2 Revisión de literatura

La presente revisión de literatura se enfoca en el análisis del uso y la implementación de aisladores sísmicos en edificaciones de alta importancia, así como en edificaciones comerciales y multifamiliares en distintas regiones del mundo. Se examinan estudios recientes que abordan la eficiencia y efectos generados con la implementación de los aisladores sísmicos de base en la

protección de estructuras ante eventos sísmicos. Mediante la revisión y síntesis de estos estudios, se pretende proporcionar una comprensión más amplia de la aplicación y los beneficios de los aisladores sísmicos en la ingeniería estructural actual.

5.2.1 Importancia de la implementación del aislamiento sísmico

(Cynober, Sartori, Türkdönmez, & Tronel, 2018) examinan el uso e implementación de aisladores sísmicos en estructuras esenciales. Concluyen que esta técnica es una solución relevante para la protección sísmica de edificaciones, especialmente las de alta importancia, protegiendo no sólo la superestructura sino también su contenido. Además, de acuerdo con casos de estudio, concluyen que su implementación resultó ser más rentable que un reforzamiento tradicional.

5.2.2 Aplicaciones y normativa de los aisladores símicos

(Zhou & Tan, 2018) destacan el uso creciente de sistemas de aislamiento, disipación de energía y control en China, con aproximadamente 6,500 estructuras con aislamiento y 3,000 con disipación pasiva de energía o control híbrido. Explican que hay tres conjuntos de reglas técnicas para los sistemas de aislamiento sísmico y disipación de energía en China: Especificaciones técnicas nacionales, códigos de diseño actualizados y normas específicas para los dispositivos de control sísmico.

Por otra parte, (Tena-Colung & Parra-García, 2024) abordaron el diseño y análisis de edificios esbeltos con aislamiento de base en México, cumpliendo con códigos sísmicos locales. Se destaca la importancia de un diseño adecuado para la resiliencia en regiones de alta sismicidad como México. A medida que la altura y la esbeltez global aumentaban, se observó una disminución en la relación de períodos fundamentales base-aislado a fijo, así como una reducción en la eficacia del amortiguamiento y un aumento en los desplazamientos de diseño requeridos. La relación entre la fuerza cortante de la superestructura y la del sistema de aislamiento mostró una tendencia a aumentar con la esbeltez global, lo cual debe ser considerado en el diseño sísmico. Se encontró que las aceleraciones máximas en los pisos disminuyen con la altura, aunque pueden aumentar moderadamente con la componente vertical, lo que puede afectar componentes no estructurales y la capacidad de corte de los sistemas de piso.

5.2.3 Comparación de estructuras con y sin aislamiento sísmico

(Alhan & Altun, 2009) realizaron análisis no lineal tiempo historia, en un edificio de 4 pisos con base aislada cerca de una falla activa, utilizando cojinetes de caucho de alta amortiguación. Los resultados muestran que los aisladores, reducen significativamente las aceleraciones de piso y las derivas entre pisos en comparación con estructuras de base fija.

Por otro lado, (Chiscol, 2022) realizó el diseño de una estructura metálica para un edificio comercial-multifamiliar en Olmos, Lambayeque, utilizando aisladores sísmicos, encontró que la relación de amortiguamiento se incrementó un 30% y el periodo en tres veces del periodo de la estructura convencional.

(Ferj & Lopez-García, 2022) compararon el rendimiento sísmico de hospitales convencionales y hospitales aislados en Chile, encontrando que los hospitales aislados mostraron una menor fragilidad en componentes estructurales y no estructurales, que se traduce en beneficios en costos y ciclo de vida de la estructura. Se destacó la efectividad de los sistemas de aislamiento en la reducción de daños sísmicos en los hospitales, especialmente en términos de deriva entre pisos y aceleraciones del piso.

Por su parte, el estudio de (Sayed-Ahmed, 2012) analiza los beneficios de las técnicas de aislamiento de bases en edificios para reducir el impacto del movimiento sísmico. Compara edificios con bases aisladas con aquellos que tienen base fija, mostrando que el aislamiento de base resulta en una menor deriva, reacciones de soporte más bajas, así como en desplazamiento vertical, momento y fuerzas de corte reducidos. Su investigación enfatiza en la importancia del aislamiento de la base para mejorar la seguridad estructural y reducir los costos de construcción.

El estudio realizado por (Ras & Boumechra, 2017) examinó el impacto de los cojinetes de plomo-goma en estructuras de acero sometidas a cargas sísmicas. Utilizando simulaciones numéricas con SAP2000 en un edificio de 12 pisos, encontraron que el uso de estos dispositivos pasivos conlleva una reducción significativa en la respuesta estructural. Esto se refleja en un aumento del 50% en el período fundamental, una disminución del 20% en el desplazamiento máximo y una reducción del 14% en la aceleración máxima. Además, se observó una marcada disminución en la fuerza cortante y el momento flector, así como una homogeneización de las aceleraciones entre pisos y una reducción en los desplazamientos inter-pisos.

Finalmente, (Castilla Hernández & Arroyo Agamez, 2022) se centraron en el uso de aisladores elastoméricos en Colombia y su impacto en una edificación de uso grupo IV. Los resultados de la investigación indicaron que los sistemas de aislamiento sísmico son beneficiosos en términos de seguridad, ya que reducen la fuerza sísmica transmitida a cada piso de una estructura, disminuyendo así los desplazamientos relativos del piso. Sin embargo, la inclusión de sistemas de aislamiento generó mayores desplazamientos máximos de la estructura, lo que podría impactar el proceso constructivo, especialmente en casos donde hay espacio limitado debido a las edificaciones existentes. Además, la investigación destacó la necesidad de definir un objetivo de amortiguación y asignar aisladores a cada elemento estructural que llega a la base, sin imponer ninguna restricción al movimiento absoluto de los aisladores.

5.2.4 Conclusión

La revisión de literatura proporciona una visión integral sobre la importancia, las aplicaciones y la normativa relacionada con el uso de aisladores sísmicos en edificaciones. Se destaca la relevancia de esta técnica para la protección sísmica de estructuras importantes, como hospitales, no solo preservando la integridad de la superestructura, sino también protegiendo su contenido. Además, se evidencia un aumento en el uso de sistemas de aislamiento, disipación de energía y control en diferentes países, respaldado por normativas y códigos de diseño específicos.

Los estudios analizados muestran los beneficios del aislamiento de base, incluida la reducción de aceleraciones, desplazamientos y daños en comparación con estructuras sin aislamiento. Se observa que, los sistemas de aislamiento sísmico mejoran el comportamiento estructural, lo que sugiere su eficacia para mitigar el efecto de los eventos sísmicos. Sin embargo, se señala la necesidad de seguir investigando y desarrollando normativas específicas, que garanticen una implementación correcta y segura de esta tecnología en diferentes contextos geográficos.

6 DEFINICIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE LA ESTRUCTURA

Para el desarrollo de este estudio, se llevó a cabo un análisis comparativo de clínicas ubicadas en la ciudad de Cali, con el fin de identificar características comunes que pudieran servir como base, para la definición de una tipología estructural adaptada a la realidad local. Este enfoque busca que el proyecto a estudiar no siga los modelos convencionales usados en el ámbito académico, sino también sea plausible en términos de las necesidades y restricciones urbanas de la ciudad.

6.1 Metodología

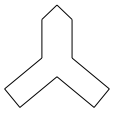
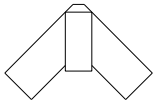
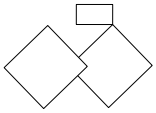
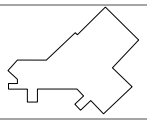
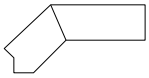
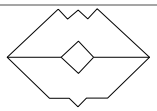
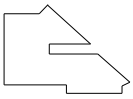
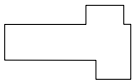
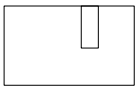
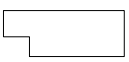
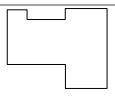
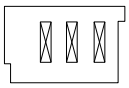
Se seleccionaron los hospitales que de acuerdo con su tamaño e importancia fueran representativos dentro del sistema de salud de la ciudad. Posteriormente, se definieron los parámetros geométricos que se consideraron relevantes desde el punto de vista del diseño estructural, tales como: número de pisos, altura de entrepiso, número de vanos en cada dirección, longitud y ancho total, área en planta, longitud de vanos y formas en planta.

6.2 Análisis de datos geométricos

En la Tabla 2 se presenta una matriz de datos recopilados para catorce hospitales ubicados en la ciudad. El análisis evidenció que algunas características se repetían con frecuencia en la mayoría de las estructuras seleccionadas. Por ejemplo, la longitud de los vanos en promedio oscilaba entre los 6 y 8 metros, lo que permite una distribución adecuada de los espacios sin comprometer la rigidez estructural, ni la flexibilidad en el uso de las áreas. En cuanto al número de pisos y altura de entrepiso promedio, la mayoría varían entre 5 - 7 niveles y 3.0 - 4.5 m, respectivamente. La matriz permite evidenciar que la mayoría de las clínicas seleccionadas, presentan una planta arquitectónica con tendencia a simetría sobre un eje aunque su forma sea irregular. Se seleccionaron valores de área promedio, para asegurar que la propuesta esté acorde a las necesidades espaciales de una clínica típica.

Como dato característico encontrado respecto al material de construcción, prevalece el concreto reforzado en la mayoría de los sistemas estructurales.

Tabla 2 Matriz geométrica de las clínicas seleccionadas

#	CLÍNICA	Nro Pisos	Altura de entrepiso (m)	Nro de vanos Dir. 1	Nro de vanos Dir. 2	Long. vano máximo (m)	Long. vano promedio (m)	Área (m2)	Long. total Dir. 1 (m)	Long. total Dir 2 (m)	Forma en planta
1	Clínica Valle de Lili Edificio 1	9	3.35	14	3	8	8	1769	15	56	
2	Clínica Valle de Lili Edificio 2	3	4.6	6	6	8	6	985	91.5	91.5	
3	Clínica Valle de Lili Edificio 3	2	4.6	7	3	7	6	725	65.3	30.8	
4	Clínica Valle de Lili Edificio 4	2	4.6	5	5	8	6.6	1697	24.1	48	
5	Clínica Valle de Lili Edificio 5	2	4.6	10	3	9	6	2516	48.4	28.2	
6	Clínica Valle de Lili Edificio 6	2	4.6	11	3	7	6	13614	63.7	18	
7	Clínica Valle de Lili Edificio 7	4	3.6	7	6	6.25	6	1575	42	29.7	
8	Clínica Imbanaco	9	4	8	13	11.6	8.2	6360	73.05	120.24	
9	Clínica Sura	7	4.5	6	3	10.65	7.5	1393	52.48	28.45	
10	Clínica de los Remedios Bloque A	7	4/3.3	7	1	8.7	7.2	1122	54.6	33.4	
11	Clínica de los Remedios Bloque C	7	4/3.3	5	3	8.7	7.2	1010	40	25.3	
12	Clínica de Occidente Torre C	12	4.5	8	2	8	8	1250	60.9	23	
13	Clínica Comfenalco	7	3.6	5	4	8	8	1051	40.5	33.6	
14	Clínica Comfandi	5	4.5	22	13	8.4	6/7.2	11310	136.4	94.17	

6.3 Definición de la geometría

Con base en el análisis realizado en el numeral anterior, en la Tabla 3 se presentan los valores adoptados para el proyecto. La Figura 3 ilustra la distribución en planta de los niveles 1, 2 y 3; Sobre el eje horizontal se plantearon 11 vanos y sobre el eje vertical 8 vanos, todos con longitud de 6.0 metros. Para las plantas 4, 5 y 6, se reduce el área como se muestra en la Figura 4. Finalmente, en la Figura 5 y en la Figura 6 se presentan un corte en altura y un esquema tridimensional, respectivamente.

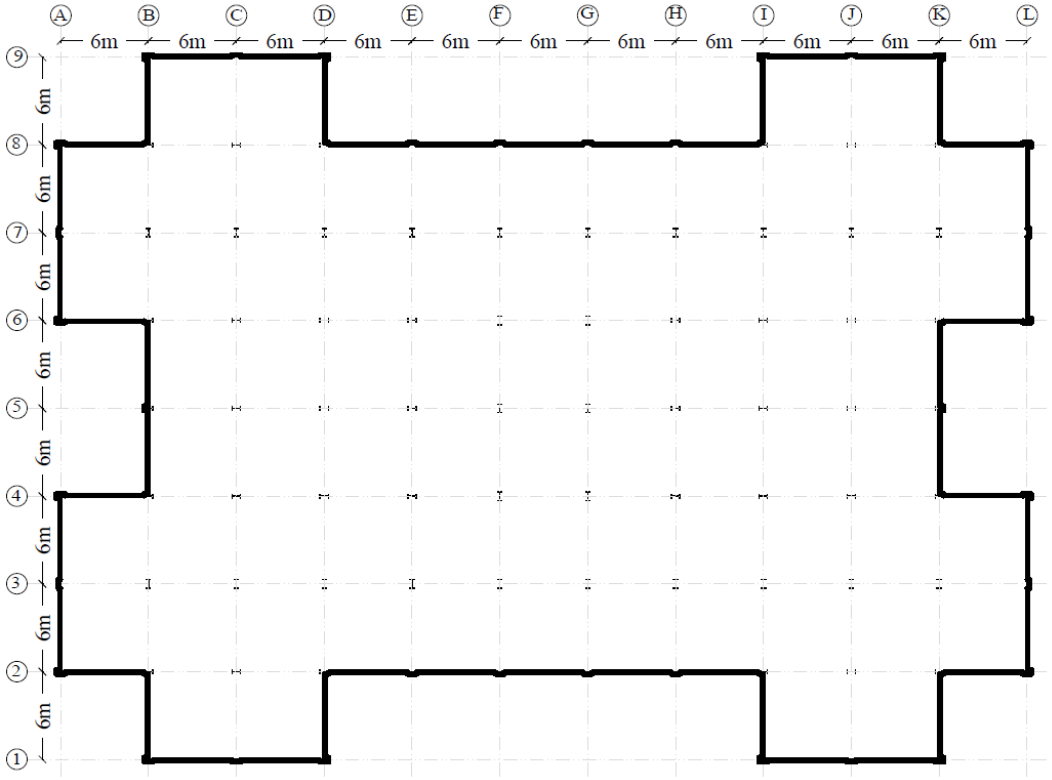


Figura 3 Distribución en Planta niveles 1 al 3. Fuente: Autor

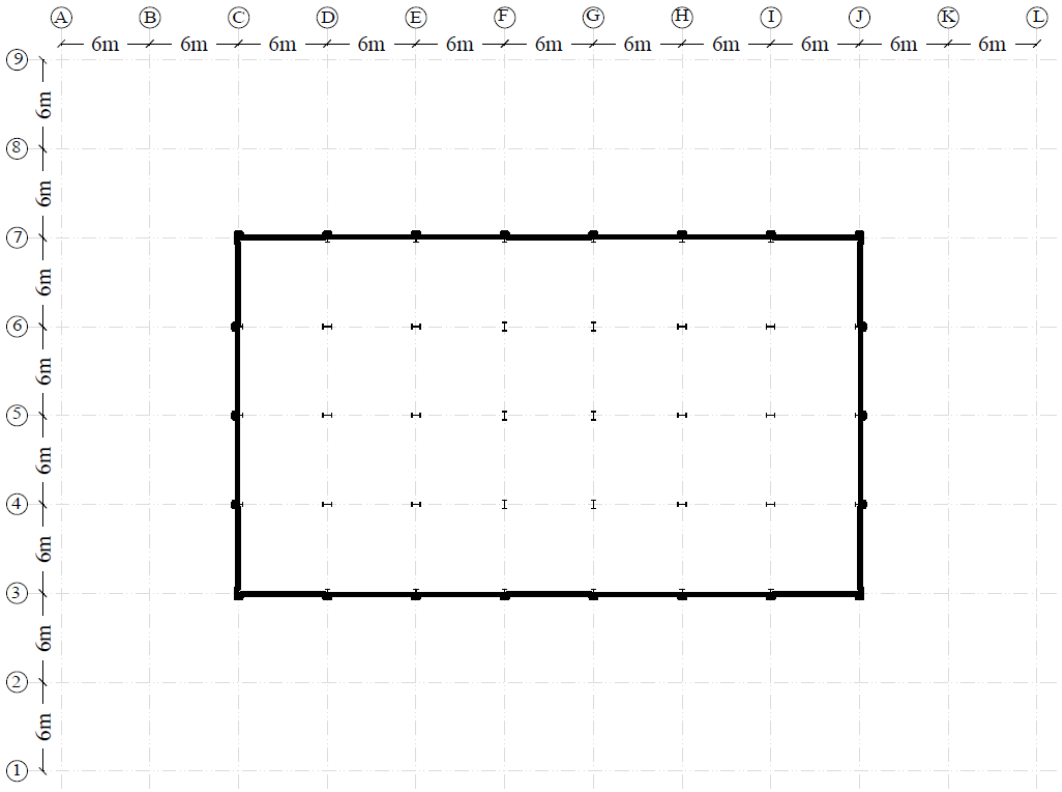


Figura 4 Distribución en Planta niveles 4 al 6. Fuente: Autor

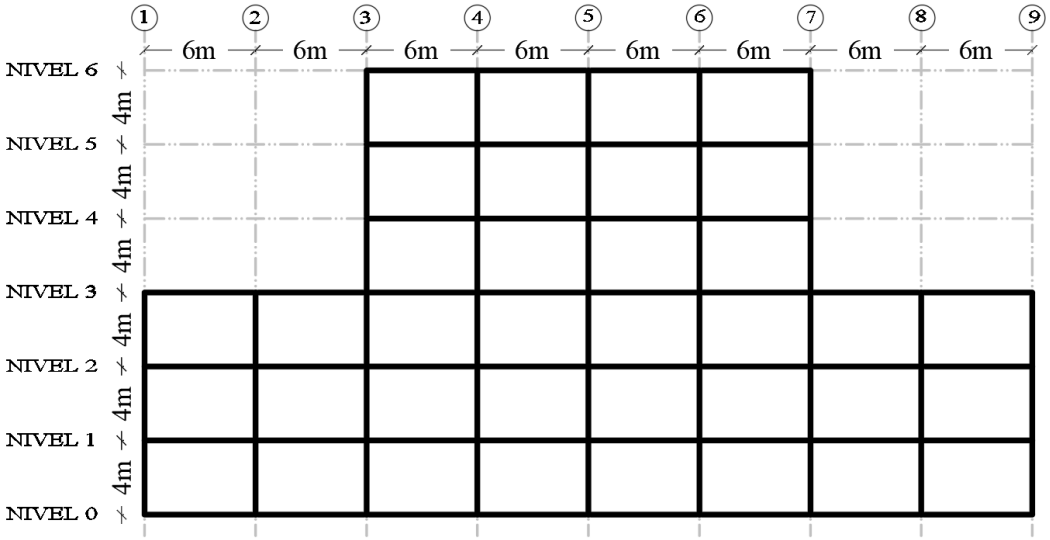


Figura 5 Elevación sobre el eje D-I. Fuente: Autor

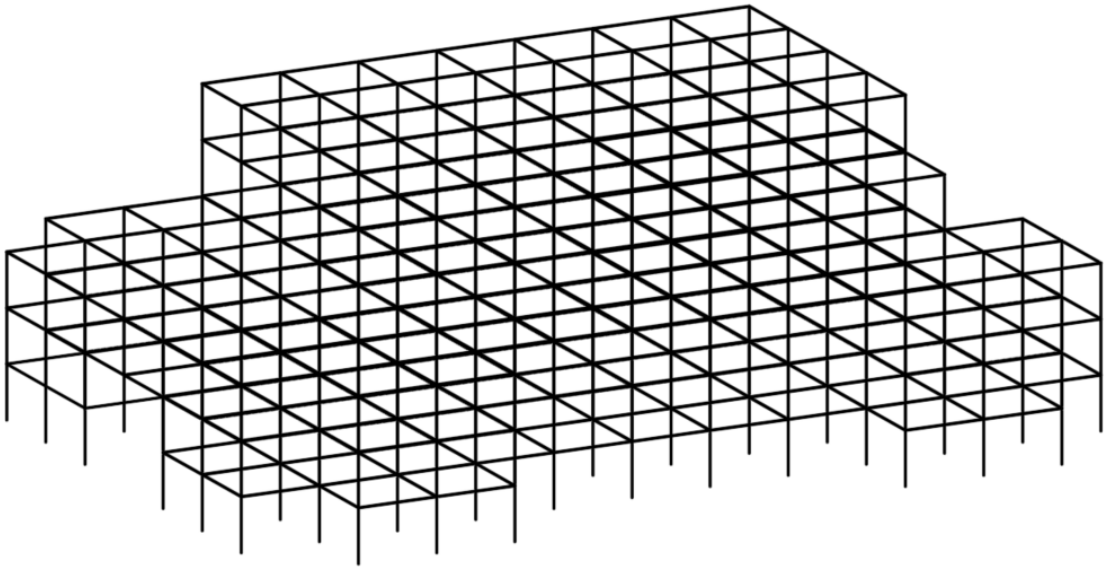


Figura 6 Esquema tridimensional. Fuente: Autor

Tabla 3 Datos geométricos

Nro. Pisos	Altura de entrepiso (m)	Nro. de vanos Dir. 1 Nivel (1 al 3)	Nro. de vanos Dir. 2 Nivel (1 al 3)	Nro. de vanos Dir. 1 Nivel (4 al 6)	Nro. de vanos Dir. 2 Nivel (4 al 6)	Long. de vanos (m)	Área (m2) Nivel (1 al 3)	Área (m2) Nivel (4 al 6)
6	4.0	11	8	7	4	6	2520	1008

7 DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

En esta sección se presenta el cálculo estructural del caso estudio analizado con el método convencional basado en ductilidad y dando cumplimiento a los requisitos establecidos en la norma NSR-10. A través de las subsecciones siguientes, se ofrecerá una descripción detallada del sistema estructural, el método de análisis utilizado, el modelo computacional, la especificación de los materiales empleados, y la evaluación de las cargas a las que estará sometida la edificación. Finalmente, se presentará el diseño de los elementos más solicitados, tanto por cargas gravitacionales como laterales, que forman el sistema estructural.

7.1 Sistema estructural

El sistema resistente a carga lateral está compuesto por Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PAC), conocidos en inglés como Steel Concentrically Braced Frames (SCBF). Este sistema presenta elementos como vigas articuladas en sus extremos y columnas que forman un marco estructural e incorpora arriostramientos en diagonal que los conectan por medio de articulaciones.

La disposición concéntrica de los arriostramientos significa que sus extremos se vinculan en un mismo punto o en un plano común con los elementos del marco, lo que mejora la transferencia de cargas a través del sistema. Esta configuración permite que las diagonales, o riostras, absorban y disipen energía durante eventos sísmicos, ofreciendo alta resistencia ante fuerzas laterales, (Crisafulli, 2018).

Las diagonales del (PAC) se ubican de manera alternada, iniciando con la configuración de V-invertida en el primer nivel y de V, para el segundo nivel, creando una forma de X en dos pisos, continuando así en elevación hasta llegar al último nivel correspondiente.

Para nuestro caso estudio, considerando sus características cualitativas y cuantitativas, el sistema de pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) se presentó como la opción más viable de sistema estructural desde los puntos de vista técnico y económico en comparación con otros sistemas analizados.

7.2 Método de análisis

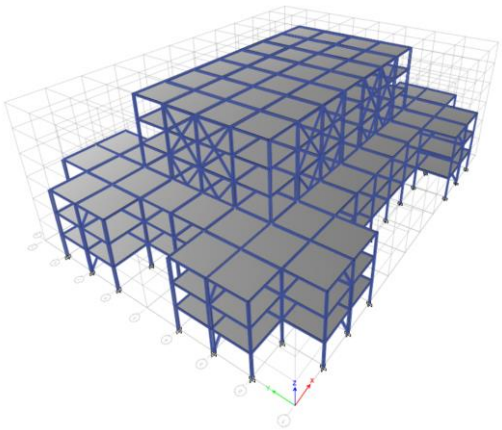
La NSR10 en el capítulo (A.3.4.1) literales (a), (b), (c), (d) reconoce las metodologías de análisis que se deben implementar en el diseño estructural de los sistemas de resistencia sísmica. El capítulo (A.3.4.2) establece las condiciones mínimas que se deben cumplir teniendo en cuenta el método seleccionado.

Por la geometría en planta y altura, grupo de uso, factor de importancia, ubicación y tipo de suelo descritas en este capítulo, el método de análisis lineal escogido para el caso estudio, conforme a la norma NSR-10 capítulo A.3.4.2.2 es el **Método del análisis dinámico elástico.**

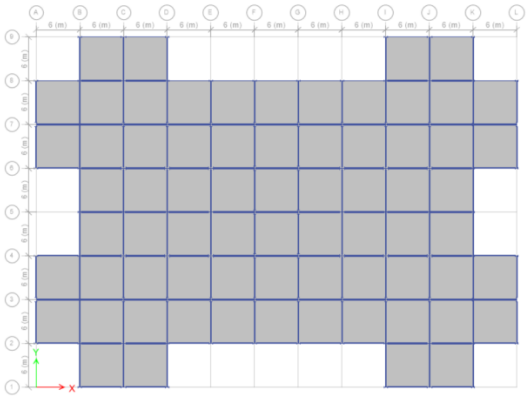
7.3 Modelo computacional

La simulación de la edificación es un proceso fundamental para el desarrollo del análisis y la determinación del comportamiento esperado en la estructura tipificada. Esta actividad se realiza por medio del programa ETABS versión 20.3 de la empresa Computer and Structure Inc, CSI por sus siglas en inglés. La herramienta computacional se suministra de forma virtual por parte de la Pontificia Universidad Javeriana sede Cali, la cual proporciona acceso legal por medio de su plataforma a este software.

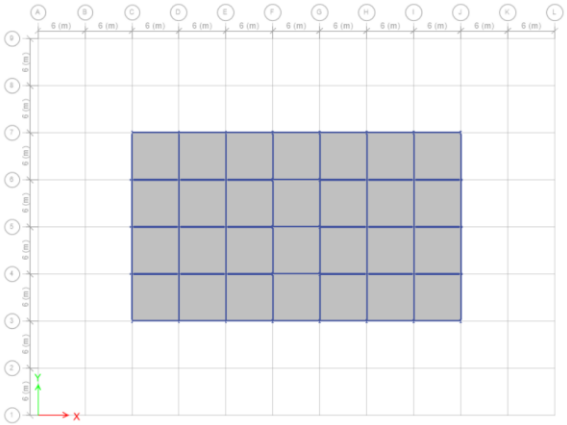
La Figura 7 ilustra las vistas correspondientes al modelo computacional. En el literal (a) correspondiente al modelo 3D de la edificación, se puede observar la reducción en altura a partir del tercer nivel, así como el sistema de pórticos arriostrados concéntricamente en las dos direcciones ortogonales. Los literales (b) y (c) presentan respectivamente las plantas de los niveles 1 a 3 y 4 a 6, con la configuración geométrica de las losas en forma cuadrada, a fin de lograr una distribución de cargas simétrica en ambas direcciones. La distribución del arriostramiento en forma de “X” para dos niveles, se observa en las elevaciones representativas ilustradas en los literales (d) y (e).



