



PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERÍA

PLAN DE TITULACIÓN:
PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:
MAGÍSTER EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES

TEMA:
METODOLOGÍA DE INTEGRACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS DE ALTO
AMORTIGUAMIENTO APLICADO EN EL DISEÑO DE CIMENTACIONES PARA
ESTRUCTURAS ESENCIALES DE HASTA 3 PISOS UBICADAS EN EL SECTOR DE
TURUBAMBA, SUR DE QUITO

AUTOR:
ALEXANDRA ELIZABETH CHANGOLUISA MORENO

TUTOR:
JORGE DAVID ALBUJA SÁNCHEZ

QUITO, OCTUBRE 2024

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD Y RESPONSABILIDAD

Yo, CHANGOLUISA MORENO ALEXANDRA ELIZABETH, portadora de la cédula de identidad Nro. 1723622054, maestrante de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador – Sede Quito, declaro que el presente tema de investigación que se refleja en el actual trabajo de tesis es totalmente personal, original y auténtico.

Por lo tanto, declaro que el contenido de la presente investigación es de exclusiva responsabilidad académica y legal de la autora y de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador, basada en las Normas APA 7ma edición.

ALEXANDRA ELIZABETH CHANGOLUISA MORENO

CERTIFICACIÓN

Yo, PhD. Jorge Albuja Sánchez, en calidad de tutor de la presente investigación de tesis, cuyo título es Metodología de Integración de Aisladores Sísmicos de Alto Amortiguamiento Aplicado en el Diseño de Cimentaciones para Estructuras Esenciales de hasta 3 pisos ubicadas en el Sector de Turubamba, sur de Quito, período 2024.

Certifico haber revisado el trabajo, el cual cumple los requisitos de calidad, originalidad y presentación exigibles, así como se han incluidos las respectivas sugerencias realizadas por parte del tribunal al trabajo de tesis.

PhD. Jorge Albuja Sánchez

TUTOR DE TESIS

DEDICATORIA

Este proyecto lo dedico a Dios que cada día me ha dado esa fortaleza interna para continuar y seguir adelante.

A mi querida mamita Rosa porque cada día ha estado a mi lado apoyándome con sus palabras de aliento para concluir esta etapa.

A mi querido padre Hugo que me enseñó la perseverancia para no rendirme y alcanzar la meta que me proponga.

A mi esposo Mauricio que ha sido mi complemento para avanzar y cumplir con este sueño tan anhelado.

AGRADECIMIENTO

Agradezco al universo por darme salud y vida para cumplir y terminar esta etapa de preparación y aprendizaje que tanto he soñado. A los docentes que supieron impartir los conocimientos, y de manera personal a mi tutor el Ing. Jorge Albuja, PhD por todo su apoyo en este proyecto técnico.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

1. Introducción	10
1.1 Justificación	10
1.2 Planteamiento del problema	10
1.3 Objetivos.....	11
1.3.1 Objetivo general	11
1.3.2 Objetivos específicos.....	11
1.4 Alcance	11
2. Marco teórico	13
2.1 Riesgo sísmico.....	13
2.2 Aislamiento sísmico	14
2.3 Dispositivos de aislamiento sísmico.....	14
2.3.1 Aisladores elastoméricos.....	14
2.3.2 Aisladores deslizantes	16
2.4 Comportamiento de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico	18
3. Metodología y proceso técnico	19
3.1 Información general.....	20
3.2 Clasificación del suelo.....	21
3.3 Categoría de riesgo	22
3.4 Configuración estructural	23
3.5 Cargas aplicadas	25
3.5.1 Carga permanente (incluye peso propio)	25
3.5.2 Carga viva	29
3.6 Parámetros para el diseño sísmico.....	30
3.7 Determinación de la fuerza lateral equivalente	36
3.8 Distribución de fuerzas sísmicas laterales	41
3.9 Estructura de acero	42
3.10 Prediseño de elementos estructurales	42
3.11 Modelamiento del edificio de base no aislada.....	57
4. Resultados modelo base.....	62
4.1 Diseño del sistema de aislamiento.....	68

4.2	Modelamiento del edificio de base aislada.....	84
4.3	Comparación de resultados.....	88
4.4	Interacción suelo – estructura.....	97
4.5	Diseño de cimentación.....	115
4.6	Conexión dispositivos de aislamiento y cimentación.....	130
5.	Conclusiones.....	133
6.	Recomendaciones.....	135
7.	Referencias.....	¡Error! Marcador no definido.