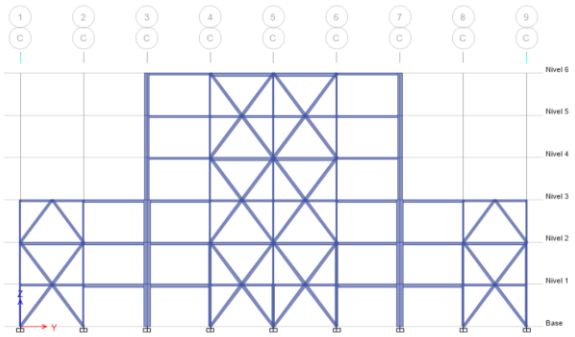
a. 3D



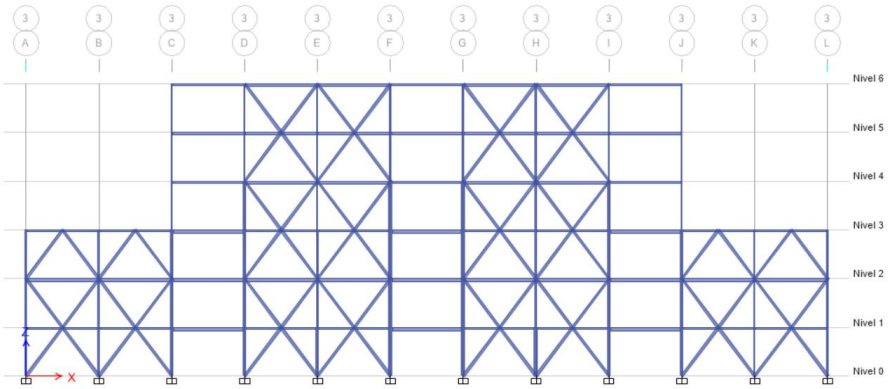
b. Planta del 1 al 3 nivel



c. Planta del 4 al 6 nivel



d. Elevación sobre el eje C = J



e. Elevación sobre el eje 3 y 7

Figura 7 Vistas modelo computacional

7.4 Secciones y especificación de los materiales

La Figura 8 presenta las secciones transversales de los elementos columnas, vigas y riostras. Las columnas se trabajaron con secciones W asegurando la compacidad sísmica y el cumplimiento de los requerimientos que tiene la NSR 10 para el detallamiento de los elementos tipo DES (disipación especial sísmica). Los elementos vigas se modelaron con secciones IPE mientras que para las riostras se utilizaron secciones HEB.

Riostra	HEB220		HEB240	
Vigas	IPE180	IPE270	IPE330	
Columnas	W16X45	W24X131	W24X84	W24X335

Figura 8 Secciones de los elementos

Las propiedades mecánicas de los materiales estructurales usados en el modelo computacional se resumen en la Tabla 4.

Tabla 4 Propiedad de los materiales

Material	Peso Específico	Módulo de Elasticidad E	fy	fu	Módulo de corte G	Grado	Tipo de elemento
	kg/m³	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²	kg/cm²		
Acero A36	7850	2040000	2530	4080	784615.38	Grado 36	Conexiones
Acero A572Gr50	7850	2040000	3515	4580	784615.38	Grado 50	Vigas, columnas y riostras
Acero A615Gr60	7850	2040000	4200	6300		Grado 60	Barras de acero
Concreto f'c280	2400	252671			105279.58	f'c280kg/cm2	Losa de entrepiso

7.5 Avalúo y combinaciones de cargas

Las cargas aplicadas en el modelo corresponden a: las cargas gravitacionales, las cuales son producidas por el peso propio de la estructura, las cargas muertas debido a los acabados y las cargas vivas propias por el uso de la edificación; Por otra parte, las cargas laterales asociadas al sismo. La Tabla 5 presenta el avalúo de cargas gravitacionales basada en el capítulo B.3 y B.4 de la NSR-10.

Tabla 5 Avalúo de cargas

Cargas muertas

Elemento	Referencias	(kg/m2)
Losa maciza e= 10cm	Tabla B.3.2-1 NSR-10	240
Acabado de piso	Tabla B.3.4.1-3 NSR-10	80
Muros divisorios	Tabla B.3.4.3-1 NSR-10	200
Cielo raso	Tabla B.3.4.1-1 NSR-10	20
Equipos médicos fijos	Sección B.3.5 NSR-10	100

Cargas vivas

Uso / Área	Referencias	(kg/m2)
Cuartos de cirugía, laboratorios	Tabla B.4.2.1-1	400
Cuartos privados		200
Corredores y escaleras		600

Carga viva de cubierta

Uso / Área	Descripción	(kg/m2)
Cubierta inclinada con pendiente de menor a15°	Tabla B.4.2.1-2	50

Las combinaciones de cargas pertenecen al método de resistencia última referenciadas en la sección B.2.4.2. de la NSR-10. En la Tabla 6 Combinaciones de carga se listan las combinaciones gravitacionales y las asociadas al sismo.

Tabla 6 Combinaciones de carga

Combinaciones básicas	
1.4D	(B.2.4-1)
1.2D+ 1.6L + 0.5Lr	(B.2.4-2)
1.2D+ 1.6 Lr + 1.0L	(B.2.4-3)
1.2D+ 1.0L+ 1.0E	(B.2.4-5)
0.9D+ 1.0E	(B.2.4-7)

Donde, D es carga muerta total, L carga viva, Lr carga viva de cubierta y E carga sísmica.

En el desarrollo del modelo estructural se incluyeron cargas ficticias en todas las combinaciones, acorde a la sección F.2.3.2.2.2 de la NSR-10. Estas cargas se incorporaron como parte del análisis para tener en cuenta el efecto de las imperfecciones iniciales de la estructura. La magnitud de estas cargas se calcula mediante ecuación: $N_i = 0.002Y_i$, donde el subíndice i indica

el nivel de entrepiso, N_i corresponde a la carga lateral ficticia aplicada en el nivel i, Y_i es la carga gravitacional del nivel i asociado a cada estado de carga y el coeficiente 0.002, es la suposición que existe un desplome máximo de 1/500 en las columnas, permitido por el Código de Prácticas Estándar para Estructuras Metálicas, ICONTEC.

7.6 Parámetros sísmicos

La edificación objeto de estudio está ubicada en la ciudad de Cali, Colombia, dentro de una zona de amenaza sísmica alta, de acuerdo con la clasificación establecida en la NSR-10. El sistema estructural seleccionado es un sistema de pórticos arriostrados concéntricamente, que ofrece una capacidad adecuada de disipación de energía y resistencia frente a eventos sísmicos (Crisafulli, 2018).

El edificio tiene una altura total de 24 metros, distribuidos en 6 niveles, y se asume que está cimentado sobre un suelo tipo D. Debido a la naturaleza de la edificación, clasificada como de Grupo de Uso IV, es importante garantizar que el diseño sismo-resistente cumpla con los requerimientos establecidos en la normativa.

Para la evaluación sísmica inicial, se consideró el espectro de microzonificación 4C abanico de Cañaveralejo, correspondiente a la zona de mayor concentración de centros médicos en la ciudad. Sin embargo, tras un análisis detallado, se determinó que el espectro sísmico obtenido de la sección A.2 de la NSR-10 para la ciudad de Cali con los datos de la Tabla 7, presenta mayores aceleraciones para el periodo fundamental de la edificación, como se ilustra en la Figura 9. A continuación, se presentan los parámetros para el diseño sísmico del espectro elástico de aceleraciones de la ciudad.

Tabla 7 Parámetros sísmicos

Datos Generales		Unidad	Página
Ubicación de la Estructura-CIUDAD	Cali		
Departamento	Valle del Cauca		
Altura del Edificio	24.00	[m]	Título A
Número de Pisos	6.00		
Tipo de Perfil del Suelo:	D		Tabla A.2.4-3
Grupo de Uso Edificación:	IV		A.2.5.1
Sistema estructural de resistencia sísmica	4		Tabla A.4.2-1
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería			
Zona de Amenaza Sísmica:	Alta		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Aceleración (Aa):	0.25		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Velocidad (Av):	0.25		APÉNDICE A-4
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fa):	1.30		Tabla A.2.4-3
Coeficiente de Amplificación de Sitio (Fv):	1.90		Tabla A.2.4-4
Coeficiente de Importancia (I):	1.50		A.2.5.1
Espectro de Diseño (Sa):	Gráfico		Título A
Período de Vibración Inicial (To):	0.15	[s]	Título A
Período de Vibración Corto (Tc):	0.70	[s]	Título A
Período de Vibración Largo (T_L):	4.56	[s]	Título A
Coeficiente (C_t):	0.049		Tabla A.4.2-1
Exponente (a):	0.75		Tabla A.4.2-1
Período de Vibración Aproximado ($Ta = C_t h^a$):	0.53	[s]	Fórmula. A.4.2-3
Coeficiente (Cu):	1.20		Fórmula. A.4.2-2
Tmax= Cu*Ta	0.64	[s]	Fórmula. A.4.2-2
k	1.02		A.4.3.2
Capacidad de Disipación de Energía:	DES		
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía Básico (R_0):	5.0		A.3.3.3-Tabla A.3-1 a Tabla A.3-4
Coeficiente de Reducción por Irregularidad en Altura (ϕ_a):	0.9		Tabla A.3-7,
Coeficiente de Reducción por Irregularidad en Planta (ϕ_p):	0.9		Tabla A.3-6,
Coeficiente de Reducción por Ausencia de Redundancia (ϕ_r):	1.0		A.3.3.8
Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía de Diseño ($R = \phi_a\phi_p\phi_r R_0$):	4.05		Fórmula. A.3.3-1

En la Figura 10 se muestra el espectro elástico de aceleraciones para la verificación de las derivas de piso y el espectro inelástico con el cual se diseñan los elementos estructurales.

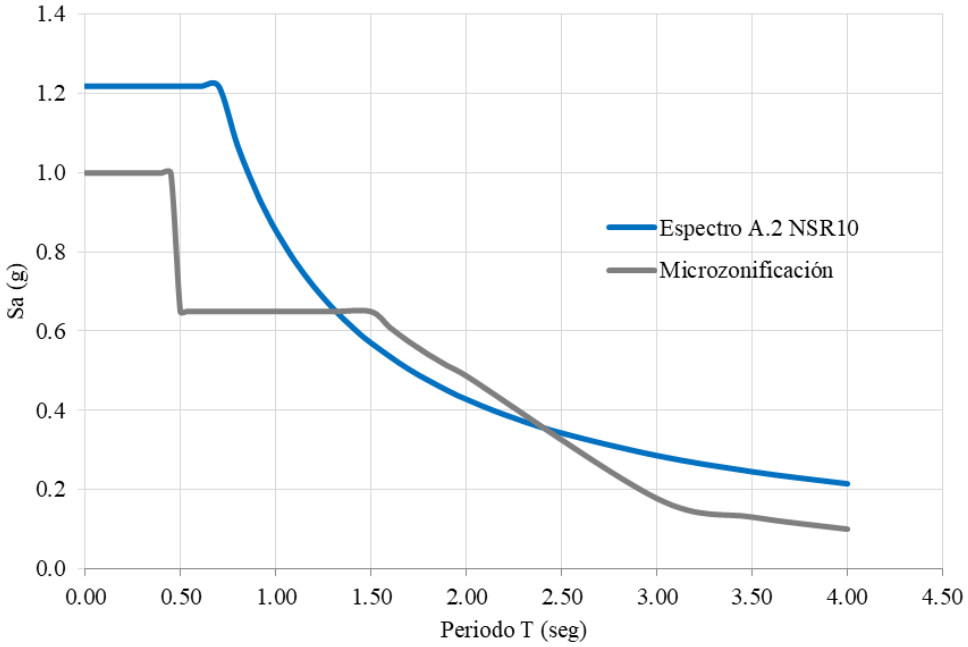


Figura 9 Espectro elástico de aceleraciones

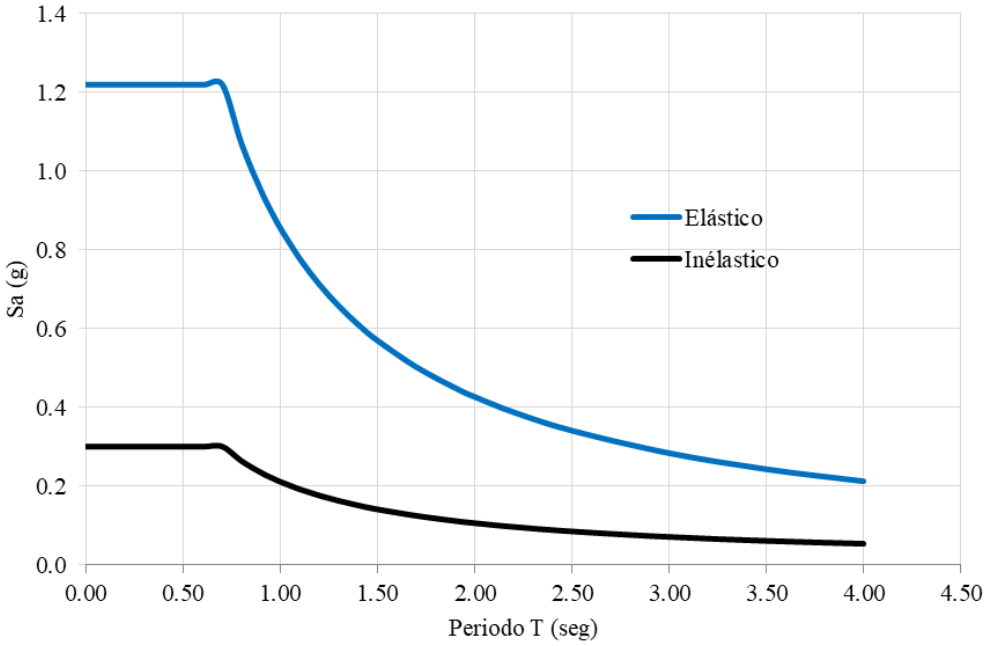


Figura 10 Espectro de aceleraciones

7.7 Resultados

7.7.1 Análisis modal

Para garantizar la respuesta dinámica de la estructura, la NSR10 en el numeral A.5.4.2, valida el análisis modal cuando se incluye el número de modos tal que la suma de las masas participativas sea superior al del 90%. Como se observa en la Tabla 8, el cumplimiento de este requisito de obtiene a partir del modo de vibración #6.

Tabla 8 Resultados modales

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	0.508	0.719	0.0	0.720	0.000	0	0
Modal	2	0.508	0.0	0.747	0.720	0.747	0	0
Modal	3	0.444	0	0	0.720	0.747	0.787	0.787
Modal	4	0.218	0.196	0	0.916	0.747	0	0.787
Modal	5	0.201	0	0.175	0.916	0.922	0	0.787
Modal	6	0.188	0	0	***0.916***	***0.922***	0.128	***0.914***

7.7.2 Corrección del cortante basal

Acorde a al numeral A.5.4.5 de la NSR10 en la Tabla 9 se realizar la corrección de los cortantes dinámico en la base con el 90% del cortante estático para estructuras con irregularidades.

Tabla 9 Ajuste a los resultados

Cortantes estático y dinámicos antes de la corrección				
Estado de carga	**Tipo carga**	**Etapa**	**FX**	**FY**
			tonf	tonf
Ve	LinStatic		9459.8	9459.8
Sx	LinRespSpec	Max	7117.4	0.060
Sy	LinRespSpec	Max	0.060	7307.5

Corrección del cortante de base		Cu Ta		
90% Ve	8513.9	Cu	1.2	
Fcx	1.196	Ta	0.53	
Fcy	1.165	Cu Ta	0.64	> 0.508

Cortantes estático y dinámicos corregidos				
Estado de carga	**Tipo carga**	**Etapa**	**FX**	**FY**
			tonf	tonf
Ve	LinStatic		9459.8	9459.8
Sx	LinRespSpec	Max	8513.9	0.072
Sy	LinRespSpec	Max	0.070	8513.9

7.7.3 Verificación de Derivas

El límite de los desplazamientos horizontales relativos máximos, según lo referido en el numeral A.6.4 de la NSR-10, para edificaciones en estructura metálica es de 1.0%. Como se observa en la Tabla 10, en las direcciones ortogonales X y se obtuvieron derivas de 0.90% y 0.79%, respectivamente.

Tabla 10 Derivas máximas

Nivel	Caso de carga	Tipo	Fase	Dirección	Deriva
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV-Sx+0.3S-Deriva4	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV-Sx+0.3S-Deriva4	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+Sx-0.3Sy-Deriva5	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+Sx-0.3Sy-Deriva5	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV-Sx-0.3Sy-Deriva6	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	1.2CM+0.5CV-Sx-0.3Sy-Deriva6	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM+Sx+0.3Sy-Deriva11	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM+Sx+0.3Sy-Deriva11	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM-Sx+0.3Sy-Deriva12	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM-Sx+0.3Sy-Deriva12	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM+Sx-0.3Sy-Deriva13	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM+Sx-0.3Sy-Deriva13	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM-Sx-0.3Sy-Deriva14	Combinación	Max	X	0.901%
Nivel 4	0.9CM-Sx-0.3Sy-Deriva14	Combinación	Min	X	0.901%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV-0.3Sx+Sy-Deriva8	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV-0.3Sx+Sy-Deriva8	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+0.3Sx-Sy-Deriva9	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+0.3Sx-Sy-Deriva9	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV-0.3Sx-Sy-Deriva10	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	1.2CM+0.5CV-0.3Sx-Sy-Deriva10	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM+0.3Sx+Sy-Deriva15	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM+0.3Sx+Sy-Deriva15	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM-0.3Sx+Sy-Deriva16	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM-0.3Sx+Sy-Deriva16	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM+0.3Sx-Sy-Deriva17	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM+0.3Sx-Sy-Deriva17	Combinación	Min	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM-0.3Sx-Sy-Deriva18	Combinación	Max	Y	0.790%
Nivel 2	0.9CM-0.3Sx-Sy-Deriva18	Combinación	Min	Y	0.790%

7.8 Diseño de los elementos

7.8.1 Diseño de elemento viga

Los elementos tipo viga se analizaron como una sección compuesta, es decir, teniendo en cuenta el aporte de la losa. A continuación, se presentan las verificaciones numéricas del elemento más solicitado (IPE 270) del modelo estructural en términos de momento y cortante. Las comprobaciones siguen los lineamientos de F.2.9 y los numerales aplicables de la NSR10.

$E := 200000 \cdot MPa$ Módulo de elasticidad $\phi := 0.90$

$F_y := 50 \cdot ksi = 345\ MPa$ Esfuerzo de fluencia A572 GR50

$F_u := 65.15 \cdot ksi = 449\ MPa$ Esfuerzo último A572 GR50

Geometría de la losa cuadrada, distribución de carga en dos direcciones de forma triangular

$L_A := 3000\ mm$ $L_B := 3000\ mm$ $Area := L_A \cdot L_B = 9\ m^2$ $e_{losa} := 100\ mm$

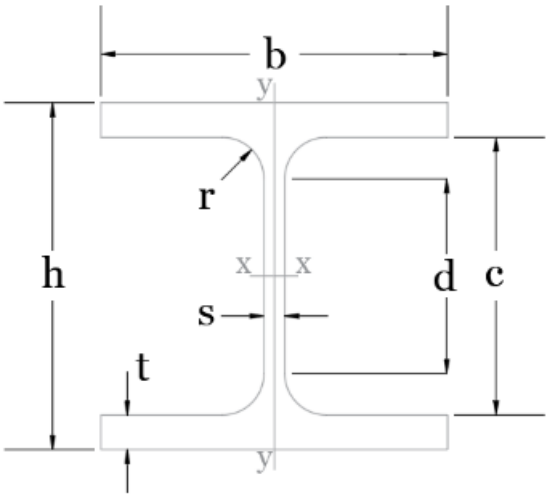
$W_D := 4\ \frac{kN}{m^2}$ Carga muerta $W_L := 4\ \frac{kN}{m^2}$ Carga viva

$D_{conc} := 24\ \frac{kN}{m^3}$ Densidad del concreto $W_{con} := D_{conc} \cdot e_{losa} = 2.4\ \frac{kN}{m^2}$ Peso del concreto

$A_f := \left(\frac{L_A \cdot L_B}{2}\right) \cdot 2 = 9\ m^2$ Aferencia de la viga $L := 3\ m$ Longitud de la viga

$L_1 := 6\ m$ Longitud de la viga

Propiedades de la sección IPE 270



$h_1 := 270\ mm$ $S_x := 429000\ mm^3$

$t_w := 6.60\ mm$ $r_x := 112\ cm$

$b_f := 135\ mm$ $I_y := 4200000\ mm^4$

$t_f := 10.2\ mm$ $r_y := 30.20\ mm$

$r := 15\ mm$ $A_g := 4590\ mm^2$

$c := 249.6\ mm$ $W_v := 0.361\ \frac{kN}{m}$

$h := 219.6\ mm$ $Z_x := 484000\ mm^3$

$I_x := 57900000\ mm^4$ $J := 159000\ mm^4$

Esbeltez, alas:

$\lambda_{hd} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.2$ Límite Tabla NSR10-Tabla F.2.2.4-1b. Caso 10

$b := \frac{b_f}{2} = 67.5\ mm$ Ancho del elemento (alas, elemento no atiesado)

$\lambda := \frac{b}{t_f} = 6.6$ Esbeltez de las alas $\text{if}\left(\lambda > \lambda_{hd}, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“NO”}$ ESBELTAS

Esbeltez, alma:

$\lambda_{hda} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.6$ Límite Tabla NSR10-Tabla F.2.2.4-1b. Caso 15

$h = 219.6\ mm$ Altura del elemento (alma, elemento atiesado)

$\lambda_{al} := \frac{h}{t_w} = 33.3$ Esbeltez del alma $\text{if}\left(\lambda_{al} > \lambda_{hda}, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“NO”}$ ESBELTAS

Longitud de arriostramiento lateral NSR10-(F.2.6.2)

$L_p := 1.76 \cdot r_y \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 1280.2\ mm$ $L_b := 1200\ mm$ Separación entre viguetas

Diseño de la sección compuesta

Análisis de carga

Carga muerta

$WD := \left(\frac{\left(\left(W_{con} + W_D\right) \cdot A_f\right)}{L}\right) + W_v = 19.56\ \frac{kN}{m}$ Carga muerta total lineal por viga

Carga viva

$WL := \left(\frac{\left(W_L \cdot A_f\right)}{L}\right) = 12\ \frac{kN}{m}$ Carga viva total lineal por viga

Carga mayorada

$W_{u1} := 1.4 \cdot WD = 27.4\ \frac{kN}{m}$ Combo gravitacional 1

$W_{u2} := 1.2 \cdot WD + 1.6\ WL = 42.7\ \frac{kN}{m}$ Combo gravitacional 2

Determinar ancho efectivo NSR10-(F.2.9.3.1.1)

$S := 6000\ mm$ Separación entre vigas de carga

$h_{lc} := e_{losa}$ Altura del concreto

$b_e := min\left(2 \cdot \frac{L}{8}, 2 \cdot \frac{S}{2}\right) = 750\ mm$

Ubicación de eje neutro

Esfuerzo a compresión del concreto

$f'c := 28\ MPa$

$C_1 := 0.85 \cdot f'c \cdot b_e \cdot e_{losa} = 1785\ kN$ Compresión total en el bloque de concreto

$C_t := C_1 = 1785\ kN$

$A_g = 4590\ mm^2$ $A_s := A_g$

$T_s := A_s \cdot F_y = 1582.3\ kN$ Capacidad a tensión del perfil

$\text{if}\left(T_s < C_t, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EJE NEUTRO DENTRO DE BLOQUE DE CONCRETO

Atura de la franja de concreto para igualar las fuerzas de C y T

$$fc := \frac{T_s}{0.85 \cdot f'c \cdot b_e} = 88.65\ mm$$

Diseño por flexión de la sección compuesta

$$M_u := \frac{W_{u2} \cdot {L_1}^2}{12} \cdot 2 = 256\ kN \cdot m$$

Capacidad de la sección compuesta

$C_{c1} := C_1$

$$d_{cc1} := e_{losa} - \frac{e_{losa}}{2} = 50\ mm$$

$$\phi M_n := \phi \cdot \left(\left(C_{c1} \cdot d_{cc1}\right) + \left(T_s \cdot \frac{h_1}{2}\right)\right) = 272.6\ kN \cdot m$$

$\text{if}\left(M_u < \phi M_n, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

Transferencia de cortante entre la losa y el perfil sección I3.2d.1-AISC 360-16

Las fuerza de T = C el sistema está en equilibrio (C = 0.85*f 'c*be*a)= (T= As*Fy)

$V_{losa} := A_s \cdot F_y = 1582.3\ kN$

$d_{con} := 19.05\ mm$ Diámetro del conector stud 3/4"

$$A_{con} := \frac{\pi \cdot {d_{con}}^2}{4} = 285\ mm^2$$ Área del conector stud 3/4"

$Ec := 17872.04\ MPa$ Módulo de elasticidad del concreto

$R_{con} := F_u = 449.2\ MPa$ Resistencia del conector

$R_g := 1 \qquad R_p := 0.75$ Valores correspondientes a efectividad por la lámina colaborante y fuerzas en sentido de la viga de carga

$C_{fpa} := \frac{d_{con}}{2.5} = 7.6\ mm$ Espesor mínimo requerido cuando se requiera conectores fuera de la proyección del alma

$\text{if}\left(C_{fpa} < t_f, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

$S_{min} := 4 \cdot d_{con} = 76.2\ mm$ Separación mínima del conector

$C_{cmax} := \frac{b_f}{S_{min}} = 1.8$ Cantidad de conectores que se pueden instalar en el ala del perfil

$Q_n := min\left(0.5 \cdot A_{con} \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec}, R_g \cdot R_p \cdot A_{con} \cdot F_u\right) = 96\ kN$ Resistencia de un conector

$N_{con} := \frac{V_{losa}}{Q_n} = 16$ Número de conectores que se requieren para transmitir la fuerza de corte desde el centro de la viga donde el momento es máximo

$S_{pa} := 210\ mm$ Separación entre conectores asumida

$S_{pc} := \frac{3100\ mm}{S_{pa}} + 1 = 15.8$

$\text{if}\left(S_{pc} \le N_{con}, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