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Clasificación de sitio	22
Tabla 2 Categoría de riesgo	23
Tabla 3 Peso por metro cuadrado de mampostería.....	28
Tabla 4 Características de la mampostería	29
Tabla 5 Carga viva	29
Tabla 6 Valores de aceleraciones para diferentes períodos espectrales – período de retorno 2475 años.....	31
Tabla 7 Coeficiente de sitio para período corto	32
Tabla 8 Coeficiente de sitio para un período de 1 segundo.....	33
Tabla 9 Factor de importancia.....	35
Tabla 10 Coeficientes C_t y α	36
Tabla 11 Coeficiente C_u en función de S_{D1}	37
Tabla 12 Distribución vertical de fuerzas sísmicas	42
Tabla 13 Verificaciones en las secciones de prediseño.....	57
Tabla 14 Parámetros sísmicos	62
Tabla 15 Parámetros modales.....	63
Tabla 16 Derivas permisibles	66
Tabla 17 Parámetros sísmicos - base aislada.....	91
Tabla 18 Parámetros modales - base aislada	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Porcentaje de pérdidas que representa cada una de las partes que conforman una edificación en función del uso de las estructuras	13
Figura 2 Comportamiento de la estructura con base no aislada y con sistema de aislamiento	18
Figura 3 Ubicación del proyecto	20
Figura 4 Hospital de especialidades vista en planta	24
Figura 5 Hospital de especialidades vista en elevación	24
Figura 6 Hospital de especialidades vista tridimensional	25
Figura 7 Mapa de peligro sísmico probabilístico – período de retorno 2475 años	31
Figura 8 Espectro de diseño para la edificación	35
Figura 9 Evidencia de materiales acero A572Gr50	58
Figura 10 Evidencia de material hormigón $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	58
Figura 11 Evidencia de secciones para columnas	59
Figura 12 Evidencia de secciones para vigas	59
Figura 13 Evidencia ingreso de cargas	60
Figura 14 Evidencia de factores y parámetros para el cálculo de corte basal	60
Figura 15 Evidencia de combinaciones de carga	61
Figura 16 Valor deriva pseudo estática sentido x	64
Figura 17 Valor deriva pseudo estática sentido y	65
Figura 18 Valor deriva dinámica sentido x	66
Figura 19 Valor deriva dinámica sentido y	67
Figura 20 Ratios de capacidad	68
Figura 21 Ubicación de aisladores sísmicos	69
Figura 22 Definición de parámetros aislador de caucho dirección U1	85
Figura 23 Definición de parámetros aislador de caucho dirección U2 y U3	86
Figura 24 Definición de parámetros aislador de núcleo de plomo dirección U1	87
Figura 25 Definición de parámetros aislador de núcleo de plomo dirección U2 y U3	88

Figura 26 Evidencia de secciones para columnas - base aislada	89
Figura 27 Evidencia de secciones para vigas - base aislada	90
Figura 28 Comparación de aceleraciones para los períodos analizados según el espectro de diseño	92
Figura 29 Valor deriva pseudo estática sentido x - base aislada.....	93
Figura 30 Valor deriva pseudo estática sentido y - base aislada.....	94
Figura 31 Valor deriva dinámica sentido x - base aislada	95
Figura 32 Valor deriva dinámica sentido y - base aislada	96
Figura 33 Ratios de capacidad - base aislada.....	97
Figura 34 Ingreso rigidez vertical	108
Figura 35 Ingreso rigidez lateral x-x.....	109
Figura 36 Ingreso rigidez lateral y-y.....	110
Figura 37 Ingreso de rigidez en los bordes alrededor eje x-x	111
Figura 38 Ingreso de rigidez en los bordes alrededor eje y-y	112
Figura 39 Valor deriva interacción suelo – estructura sentido x.....	113
Figura 40 Valor deriva interacción suelo – estructura sentido y.....	114
Figura 41 Espectro de respuesta modificado interacción suelo - estructura	115
Figura 42 Elementos que conforman un aislador con núcleo de plomo	130
Figura 43 Elementos que conforman un aislador de caucho de alto amortiguamiento	131
Figura 44 Conexión sistema de aislamiento - cimentación.....	131
Figura 45 Proceso constructivo instalación aisladores sísmicos elastoméricos.....	132

CAPÍTULO 1

1. Introducción

1.1 Justificación

La aplicabilidad de una metodología de integración de un sistema de aislamiento sísmico en el diseño de las cimentaciones no es común en nuestro país. Sin embargo, se ha evidenciado su uso en diferentes estructuras a nivel mundial con buenos resultados mejorando la resiliencia de las estructuras y disminuyendo los riesgos frente a un evento sísmico y a su vez la baja en costos por reforzamientos estructurales intempestivos.