Diseño por cortante en sección compuestas sección NSR10-(F.2.7.1)

$\lambda_{al} = 33.27$ Esbeltez del alma, almas altamente dúctiles

$\lambda_v := 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 53.95$ Límite de evaluación por corte

$\text{if}\left(\lambda_{al} < \lambda_v, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA $\phi_v := 1 \qquad C_v := 1$

$A_{vv} := h_1 \cdot t_w = 1782\ mm^2$ Área a cortante del perfil

$\phi_v V_n := \phi_v \cdot 0.6 \cdot F_y \cdot A_{vv} \cdot C_v = 368.59\ kN$

$V_u := W_{u2} \cdot \frac{L}{2} = 64.01\ kN$

$\text{if}\left(V_u < \phi_v V_n, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

Revisión por deflexiones en la viga

$n := \frac{E}{Ec} = 11.19$ Relación de módulos de elasticidad

$A_{c1} := b_e \cdot e_{losa} = 75000\ mm^2 \qquad d_{cc1} = 50\ mm$

$A_s = 4590\ mm^2 \qquad y_{c1} := h_1 + d_{cc1} = 320\ mm \qquad y_s := \frac{h_1}{2} = 135\ mm$

$$Y_{barra} := \frac{\frac{A_{c1} \cdot y_{c1}}{n} + A_s \cdot y_s}{\frac{A_{c1}}{n} + A_s} = 244.8\ mm$$

Cálculo de la inercia transformada

$$I_{c1} := \frac{1}{12} \cdot b_e \cdot {e_{losa}}^3 = \left(6.3 \cdot 10^7\right)\ mm^4$$

Deflexión por carga viva instantánea

$$\delta_{adm} := \frac{L_1}{360} = 16.7\ mm \qquad WL = 12\ \frac{kN}{m}$$

$$d_{c1} := \left(h_1 - Y_{barra}\right) + \frac{e_{losa}}{2} = 75.2\ mm \qquad d_s := Y_{barra} - \frac{h_1}{2} = 109.8\ mm$$

$$I_{transf} := \frac{I_{c1}}{n} + I_x + \left(\frac{A_{c1}}{n} \cdot {d_{c1}}^2\right) + \left(A_s \cdot {d_s}^2\right) = \left(1.6 \cdot 10^8\right)\ mm^4$$

$I_{ef} := I_{transf}$ Se transfiere el 100% de la carga

$$\delta_{cal} := \frac{1 \cdot WL \cdot L^4}{120 \cdot E \cdot I_{transf}} = 0.26\ mm$$

$\text{if}\left(\delta_{cal} < \delta_{adm}, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

Deflexión por carga total a largo plazo

$$\delta_{admt} := \frac{L_1}{240} = 25\ mm \qquad W_T := WD + WL = 31.6\ \frac{kN}{m}$$

Para evaluar deformaciones a largo plazo debe calcularse la inercia transformada con una relación de módulos equivales a 2n

$$I_{transfl} := \frac{I_{c1}}{2\ n} + I_x + \left(\frac{A_{c1}}{2\ n} \cdot {d_{c1}}^2\right) + \left(A_s \cdot {d_s}^2\right) = \left(1.3 \cdot 10^8\right)\ mm^4$$

$I_{efl} := I_{transfl}$ Se transfiere el 100% de la carga

$$\delta_{call} := \frac{1 \cdot W_T \cdot L^4}{120 \cdot E \cdot I_{transfl}} = 0.79\ mm$$

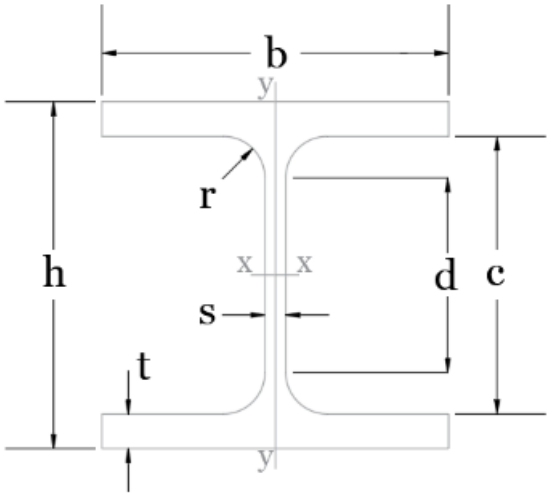
$\text{if}\left(\delta_{call} < \delta_{admt}, \text{“SI”}, \text{“NO”}\right) = \text{“SI”}$ EVALUACIÓN SATISFACTORIA

7.8.2 Diseño de elemento columna

Las columnas implementadas en el sistema estructural corresponden a secciones tipo W, se verifica la columna con mayor esfuerzo axial, W 24 x 131, la cual presenta conexión viga-columna articulada, es decir, no se produce transferencia de momento. Las comprobaciones realizadas a este elemento siguen los lineamientos de F.2.5 y los numerales aplicables de la NSR10 y AISC-360-22 los cuales se muestran a continuación.

COLUMNA: W 24 X 131 Acero A572Gr 50

$Ton := 1000\ kg$



Dimensiones

$h := 622\ mm$

$s := 15.40\ mm$

$b := 327\ mm$

$t := 24.4\ mm$

$r := 13\ mm$

$c := 573.2\ mm$

$d := 547.2\ mm$

Esfuerzo de fluencia

$F_y := 3515\ \frac{kg}{cm^2}$

$F_u := 4570\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad

$E := 2040000\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de corte

$G := 790000\ \frac{kg}{cm^2}$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia

Propiedades elásticas

Eje X-X	Eje Y-Y		
$I_x := 167900\ cm^4$	$I_y := 14240\ cm^4$	$A_g := 249\ cm^2$	$Z_x := 6074\ cm^3$
$S_x := 5398\ cm^3$	$S_y := 871\ cm^3$	$W := 194.95\ \frac{kg}{m}$	$Z_y := 1340\ cm^3$
$r_x := 26\ cm$	$r_y := 7.56\ cm$	$J_t := 401\ cm^4$	$C_w := 14463523.86\ cm^6$

$I_y = 14240.00\ cm^4$	Inercia del eje menor (débil)
$A_g = 249.00\ cm^2$	Área bruta de la sección
$r_y = 7.56\ cm$	Radio de giro menor
$L := 1 \cdot 4\ m = 4.00\ m$	Longitud real
$K := 1$	Se asume un factor de longitud efectiva igual a 1
$K \cdot L = 4.00\ m$	Longitud efectiva

NSR-10 KL/r<200: F.2.5.2

$\frac{K \cdot L}{r_y} = 52.91$ Esbeltez calculada

$$\text{if}\left(\frac{K \cdot L}{r_y} < 200, \text{“SI CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“SI CUMPLE”}$$

Relación ancho-espesor - caso 1Tabla F.2.2.4-1a:

$b = 327\ mm$ Ancho del alma $t = 24.4\ mm$ Espesor del ala

$\lambda := \frac{b}{2\ t} = 6.70$ Relación ancho-espesor

$\lambda_r := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.49$ Límite esbelto - no esbelto

$\text{if}\left(\lambda < \lambda_r, \text{“NO ESBELTO”}, \text{“ESBELTO”}\right) = \text{“NO ESBELTO”}$

Relación ancho-espesor Tabla F.2.2.4-1a: Compacidad sísmica

$\lambda_c := \frac{d}{s} = 35.53$ $\lambda_{rc} := 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.90$

$\text{if}\left(\lambda_c < \lambda_{rc}, \text{“SI COMPACTO”}, \text{“NO COMPACTO”}\right) = \text{“SI COMPACTO”}$

Esfuerzo de pandeo elástico:

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 7192.06\ \frac{kg}{cm^2}$

$P_{cr} := F_e \cdot A_g = 1790.82\ Ton$ Carga máxima de pandeo

Cálculo del esfuerzo critico Fcr: $F_y = 3515.00\ \frac{kg}{cm^2}$

$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$ Limite de esbeltez

$K = 1.00$ $L = 4.00\ m$ $\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right) = 52.91$

Como KL/r es menor que el límite se usa la ecuación

$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 2864.75\ \frac{kg}{cm^2}$ Esfuerzo critico

$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 713.32\ Ton$

$\phi = 0.9$

$\phi \cdot P_n = 641.99\ Ton$

$\phi \cdot P_n \cdot g = 6295.77\ kN$ CAPACIDAD AXIAL PERFIL W24X131

$Pu_{nivel1} := 3000.00\ kN$ Esfuerzo axial en nivel 1 $Pu_{nivel1} < \phi Pn$ *Ratio 0.48*

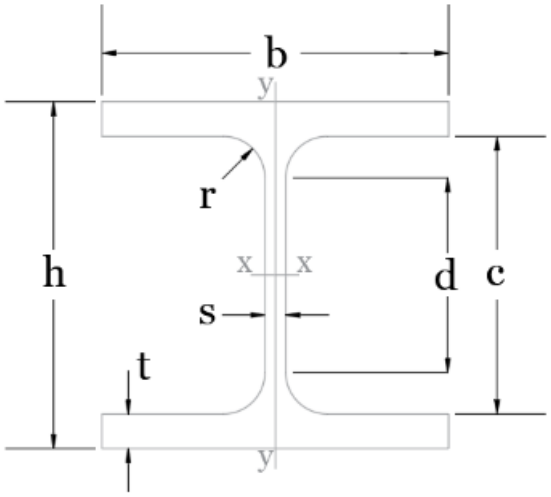
$\text{if}\left(Pu_{nivel1} < \phi \cdot P_n \cdot g, \text{“SI VERIFICA”}, \text{“NO VERIFICA”}\right) = \text{“SI VERIFICA”}$

7.8.3 Diseño de elemento riostra

La fuerza lateral y el control de desplazamientos horizontales para la edificación, es resistida por los pórticos con arriostramiento concéntrico implementados, Las siguientes comprobaciones por resistencia axial y capacidad esperada se verificaron al perfil HEB 220, siguiendo los lineamientos de F.3.6.2 y los numerales aplicables de la NSR10 y AISC-360-22.

RIOSTRA: HEB 220 Acero A572Gr 50

$Ton := 1000\ kg$



Dimensiones

$h := 220\ mm$

$s := 9.5\ mm$

$b := 220\ mm$

$t := 16\ mm$

$r := 18\ mm$

$c := 188\ mm$

$d := 152\ mm$

Esfuerzo de fluencia

$F_y := 3515\ \frac{kg}{cm^2}$

$F_u := 4570\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad

$E := 2040000\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de corte

$G := 790000\ \frac{kg}{cm^2}$

Propiedades elásticas

Eje X-X	Eje Y-Y		
$I_x := 8091\ cm^4$	$I_y := 2843\ cm^4$	$A_g := 91\ cm^2$	$Z_x := 827\ cm^3$
$S_x := 736\ cm^3$	$S_y := 258\ cm^3$	$W := 71.50\ \frac{kg}{m}$	$Z_y := 394\ cm^3$
$r_x := 9.43\ cm$	$r_y := 5.59\ cm$	$J_t := 76.60\ cm^4$	$C_w := 374353.80\ cm^6$

$I_y = 2843.00\ cm^4$	Inercia del eje menor (débil)
$A_g = 91.00\ cm^2$	Área bruta de la sección
$r_y = 5.59\ cm$	Radio de giro menor
$L_e := 0.7 \cdot 5\ m = 3.50\ m$	Longitud real de la riostra
$K := 1$	Se asume un factor de longitud efectiva igual a 1
$K \cdot L_e = 3.50\ m$	Longitud efectiva

NSR-10 KL/r<200: F.2.5.2

$Esb := \frac{K \cdot L_e}{r_y} = 62.61$ Esbeltez calculada

$$\text{if}\left(\frac{K \cdot L_e}{r_y} < 200, \text{“SI CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“SI CUMPLE”}$$

Relación ancho-espesor - caso 1Tabla F.2.2.4-1a:

$b = 220\ mm$ Ancho del alma $t = 16\ mm$ Espesor del ala

$\lambda := \frac{b}{2 \cdot t} = 6.88$ Relación ancho-espesor

$\lambda_r := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.49$ Límite esbelto - no esbelto

$\text{if}\left(\lambda < \lambda_r, \text{“NO ESBELTO”}, \text{“ESBELTO”}\right) = \text{“NO ESBELTO”}$

Relación ancho-espesor Tabla F.2.2.4-1a: Compacidad sísmica

$\lambda_c := \frac{d}{s} = 16.00$ $\lambda_{rc} := 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.90$

$\text{if}\left(\lambda_c < \lambda_{rc}, \text{“SI COMPACTO”}, \text{“NO COMPACTO”}\right) = \text{“SI COMPACTO”}$

Esfuerzo de pandeo elástico:

$F_e := \left(\frac{\pi^2 \cdot E}{Esb^2}\right) = 5135.91\ \frac{kg}{cm^2}$

$P_{cr} := F_e \cdot A_g = 467.37\ Ton$ Carga máxima de pandeo

Cálculo del esfuerzo critico Fcr:

$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$ Limite de esbeltez

$K = 1.00$ $L_e = 3.50\ m$

Como KL/r es menor que el límite se usa la ecuación $R_y := 1.1$

$F_{cr} := 0.658^{\frac{R_y \cdot F_y}{F_e}} \cdot F_y = 2564.95\ \frac{kg}{cm^2}$ Esfuerzo critico

$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 233.41\ Ton$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia

$\phi \cdot P_n = 210.07\ Ton$ RESISTENCIA DE DISEÑO *Pu=100Ton < ϕPn - Ratio 0.48*

RIOSTRA: HEB 220 Acero A572Gr 50 resistencia

$L_v := 6.0\ m$ $D := 400\ \frac{kg}{m^2}$ $L := 400\ \frac{kg}{m^2}$ $L_{osa} := 36\ m^2$ $H_{piso} := 4.0\ m$ $Sds := 1.22$

$D_t := (1.2 + 0.2 \cdot Sds)\ D = 577.60\ \frac{kg}{m^2}$ $L_t := 0.5\ L = 200.00\ \frac{kg}{m^2}$ $D_t + L_t = 777.60\ \frac{kg}{m^2}$

$A_{fe} := \frac{\left(L_{osa}\right)}{L_v} = 1.50\ m$ $Carga_v := \left(D_t + L_t\right) \cdot A_{fe} = 1.17\ \frac{Ton}{m}$

$T_r := A_g \cdot F_y \cdot 1.1 = 351.85\ Ton$ $C_r := 1.14 \cdot 211.95\ Ton = 241.62\ Ton$

$P_{compr} := min\left(T_r, C_r\right) = 241.62\ Ton$ $P_{os}C_r := 0.3 \cdot P_{compr} = 72.49\ Ton$

$T_r \cdot g = 3450.48\ kN$ $P_{compr} \cdot g = 2369.51\ kN$ $P_{os}C_r \cdot g = 710.85\ kN$

$\Phi := \text{atan}\left(\frac{H_{piso}}{\frac{L_v}{2}}\right) = 53\ deg$ $\Phi_1 := 90\ deg - \Phi = 37\ deg$

RIOSTRA: **HEB 220 Acero A572Gr** **Tensión y pandeo** $Ton := 1000\ kg$

$L_v := 6\ m$ $f_y := 315\ MPa$ $fu := 425\ MPa$ $E := 200000\ MPa$

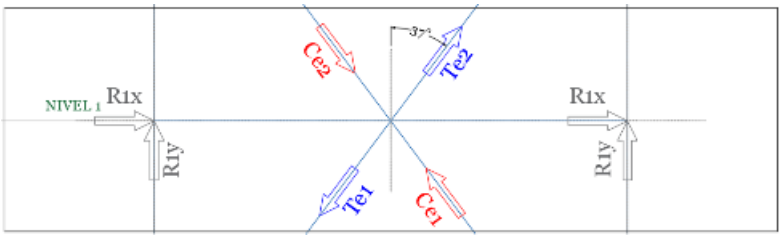
$H_1 := 4.0\ m$ $H_2 := 4.0\ m$ $H_3 := 4.0\ m$ $H_4 := 4.0\ m$ $H_5 := 4.0\ m$ $H_6 := 4.0\ m$

$P_{compr} := 2369.51\ kN$ $T_r := 3450.48\ kN$ $P_{os}C_r := 0.3 \cdot P_{compr} = 710.85\ kN$

Riostra en Compresión	Riostra en Tensión	Riostra en Pos-pandeo
$C_{e1} := 2369.51\ kN$	$T_{e1} := 3450.48\ kN$	$R_{1p} := 0.3 \cdot C_{e1} = 710.85\ kN$
$C_{e2} := 2369.51\ kN$	$T_{e2} := 3450.48\ kN$	$R_{2p} := 0.3 \cdot C_{e2} = 710.85\ kN$
$C_{e3} := 2369.51\ kN$	$T_{e3} := 3450.48\ kN$	$R_{3p} := 0.3 \cdot C_{e3} = 710.85\ kN$
$C_{e4} := 2369.51\ kN$	$T_{e4} := 3450.48\ kN$	$R_{4p} := 0.3 \cdot C_{e4} = 710.85\ kN$
$C_{e5} := 2369.51\ kN$	$T_{e5} := 3450.48\ kN$	$R_{5p} := 0.3 \cdot C_{e5} = 710.85\ kN$
$C_{e6} := 2369.51\ kN$	$T_{e6} := 3450.48\ kN$	$R_{6p} := 0.3 \cdot C_{e6} = 710.85\ kN$

$$\Phi_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{H_1}{\frac{L_v}{2}}\right) = 53\ deg \qquad \Phi_2 := 90\ deg - \Phi_1 = 37\ deg$$

ANÁLISIS 1 PARA COLUMNAS



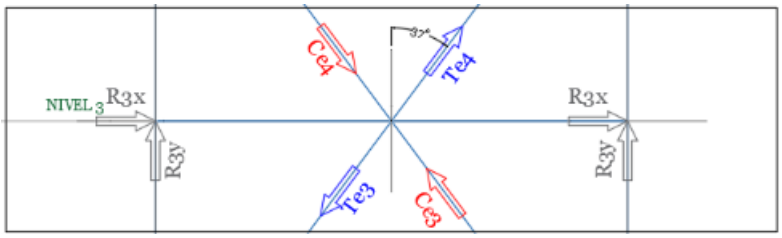
VIGA NIVEL 1

$\Sigma Fx = -T_{e1} \sin \Phi_2 - C_{e1} \sin \Phi_2 + C_{e2} \sin \Phi_2 + T_{e2} \sin \Phi_2 + 2\ R_{1x} = 0$

$$R_{1x} := \frac{(T_{e1} + C_{e1} - C_{e2} - T_{e2}) \sin(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$$

$\Sigma Fy = -T_{e1} \cos \Phi_2 + C_{e1} \cos \Phi_2 - C_{e2} \cos \Phi_2 + T_{e2} \cos \Phi_2 + 2\ R_{1y} = 0$

$$R_{1y} := \frac{(T_{e1} + C_{e1} - C_{e2} - T_{e2}) \cos(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$$



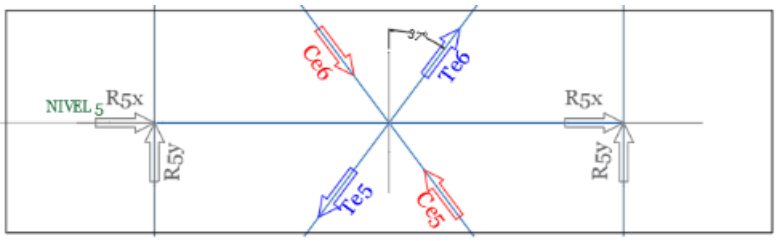
VIGA NIVEL 3

$\Sigma Fx = -T_{e3} \sin \Phi_2 - C_{e3} \sin \Phi_2 + C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e4} \sin \Phi_2 + 2\ R_{3x} = 0$

$$R_{3x} := \frac{(T_{e3} + C_{e3} - C_{e4} - T_{e4}) \sin(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$$

$\Sigma Fy = -T_{e3} \cos \Phi_2 + C_{e3} \cos \Phi_2 - C_{e4} \cos \Phi_2 + T_{e4} \cos \Phi_2 + 2\ R_{3y} = 0$

$$R_{3y} := \frac{(T_{e3} - C_{e3} + C_{e4} - T_{e4}) \cos(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$$



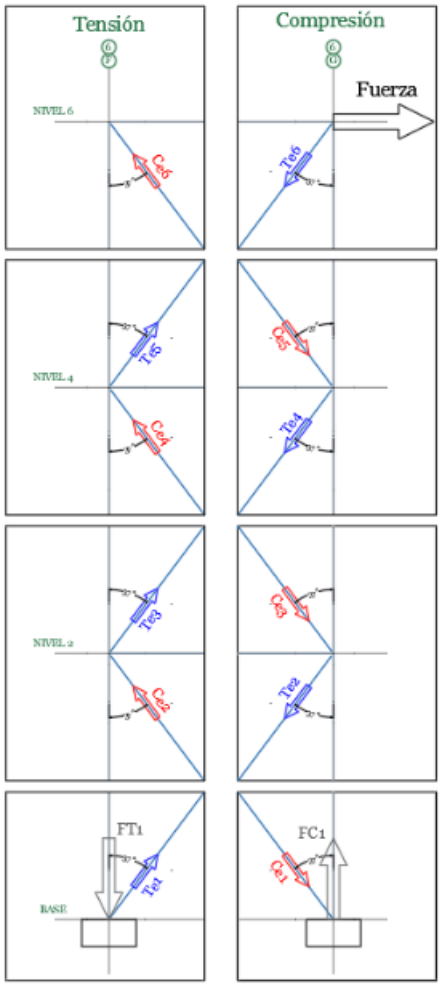
VIGA NIVEL 5

$\Sigma Fx = -T_{e5} \sin \Phi_2 - C_{e5} \sin \Phi_2 + C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 + 2\, R_{5x} = 0$

$$R_{5x} := \frac{\left(T_{e5} + C_{e5} - C_{e5} - T_{e5}\right) \sin\left(\Phi_2\right)}{2} = 0.00 \ \boldsymbol{kN}$$

$\Sigma Fy = -T_{e5} \cos \Phi_2 + C_{e5} \cos \Phi_2 - C_{e5} \cos \Phi_2 + T_{e5} \cos \Phi_2 + 2\, R_{5y} = 0$

$$R_{5y} := \frac{\left(T_{e5} - C_{e5} + C_{e5} - T_{e5}\right) \cos\left(\Phi_2\right)}{2} = 0.00 \ \boldsymbol{kN}$$



$\Sigma F_y = C_{e2} \cos \Phi_2 + T_{e3} \cos \Phi_2 + C_{e4} \cos \Phi_2 + T_{e5} \cos \Phi_2 + C_{e6} \cos \Phi_2 - F_{T1} = 0$

Tensión

$$F_{T1} := \left(C_{e2} + T_{e3} + C_{e4} + T_{e5} + C_{e6}\right) \cos\left(\Phi_2\right) = 11207.59 \ \boldsymbol{kN}$$

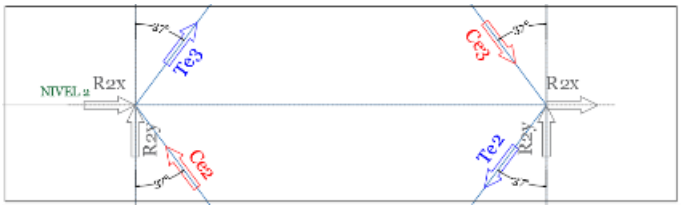
$\Sigma F_y = -T_{e2} \cos \Phi_2 - C_{e3} \cos \Phi_2 - T_{e4} \cos \Phi_2 - C_{e5} \cos \Phi_2 - T_{e6} \cos \Phi_2 + F_{c2} = 0$

Compresión

$$F_{C2} := \left(T_{e2} + C_{e3} + T_{e4} + C_{e5} + T_{e6}\right) \cos\left(\Phi_2\right) = 12072.37 \ \boldsymbol{kN}$$

La columna se diseña con el valor de compresión, adicionando su peso propio más las cargas aferentes que provienen de los niveles superiores.

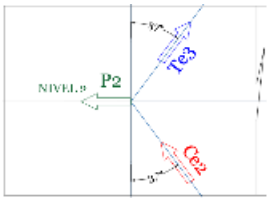
ANÁLISIS 1 PARA VIGAS



Equilibrio externo viga nivel 2

$\Sigma Fx = -T_{e2} \sin \Phi_2 - C_{e2} \sin \Phi_2 + C_{e3} \sin \Phi_2 + T_{e3} \sin \Phi_2 + 2\, R_{2x} = 0$

$$R_{2x} := \frac{\left(\left(T_{e2} + C_{e2}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right) - \left(\left(T_{e3} + C_{e3}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right)}{2} = 0.00 \ kN$$

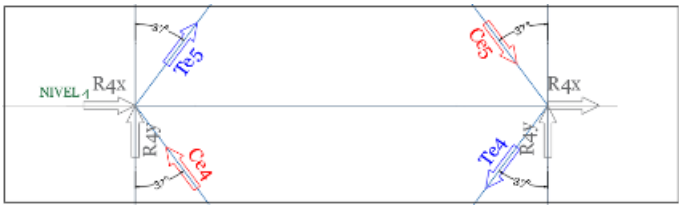


Equilibrio interno viga nivel 2

$\Sigma Fx = -C_{e2} \sin \Phi_2 + T_{e3} \sin \Phi_2 - P_2 = 0$

Compresión

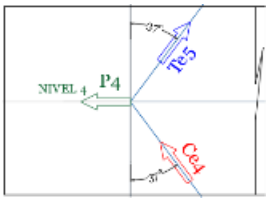
$$P_2 := -C_{e2} \sin\left(\Phi_2\right) + T_{e3} \sin\left(\Phi_2\right) = 648.58 \ kN$$



Equilibrio externo viga nivel 4

$\Sigma Fx = -T_{e4} \sin \Phi_2 - C_{e4} \sin \Phi_2 + C_{e5} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 + 2\, R_{4x} = 0$

$$R_{4x} := \frac{\left(\left(T_{e4} + C_{e4}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right) - \left(\left(T_{e5} + C_{e5}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right)}{2} = 0.00 \ kN$$



Equilibrio interno viga nivel 4

$\Sigma Fx = -C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 - P_4 = 0$

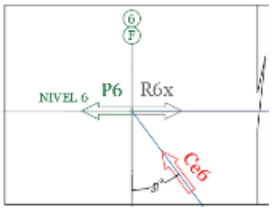
Compresión

$$P_4 := -C_{e4} \sin\left(\Phi_2\right) + T_{e5} \sin\left(\Phi_2\right) = 648.58 \ kN$$

Equilibrio externo viga nivel 6

$\Sigma Fx = -T_{e6} \sin \Phi_2 - C_{e6} \sin \Phi_2 + 2\, R_{6x} = 0$

$$R_{6x} := \frac{\left(T_{e6} + C_{e6}\right) \sin\left(\Phi_2\right)}{2} = 1746.00 \ kN$$



Equilibrio interno viga nivel 6

$\Sigma Fx = -C_{e6} \sin \Phi_2 + R_{4x} - P_6 = 0$

Compresión

$$P_6 := -C_{e6} \sin\left(\Phi_2\right) + R_{6x} = 324.29 \ kN$$

RIOSTRA: **HEB 220 Acero A572Gr** **Tensión y pos-pandeo** $Ton := 1000\ kg$

$L_v := 6\ m$ $f_y := 315\ MPa$ $fu := 425\ MPa$ $E := 200000\ MPa$

$H_1 := 4.0\ m$ $H_2 := 4.0\ m$ $H_3 := 4.0\ m$ $H_4 := 4.0\ m$ $H_5 := 4.0\ m$ $H_6 := 4.0\ m$

$P_{compr} := 2369.51\ kN$ $T_r := 3450.48\ kN$

Riostra en Compresión Pos-pandeo

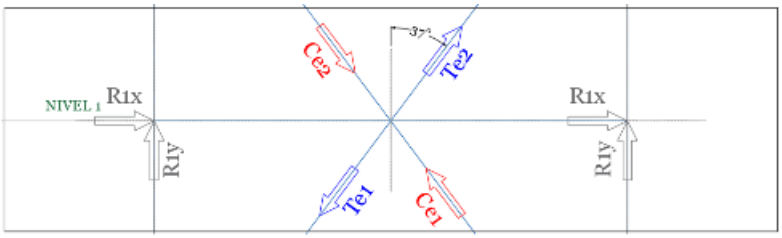
$C_{e1} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$
$C_{e2} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$
$C_{e3} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$
$C_{e4} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$
$C_{e5} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$
$C_{e6} := 0.30 \cdot 2369.51\ kN = 710.85\ kN$

Riostra en Tensión

$T_{e1} := 3450.48\ kN$
$T_{e2} := 3450.48\ kN$
$T_{e3} := 3450.48\ kN$
$T_{e4} := 3450.48\ kN$
$T_{e5} := 3450.48\ kN$
$T_{e6} := 3450.48\ kN$

$\Phi_1 := \operatorname{atan}\left(\frac{H_1}{\frac{L_v}{2}}\right) = 53\ deg$ $\Phi_2 := 90\ deg - \Phi_1 = 37\ deg$

ANÁLISIS 2 PARA COLUMNAS



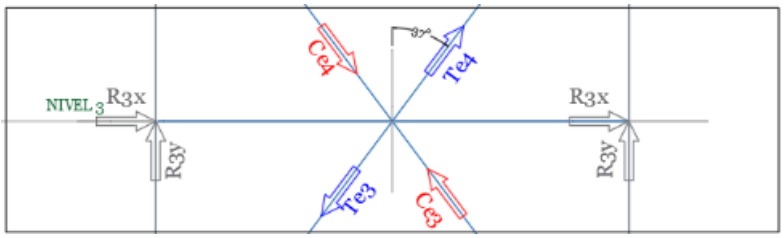
VIGA NIVEL 1

$\Sigma Fx = -T_{e1} \sin \Phi_2 - C_{e1} \sin \Phi_2 + C_{e2} \sin \Phi_2 + T_{e2} \sin \Phi_2 + 2\ R_{1x} = 0$

$R_{1x} := \frac{(T_{e1} + C_{e1} - C_{e2} - T_{e2}) \sin(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$

$\Sigma Fy = -T_{e1} \cos \Phi_2 + C_{e1} \cos \Phi_2 - C_{e2} \cos \Phi_2 + T_{e2} \cos \Phi_2 + 2\ R_{1y} = 0$

$R_{1y} := \frac{(T_{e1} + C_{e1} - C_{e2} - T_{e2}) \cos(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$



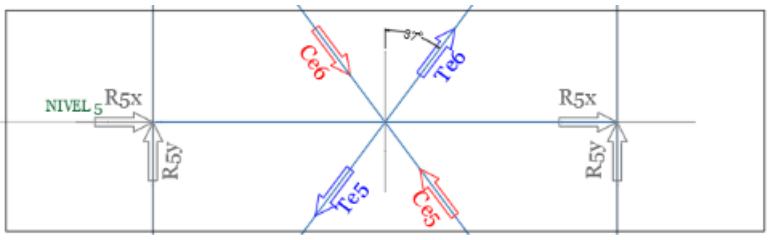
VIGA NIVEL 3

$\Sigma Fx = -T_{e3} \sin \Phi_2 - C_{e3} \sin \Phi_2 + C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e4} \sin \Phi_2 + 2\ R_{3x} = 0$

$R_{3x} := \frac{(T_{e3} + C_{e3} - C_{e4} - T_{e4}) \sin(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$

$\Sigma Fy = -T_{e3} \cos \Phi_2 + C_{e3} \cos \Phi_2 - C_{e4} \cos \Phi_2 + T_{e4} \cos \Phi_2 + 2\ R_{3y} = 0$

$R_{3y} := \frac{(T_{e3} - C_{e3} + C_{e4} - T_{e4}) \cos(\Phi_2)}{2} = 0.00\ kN$



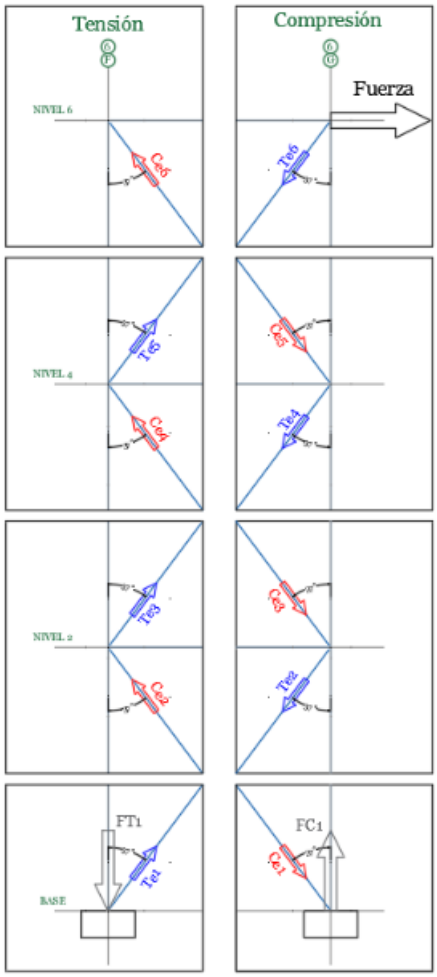
VIGA NIVEL 5

$\Sigma Fx = -T_{e5} \sin \Phi_2 - C_{e5} \sin \Phi_2 + C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 + 2\, R_{5x} = 0$

$$R_{5x} := \frac{\left(T_{e5} + C_{e5} - C_{e5} - T_{e5}\right) \sin\left(\Phi_2\right)}{2} = 0.00 \ \boldsymbol{kN}$$

$\Sigma Fy = -T_{e5} \cos \Phi_2 + C_{e5} \cos \Phi_2 - C_{e5} \cos \Phi_2 + T_{e5} \cos \Phi_2 + 2\, R_{5y} = 0$

$$R_{5y} := \frac{\left(T_{e5} - C_{e5} + C_{e5} - T_{e5}\right) \cos\left(\Phi_2\right)}{2} = 0.00 \ \boldsymbol{kN}$$



$\Sigma F_y = C_{e2} \cos \Phi_2 + T_{e3} \cos \Phi_2 + C_{e4} \cos \Phi_2 + T_{e5} \cos \Phi_2 + C_{e6} \cos \Phi_2 - F_{T1} = 0$

Tensión

$$F_{T1} := \left(C_{e2} + T_{e3} + C_{e4} + T_{e5} + C_{e6}\right) \cos\left(\Phi_2\right) = 7226.82 \ \boldsymbol{kN}$$

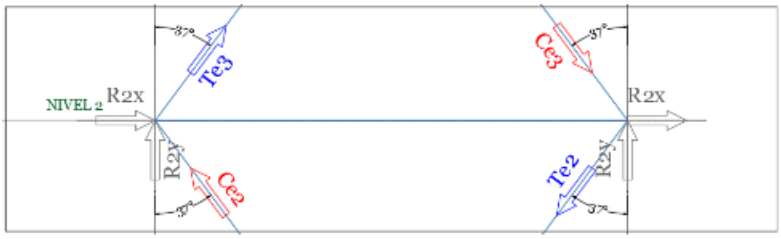
$\Sigma F_y = -T_{e2} \cos \Phi_2 - C_{e3} \cos \Phi_2 - T_{e4} \cos \Phi_2 - C_{e5} \cos \Phi_2 - T_{e6} \cos \Phi_2 + F_{c2} = 0$

Compresión

$$F_{C2} := \left(T_{e2} + C_{e3} + T_{e4} + C_{e5} + T_{e6}\right) \cos\left(\Phi_2\right) = 9418.52 \ \boldsymbol{kN}$$

La columna se diseña con el valor de compresión, adicionando su peso propio más las cargas aferentes que provienen de todos los niveles superiores.

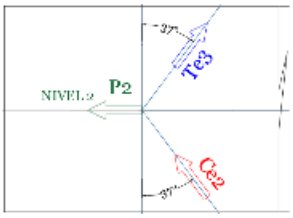
ANÁLISIS 2 PARA VIGAS



Equilibrio externo viga nivel 2

$\Sigma Fx = -T_{e2} \sin \Phi_2 - C_{e2} \sin \Phi_2 + C_{e3} \sin \Phi_2 + T_{e3} \sin \Phi_2 + 2\, R_{2x} = 0$

$$R_{2x} := \frac{\left(\left(T_{e2} + C_{e2}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right) - \left(\left(T_{e3} + C_{e3}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right)}{2} = 0.00 \ kN$$



Equilibrio interno viga nivel 2

$\Sigma Fx = -C_{e2} \sin \Phi_2 + T_{e3} \sin \Phi_2 - P_2 = 0$

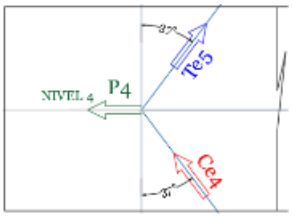
Compresión

$$P_2 := -C_{e2} \sin\left(\Phi_2\right) + T_{e3} \sin\left(\Phi_2\right) = 1643.78 \ kN$$

Equilibrio externo viga nivel 4

$\Sigma Fx = -T_{e4} \sin \Phi_2 - C_{e4} \sin \Phi_2 + C_{e5} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 + 2\, R_{4x} = 0$

$$R_{4x} := \frac{\left(\left(T_{e4} + C_{e4}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right) - \left(\left(T_{e5} + C_{e5}\right) \sin\left(\Phi_2\right)\right)}{2} = 0.00 \ kN$$



Equilibrio interno viga nivel 4

$\Sigma Fx = -C_{e4} \sin \Phi_2 + T_{e5} \sin \Phi_2 - P_4 = 0$

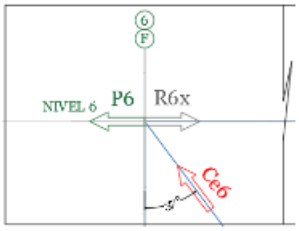
Compresión

$$P_4 := -C_{e4} \sin\left(\Phi_2\right) + T_{e5} \sin\left(\Phi_2\right) = 1643.78 \ kN$$

Equilibrio externo viga nivel 6

$\Sigma Fx = -T_{e6} \sin \Phi_2 - C_{e6} \sin \Phi_2 + 2\, R_{6x} = 0$

$$R_{6x} := \frac{\left(T_{e6} + C_{e6}\right) \sin\left(\Phi_2\right)}{2} = 1248.40 \ kN$$



Equilibrio interno viga nivel 6

$\Sigma Fx = -C_{e6} \sin \Phi_2 + R_{4x} - P_6 = 0$

Compresión

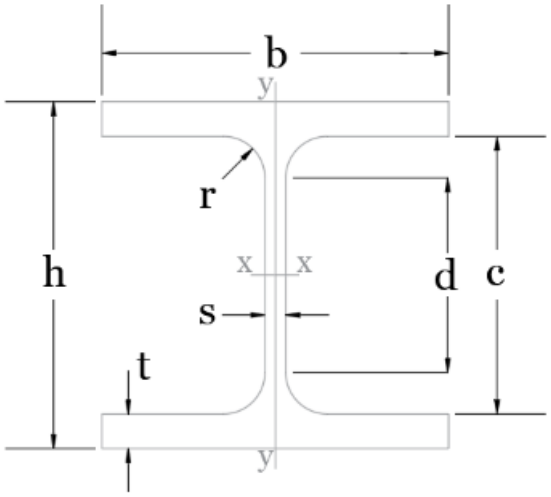
$$P_6 := -C_{e6} \sin\left(\Phi_2\right) + R_{6x} = 821.89 \ kN$$

7.8.4 Verificación de la columna del PAC

Las columnas que hacen parte del marco arriostrado concéntricamente, se verificaron teniendo en cuenta lo descrito en la NSR10 título F numeral F.3.6.2, lo cual establece que el PAC debe tener la capacidad de soportar deformaciones inelásticas, a partir de la no linealidad de las riostras, generada por pandeo y fluencia en tensión, por lo tanto, las columnas deben permanecer en el rango elástico. La verificación se muestra a continuación.

COLUMNA: W 24 X 335 Acero A572Gr 50

$Ton := 1000\ kg$



Dimensiones

$h := 699\ mm$

$s := 35.10\ mm$

$b := 343\ mm$

$t := 63.0\ mm$

$r := 13\ mm$

$c := 573.0\ mm$

$d := 547.\ mm$

Esfuerzo de fluencia

$F_y := 3515\ \frac{kg}{cm^2}$

$F_u := 4570\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad

$E := 2040000\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de corte

$G := 790000\ \frac{kg}{cm^2}$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia

Propiedades elásticas

Eje X-X	Eje Y-Y		
$I_x := 494700\ cm^4$	$I_y := 42580\ cm^4$	$A_g := 635\ cm^2$	$Z_x := 16670\ cm^3$
$S_x := 14150\ cm^3$	$S_y := 2483\ cm^3$	$W := 498.54\ \frac{kg}{m}$	$Z_y := 3885\ cm^3$
$r_x := 27.90\ cm$	$r_y := 8.19\ cm$	$J_t := 6420\ cm^4$	$C_w := 57366204.12\ cm^6$

$I_y = 42580.00\ cm^4$	Inercia del eje menor (débil)
$A_g = 635.00\ cm^2$	Área bruta de la sección
$r_y = 8.19\ cm$	Radio de giro menor
$L := 1 \cdot 4\ m = 4.00\ m$	Longitud real
$K := 1$	Se asume un factor de longitud efectiva igual a 1
$K \cdot L = 4.00\ m$	Longitud efectiva

NSR-10 KL/r<200: F.2.5.2

$\frac{K \cdot L}{r_y} = 48.84$ Esbeltez calculada

$$\text{if}\left(\frac{K \cdot L}{r_y} < 200, \text{“SI CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“SI CUMPLE”}$$

Relación ancho-espesor - caso 1Tabla F.2.2.4-1a:

$b = 343\ mm$ Ancho del alma $t = 63\ mm$ Espesor del ala

$\lambda := \frac{b}{2\ t} = 2.72$ Relación ancho-espesor

$\lambda_r := 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 13.49$ Límite esbelto - no esbelto

$\text{if}\left(\lambda < \lambda_r, \text{“NO ESBELTO”}, \text{“ESBELTO”}\right) = \text{“NO ESBELTO”}$

Relación ancho-espesor Tabla F.2.2.4-1a: Compacidad sísmica

$\lambda_c := \frac{d}{s} = 15.58$ $\lambda_{rc} := 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 35.90$

$\text{if}\left(\lambda_c < \lambda_{rc}, \text{“SI COMPACTO”}, \text{“NO COMPACTO”}\right) = \text{“SI COMPACTO”}$

Esfuerzo de pandeo elástico:

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 8440.69\ \frac{kg}{cm^2}$

$P_{cr} := F_e \cdot A_g = 5359.84\ Ton$ Carga máxima de pandeo

Cálculo del esfuerzo critico Fcr: $F_y = 3515.00\ \frac{kg}{cm^2}$

$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$ Limite de esbeltez

$K = 1.00$ $L = 4.00\ m$ $\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right) = 48.84$

Como KL/r es menor que el límite se usa la ecuación

$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y = 2952.76\ \frac{kg}{cm^2}$ Esfuerzo crítico

$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 1875.00\ Ton$

$\phi = 0.9$

$\phi \cdot P_n = 1687.50\ Ton$

$\phi \cdot P_n \cdot g = 16548.75\ kN$ CAPACIDAD AXIAL PERFIL W24X335

$Pu_{nivel1} := 3000.00\ kN$ Esfuerzo axial en nivel 1

$\text{if}\left(Pu_{nivel1} < \phi \cdot P_n \cdot g, \text{“SI VERIFICA”}, \text{“NO VERIFICA”}\right) = \text{“SI VERIFICA”}$

$C_p := 12072.37\ kN$ Mayor fuerza de compresión obtenida entre el análisis de pandeo y pos-pandeo para el PAC

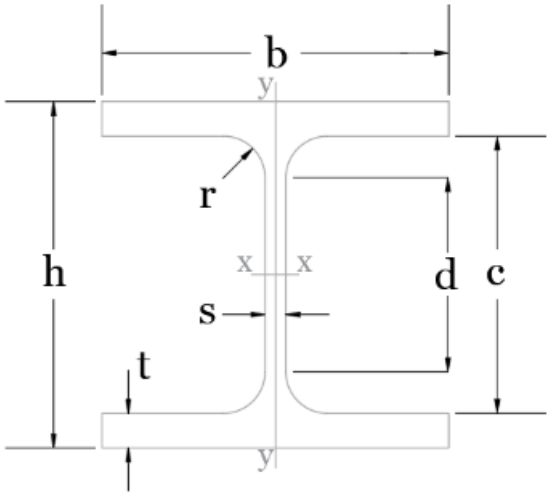
$\text{if}\left(C_p < \phi \cdot P_n \cdot g, \text{“SI VERIFICA”}, \text{“NO VERIFICA”}\right) = \text{“SI VERIFICA”}$ $Ratio := \frac{C_p}{\phi \cdot P_n \cdot g} = 0.73$

7.8.5 Verificación de la viga PAC

Las vigas que conectan en sus extremos con columna y arriostramiento deben resistir la mayor fuerza axial obtenida en el análisis de pos-pandeo para el PAC, la verificación se realizó siguiendo lo establecido en el numeral F.3.4.1.1.1 y F.3.6.2 de la NSR10.

VIGA: IPE 330 Acero A572Gr 50

$Ton := 1000\ kg$



Dimensiones

$h := 330\ mm$

$s := 7.50\ mm$

$b := 160\ mm$

$t := 11.50\ mm$

$r := 18\ mm$

$c := 307.00\ mm$

$d := 271.00\ mm$

Esfuerzo de fluencia

$F_y := 3515\ \frac{kg}{cm^2}$

$F_u := 4570\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de elasticidad

$E := 2040000\ \frac{kg}{cm^2}$

Módulo de corte

$G := 790000\ \frac{kg}{cm^2}$

$\phi := 0.9$ Factor de resistencia

Propiedades elásticas

Eje X-X	Eje Y-Y		
$I_x := 11770\ cm^4$	$I_y := 788\ cm^4$	$A_g := 62.60\ cm^2$	$Z_x := 804\ cm^3$
$S_x := 713\ cm^3$	$S_y := 98.50\ cm^3$	$W := 49.10\ \frac{kg}{m}$	$Z_y := 154\ cm^3$
$r_x := 13.70\ cm$	$r_y := 3.55\ cm$	$J_t := 28.10\ cm^4$	$C_w := 224395.31\ cm^6$

$I_y = 788.00\ cm^4$	Inercia del eje menor (débil)
$A_g = 62.60\ cm^2$	Área bruta de la sección
$r_y = 3.55\ cm$	Radio de giro menor
$L := 0.20 \cdot 6\ m = 1.20\ m$	Longitud real de la viga
$K := 1$	Se asume un factor de longitud efectiva igual a 1
$K \cdot L = 1.20\ m$	Longitud efectiva

NSR-10 KL/r<200: F.2.5.2

$\frac{K \cdot L}{r_y} = 33.8$ Esbeltez calculada

$$\text{if}\left(\frac{K \cdot L}{r_y} < 200, \text{“SI CUMPLE”}, \text{“NO CUMPLE”}\right) = \text{“SI CUMPLE”}$$

Relación ancho-espesor - caso 1Tabla F.2.2.4-1a:

$b = 160\ mm$ Ancho del alma $t = 11.5\ mm$ Espesor del ala

$\lambda := \frac{b}{2\ t} = 6.96$ Relación ancho-espesor

$\lambda_r := 0.38\ \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 9.15$ Límite esbelto - no esbelto

$\text{if}\left(\lambda < \lambda_r, \text{“NO ESBELTO”}, \text{“ESBELTO”}\right) = \text{“NO ESBELTO”}$

Relación ancho-espesor Tabla F.2.2.4-1a: Compacidad sísmica

$\lambda_c := \frac{d}{s} = 36.13$ $\lambda_{rc} := 3.76\ \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 90.58$

$\text{if}\left(\lambda_c < \lambda_{rc}, \text{“SI COMPACTO”}, \text{“NO COMPACTO”}\right) = \text{“SI COMPACTO”}$

Esfuerzo de pandeo elástico:

$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right)^2} = 17620.74\ \frac{kg}{cm^2}$

$P_{cr} := F_e \cdot A_g = 1103.06\ Ton$ Carga máxima de pandeo

Cálculo del esfuerzo crítico Fcr: $F_y = 3515.00\ \frac{kg}{cm^2}$

$4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 113.47$ Límite de esbeltez

$K = 1.00$ $L = 1.20\ m$ $\left(\frac{K \cdot L}{r_y}\right) = 33.80$

Como KL/r es menor que el límite se usa la ecuación

$F_{cr} := \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) \cdot F_y = 3233.44\ \frac{kg}{cm^2}$ Esfuerzo crítico

$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 202.41\ Ton$

$\phi = 0.9$

$\phi \cdot P_n = 182.17\ Ton$ RESISTENCIA DE DISEÑO

$\phi \cdot P_n \cdot g = 1786.50\ kN$

$P_4 := 1643.78\ kN$ Mayor fuerza de compresión obtenida en el análisis de pos-pandeo para el PAC

$\text{if}\left(P_4 < \phi \cdot P_n \cdot g, \text{“SI VERIFICA”}, \text{“NO VERIFICA”}\right) = \text{“SI VERIFICA”}$ $Ratio := \frac{P_4}{\phi \cdot P_n \cdot g} = 0.92$

8 DISEÑO ESTRUCTURAL CON AISLADORES DE BASE

8.1 Amenaza sísmica

La amenaza sísmica del proyecto está determinada por su ubicación geográfica y los diversos factores que influyen en la severidad de esta amenaza. Entre los aspectos clave a considerar se encuentran la sismicidad histórica, la proximidad a fallas activas que generan eventos significativos, las fuentes sismogénicas, las características del suelo local y la aplicación del espectro de respuesta sísmica conforme a la normativa NSR-10.

8.1.1 Espectro de diseño

Para definir el espectro elástico de aceleraciones de diseño, se utilizó el establecido en el capítulo A2 de la NSR10, considerando la amenaza sísmica de la zona y los efectos de sitio de la ciudad de Cali.

El código americano ASCE7-22 define el espectro de amenaza sísmica de diseño, a partir del espectro para el sismo máximo considerado (MCE_R), que corresponde a una probabilidad de excedencia del dos por ciento en un lapso de cincuenta años, es decir para un periodo de retorno de 2475 años. Se define el espectro de diseño multiplicando por un factor de 2/3 los parámetros que definen el MCE_R, es decir que el espectro máximo probable es equivalente a amplificar el espectro de diseño por un factor de 1.5, tal como lo expresa en el numeral 11.4.6 de la ASCE7-22 “Cuando se requiera un espectro de respuesta MCE_R, se determinará multiplicando el espectro de respuesta de diseño por 1.5”.

En la filosofía de diseño de la NSR-10, se define el factor de importancia I, que amplifica las aceleraciones del espectro de respuesta de acuerdo al grupo de uso de la estructura. Específicamente para el grupo de uso IV (Edificaciones indispensables), el factor de importancia tiene un valor de 1.50, es decir que se incrementa el espectro de aceleraciones en esa magnitud. Esto se interpreta como un incremento en el periodo de retorno o una disminución en la probabilidad de excedencia del sismo de diseño, y va de la mano con la filosofía de garantizar que estas estructuras, por su importancia, sean capaces de resistir movimientos de mayor magnitud y disminuir daños para eventos más comunes, tal como se expresa en el numeral A.2.5.2 de la norma

NSR-10 “para edificaciones de los grupos II, III y IV deben considerarse valores de aceleración con una probabilidad menor de ser excedidos que aquella del diez por ciento en un lapso de cincuenta años considerada en el numeral A.2.2.1”.

Considerando lo anterior, el espectro de aceleraciones base que se empleará de la NSR-10 será el establecido en el numeral A.2.6, calculado en función de los movimientos sísmicos de diseño especificados en el apartado A.2.2. Estos movimientos se determinan a partir de la aceleración pico efectiva (Aa) y la velocidad pico efectiva (Av), con una probabilidad del 10% de ser superados en un periodo de 50 años, como se indica en el numeral A.2.2.1. Se empleará un factor de importancia I=1, dado que este espectro servirá de base para calcular las aceleraciones de diseño aplicando las amplificaciones propuestas por la ASCE 7-22

La ASCE7-22 considera la importancia y uso de la estructura de manera diferente a la colombiana, empleando un factor de amplificación que no se aplica directamente al espectro de diseño, como si ocurre en la NSR-10. En la ASCE7-22 el factor de importancia I_e depende del grupo de uso de la edificación y tiene un valor en magnitud igual al de la norma colombiana, este factor se incorpora en el cálculo de las fuerzas y desplazamientos de diseño para las distintas metodologías de análisis, amplificando la magnitud de estos parámetros.

En consecuencia, se determina que el factor de importancia en la norma americana (I_e) y en la norma colombiana (I) son análogos y cumplen una función similar: amplificar las cargas y desplazamientos de diseño debidos a cargas sísmicas. Sin embargo, su aplicación difiere, ya que (I_e) incrementa las cargas de diseño después del análisis, mientras que (I) amplifica directamente el espectro de respuesta de diseño. A pesar de esta diferencia en la forma de aplicación, ambos factores tienen un efecto equivalente sobre la estructura.