El sector de Turubamba está ubicado en una zona de alta amenaza sísmica, según el Mapa de Amenaza Sísmica de Quito (2018) y la presencia de fallas geológicas activas, como la falla de Quito, aumenta el riesgo de sismos de gran magnitud. Y estructuras de hasta 3 pisos, típicas en Turubamba, son especialmente vulnerables a los efectos sísmicos debido a su menor altura y rigidez. Por lo que las cimentaciones tradicionales, como las zapatas y vigas de cimentación, no siempre son suficientes para proteger las estructuras de daños sísmicos, especialmente en suelos blandos donde se pueden presentar asentamientos excesivos o incluso fallar durante un sismo.

La aplicabilidad de aisladores sísmicos de alto amortiguamiento (ADAS) entre la estructura y la cimentación absorbe la energía sísmica reduciendo significativamente las fuerzas que actúan sobre la estructura, lo cual permite proteger las mismas de daños sísmicos, incluso en zonas de alta amenaza sísmica.

1.2 Planteamiento del problema

En la ciudad de Quito, en el sector de Turubamba no existe una metodología específica para integrar los ADAS en el diseño de cimentaciones para estructuras esenciales de hasta 3

pisos. En este sentido las edificaciones expuestas en zonas de alta amenaza sísmica hacen que sean vulnerables y las cimentaciones tradicionales no siempre son suficientes para proteger las estructuras de daños sísmicos, especialmente en suelos blandos. Por lo tanto, es importante buscar una metodología que permita a los ingenieros diseñar estructuras más seguras y resilientes a los sismos, protegiendo la vida y los bienes de las personas.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Determinar una metodología de integración estructural entre aisladores sísmicos de alto amortiguamiento y el diseño de cimentaciones para estructuras esenciales de hasta 3 pisos ubicadas en suelos blandos del sector de Turubamba, sur de Quito.

1.3.2 Objetivos específicos

Determinar la metodología de diseño de aisladores sísmicos de alto amortiguamiento en base al tipo de cimentación para estructuras esenciales de hasta 3 pisos.

Determinar si los aisladores sísmicos de alto amortiguamiento son adecuados para los proyectos esenciales de Turubamba.

Determinar los lineamientos para la selección e instalación de los aisladores sísmicos de alto amortiguamiento en estructuras esenciales de hasta 3 pisos.

1.4 Alcance

El presente trabajo de grado está orientado a la evaluación de estructuras esenciales con aisladores sísmicos de hasta tres pisos ubicado en el sector Turubamba de la ciudad de Quito. Se analizará una estructura de acero según los parámetros de diseño sismorresistente basado en la norma American Institute of Steel Construction (ANSI/AISC 341-22, 2022), el modelo matemático se desarrolla en el software ETABS v20.3.0 y se realiza las respectivas

verificaciones de la edificación de base fija y con la aplicación del sistema de aislamiento para el máximo espectro de diseño para un período de retorno $T = 2475$ años según la norma American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 7-16, 2016), ya que esta normativa incluye el proceso para el diseño de estructuras con los dos sistemas de base a analizar.

CAPÍTULO 2

2. Marco teórico

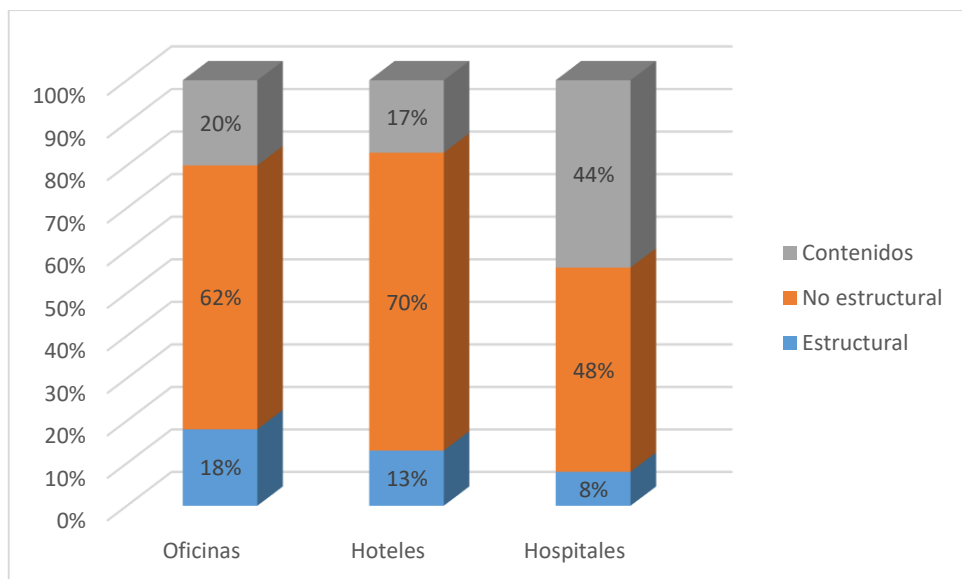
2.1 Riesgo sísmico

Después de las millonarias pérdidas ocasionadas por los sismos a nivel mundial, se cambió la filosofía de diseño en las estructuras dando un gran paso al análisis sísmico por desempeño, aunque muchas de las edificaciones diseñadas anteriormente tenían un buen comportamiento, la falencia que se presentaba era mayor en elementos no estructurales, es decir ante un sismo severo la estructura sufre daño, pero no colapsa.

Esto se evidencia mayormente para edificaciones de hospitales según el trabajo desarrollado por (Taghavi S. y E. Miranda, 2003) que muestra los porcentajes que representa cada parte que conforma una edificación para tres tipos de uso común, tal como se indica:

Figura 1

Porcentaje de pérdidas que representa cada una de las partes que conforman una edificación en función del uso de las estructuras



Nota: La figura muestra una adaptación del gráfico original del porcentaje de pérdidas que representa cada parte que conforma una edificación, según el uso de las mismas. Fuente: (Taghavi S. y E. Miranda, 2003)

2.2 Aislamiento sísmico

El aislamiento sísmico es un sistema de protección que consiste en aislar a la superestructura del movimiento del suelo (cimentación) que se produce durante un evento sísmico. Este proceso se realiza mediante el uso de dispositivos colocados en la base de la estructura, los cuales en combinación conforman el sistema de aislamiento que permite controlar la vibración de la estructura y proteger del efecto devastador del impacto sísmico (Diego Villagómez Molero, 2015).

El principal objetivo de los sistemas de aislamiento es reducir significativamente la probabilidad de un colapso, permitir la integridad y servicio de la estructura después de un sismo de gran intensidad, lo cual resulta esencial para el caso de estructuras especiales cuya operación es necesaria posterior a la ocurrencia de un movimiento telúrico.

2.3 Dispositivos de aislamiento sísmico

Dentro de los dispositivos más utilizados e investigados con tecnología de protección sísmica se tiene los sistemas de aislamiento constituidos por apoyos elastoméricos y los constituidos por apoyos deslizantes.

2.3.1 Aisladores elastoméricos

Los aisladores elastoméricos (elastomeric bearings) están compuestos por un conjunto de capas de goma (elastómero) alternadas con láminas de acero y unidas entre sí mediante un proceso de vulcanización. La rigidez lateral del dispositivo está controlada por las capas de goma mientras que la rigidez vertical está controlada por la alta rigidez de las láminas de acero

que impide la expansión lateral de las capas de goma ante la carga vertical (Diego Villagómez Molero, 2015).

El uso de aisladores presenta limitaciones a considerar en el diseño y construcción de la edificación, tales como:

- La primera dificultad es la asociada a la presencia de grandes desplazamientos en la base de la estructura, y como consecuencia del comportamiento de cuerpo rígido, en toda la estructura de manera simultánea (con mínimos desplazamientos relativos). Estos grandes desplazamientos se concentran en la zona de la edificación en la que se colocan los aisladores, los cuales, en la mayoría de los casos van sobre las fundaciones, pero en muchos casos, especialmente en estructuras que han sido reparadas o reforzadas con aisladores sísmicos, pueden requerir ser colocados en niveles intermedios, en la parte baja de la estructura. Los desplazamientos pueden tener un orden de entre 20 cm y 50 cm para fuertes terremotos. En la mayoría de los casos, el espacio necesario para permitir los desplazamientos, se prevén en la zona inferior al primer piso, por lo que el plano de aislamiento queda a nivel inferior al suelo (Carlos Genatios y Marianela Lafuente, 2016).
- La presencia de estos grandes desplazamientos introduce consideraciones especiales como son la de incorporar un piso adicional (Carlos Genatios y Marianela Lafuente, 2016).
- Debe considerarse el espacio circundante alrededor de la edificación que debe permitir el libre movimiento de la misma. Este espacio debe concebirse de manera tal que facilite el fácil acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución, a la hora de presentar daño (Carlos Genatios y Marianela Lafuente, 2016).