La ASCE7-22 en su numeral 17.2.1 “Todas las partes de la estructura, incluida la estructura que se encuentra por encima del sistema de aislamiento, se les asignará una categoría de riesgo de acuerdo con la Tabla 1.5-1. El factor de importancia, I_e, se tomará como 1,0 para una estructura sísmicamente aislada, independientemente de su asignación de categoría de riesgo” aclara que, para estructuras aisladas, se permite utilizar un factor de importancia I_e igual a 1. Esto se debe al cambio en la metodología de diseño, donde se espera que los dispositivos de aislamiento absorban la mayor parte de la carga sísmica, liberando a la estructura de la responsabilidad de disipar esta energía a través de daño. Además, al diseñar estructuras aisladas, se considera el sismo máximo

esperado (MCE_R), lo que implica un incremento inherente en las fuerzas de diseño para asegurar un nivel adecuado de desempeño y protección.

La normativa americana determina que, para el diseño del sistema de aislamiento, las fuerzas laterales y desplazamientos en la estructura aislada se debe utilizar el espectro MCE_R, como lo determina en la sección 17.6.3.2.

De esta manera, se procede a calcular el espectro máximo esperado (MCE_R), amplificando el espectro básico de la NSR-10 por un coeficiente de 1.5. Este espectro básico se construye con un factor de importancia (I) igual a 1, dada la correspondencia entre el factor de importancia de la NSR-10 (I) y el de la ASCE7-22 (I_e). De este modo, se busca alinear los lineamientos de ambas normativas, considerando espectros de diseño consistentes en probabilidad de excedencia y magnitud a los determinados por la ASCE7-22 para el diseño de estructuras aisladas.

En cuanto al coeficiente de reducción de la carga sísmica (R), la ASCE7-22 establece que debe ser considerado como 3/8 del valor de R determinado según el sistema estructural, y no puede exceder 2.0 ni ser menor a 1.0. Para el caso de estudio, se utilizó un R igual a 1, ya que se busca que la estructura no disipe energía, evitando así daños en la edificación. El objetivo es un comportamiento esencialmente elástico durante el evento de diseño. El espectro de diseño MCE_R se muestra a en la Figura 11.

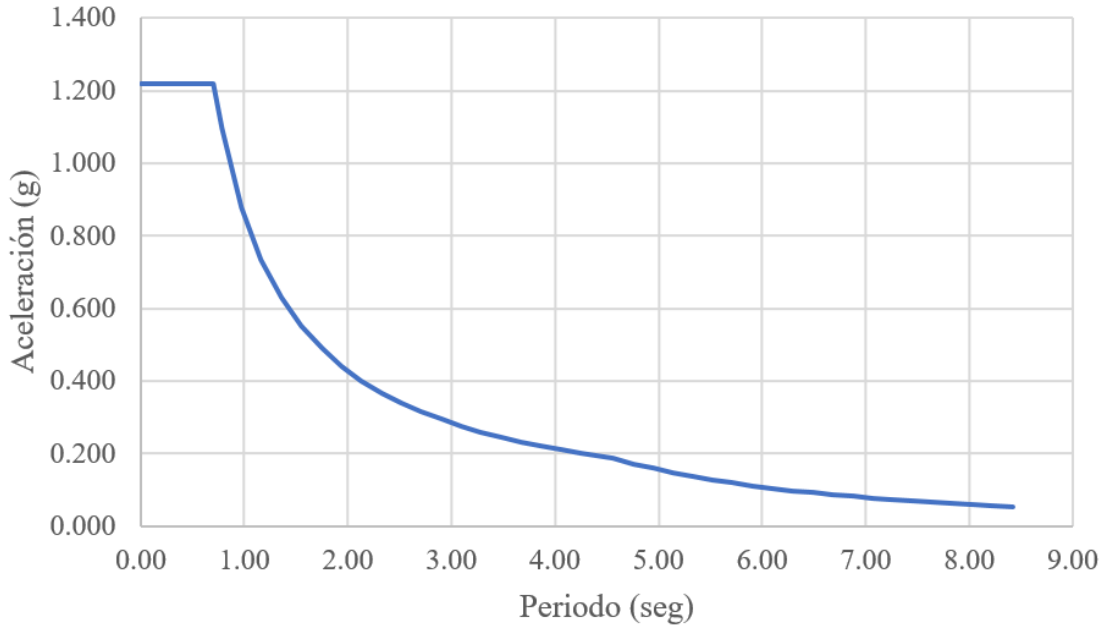


Figura 11 Espectro máximo esperado MCE_R

En conclusión, se diseñaron tanto la estructura como el sistema de aislamiento utilizando el sismo máximo esperado (MCE_R), calculado al amplificar el espectro básico de la NSR-10 por un factor de 1.5. Este espectro también fue el objetivo para los acelerogramas empleados en el análisis de tiempo historia.

8.1.2 Registros sísmicos para análisis tiempo historias

Para el análisis tiempo historia de estructuras aisladas, la ASCE7-22 determina que se utilicen los parámetros del capítulo 16 "ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA NO LINEAL", donde se dispone utilizar un mínimo de 11 registros sísmicos, que consisten en pares de componentes ortogonales de aceleración del suelo. Estos registros sísmicos deben ser compatibles con el régimen tectónico y mecanismos de falla que determinan la amenaza sísmica del sitio de estudio, con magnitudes y distancias de falla consistentes con los eventos que controlan el espectro objetivo.

Para determinar los movimientos sísmicos a utilizar, se contempló el estudio de microzonificación sísmica de la ciudad, en este documento se realizó una evaluación de la amenaza sísmica regional para la ciudad de Cali, donde se seleccionaron 10 señales de acuerdo a las fuentes sismogénicas que presentan mayor contribución en la amenaza. Se obtuvieron 4 sismos compatibles con las fuentes corticales, 3 compatibles con la fuente de subducción superficial y 3 compatibles con la fuente de subducción profundad. Esta selección de señales sísmicas es considerada compatible y representativa con la amenaza de la ciudad.

Para los sismos restantes, se utilizaron dos eventos regionales cercanos, que tuvieron un impacto directo en la ciudad y son considerados parte de la amenaza sísmica local. Estos son el sismo de Armenia ocurrido en 1999 y el sismo de Calima de 1995. Los sismos seleccionados y sus características principales se presentan en la Tabla 11.

Tabla 11 Señales sísmicas de diseño

No.	Nombre	Magnitud (Mw)	Año	Escenario
01	Irán	6.5	2002	Cortical
02	Japón	6.6	2005	Cortical
03	Nueva Zelanda	5.8	1991	Cortical
04	Italia	6.0	1997	Cortical
05	México	8.1	1985	Subducción Superficial
06	México	7.5	1985	Subducción Superficial
07	Nueva Zelanda	7.2	2003	Subducción Superficial
08	Japón	7.0	2003	Subducción Profunda
09	Perú	6.5	1974	Subducción Profunda
10	Chile	7.9	2005	Subducción Profunda
11	Armenia	6.2	1999	Regional
12	Calima	6.6	1995	Regional

Posteriormente se realizó el escalado de estas señales sísmicas de acuerdo a los lineamentos del capítulo 16 de la ASCE7-22. Específicamente se utilizó el escalado por coincidencia espectral, esta metodología permite conservar el contenido frecuencia del evento sísmico, que define la manera en que el sismo trasmite la energía y conserva el rango de frecuencias críticas de cada evento.

De acuerdo al numeral 17.3.2 de la ASCE7-22, el rango de escalado de los sismos, es decir el intervalo en el que se debe tener la coincidencia espectral de los registros, debe estar entre el periodo fundamental de la estructura sobre el nivel de aislamiento asumiendo la condición de base fija y 1.25 veces el periodo efectivo de la estructura aislada para el desplazamiento máximo del centro de rigidez del sistema de aislamiento. La comparación entre el espectro objetivo y la media de los espectros escalados se presenta a continuación.

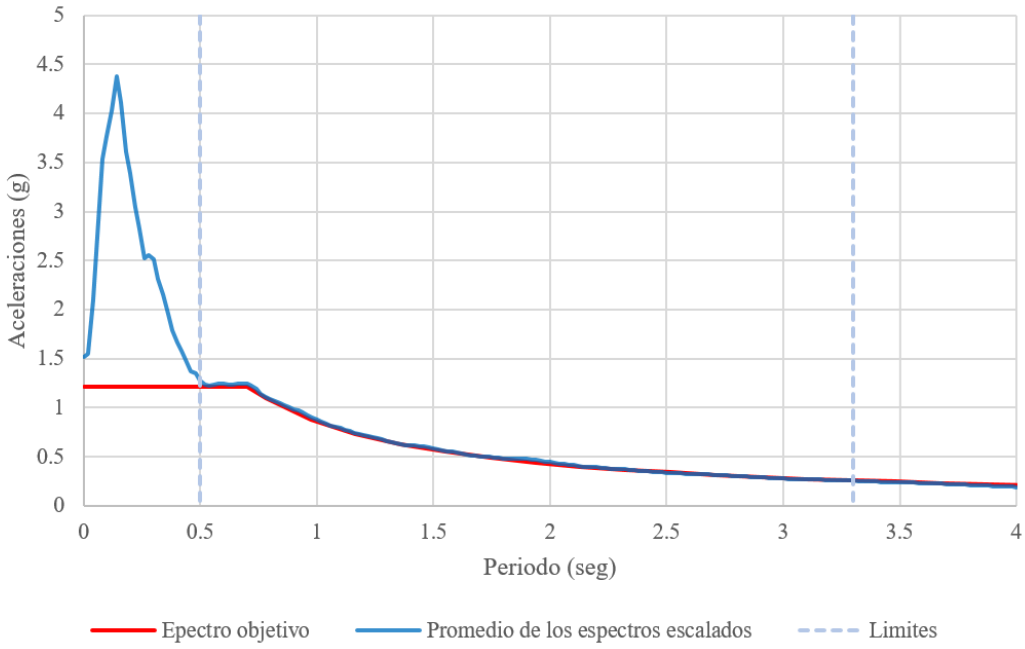


Figura 12 Escalado espectral de los registros sísmicos

8.2 Metodología de diseño

La normativa ASCE7-22, en el apartado 17.4, define los procedimientos de análisis permitidos para el estudio de edificaciones con aislamiento sísmico. Se permite el uso del análisis estático de fuerza lateral equivalente bajo ciertas condiciones de amenaza y características de la edificación. Además, se incluyen procedimientos dinámicos, como el análisis de espectro de respuesta (con ciertas limitaciones) y el análisis tiempo-historia, el cual se permite para el diseño de cualquier estructura aislada. Cabe resaltar que, mediante el análisis de fuerza lateral equivalente, se definen conceptos y parámetros teóricos y empíricos que determinan características fundamentales de la estructura aislada. Estos parámetros son utilizados posteriormente para la validación y ajuste de los análisis dinámicos.

Para el diseño de la edificación se empleó una combinación de los dos procedimientos dinámicos. En primer lugar, se realizó un diseño preliminar mediante el análisis espectral, con el fin de determinar las características del sistema de aislamiento y ajustar los elementos estructurales de manera ágil y eficiente. Posteriormente, se validó este diseño preliminar a través de un análisis tiempo-historia, que permite evaluar el comportamiento dinámico de la estructura y del sistema de

aislamiento, así como determinar las cargas y los índices de sobresfuerzo de los elementos que la componen.

En cuanto al modelo estructural, se emplea un modelo 3D en el programa ETABS, utilizando elementos tipo link en la base, que representan las características de rigidez, amortiguamiento y no linealidad de los aisladores seleccionados. Cabe resaltar que, para el análisis espectral, se considera únicamente la rigidez efectiva y el amortiguamiento del sistema, mientras que en el análisis tiempo-historia interviene el comportamiento histerético de los dispositivos de aislamiento.

De esta manera, la no linealidad se define únicamente en los aisladores sísmicos, mientras que el resto de los elementos de la estructura se analizan de forma lineal y elástica, asumiendo que no disipan energía mediante daño y operan exclusivamente en su rango elástico. Esto se lleva a cabo porque el hospital se está diseñando para no sufrir daños bajo el sismo de diseño, con un factor de reducción de la carga sísmica (R) igual a 1. Así, se busca que todos los elementos estructurales permanezcan en estado elástico, de acuerdo a lo estipulado por la ASCE7-22 en el numeral 17.6.2.2. “El desplazamiento máximo de cada piso y las fuerzas de diseño y los desplazamientos en elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas se pueden calcular utilizando un modelo elástico lineal de la estructura aislada, siempre que todos los elementos del sistema resistente a fuerzas sísmicas de la estructura por encima del sistema de aislamiento permanezcan esencialmente elásticos”.

8.2.1 Procedimientos de análisis dinámicos para diseño de estructuras aisladas

En el capítulo 17.6 de la ASCE7-22 se definen los lineamientos para el análisis dinámico espectral y de tiempo-historia, sus características se presentan a continuación.

Aplicación de las cargas sísmicas

La norma ASCE7-22 determina en su sección 17.6.3.3 que, para el procedimiento del espectro de respuesta, se deberá incluir la excitación simultánea del modelo por el 100 % del movimiento del suelo en la dirección crítica y el 30 % del movimiento del suelo en la dirección perpendicular horizontal. Además, se establece que el desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se calcula como la suma vectorial de los dos desplazamientos ortogonales.

Por su parte, para el análisis tiempo historia se determina, según el apartado 17.6.3.4 que "Cada par de componentes del movimiento del suelo se aplicará simultáneamente al modelo, considerando la ubicación más desfavorable de la masa excéntrica. El desplazamiento máximo del sistema de aislamiento se determinará mediante la suma vectorial de los desplazamientos ortogonales en cada instante de tiempo. Los parámetros de interés se calcularán para cada movimiento del suelo utilizado para el análisis del historial de respuesta, y el valor promedio del parámetro de respuesta de interés se utilizará para el diseño.".

Cargas laterales y desplazamientos mínimos del sistema de aislamiento y elementos bajo la interfaz de aislamiento

La norma ASCE7-22, en su sección 17.6.4 establece que el sistema de asilamiento, cimentación y todos los elementos bajo el nivel de aislamiento deben ser diseñados como una estructura no aislada, sin embargo, la fuerza lateral en la base, no debe ser menor que el 90% del cortante basal V_b, determinado según la sección 17.5.4.1 de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$V_b = k_M D_M \quad [2]$$

Donde K_M es la rigidez efectiva del sistema de aislamiento para un desplazamiento D_M. D_M es el máximo desplazamiento en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, de acuerdo a la siguiente ecuación adaptada al espectro colombiano en base a la sección 17.5.3.1.

$$D_M = \frac{g S_a {T_M}^2}{4\pi^2 B_M} \quad [3]$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, B_M es el factor de amortiguamiento según la tabla 14.5-1 de la ASCE7-22 y S_a es la aceleración espectral de diseño para el periodo T_M, el cual es el periodo de la estructura aislada definido en la sección 17.5.3.2, de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad [4]$$

Donde W es el peso efectivo sobre la base aislada.

Según el numeral 17.6.4, el desplazamiento total máximo del sistema de aislamiento no debe ser menor al 80% del desplazamiento total máximo definido en la sección 17.5.3.3 siguiendo la siguiente ecuación.

$$D_{TM} = D_M[1 + (\frac{y}{{P_T}^2})\frac{12e}{b^2+d^2}] \quad [5]$$

Donde *y* es la distancia entre el centro de rigidez y el elemento al cual se le calcula el desplazamiento; *e* es la excentricidad medida entre el centro de masa de la estructura sobre el plano de aislamiento; *b* y *d* son respectivamente, la menor y mayor dimensión de la planta de la estructura y P_T es la relación entre el período efectivo traslacional del sistema de aislamiento y el período efectivo torsional del sistema de aislamiento, según la ecuación 17.5-4 de la norma.

Cargas laterales y desplazamientos mínimos de elementos estructurales sobre la interfaz de aislamiento

La ASCE7-22 en la sección 17.6.4.2, define los parámetros para los elementos estructurales sobre la interfaz de aislamiento. Estos elementos deben diseñarse siguiendo los criterios de una estructura no aislada, las fuerzas obtenidas del análisis dinámico pueden reducirse aplicando el factor de reducción R, que debe estar entre 1 y 2.

En el análisis espectral de respuesta, se utiliza un valor de cortante basal mínimo V_b equivalente al obtenido del análisis de fuerza horizontal equivalente, en la dirección de interés. Esto asegura que el diseño estructural considere un nivel mínimo de fuerzas sísmicas, garantizando así la seguridad y el desempeño adecuado de la edificación.

En el análisis tiempo-historia de respuesta para estructuras regulares, el cortante basal V_b no debe ser inferior al 80% del valor determinado según la ecuación [2]. Para estructuras irregulares, V_b debe ser al menos el 100% de los valores especificados en la ecuación [2], asegurando así que las estructuras mantengan un nivel adecuado de resistencia ante cargas sísmicas.

Escalado de cortante lateral

Si la fuerza cortante en la estructura, determinada mediante el análisis espectral de respuesta o el análisis tiempo-historia de respuesta, es menor que los valores mínimos establecidos en la sección anterior, todos los parámetros de diseño deben ajustarse proporcionalmente al mayor.

De acuerdo a la sección C17.6 de los comentarios de la ASCE7-22, en el análisis tiempo-historia, el desplazamiento del aislador y el cortante basal se calculan como el máximo de la suma vectorial de las dos componentes ortogonales en cada instante de tiempo para cada movimiento del terreno. Luego, se promedia el valor máximo de estas sumas vectoriales para todos los

movimientos del terreno y se compara con los valores mínimos de desplazamiento y cortante basal obtenidos en la sección anterior. Esto asegura que el análisis considere adecuadamente las demandas máximas esperadas en ambas direcciones ortogonales.

Límites de deriva

De acuerdo a la sección 17.6.4.4, el límite máximo de desplazamiento relativo horizontal (deriva) correspondiente a la fuerza lateral de diseño, debe cumplir con los siguientes límites:

1. Si se utiliza un análisis de espectro de respuesta, el desplazamiento máximo por nivel sobre el sistema de aislamiento no debe exceder $0.015h_{sx}$.
2. Si se utiliza un análisis de historia de respuesta basado en las características de fuerza-desplazamiento de los elementos no lineales del sistema sísmico, el desplazamiento máximo por planta sobre el sistema de aislamiento no debe exceder $0.020h_{sx}$.

Donde h_{sx} es la altura del piso inferior al nivel x.

8.3 Diseño de aisladores sísmicos

El diseño del sistema de aislamiento sísmico se realiza siguiendo los lineamientos de la normativa ASCE7-22, específicamente los del capítulo 17. Como se mencionó anteriormente, la normativa determina que el diseño de los dispositivos de aislamiento debe realizarse para la intensidad del sismo máximo esperado MCE_R.

Se utilizaron aisladores de caucho con núcleo de plomo (LRB) debido a sus destacadas propiedades que mejoran el rendimiento sísmico de la estructura. Estos aisladores son eficaces en la disipación de energía, reduciendo así el impacto de las fuerzas sísmicas en la edificación.

En este proyecto se optó por utilizar dispositivos comerciales, cuyos parámetros están bien definidos mediante ensayos y calibraciones realizadas por la entidad comercializadora. De esta manera, el diseño se ajusta a las características especificadas en el catálogo comercial. Por lo tanto, no se diseñarán los pormenores ni las características específicas de los dispositivos, sino que se desarrollará un diseño del sistema de aislamiento y de los aisladores, ajustado a las opciones disponibles. Específicamente, se utilizará el catálogo de Bridgestone debido al amplio detalle en la determinación de las propiedades de los dispositivos.

Existen diversas metodologías propuestas por diferentes autores para el diseño de sistemas de aislamiento, sin embargo, de acuerdo con la normativa vigente y el enfoque adoptado en este proyecto, que incluye un análisis tiempo-historia, el factor determinante para validar el comportamiento del sistema de aislamiento será la respuesta de la estructura frente a los registros sísmicos de diseño.

Con esto en mente se utiliza una metodología que permite realizar un predimensionamiento del sistema de aislamiento de acuerdo a las características de la estructura; posteriormente se determina una configuración equivalente de acuerdo a la oferta de los dispositivos comerciales existentes. Con estas características se procede a evaluar los dispositivos y la respuesta de la estructura mediante un análisis espectral, obteniendo un diseño preliminar, que posteriormente será validado mediante el análisis tiempo-historia.

Cabe resaltar que este proceso es iterativo, ya que se lleva a cabo el diseño simultáneo del sistema de aislamiento y de la estructura sobre el nivel de aislamiento. Por esta razón, tanto los elementos estructurales como los dispositivos de aislamiento deben ajustarse de manera conjunta, dado que están correlacionados. El objetivo es encontrar una solución óptima para la edificación como un conjunto integrado, asegurando así un rendimiento sísmico adecuado.

8.3.1 Predimensionamiento sistema de aislamiento

El comportamiento del sistema y de los dispositivos de aislamiento se define a través de su curva de histéresis característica, la cual describe la relación envolvente entre fuerza horizontal y deformación. Esta curva está determinada por parámetros clave, como la rigidez elástica (k_1), la rigidez plástica (k_2), la rigidez efectiva (k_{eff}), la fuerza característica (Q_d), la fuerza de fluencia (F_y), el desplazamiento de fluencia (D_y) y los valores máximos de fuerza y desplazamiento. Estos conceptos se ilustran en la Figura 13 y se desarrollarán en este capítulo.

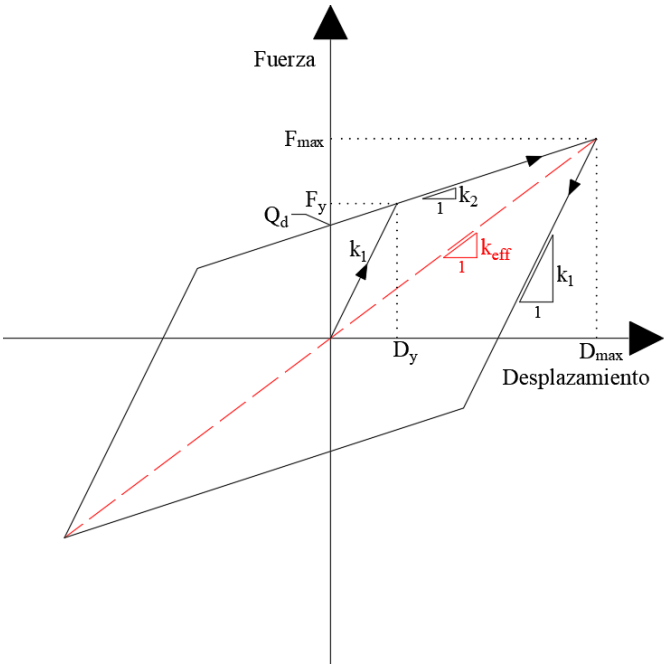


Figura 13 Curva histerética de aisladores LRB

Para el predimensionamiento del sistema de aislamiento se emplea la metodología propuesta por, (Niño, 2023) la cual permite aproximar la gráfica de histéresis del sistema de aislamiento en función de las condiciones específicas de la estructura y de la aceleración espectral esperada según el periodo efectivo de la edificación aislada. A continuación, se presenta esta metodología.

1. Se asume un desplazamiento de activación D_y del sistema de aislamiento.
2. Se asume un desplazamiento máximo D_M en el centro de rigidez del sistema de aislamiento.
3. Se asume la fuerza de activación del sistema F_y, este parámetro esta entre el 5% y el 10% del peso total de la estructura.
4. Se calcula la rigidez elástica k_1 y la rigidez plástica k_2 del sistema de aislamiento, de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$k_1 = \frac{F_y}{D_y}; k_2 = \frac{k_1}{n} \text{ [6]}$$

   Donde n es la relación entre rigideces del sistema, que de acuerdo al catálogo de Bridgestone se toma como 13 para sus aisladores.

5. Se calcula la fuerza F_D en el sistema de aislamiento para el desplazamiento máximo D_M.

$$F_D = F_y + k_2(D_M - D_y) \quad \text{[7]}$$

6. Se calcula el esfuerzo de fluencia Q_M para el sistema de aislamiento.

$$Q_M = D_y(k_1 - k_2) \quad [8]$$

7. Se calcula la rigidez horizontal efectiva para el sistema de aislamiento.

$$k_M = \frac{F_D}{D_M} \quad [9]$$

8. Se calcula la energía disipada en el sistema de aislamiento E_M.

$$E_M = 4Q_M(D_M - D_y) \quad [10]$$

9. Se calcula el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento β_M.

$$\beta_M = \frac{E_M}{2\pi k_M {D_M}^2} \quad [11]$$

10. Se calcula el periodo de la estructura aislada T_M.

$$T_M = 2\pi^2 \sqrt{\frac{W}{k_M g}} \quad [12]$$

Donde W es el peso efectivo sobre la base aislada.

11. A partir del valor del período aislado T_M, se determina en el espectro de desplazamiento el nuevo desplazamiento esperado D_M. Este resultado se utiliza para regresar al paso 2 y continuar iterando hasta que el valor del amortiguamiento efectivo permanezca constante entre iteraciones. La rigidez horizontal efectiva del sistema de aislamiento obtenida en la última iteración (k_M) se considera como la necesaria para alcanzar el desplazamiento objetivo. Además, utilizando los datos de desplazamientos y fuerzas aplicadas, es posible trazar las curvas de histéresis del sistema de aislamiento.
12. Se debe determinar un conjunto de aisladores y disposición en planta que permita obtener una rigidez efectiva total de todo el sistema de aislamiento equivalente a la calculada anteriormente. Cabe resaltar que para efectos prácticos se puede considerar la rigidez total como la suma de las rigideces individuales de cada aislador que compone el sistema. De esta manera se establecen las propiedades de histéresis para cada uno de los dispositivos de aislamiento.

8.3.2 Selección de dispositivos comerciales

Con base en las propiedades de rigidez, fuerzas y desplazamientos obtenidas en los pasos previos, se puede identificar una opción adecuada dentro de la oferta de dispositivos comerciales disponible en los catálogos. La selección se realiza buscando aquellos dispositivos que se ajusten

de la mejor manera posible a las características definidas mediante la metodología utilizada anteriormente. Es importante tener en cuenta que algunas propiedades de los aisladores, varían según el grado de deformación del dispositivo. Por lo tanto, estas deben evaluarse para los desplazamientos máximos del sistema, lo que implica un proceso iterativo de ajuste conjunto con los resultados del modelo estructural.

Son estos aisladores comerciales los que se definirán dentro del modelo matemático para validar su efectividad y determinar la respuesta tanto del sistema de aislamiento como de la edificación en general. Para definir los aisladores en el software ETABS, es necesario introducir las propiedades especificadas es la Tabla 12.