2.3.1.1 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)

Las capas de goma de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (high damping rubber bearings) son fabricadas añadiéndoles resinas y aditivos especiales con el fin de aumentar su amortiguamiento (10 – 15) %. A su vez, este tipo de aislador aumenta su capacidad de deformación por corte hasta (200 – 350) %, pero presenta mayor sensibilidad a los cambios de temperatura y son de fabricación relativamente sencilla (Diego Villagómez Molero, 2015).

2.3.1.2 Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (lead rubber bearings - low damping rubber with lead core) son similares a los aisladores LDRB, pero cuentan con un núcleo de plomo en el centro que permite aumentar el amortiguamiento del sistema hasta un (25 – 30) %. Este aumento sucede cuando la deformación lateral del aislador produce la fluencia del plomo, el cual al entrar en el rango inelástico disipa energía en forma de calor. Cuando el movimiento termina y el aislador cobra su posición original, el plomo se cristaliza y queda preparado nuevamente para el próximo sismo. Cabe resaltar que estos dispositivos presentan una deformación máxima por corte de (125 – 200) % y dada su composición son costosos (Diego Villagómez Molero, 2015).

2.3.2 Aisladores deslizantes

Los aisladores deslizantes (sliding bearings), utilizan una superficie de deslizamiento de acero inoxidable pulido sobre la que desliza una placa de acero revestida con un material compuesto de alta resistencia basado en politetrafluoroetileno, conocido también como teflón. Este último tiene un bajo coeficiente de fricción (5 - 7) % que depende de la temperatura de trabajo, la presión de contacto, la velocidad de movimiento, el estado de las superficies de contacto y el envejecimiento (Diego Villagómez Molero, 2015).

Las empresas que fabrican este tipo de aisladores tenemos:

- FERROCAUCHO, empresa fundada en 1994 y ubicada en la ciudad de Santiago de Chile.
- CICSA, empresa de ingeniería creada en el 2008 y ubicada en la ciudad de Santa Fe, Argentina.
- MAGEBA, empresa con sede en Latinoamérica ubicada en la ciudad de Querétaro, México
- DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS, empresa pionera en el desarrollo de tecnología de aislamiento en los últimos 30 años con sede en McCarran Nevada, Estados Unidos.
- MAURER SE, se fundó en 1876 en la ciudad de Munich, Alemania.
- SOLETANCHE FREYSISNET, fundada en 1943 y tiene su sede central en Francia.

2.3.2.1 Aisladores deslizantes planos

Los aisladores deslizantes planos (flat sliding bearings) son los más simples. Éstos consisten en dos superficies una adherida a la estructura y la otra a la cimentación, poseen un bajo coeficiente de roce que permiten movimientos horizontales y a su vez resistir cargas verticales provenientes de la estructura. Estos aisladores son los más económicos y usualmente se usan en puentes y otras obras civiles similares. En edificaciones su uso es restringido dado que un sistema de aislamiento conformado solo por estos dispositivos carece de un sistema sustitutivo que permita devolver a la estructura a su posición original luego de un sismo (Diego Villagómez Molero, 2015).

2.3.2.2 Aisladores deslizantes con superficie cóncava

Los aisladores deslizantes con superficie cóncava (spherical sliding bearings) tienen la peculiaridad que la placa inferior que los conforman posea una superficie cóncava, sobre la cual

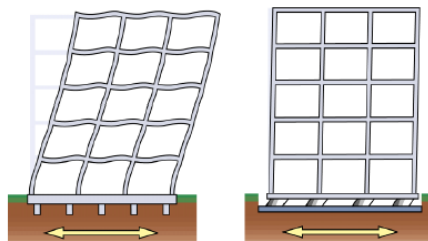
la placa superior desliza causando que la masa soportada se eleve con movimientos similares al de un péndulo invertido. Es por esta razón que también se les conoce como aisladores de péndulo de fricción (friction pendulum system - FPS) (Diego Villagómez Molero, 2015).

2.4 Comportamiento de estructuras con sistemas de aislamiento sísmico

Los sistemas de aislamiento sísmico son una tecnología eficaz para proteger estructuras y salvar vidas en zonas sísmicas. Al reducir significativamente la fuerza sísmica transmitida a una estructura, logran que ésta vibre a una frecuencia mucho más baja, reduciendo significativamente las fuerzas sísmicas que afectan a los elementos estructurales. También disipan la energía sísmica a través de mecanismos como la fricción o viscosidad que disminuye aún más la respuesta de la edificación.

Figura 2

Comportamiento de la estructura con base no aislada y con sistema de aislamiento



Nota: Comparación estructura base fija vs estructura con aislamiento. Fuente: Grupo GISE (2018)

CAPÍTULO 3

3. Metodología y proceso técnico

El desarrollo del trabajo se realiza utilizando los siguientes métodos de investigación:

Investigación bibliográfica: Mediante la recopilación de información necesaria que facilite comprender el tema de estudio y describir la conceptualización para una comprensión fácil del lector.

Investigación aplicada: Usando los conocimientos adquiridos a lo largo de la maestría, con especial énfasis en las asignaturas según el pensum “Acero avanzado II”, “Análisis Sísmico”, “Aislamiento sísmico y disipación de energía” e “Interacción suelo – estructura”.

Se empieza con la búsqueda de información en tesis digitales, artículos y publicaciones que contengan estudios realizados respecto al tema ya sea dentro y fuera del país, a fin de obtener conceptos y datos fundamentales sobre la aplicabilidad de aisladores sísmicos en estructuras.

Luego se realiza el prediseño inicial y posterior el diseño definitivo de los elementos de la estructura a ser analizada en este caso un hospital de especialidades de tres pisos, de acuerdo a los parámetros de diseño de la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) para estructuras con base fija.

Con la modelación base se obtiene los valores a utilizar en el diseño de los aisladores, para este caso el diseño propuesto corresponde a la implementación de aisladores elastoméricos que incluyan un núcleo de plomo bajo determinadas columnas y aisladores elastoméricos de caucho de alto amortiguamiento bajo el resto de columnas.

Se procede con el análisis y comparación de los resultados obtenidos para el comportamiento estructural de la edificación convencional versus la edificación que incluye el sistema de aisladores sísmicos.

Asimismo, resulta pertinente mencionar que un análisis detallado de aisladores deslizantes podría enriquecer aún más el presente estudio. Sin embargo, dada la amplitud del tema abordado y con el fin de mantener un enfoque coherente, podría constituir el objeto de una disertación futura.

3.1 Información general

El proyecto “Hospital de especialidades S&Ch”, está ubicado en la parroquia Turubamba, perteneciente al barrio Turubamba del cantón Quito de la Provincia de Pichincha. El sitio de referencia respecto al proyecto es el C.C. Quicentro Sur. El tipo de uso de la edificación es hospital.

Figura 3

Ubicación del proyecto



Nota: Lugar de implantación del proyecto. Elaborado por: La autora a través de google maps

(2024)

3.2 Clasificación del suelo

El sur de Quito está ubicado en un valle rodeado de cadenas montañosas, posee una geología compleja que influye en su vulnerabilidad sísmica y en la calidad de los suelos para la construcción. Las formaciones geológicas como la formación Machángara y la formación Cangahua presentes en esta región, exhiben características variadas que afectan directamente la estabilidad del terreno y la idoneidad de los suelos para la edificación. Estudios previos han identificado la presencia de suelos blandos y materiales piroclásticos de origen volcánico, así como procesos geomorfológicos como conos de deyección o formaciones geológicas características que se forman en las desembocaduras de los cañones o valles montañosos, donde un río o corriente fluye hacia un plano o valle más amplio y depósitos coluviales, que representan desafíos importantes en el diseño y la construcción de infraestructuras. (Escuela Politécnica Nacional y otros, 1995)

El sector de Turubamba se caracteriza por la presencia de suelos blandos con alto contenido de humedad (Jorge Albuja, 2018), lo que complica significativamente el proceso constructivo, haciendo que éstas características sean un desafío a medida que se profundiza resultando en fisuras por asentamientos en las estructuras existentes, lo que evidencia la vulnerabilidad ante eventos sísmicos de gran intensidad.