Tabla 12 Parámetros para la definición aisladores en ETBAS

Parámetro	**Símbolo**	**Nomenclatura ETABS**
Peso Total Aislador	W_i	Weight
Altura Total del Aislador	H	Line Spring Property
Área del Aislador (sólo goma)	A	Area Spring Property
Propiedades Lineales		
Rigidez a Compresión	K_v	U1 Effective Stiffness
Rigidez Cortante Efectiva	K_{eff}	U2-3 Effective Stiffness
Coeficiente de Amortiguamiento Horizontal	C	Effective Damping
Propiedades No Lineales		
Rigidez Elástica	K_1	U2-3 Stiffness
Fuerza de Fluencia del Aislador	F_y	U2-3 Yield Strength
Relación de Rigidez Post-Fluencia	K_2/K_1	U2-3 Post Yield Stiffness Ratio

El coeficiente de amortiguamiento horizontal C depende del amortiguamiento efectivo y está definido de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$C = \frac{\beta_M k_p T_M}{\pi} \quad [13]$$

Donde k_p es la rigidez del aislador con núcleo de plomo determinada como se expresa a continuación.

$$k_p = 1.15 k_{eff} \quad [14]$$

Siendo k_{eff} la rigidez efectiva o equivalente del aislador en estudio.

8.3.3 Validación con análisis espectral

Tras definir los dispositivos de aislamiento en el software de diseño, se procede a evaluar la respuesta tanto del sistema de aislamiento como de la estructura aislada. El objetivo es alcanzar un diseño preliminar a través de un proceso iterativo que incluya el ajuste de los dispositivos de aislamiento y de los elementos estructurales de la edificación. Este proceso implica que, al modificar la estructura, se debe rediseñar o validar el sistema de aislamiento, repitiendo los pasos anteriores hasta encontrar una solución óptima que garantice el rendimiento y la eficiencia de la estructura aislada.

En el diseño del sistema de aislamiento, es necesario verificar y ajustar parámetros clave como la fuerza cortante, desplazamiento, rigidez y amortiguamiento. Además, se debe evaluar la respuesta de la estructura en términos de período efectivo, fuerzas cortantes, desplazamientos y aceleraciones. Adicionalmente, se lleva a cabo el diseño de los elementos estructurales ubicados sobre la interfaz de aislamiento, aplicando los requisitos correspondientes a una estructura de base fija y usando las cargas de diseño definidas en la sección 8.21 de este documento, para garantizar el desempeño adecuado bajo cargas de diseño.

Se aclara que este análisis no es capaz de representar el comportamiento histérico del sistema de aislamiento; su diseño se basa en la aceleración máxima esperada de acuerdo al periodo de la estructura, es decir, que la respuesta está determinada únicamente por la rigidez y amortiguamiento efectivos del sistema de aislamiento. No obstante, este enfoque es útil por su simplicidad y las facilidades que ofrece en comparación con el análisis tiempo-historia, proporcionando resultados consistentes con los obtenidos mediante este último método.

8.3.4 Validación con análisis tiempo historia

Se valida el diseño preliminar obtenido a través del análisis modal espectral en la sección anterior, mediante un análisis tiempo-historia. Este procedimiento permite evaluar el comportamiento no lineal y la histéresis de los dispositivos de aislamiento, así como la respuesta de la estructura aislada en cada instante de tiempo para cada sismo de diseño.

Para verificar la idoneidad y el correcto funcionamiento del sistema de aislamiento sísmico y de la estructura aislada, primero se debe comprobar que la fuerza cortante y el desplazamiento total

sean mayores que los mínimos especificados en la Sección 8.2.1 de este documento, según el método de análisis utilizado. Además, es necesario validar que el comportamiento histérico de los dispositivos y del sistema de aislamiento se mantenga dentro de los rangos máximos de diseño, es decir, dentro de la curva envolvente de desplazamiento-carga horizontal que define su capacidad.

8.4 Diseño modal espectral

Se realiza el diseño preliminar de la estructura y el sistema de aislamiento mediante un análisis modal espectral, siguiendo los lineamientos de la ASCE7-22 para el diseño de los dispositivos de aislamiento, derivas y verificaciones de desplazamientos y cortantes mínimas de acuerdo a lo mencionado en el capítulo 8.2.1 de este documento. Para el diseño de los elementos sobre la interfaz de aislamiento se sigue el procedimiento de la NSR-10, de manera análoga al realizado para la estructura de base fija. Cabe resaltar que el proceso de diseño se realizó de manera iterativa ajustando tanto los dispositivos de aislamiento como los elementos que hacen parte del sistema estructural. En esta sección se mostrará el diseño definitivo de la estructura.

8.4.1 Sistema estructural

Se sigue una filosofía similar a la del edificio con base fija, para determinar el sistema estructural y conexiones de la estructura aislada, buscando que haya correspondencia entre las dos estructuras para un mejor análisis comparativo, ajustando las secciones de los elementos a las nuevas solicitaciones resultantes.

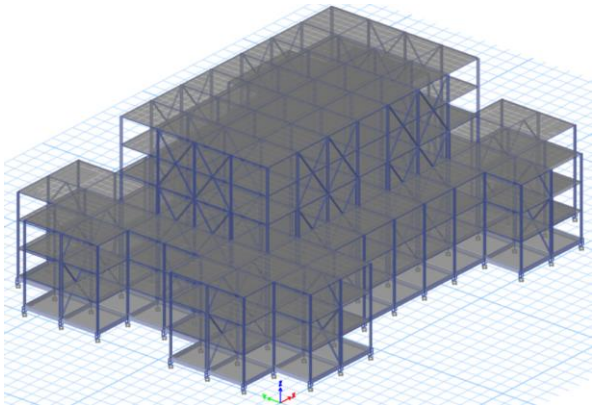
8.4.2 Losa de aislamiento

Uno de los objetivos principales de las estructuras aisladas es que se comporten como un bloque sólido sobre el sistema de aislamiento, permitiendo un desplazamiento uniforme sobre los aisladores y garantizando así la desconexión del suelo, lo que reduce la transmisión de cargas sísmicas a la estructura. Para asegurar este comportamiento, es necesario contar con un diafragma rígido en el nivel de aislamiento.

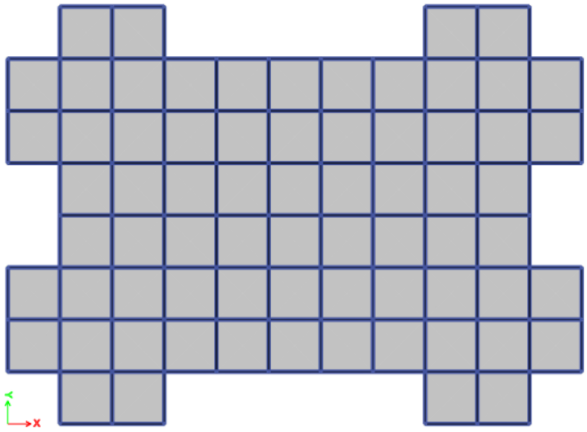
Para lograr este diafragma, se propone la implementación de una losa maciza de aislamiento con vigas descolgadas en concreto reforzado. Este diseño proporciona la rigidez necesaria para arriostrar adecuadamente la estructura en la base y formar el diafragma rígido requerido.

8.4.3 Modelo computacional

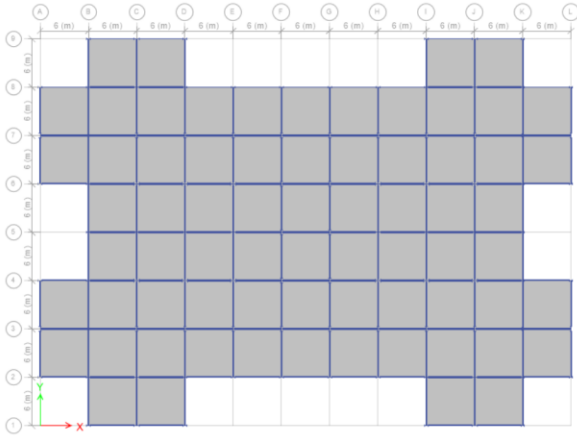
En la siguiente ilustración se muestra la configuración geométrica de la estructura y la disposición de los pórticos arriostrados concéntricamente (PAC) en los ejes definidos. Cabe destacar que, en comparación con el diseño de la estructura de base fija, se redujo el número de PAC y se incorporó una losa de aislamiento sobre el nivel de los aisladores sísmicos. Las características geométricas principales de la estructura se presentan en la Figura 14.



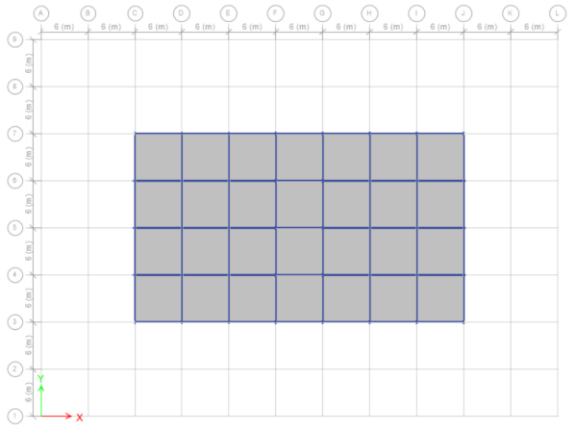
a) 3D



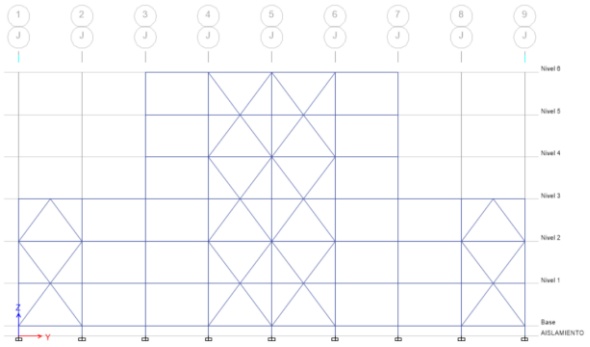
b) Losa de aislamiento



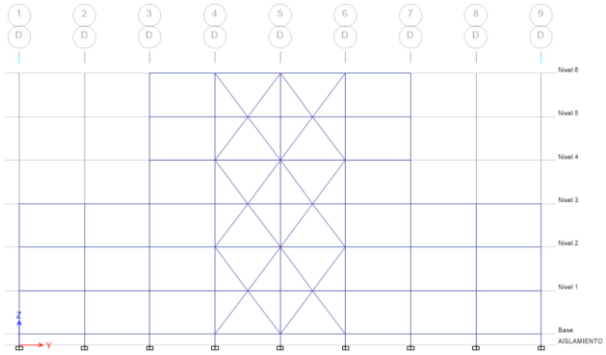
c) Planta del 1 al 3 nivel



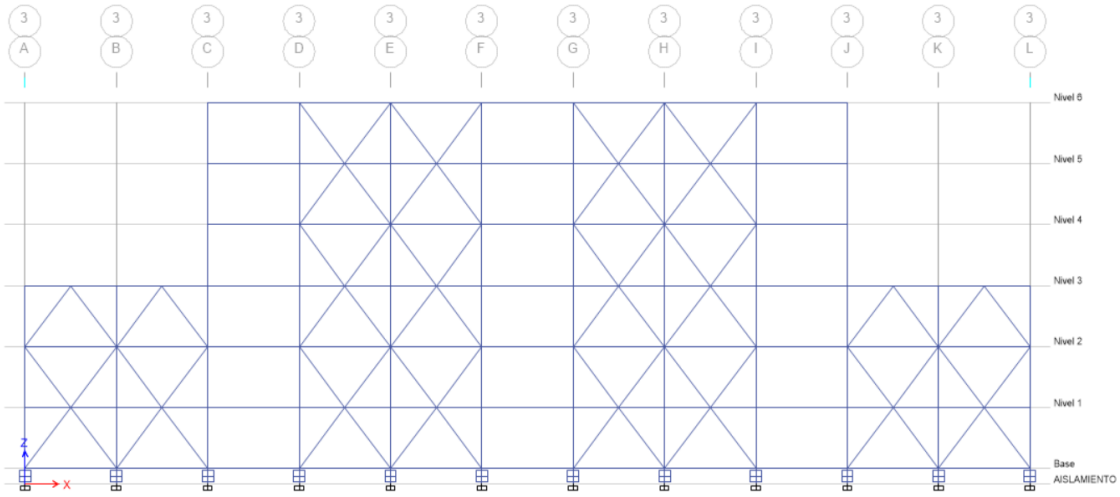
d) Planta del 4 al 6 nivel



e) Elevación sobre ejes C y J



f) Elevación sobre ejes D y I



g) Elevación sobre ejes 3 y 7

Figura 14 Vistas modelo computacional de la estructura asilada

8.4.4 Secciones y especificación de los materiales

En cuanto a las secciones, se tomó como punto de partida la configuración del modelo de base fija, ajustándola progresivamente hasta definir las secciones finales de diseño. La implementación del sistema de aislamiento redujo significativamente la demanda sísmica en los elementos estructurales, de modo que, en muchos casos, las fuerzas gravitacionales se convirtieron en el principal factor de control para el diseño de los elementos. En general, se redujeron las secciones de vigas y riostras, mientras que se conservaron las secciones de las columnas debido a su contribución a la rigidez de la estructura. A continuación, en la Figura 15 se presentan las secciones utilizadas para cada tipo de elemento.

Columnas	W24x131	W24x84	W16x45
Vigas	IPE200	IPE160	
Riostras	HEB200	HEB 180	
Losa de aislamiento	Losa maciza en concreto reforzado de 35 cm de espesor		
Vigas de losa de asilamiento	Viga en concreto reforzado de 35X50		

Figura 15 Secciones de los elementos estructura aislada

Los materiales usados son iguales a los usados para el edificio con base fija, definidos en el capítulo 7.4 de este documento.

8.4.5 Avalúo y combinaciones de cargas

El avaluó y las combinaciones de carga se mantienen iguales a las utilizadas para la estructura de base fija, ya que, para el diseño de la estructura sobre el nivel de aislamiento, se siguen los mismos lineamientos. Estos parámetros fueron definidos previamente en el capítulo 7.5.

8.4.6 Parámetros sísmicos

Se diseña tanto la estructura aislada como el sistema de aislamiento con el espectro máximo esperado MCE_R, definido a partir de amplificar el espectro local por un factor de 1.5, tal como se explicó en el capítulo 8.1.1 de este documento.

8.4.7 Análisis modal

A continuación, se presentan las masas participativas obtenidas en el análisis modal. Se observa que el sistema de aislamiento genera una alta participación de masa en los dos primeros modos, que corresponden a los modos traslacionales, lo que indica el comportamiento de la estructura como un bloque rígido.

El aislamiento en la base logra aumentar significativamente la participación de los modos iniciales, al mismo tiempo reduce la influencia de los modos superiores en el cálculo de la respuesta dinámica de la estructura. También se evidencian los periodos de fundamentales largos, que se buscan dentro de las estructuras aisladas para reducir las aceleraciones esperadas. Estos resultados se presentan en la Tabla 13.

Tabla 13 Resultados modales estructura asilada

Caso	Modo	Periodo seg	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Modal	1	2.516	0	0.9984	0	0.9984	0	0
Modal	2	2.505	0.999	0	0.999	0.9984	0.001	0
Modal	3	2.138	0	0	0.999	0.9984	0.001	0.9989
Modal	4	0.497	0	0.0015	0.999	0.9999	0.001	0.9989
Modal	5	0.46	0.001	0	0.9999	0.9999	0.9651	0.9989
Modal	6	0.386	0	0	0.9999	0.9999	0.9651	1

8.4.8 Verificación de Derivas

El límite de deriva según la ASCE7-22 para estructuras aisladas es de 0.015, las derivas obtenidas mediante el análisis espectral se muestran en la Tabla 14.

Tabla 14 Derivas máximas edificio aislado

Nivel	Combinación de Carga Critica	Dirección	Deriva Máxima
Nivel 1	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0022
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0018
Nivel 3	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0019
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0016
Nivel 5	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0018
Nivel 6	1.2CM+0.5CV+Sx+0.3Sy-Deriva3	X	0.0010
Nivel 1	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0026
Nivel 2	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0024
Nivel 3	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0025
Nivel 4	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0018
Nivel 5	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0021
Nivel 6	1.2CM+0.5CV+0.3Sx+Sy-Deriva7	Y	0.0012

Se observa una notable disminución en la magnitud de las derivas laterales en comparación con la estructura de base fija. Esta reducción se debe a la capacidad del sistema de aislamiento para absorber y disipar la energía sísmica, lo que minimiza los desplazamientos relativos entre los pisos. Al desacoplar la estructura del movimiento del suelo, el aislamiento en la base reduce significativamente las fuerzas transmitidas por el sismo, mejorando el comportamiento dinámico de la edificación y limitando las deformaciones estructurales.

8.4.9 Diseño del sistema de aislamiento

Para el diseño de los aisladores sísmicos, se sigue el procedimiento descrito en el capítulo 8.3 de este documento, obteniendo como resultado las características del sistema de asilamiento ajustado a dispositivos dentro del catálogo comercial de la comercializadora Bridgestone.

La configuración de los aisladores consta de 94 dispositivos con características uniformes, ubicados bajo todas las columnas del primer nivel. A continuación, se presentan las propiedades del dispositivo de aislamiento seleccionado en la Tabla 15 y la curva de histéresis característica en la Figura 16.

Tabla 15 Características de aislador comercial seleccionado

Características Aislador Bridgestone LH Series			
Descripción	**Símbolo**	**Magnitud**	**Unidades**
Diámetro exterior	D_o	600.0	mm
Diámetro de plomo	D_i	120.0	mm
Espesor capas de caucho	t_r	4.0	mm
Numero de capas	n	50.0	-
Espesor total del caucho	H	200.0	mm
Peso Total Aislador	W_i	6.6	KN
Altura Total del Aislador	H	0.408	m
Área del Aislador (sólo goma)	A	0.271	m2
Rigidez a Compresión	K_v	1671154.7	KN/m
Rigidez Efectiva	K_{eff}	796.1	KN/m
Rigidez Inicial	K_1	6799.2	KN/m
Rigidez post-fluencia	K_2	523.0	KN/m
Relación de Rigidez Post-Fluencia	K_2/K_1	0.077	-
Fuerza Característica	Q_M	90.1	KN
Fuerza de Fluencia del Aislador	F_y	97.6	KN
Rigidez del Aislador con un Núcleo de Plomo	K_p	915.5	KN/m
Coeficiente de Amortiguamiento Horizontal	C	142.8	KN-seg/m
Desplazamiento Traslacional Máximo	D_M	0.33	m
Fuerza Máxima	F_D	262.7	KN

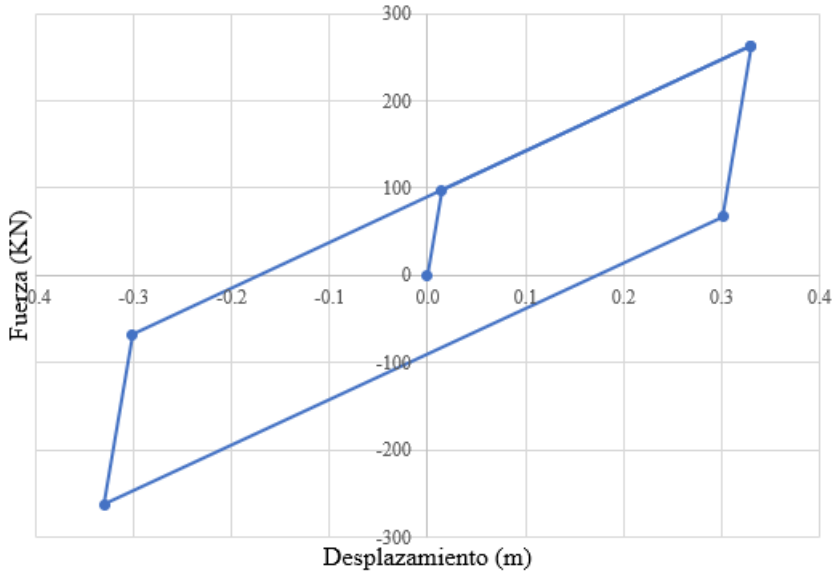


Figura 16 Curva característica del aislador comercial seleccionado

Con las características de los dispositivos específicos, se determinan las características generales definitivas del sistema de aislamiento, que son presentadas a continuación en la Tabla 16 y la Figura 17.

Tabla 16 Características del sistema de aislamiento general

SISTEMA FINAL DE AISLAMIENTO GENERAL			
Descripción	**Símbolo**	**Magnitud**	**Unidades**
Numero de Aisladores	#	94	und
Gravedad	g	9.807	m/s2
Carga Total	W	125104.0	KN
Desplazamiento de Fluencia	D_y	0.014	m
Desplazamiento Traslacional	D_M	0.330	m
Rigidez inicial	K_1	639128.0	KN/m
Rigidez post-fluencia	K_2	49163.7	KN/m
Relación de Rigidez	(n) K_1/K_2	13	-
Rigidez Efectiva del Sistema	Keff	74829.3	KN/m
Fuerza de Fluencia	F_y	9175.7	KN
Fuerza Máxima	F_D	24694.2	KN
Fuerza Característica	Q_M	8469.8	KN
Energía Disipada	E_M	10694.1	KN-m
Amortiguamiento Efectivo	β_M	0.21	-
Período del Sistema Aislado	T_M	2.59	seg
Coeficiente de Amortiguamiento Horizontal	C	14841.4	KN-seg/m

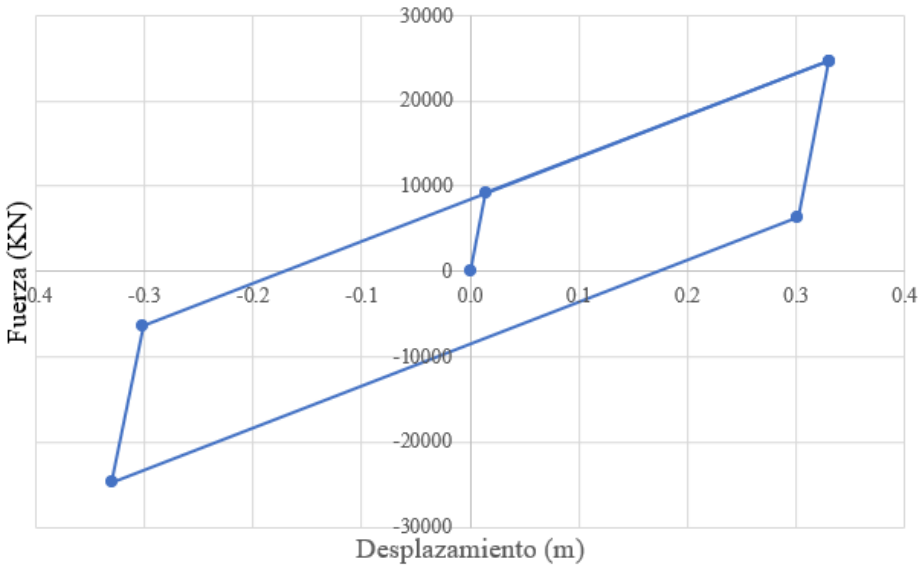


Figura 17 Curva de histéresis del sistema de aislamiento general

El funcionamiento adecuado del sistema de aislamiento se valida verificando que, mediante el análisis, se hayan obtenido los desplazamientos y cortantes mínimas, ya que en el análisis espectral no se puede evidenciar el comportamiento histérico de los dispositivos.

8.5 Validación con análisis tiempo historia

Con el diseño preliminar obtenido a través del análisis modal espectral, se procede a validar los resultados mediante un análisis tiempo-historia, lo que permite aumentar la precisión de los resultados. Este análisis se llevó a cabo siguiendo los lineamientos de la ASCE7-22 establecidos en la Sección 8.2.1 de este documento. Los registros sísmicos y el espectro objetivo utilizados fueron los definidos en capítulo 8.1.

El método de análisis no lineal tiempo-historia implementado en el software ETABS será el análisis no lineal rápido (FNA). Esta metodología utiliza un enfoque basado en la descomposición modal, definiendo características no lineales solo para ciertos elementos de la estructura; en este caso, se aplicará exclusivamente a los dispositivos de aislamiento. Esto permite una mejora significativa en la eficiencia computacional. Para validar el diseño preliminar propuesto, se utilizará, para cada parámetro de interés, el promedio de los valores máximos registrados en cada movimiento del terreno. Con este enfoque, se presentan a continuación los resultados obtenidos para el sistema de aislamiento, la estructura aislada y los elementos del sistema estructural.

8.5.1 Cortante y desplazamiento en la base

A continuación, se presenta la fuerza cortante en la base para cada registro sísmico analizado, junto con el promedio de los valores máximos. Este promedio se encuentra por encima del límite mínimo normativo Figura 18.

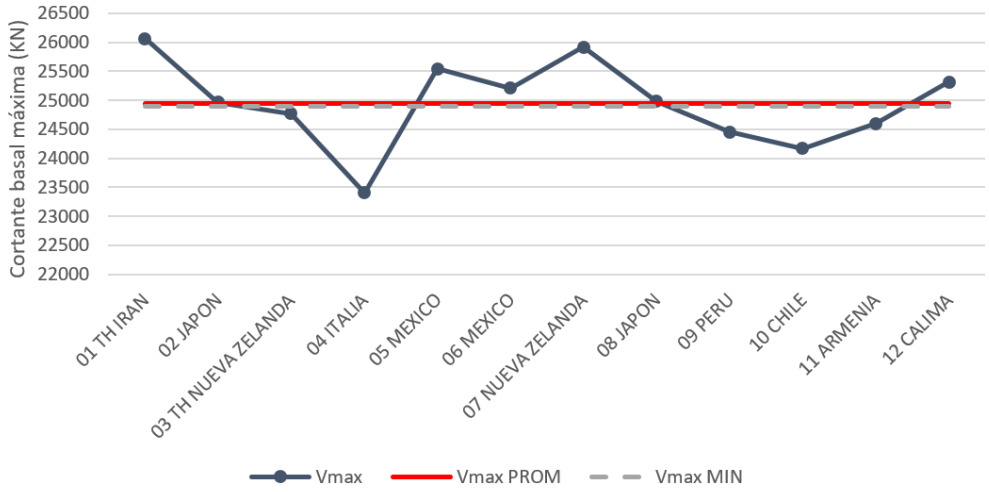


Figura 18 Cortante máxima en la base

El desplazamiento maximo en el sistema de aislamiento, es un factor que debe controlarse para garantizar el correcto funcionamiento de los dispositivos de aislamiento, de manera analoga a la verificacion de la cortante, debe validarse que el desplazmiento promedio este por encima del minimo esperado. Estos resultados se presentan en la Figura 19.