Los suelos blandos normalmente arcillosos o limosos son poco o ligeramente consolidados y pueden experimentar asentamientos considerables bajo cargas estructurales, lo que plantea riesgos para la estabilidad y durabilidad de las edificaciones. (Nieto Flores Jersson Joel y Tolentino Camarena Miguel Angel, 2021).

Es así, que según investigaciones previas en el sitio de implantación del proyecto la clasificación del suelo corresponde a sitio clase E, que según la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) presenta la siguiente información.

Tabla 1 Clasificación de sitio

Table 20.3-1 Site Classification

Site Class	\bar{v}_s	\bar{N} or \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u
A. Hard rock	>5,000 ft/s	NA	NA
B. Rock	2,500 to 5,000 ft/s	NA	NA
C. Very dense soil and soft rock	1,200 to 2,500 ft/s	>50 blows/ft	>2,000 lb/ft ²
D. Stiff soil	600 to 1,200 ft/s	15 to 50 blows/ft	1,000 to 2,000 lb/ft ²
E. Soft clay soil	<600 ft/s	<15 blows/ft	<1,000 lb/ft ²
	Any profile with more than 10 ft of soil that has the following characteristics:		
	— Plasticity index $PI > 20$,		
	— Moisture content $w \geq 40\%$,		
	— Undrained shear strength $\bar{s}_u < 500$ lb/ft ²		
F. Soils requiring site response analysis in accordance with Section 21.1	See Section 20.3.1		

Note: For SI: 1 ft = 0.3048 m; 1 ft/s = 0.3048 m/s; 1 lb/ft² = 0.0479 kN/m².

Nota: La tabla muestra los tipos de suelo. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 20.3

3.3 Categoría de riesgo

De acuerdo a la ocupación la edificación se ubica en una categoría de riesgo IV, ya que se trata de una estructura esencial.

Tabla 2 *Categoría de riesgo*

Table 1.5-1 Risk Category of Buildings and Other Structures for Flood, Wind, Snow, Earthquake, and Ice Loads

Use or Occupancy of Buildings and Structures	Risk Category
Buildings and other structures that represent low risk to human life in the event of failure	I
All buildings and other structures except those listed in Risk Categories I, III, and IV	II
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial risk to human life	III
Buildings and other structures, not included in Risk Category IV, with potential to cause a substantial economic impact and/or mass disruption of day-to-day civilian life in the event of failure	
Buildings and other structures not included in Risk Category IV (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, hazardous waste, or explosives) containing toxic or explosive substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures designated as essential facilities	IV
Buildings and other structures, the failure of which could pose a substantial hazard to the community	
Buildings and other structures (including, but not limited to, facilities that manufacture, process, handle, store, use, or dispose of such substances as hazardous fuels, hazardous chemicals, or hazardous waste) containing sufficient quantities of highly toxic substances where the quantity of the material exceeds a threshold quantity established by the Authority Having Jurisdiction and is sufficient to pose a threat to the public if released ^a	
Buildings and other structures required to maintain the functionality of other Risk Category IV structures	

Nota: La tabla muestra las diferentes categorías de riesgo. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016)