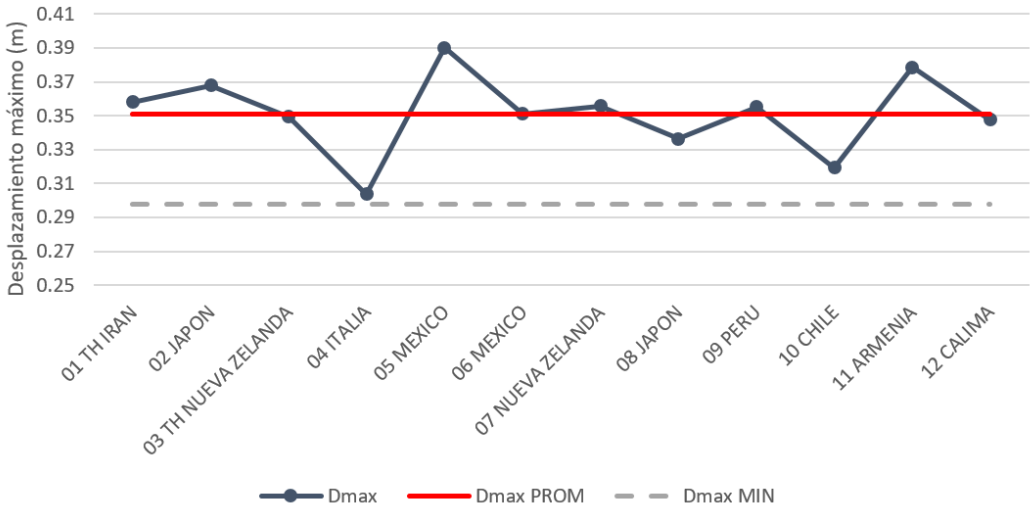


Figura 19 Desplazamiento máximo en el sistema de aislamiento

8.5.2 Comportamiento histérico del sistema de aislamiento

Es necesario validar que el sistema de aislamiento presente un comportamiento histérico aceptable, lo que implica que las relaciones fuerza-desplazamiento obtenidas a partir de los registros sísmicos se mantengan dentro de la curva envolvente de histéresis de diseño. Esto asegura que los desplazamientos y fuerzas máximas se encuentren dentro de los rangos especificados y que las pendientes de rigidez sean consistentes con las definidas por los fabricantes.

La gráfica de histéresis permite visualizar la energía disipada a través del comportamiento inelástico del aislador y cómo el sistema de aislamiento absorbe las cargas cortantes sísmicas mediante deformación. A continuación, se presentan las curvas de histéresis correspondientes a los 12 registros sísmicos analizados, junto con la curva de diseño envolvente para el sistema aislado, en la Figura 20 para el sentido X y en la Figura 21 para el sentido Y.

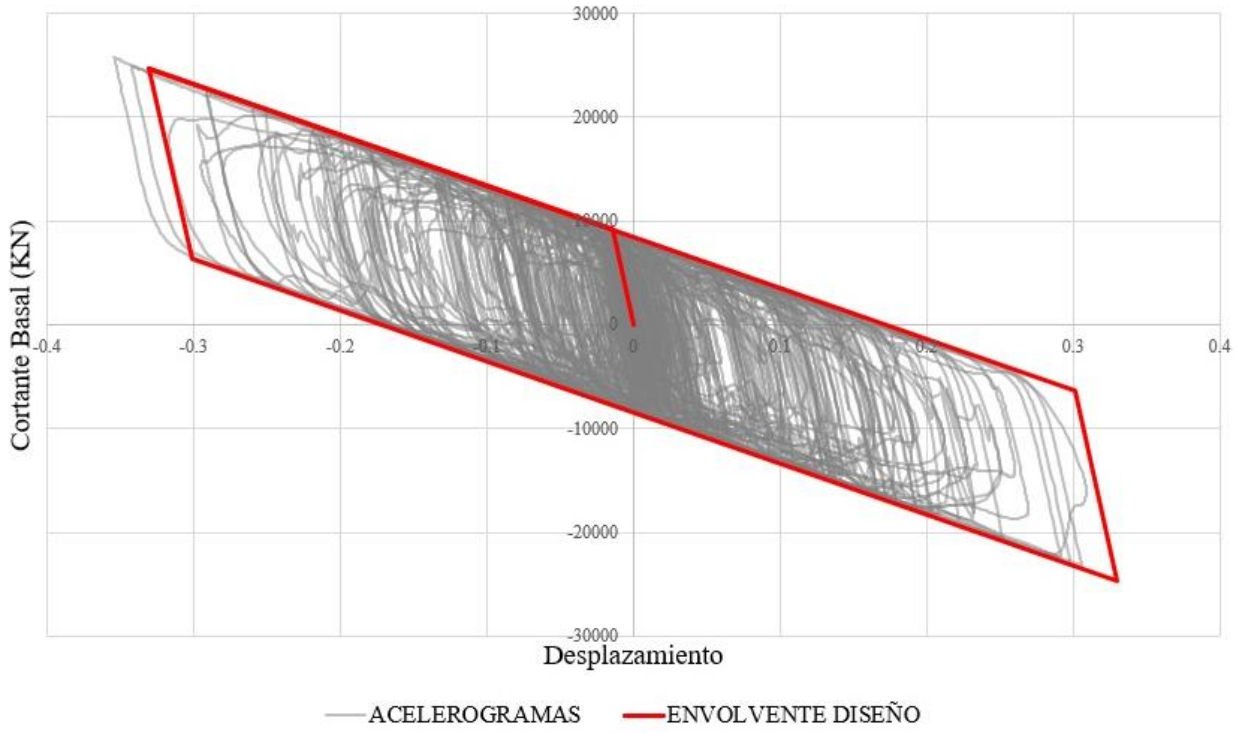


Figura 20 Curva de histéresis del sistema de aislamiento análisis tiempo-historia en X

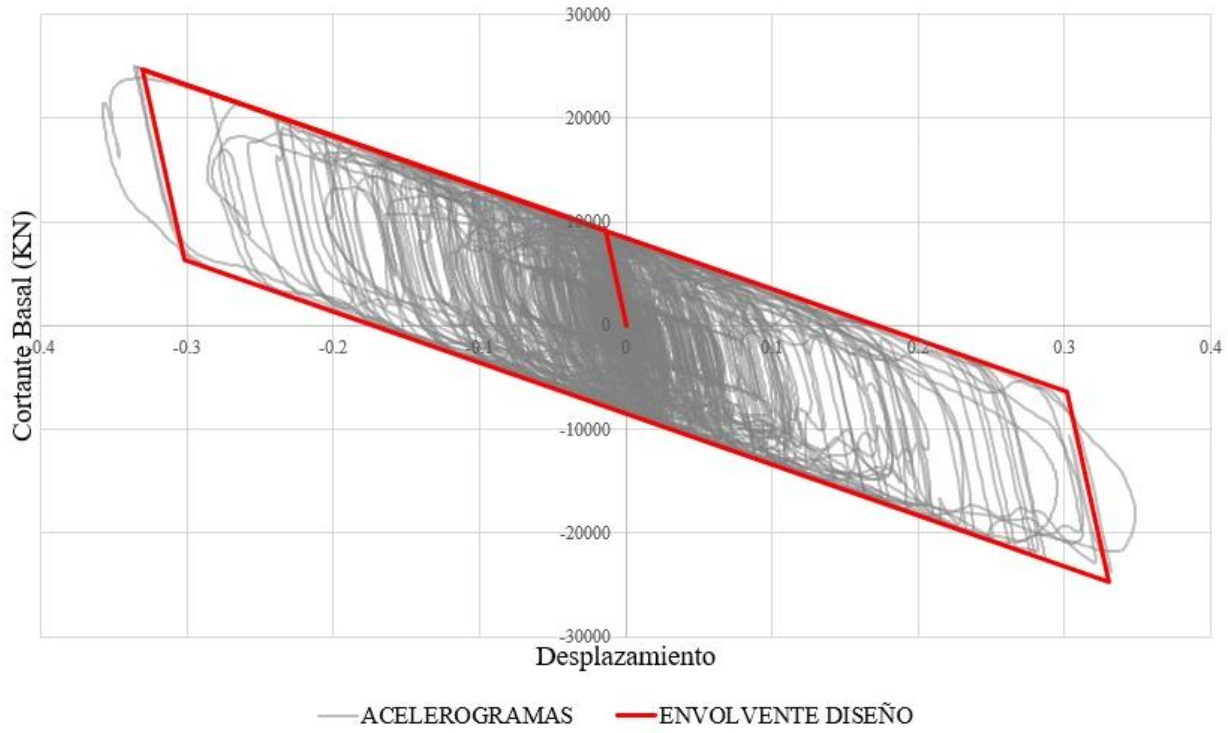


Figura 21 Curva de histéresis del sistema de aislamiento análisis tiempo-historia en Y

La gráfica muestra un comportamiento aceptable del sistema de aislamiento, ya que las curvas histeréticas se encuentran dentro de la envolvente de diseño. Esto sugiere que el sistema es capaz de disipar energía adecuadamente y que los desplazamientos y fuerzas se mantienen dentro de los límites establecidos, garantizando la estabilidad y seguridad del edificio bajo los eventos sísmicos considerados.

8.5.3 Fuerza cortante de piso

A continuación, se presentan las gráficas de fuerzas cortantes por piso para la estructura aislada, obtenidas a partir del análisis tiempo-historia. Estas gráficas proporcionan la respuesta sísmica de cada piso de la estructura aislada ante las solicitaciones sísmicas simuladas. Esto se muestra en la Figura 22 y la Figura 23.

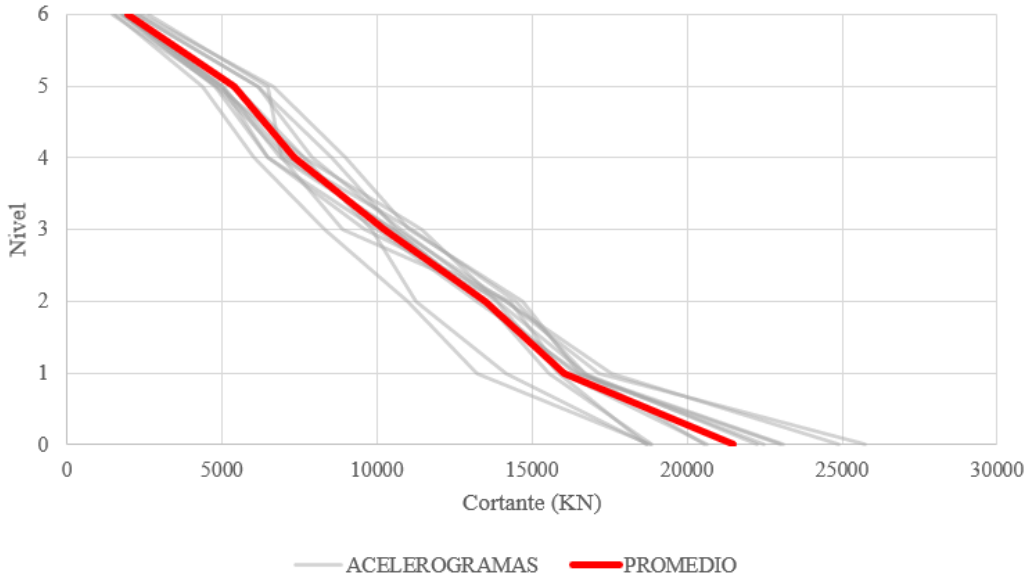


Figura 22 Cortantes máximos por piso en X

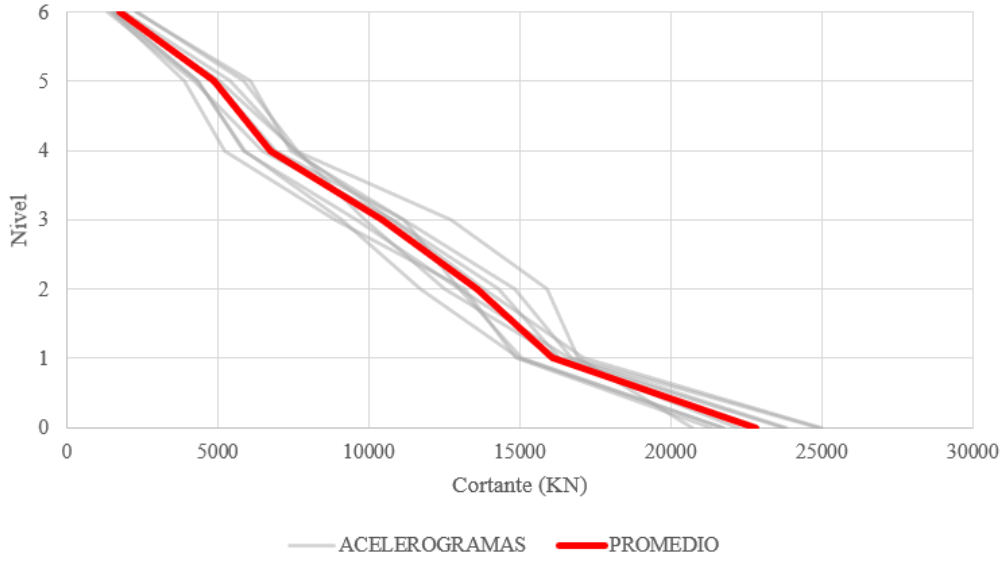


Figura 23 Cortantes máximos por piso en Y

8.5.4 Desplazamientos de piso

Se presentan a continuación los desplazamientos máximos por piso para los 12 registros sísmicos en las direcciones principales. En la Figura 24 y la Figura 25, se observa un desplazamiento máximo similar en la base para ambos sentidos. Esto se debe a que dicho desplazamiento depende de la rigidez efectiva del sistema de aislamiento, que es igual en ambas direcciones. En la interfaz

de aislamiento, los desplazamientos relativos son considerablemente menores en comparación con el desplazamiento de la base aislada, lo que evidencia la efectividad del aislamiento para absorber la carga sísmica y la rigidez considerable de la estructura aislada.

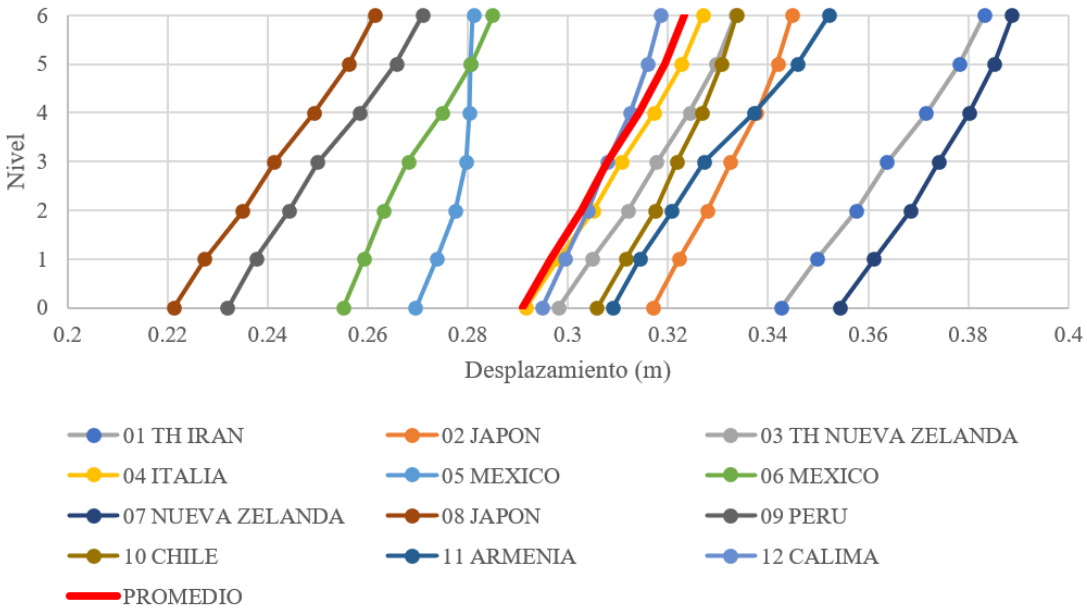


Figura 24 Desplazamientos máximos por piso en X

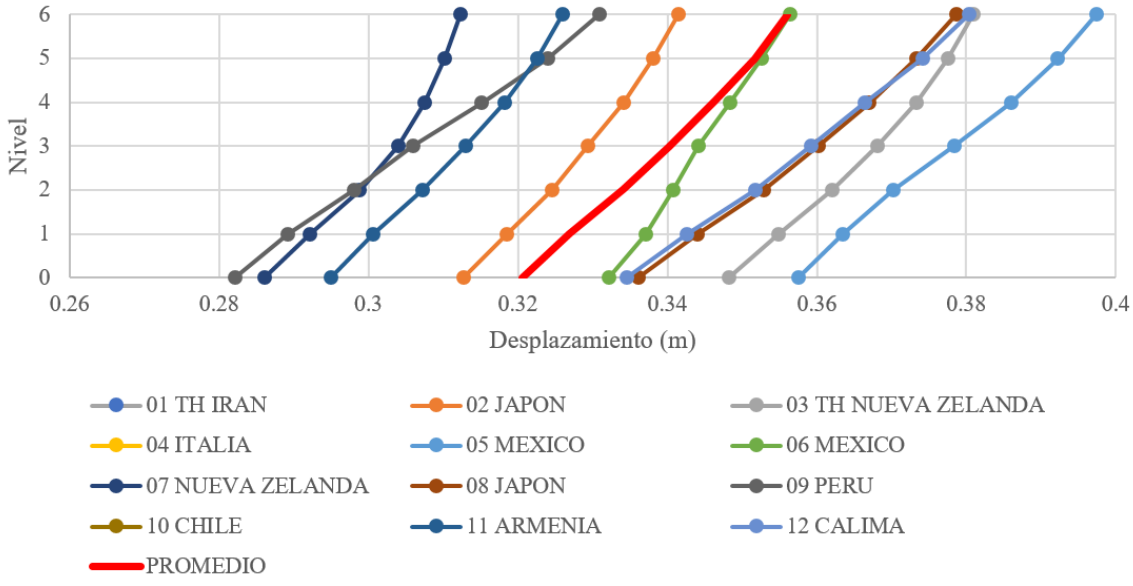


Figura 25 Desplazamientos máximos por piso en Y

Por otro lado, se observa que los desplazamientos relativos entre el primer y el último nivel sobre la interfaz de aislamiento es de 3.2 cm en la dirección X y 3.6 cm en la dirección Y. Esta diferencia entre sentidos, se debe a las variaciones en las rigideces de la estructura para cada dirección. Sin embargo, el orden de magnitud de ambos desplazamientos es muy bajo, representando aproximadamente el 11% del desplazamiento máximo en los aisladores.

8.5.5 Derivas de piso

Las derivas muestran cómo varía el desplazamiento a lo largo de la altura de la estructura durante el evento sísmico, permitiendo observar las deformaciones relativas entre los diferentes pisos. La Figura 26, permite verificar la efectividad del sistema de aislamiento sísmico en la mitigación de las deformaciones en la estructura.

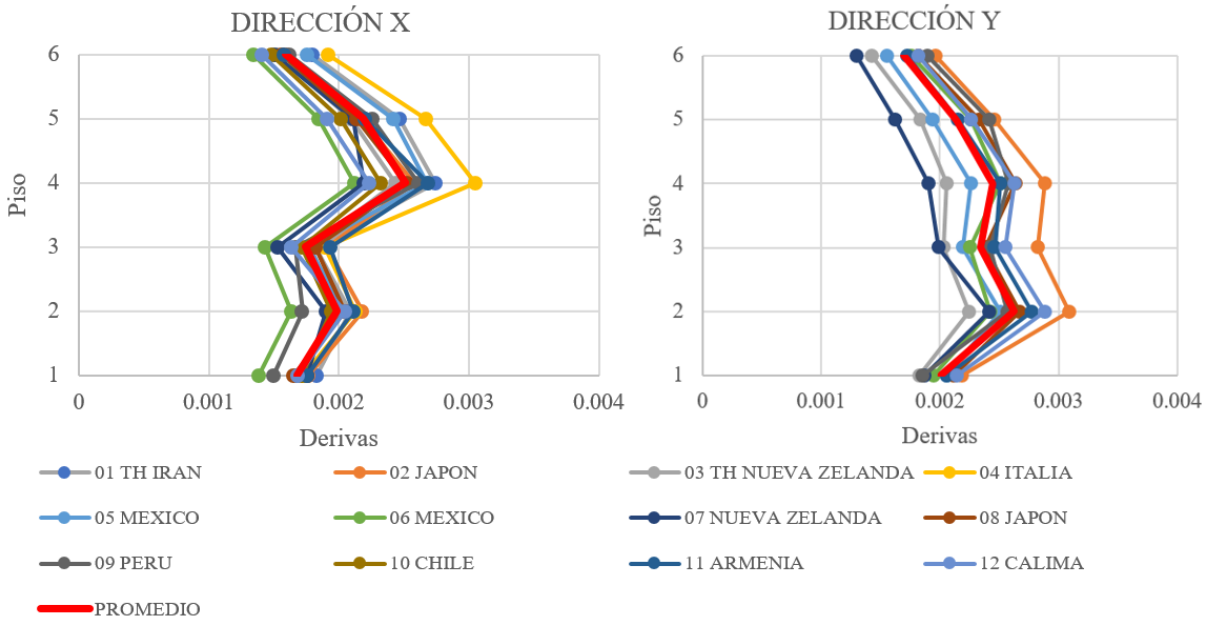


Figura 26 Derivas máximas por piso

Consistentemente con los resultados obtenidos para los desplazamientos de la estructura, se observan derivadas de bajo orden de magnitud, lo que se debe al funcionamiento del sistema de aislamiento y a la rigidez de la estructura. Las derivas obtenidas están por debajo de las máximas normativas de 0.015. También se evidencia un cambio en el comportamiento de las derivadas antes y después del nivel 3, ya que en este piso el edificio experimenta una reducción en planta, lo que hace razonable esperar un cambio en la dinámica de la estructura.

8.5.6 Aceleraciones de piso

Las aceleraciones por piso tienen un impacto fundamental en la preservación del contenido de la estructura durante un evento sísmico, que cobra mayor importancia para la edificación, por su uso hospitalario. El valor de este parámetro en la estructura aislada se muestra en la Figura 27.

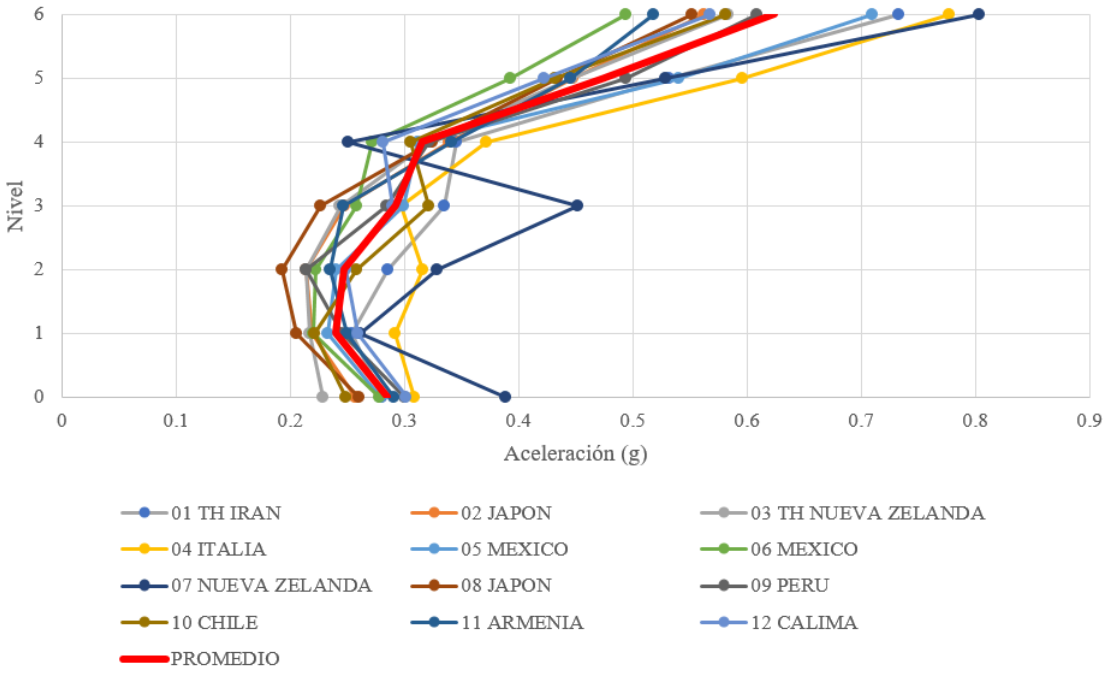


Figura 27 Aceleraciones máximas por piso

Se evidencian aceleraciones de baja magnitud, especialmente en los tres primeros pisos. Sin embargo, en los niveles 4, 5 y 6, donde existe una reducción en planta de la estructura, los efectos sísmicos tienen mayor impacto, obteniendo aceleraciones absolutas de aproximadamente el doble de las observadas en la base.

8.5.7 Diseño de elementos estructurales

Se verifican los índices de sobresfuerzo (ISE) o relación demanda-capacidad para todos los elementos de la estructura, bajo la acción de las cargas gravitacionales y bajo cada uno de los casos de carga sísmicos en los que se aplican los acelerogramas de los 12 eventos considerados.

Diseño de vigas

En la Tabla 17 verifica que todos los elementos tipo viga sean capaces de resistir las cargas cortantes y momentos actuantes de diseño, cabe resaltar que se limitó la sección mínima para evitar vibraciones y otras complicaciones a nivel constructivo.

Tabla 17 Índices de sobresfuerzo de vigas

NIVEL	SECCIÓN	ISE M3 Máximo	ISE M3 Promedio	ISE V2 Máximo	ISE V2 Promedio
BASE	V35X50	0.92	0.70	0.73	0.54
NIVEL 1	IPE160	0.61	0.45	0.20	0.07
NIVEL 2	IPE160	0.62	0.48	0.08	0.05
	IPE200	0.77	0.60	0.09	0.07
NIVEL 3	IPE160	0.63	0.46	0.20	0.07
NIVEL 4	IPE160	0.62	0.51	0.10	0.06
	IPE200	0.54	0.41	0.08	0.07
NIVEL 5	IPE160	0.65	0.45	0.16	0.06
NIVEL 6	IPE160	0.18	0.14	0.03	0.02

Diseño riostras

Las riostras son verificadas para cargas axiales de tracción y compresión en la Tabla 18, verificando que todas puedan resistir la demanda de diseño.

Tabla 18 Índices de sobresfuerzo de riostras

NIVEL	SECCIÓN	ISE P Máximo	ISE P Promedio	ISE T Máximo	ISE T Promedio
NIVEL 1	HE180B	0.94	0.81	0.61	0.50
	HE200B	0.97	0.83	0.68	0.53
NIVEL 2	HE180B	0.85	0.68	0.60	0.51
	HE200B	0.99	0.69	0.74	0.50
NIVEL 3	HE180B	0.68	0.57	0.49	0.39
	HE200B	0.80	0.61	0.58	0.41
NIVEL 4	HE180B	0.80	0.68	0.71	0.62
	HE200B	0.67	0.53	0.47	0.39
NIVEL 5	HE180B	0.61	0.55	0.51	0.47
	HE200B	0.55	0.42	0.34	0.31
NIVEL 6	HE180B	0.26	0.22	0.22	0.18
	HE200B	0.21	0.16	0.15	0.12

Diseño columnas

En la Tabla 19 se presentan los índices de sobresfuerzo para columnas.

Tabla 19 Índices de sobresfuerzo de columnas

NIVEL	SECCIÓN	ISE P-M Máximo	ISE P-M Promedio	ISE V Máximo	ISE V Promedio
NIVEL 1	W16X45	1.00	0.79	0.02	0.01
	W24X131	0.88	0.60	0.01	0.01
	W24X84	0.83	0.76	0.01	0.01
NIVEL 2	W16X45	0.98	0.64	0.03	0.01
	W24X131	0.73	0.52	0.01	0.00
	W24X84	0.86	0.69	0.02	0.01
NIVEL 3	W16X45	0.81	0.53	0.03	0.02
	W24X131	0.51	0.40	0.01	0.00
	W24X84	0.70	0.54	0.00	0.00
NIVEL 4	W16X45	0.94	0.48	0.01	0.00
	W24X131	0.48	0.41	0.01	0.01
	W24X84	0.64	0.55	0.01	0.00
NIVEL 5	W16X45	0.65	0.47	0.01	0.00
NIVEL 6	W16X45	0.41	0.26	0.01	0.00

Para las columnas, se verifica la acción combinada de fuerzas axiales y momentos en ambas direcciones y las solicitaciones por cortante, estos elementos no solo se ajustaron por capacidad, sino que también se tuvo en cuenta su aporte a la rigidez de la estructura, un factor importante en el comportamiento de la estructura aislada.

9 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Para la modelación computacional de la estructura se utilizó el software ETABS versión 20.3. La simulación con esta herramienta permitió evaluar la estructura bajo diferentes casos de carga, verificar el diseño de los elementos estructurales y finalmente, realizar el comparativo de los resultados obtenidos entre la edificación con base fija y aislada.

El estudio de la edificación con base fija fue realizado con el método de análisis dinámico elástico espectral, conforme a lo establecido en el capítulo A.3.4.2.2 de la norma NSR-10. Los elementos estructurales se diseñaron cumpliendo los límites de deriva, deformación y resistencia, adicionalmente, para las columnas, vigas y riostras que conforman el PAC, se efectuaron las verificaciones por capacidad que aplica para este tipo de sistema.

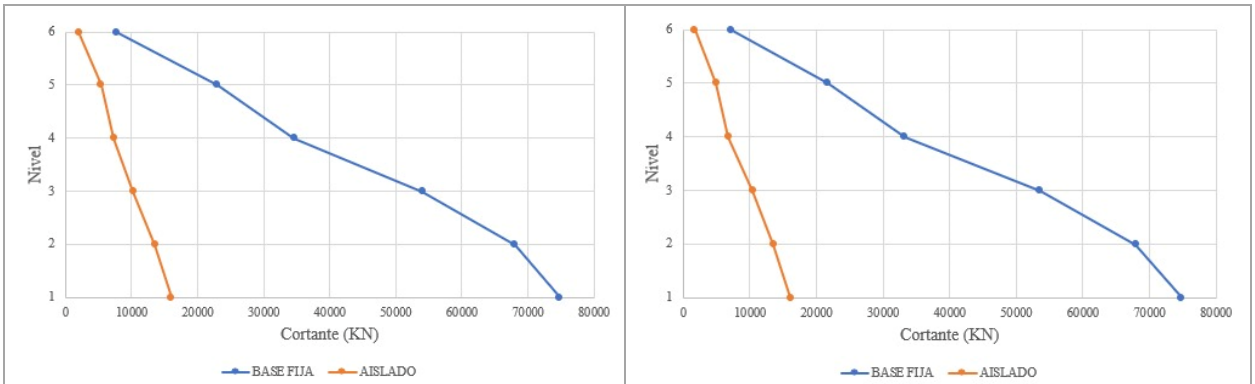
La edificación de base aislada se analizó empleando el método de tiempo-historia, de acuerdo con los lineamientos de la norma ASCE7-22. El diseño de la estructura de base fija sirvió como punto de partida para desarrollar el diseño final de la estructura con aislamiento de base.

Con la información obtenida para cada estructura, se compara en términos de cortantes de piso, desplazamientos máximos relativos, derivas máximas de piso, aceleraciones máximas de piso, momentos de volcamiento máximo y reducción en el peso de la estructura metálica.

A continuación, se muestran las gráficas obtenidas para los ejes X y Y de la estructura con base fija color azul y base aislada color naranja.

Cortantes de piso

En la estructura de base fija, Figura 28, la fuerza cortante es mayor en los niveles inferiores y disminuye gradualmente hacia los niveles superiores, como se espera en estructuras diseñadas con el método convencional y sin aislamiento. Esto se debe a que una base fija transfiere las fuerzas sísmicas directamente a los pisos superiores. En la estructura con base aislada, las fuerzas son menores, especialmente en los niveles más altos. Esto indica que el sistema de aislamiento es capaz de absorber y disipar la energía sísmica, evitando que esta se transmita de forma directa a los niveles superiores.



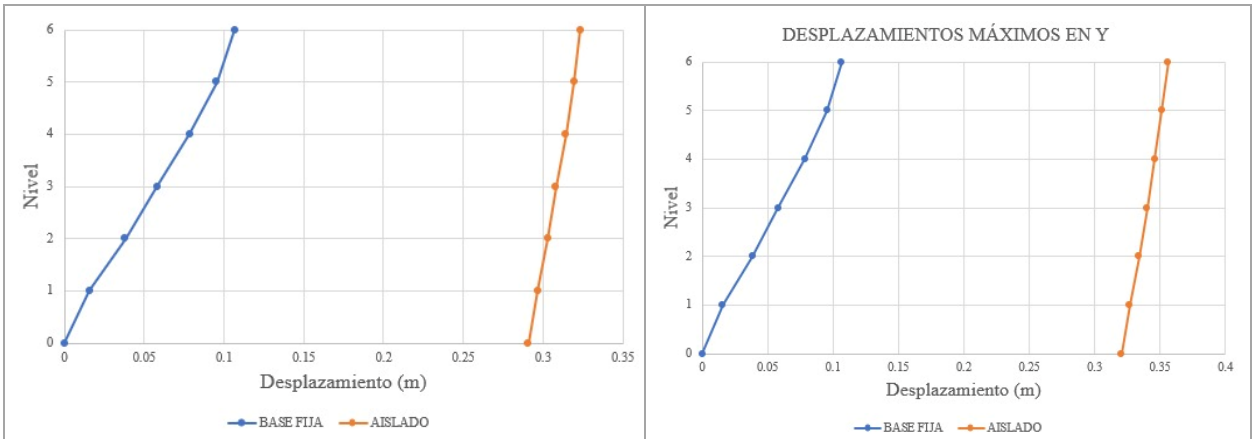
a) Cortantes en X por piso

b) Cortantes en Y por piso

Figura 28 Cortantes por piso

Desplazamientos máximos

En la Figura 29 se observa para la dirección X y Y, que los desplazamientos máximos absolutos son mayores en la estructura con base fija en comparación con la base aislada en un 70%. El sistema de aislamiento permite mayores desplazamientos en la base para absorber la energía sísmica. En la estructura con base fija, los desplazamientos aumentan en cada nivel a una razón de 0.02m, mientras que en la estructura con base aislada aumenta en 0.005m por piso.



a) Desplazamientos máximos en X

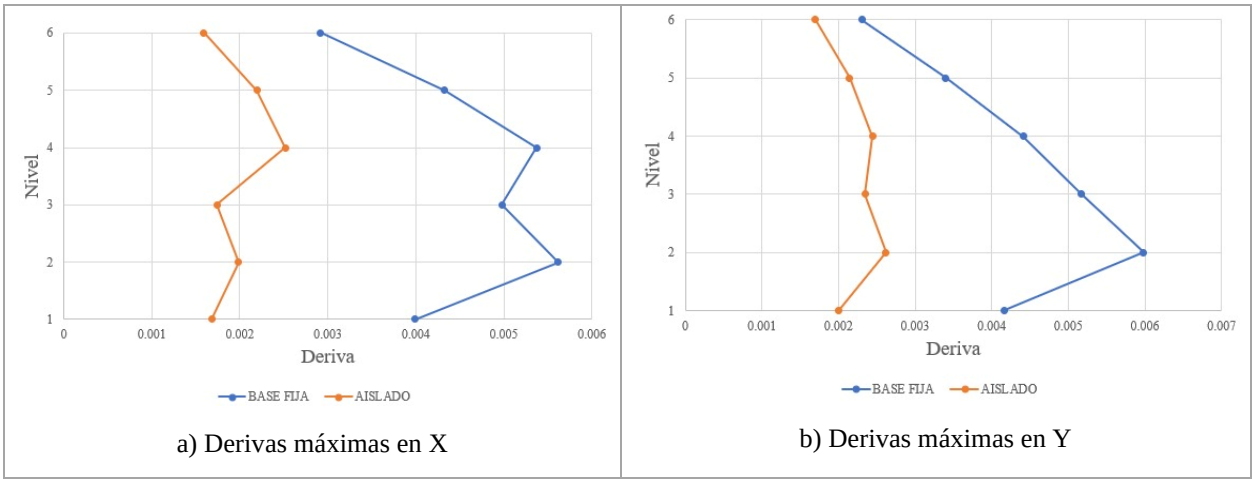
b) Desplazamientos máximos en Y

Figura 29 Desplazamientos máximos

Derivas máximas de piso

En la Figura 30, se evidencia que en la estructura con base fija, las derivas son más altas en los niveles intermedios y superiores, lo cual es típico en estructuras sin aislamiento, donde los niveles superiores tienden a experimentar mayores deformaciones relativas. En la estructura con

base aislada, las derivas se mantienen en valores más bajos a lo largo de la altura en la estructura, lo que refleja una reducción en la deformación lateral relativa entre los pisos, gracias al efecto de disipación de energía del sistema de aislamiento.



a) Derivas máximas en X

b) Derivas máximas en Y

Figura 30 Derivas máximas

Aceleraciones máximas de piso

En la estructura con base aislada, las aceleraciones máximas son menores en comparación con la estructura de base fija en todos los niveles. Es decir, que el sistema de aislamiento reduce las aceleraciones transmitidas a los niveles superiores durante un evento sísmico. En la estructura con base fija, las aceleraciones aumentan desde los niveles inferiores hasta los superiores, alcanzando valores de 2.5g en el nivel superior, lo que indica una mayor transmisión de la energía sísmica a través de la estructura. En la estructura con base aislada, las aceleraciones se mantienen en 0.8g y muestran una reducción en comparación con la base fija, reflejando la capacidad del sistema de aislamiento para absorber y reducir la aceleración sísmica.

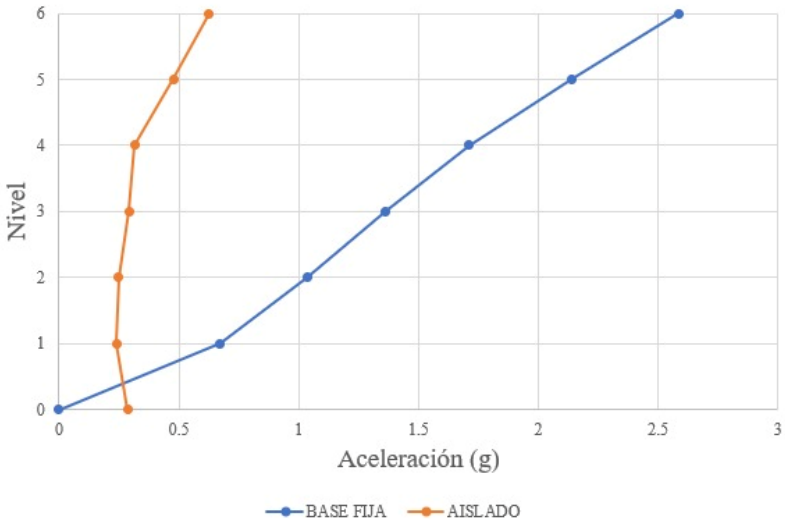
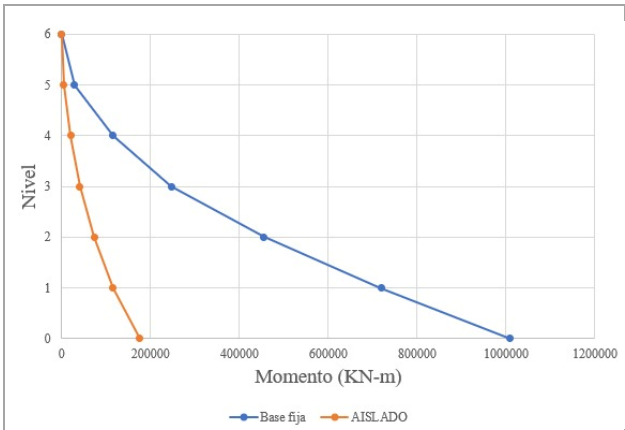


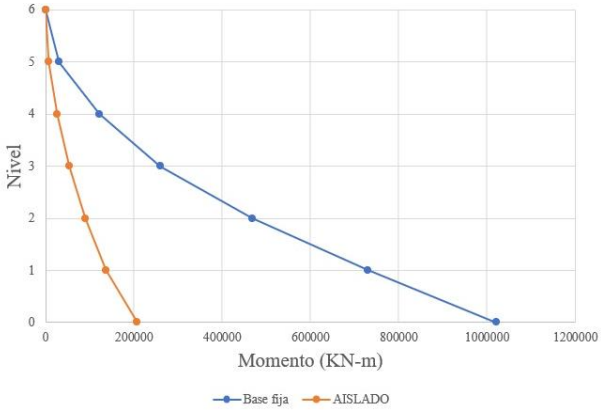
Figura 31 Aceleraciones máximas por piso

Momentos de volcamiento máximo

La Figura 32 se muestran los momentos de volcamiento en X y momentos de volcamiento en Y en función del nivel de la estructura, comparando dos condiciones de soporte base fija y sistema aislado. El sistema aislado muestra momentos de volcamiento menores en todos los niveles en comparación con la base fija, lo cual es característico debido a la acumulación de esfuerzos en estructuras rígidas. En el caso del sistema aislado, los momentos son menores desde el nivel más alto hasta el más bajo, lo cual indica que el aislamiento reduce la transferencia de fuerzas sísmicas en toda la estructura.



a) Momento de volcamiento máximo en X



b) Momento de volcamiento máximo en Y

Figura 32 Momento de volcamiento máximo

Reducción en el peso de la estructura metálica

La Figura 33 muestra el porcentaje de reducción de peso en cada componente de la estructura (vigas, riostras, y columnas) al pasar de una base fija a una aislada. El peso los elementos es mayor en la estructura de base fija en comparación con la estructura aislada. La mayor diferencia de peso se observa en las columnas, donde la base fija tiene un peso mucho mayor en comparación con la base aislada.

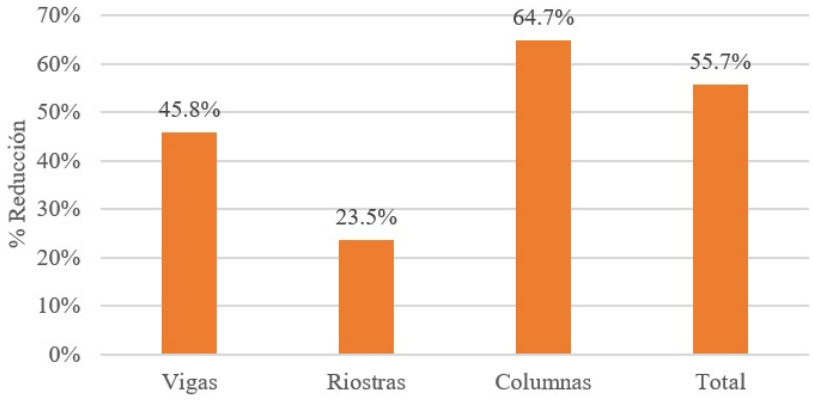


Figura 33 Reducción en peso de estructura metálica

Las columnas presentan la mayor reducción de peso, con un 64.7%, lo que indica una optimización significativa en el diseño estructural al usar base aislada. Las vigas muestran una reducción del 45.8% y las riostras una reducción menor, de un 23.5%.

La reducción total de peso en la estructura metálica es del 55.7% al cambiar de una base fija a una base aislada, lo que implica una disminución significativa en el material utilizado y, potencialmente, en los costos y la carga sísmica.

La implementación de una base aislada permite reducir de manera significativa el peso de la estructura, especialmente en las columnas. Esto no solo contribuye a un diseño más ligero y eficiente, sino que también puede mejorar el comportamiento sísmico de la estructura al reducir las cargas.

10 CONCLUSIONES

La tipología estructural definida para el hospital, se obtuvo a partir de la matriz geométrica construida de clínicas representativas ubicadas en la ciudad Cali. Se tomaron en cuenta parámetros arquitectónicos como: número de pisos, alturas de entrepisos, número de vanos en los dos sentidos ortogonales, área en planta, longitud de vanos y forma en planta.

El sistema estructural definido para la edificación, corresponde a pórticos arriostrados concéntricamente con disipación especial de energía (PAC-DES) en los dos sentidos ortogonales. Se diseñó con el método basado en ductilidad y cumpliendo los requisitos establecidos en la norma NSR-10 y AISC 360. El sistema presenta vigas articuladas en sus extremos unidas a columnas formando un marco estructural, que incorpora arriostramientos en diagonal conectados por medio de articulaciones.

Las vigas trabajan como elementos compuestos en conjunto con la losa, aprovechando la conectividad que presentan en sus extremos. Adicionalmente, se arriostró el elemento a una longitud menor a la máxima permitida por pandeo, a través de brazo rígido que conecta al ala superior e inferior, optimizando el diseño estructural.

Los elementos estructurales en el diseño de base fija, satisfacen las solicitaciones por derivas y resistencia con relación demanda/capacidad menor a la unidad. Los esfuerzos de tensión, pandeo y post-pandeo para la verificación adicional de columnas y vigas que forman el PAC, fueron obtenidos de la capacidad máxima esperada del elemento riostra, lo que indujo a columnas de mayor área transversal.

Dado que la NSR-10 no proporciona directrices precisas para el diseño de sistemas de aislamiento sísmico, fue necesario adoptar ciertos lineamientos basados en los requerimientos de la normativa americana ASCE 7-22, ajustándolos a las pautas de la normativa y al contexto local colombiano. De esta manera, se busca compatibilizar los fundamentos de diseño y mantener la filosofía de diseño de las dos normativas consideradas.

La implementación de un sistema de aislamiento sísmico de base en una estructura metálica de mediana altura, clasificada en el grupo de uso IV, en la ciudad de Cali, resultó en una mejora en el comportamiento dinámico de la edificación. Se obtuvieron reducciones en las fuerzas cortantes (78%), derivas (56%), momentos de volcamiento (81%) y aceleraciones por piso (76%).

Además, se logró disminuir la demanda sísmica sobre los elementos estructurales, lo que permitió reducir las secciones de los componentes del sistema estructural, con una disminución del peso sobre la estructura metálica cercana a 60%.

La eficacia del aislamiento sísmico se manifestó no solo en la protección estructural y en la reducción de la demanda sísmica sobre la edificación, sino también en la disminución de las aceleraciones de piso. Esta reducción es clave para proteger los elementos no estructurales, aspecto especialmente relevante en hospitales, donde la preservación de equipos, componentes y contenido resulta fundamental debido a su alto costo e importancia. Además, esta técnica de protección sísmica contribuye a garantizar la operatividad de la edificación después de eventos sísmicos, un factor crítico en edificaciones indispensables.

En la filosofía de diseño tradicional, se busca desarrollar una estructura dúctil, capaz de disipar las fuerzas sísmicas mediante deformaciones que se traducen en daño sobre los elementos. Aunque para estructuras del grupo de uso IV se emplea un mayor periodo de retorno sísmico, la filosofía de diseño sigue siendo la misma. Al implementar sistemas de protección sísmica, como los aisladores de base, se diseñan dispositivos específicos que absorben y disipan la energía sísmica, liberando a la estructura de esta responsabilidad. Esto reduce la demanda en los elementos estructurales y garantiza que no se comprometa la integridad de la edificación tras un evento sísmico.

Con el creciente uso e importancia del aislamiento sísmico de base en todo el mundo, se ha consolidado un mercado especializado en el diseño, fabricación y comercialización de estos dispositivos. Esto ha facilitado su implementación, ya que los fabricantes ofrecen catálogos detallados con propiedades bien definidas, respaldadas por pruebas y ensayos experimentales. Gracias a esta estandarización, el diseño de sistemas de aislamiento se ha simplificado, permitiendo a los ingenieros seleccionar dispositivos adecuados con mayor precisión y confianza.

Dada la alta amenaza sísmica en la ciudad de Cali, la implementación de aisladores sísmicos resulta especialmente relevante para mitigar el impacto de los sismos, especialmente en edificaciones esenciales. No obstante, son muy pocas las construcciones en la ciudad que actualmente cuentan con este sistema de protección. En este documento se analizan los beneficios de aplicar el aislamiento sísmico en este contexto, destacando la importancia de su difusión y la

necesidad de formación profesional para impulsar su uso y permitir aprovechar sus ventajas en el entorno local.

Aunque el análisis tiempo-historia ofrece una mayor precisión en la evaluación del comportamiento sísmico, también implica una mayor complejidad y menor practicidad para el proceso iterativo de diseño de una estructura completa. Por ello, utilizar el análisis espectral durante las etapas iniciales de ajuste y diseño preliminar de la estructura aislada permite simplificar este proceso, facilitando la selección y ajuste de los dispositivos de aislamiento y elementos estructurales. Posteriormente, los resultados obtenidos pueden ser validados con mayor detalle mediante un análisis tiempo-historia, garantizando así la precisión y efectividad del diseño final.

En el proceso de análisis de la estructura aislada se llevó a cabo un diseño preliminar utilizando el método espectral, seguido de una validación mediante análisis tiempo-historia. Esto permitió constatar una notable concordancia entre los resultados de ambos enfoques, a pesar de sus diferencias metodológicas. Esta coherencia se debe en gran medida al ajuste necesario en ambos métodos para obtener las fuerzas mínimas esperadas, garantizando así la precisión y confiabilidad del diseño final.

El uso de aisladores de base incrementa el periodo de vibración de la estructura y reduce la demanda sísmica. En particular, al emplear aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB), se mejora la disipación y absorción de energía. Además, estos dispositivos proporcionan un amortiguamiento considerable (entre el 10% y el 30%), lo que minimiza las oscilaciones y desplazamientos, optimizando así la respuesta dinámica de la edificación.

11 BIBLIOGRAFÍA

Alcaldía de Cali. (2014). *Microzonificación sísmica de Santiago de Cali.* Cali: Decreto: 411.0.200159.

Alhan, C., & Altun, M. (2009). Performance of non-linear base isolation systems designed according to uniform building code. *In Proceedings of the 5th International Advanced Technologies Symposium*, 13-15.

ASCE. (s.f.). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (2022), SEI/ASCE 7-22, Reston, VA.* American Society of Civil Engineers.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. ((2010)). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.* Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.

Bazán, E., & Meli, R. (2004). *Diseño sísmico de edificios.* Noruega: Limusa.

Boroschek, R., & Retamales, R. (2002). Base Isolation in Hospitals. *Seminar on Design of Health Facilities to Resist Natural Hazards.*

Cardona, O. (1989). Enfoque Metodologico Para La Evaluacion De La Amenaza La Vulnerabilidad Y El Riesgo Sismico. *Revista de Ingeniería Sísmica, 37*, 31-63.

Castilla Hernández, G., & Arroyo Agamez, C. (2022). Uso de aisladores elastoméricos en Colombia y su impacto en una edificación de grupo de uso IV.

Chen, B., Dai, J., & Guan, Q. (2022). Research and development of high-performance high-damping rubber Materials for high-damping rubber isolation bearings: A review. *Polymers, 14(12)*, 2427.

Chen, H., Xie, Q., Feng, B., Liu, J., Huang, Y., & Chen, H. (2015). Seismic performance to emergency centers, communication and hospital facilities subjected to Nepal earthquakes. *Journal of Earthquake Engineerin, 22*(9), 1537-1568.

Chiscol, J. (2022). *Diseño de estructura metálica del edificio comercial-multifamiliar utilizando aislación sísmica, Olmos, Lambayeque.* Universidad César Vallejo.

Costa, J. (2003). *Standard methods for seismic analyses.*

Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construccion de acero.* Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero-Alacero.

Cynober, C., Sartori, M., Türkdönmez, B., & Tronel, F. (2018). Seismic isolation strategies for major buildings. *European Conf., on Earthquake Engineering. Cham, Switzerland: Springer*.

Ferj, M., & Lopez-García, D. (2022). Comparative seismic fragility analysis of conventional and base isolated hospital buildings having different structural system. *Journal of Earthquake Engineering, 26(5)*, 2491-2513.

Holliday, L., & Grant, H. (2011). Haiti building failures and a replicable building design for improved earthquake safety. *Earthquake spectra, 27*(1), 277-297.

Medeot, R. (2000). New Design Approaches Based on Energy Concepts and Related Seismic Hardware. *In 12th World Conference on Earthquake Engineering.*

Niño, J. A. (2023). Nuevo enfoque de diseño sísmico para edificaciones en muros de concreto reforzado utilizando aislamiento en base. Manizales, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Pan, P., Zeng, Y., Cao, Y., Ai, H., & Wang, H. (2022). State-of-the-art of research on the building structure isolation technologies. *工程力学, 40*, 1-17.

Ras, A., & Boumechra, N. (2017). Dissipation's capacity study of lead–rubber bearing system in seismic steel structures design. *Arabian Journal for Science and Engineering, 42*, 3863-3874.

Sayed-Ahmed, M. (2012). Building with base isolation techniques. *Journal of Al-Azhar University Engineering Sector, 7(1)*, 147-159.

Servicio Geológico Colombiano. (s.f.). *Ministerio de minas, y energía de Colombia*. Obtenido de https://www.sgc.gov.co/

Tena-Colung, A., & Parra-García, D. (2024). Seismic resilient performance of code-designed, base-isolated slender steel buildings in firm soils. (Elsevier, Ed.) *In Structures, 59*, 105754.

Zhou, F., & Tan, P. (2018). Recent progress and application on seismic isolation energy dissipation and control for structures in China. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 17*, 19-27.