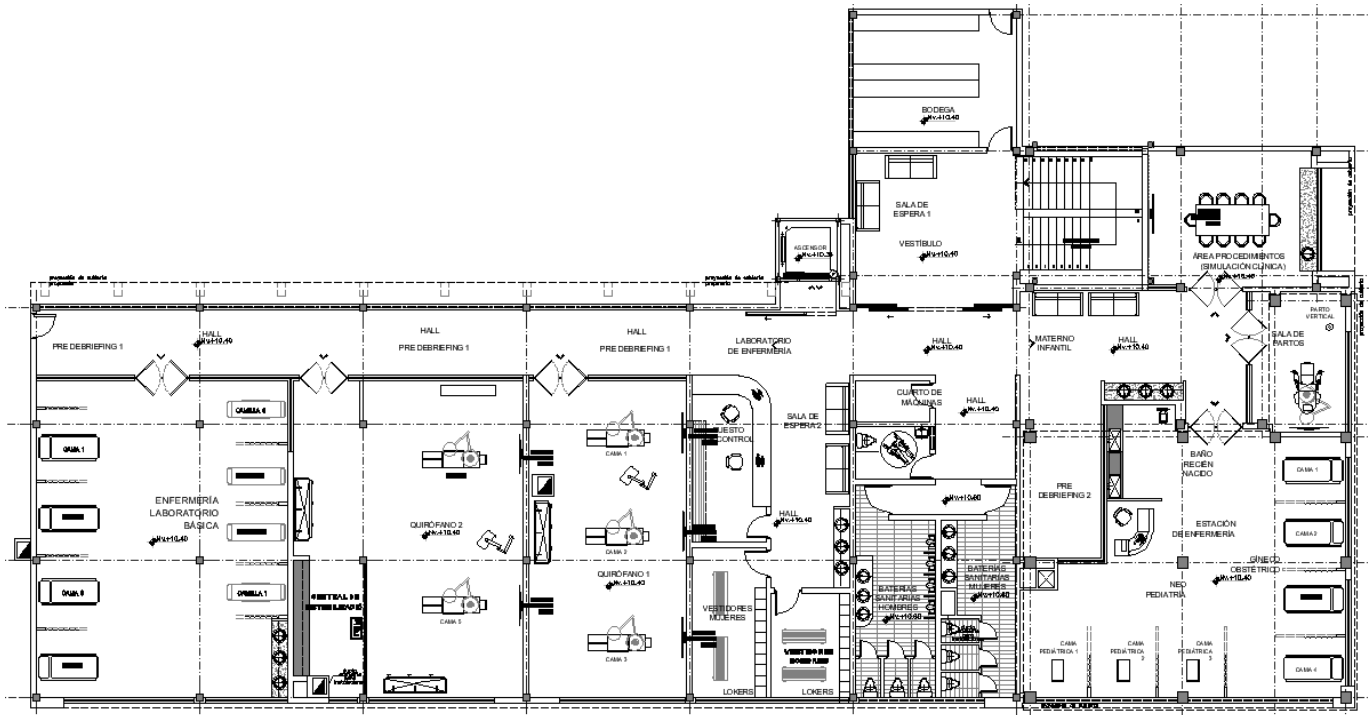
Sección 1.5

3.4 Configuración estructural

Se incluye la distribución en planta de la estructura según la propuesta arquitectónica que consta de 3 niveles, con una altura total de 11.40 m y tiene luces entre 5 a 6 metros.

Figura 4

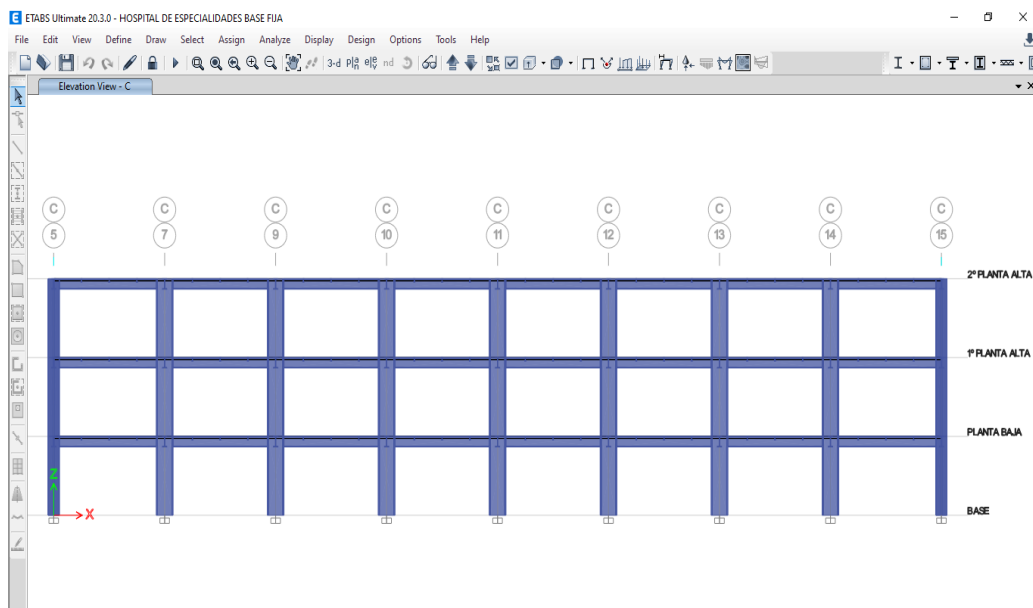
Hospital de especialidades vista en planta



Nota: Distribución de ambientes en planta. Fuente: Planos arquitectónicos

Figura 5

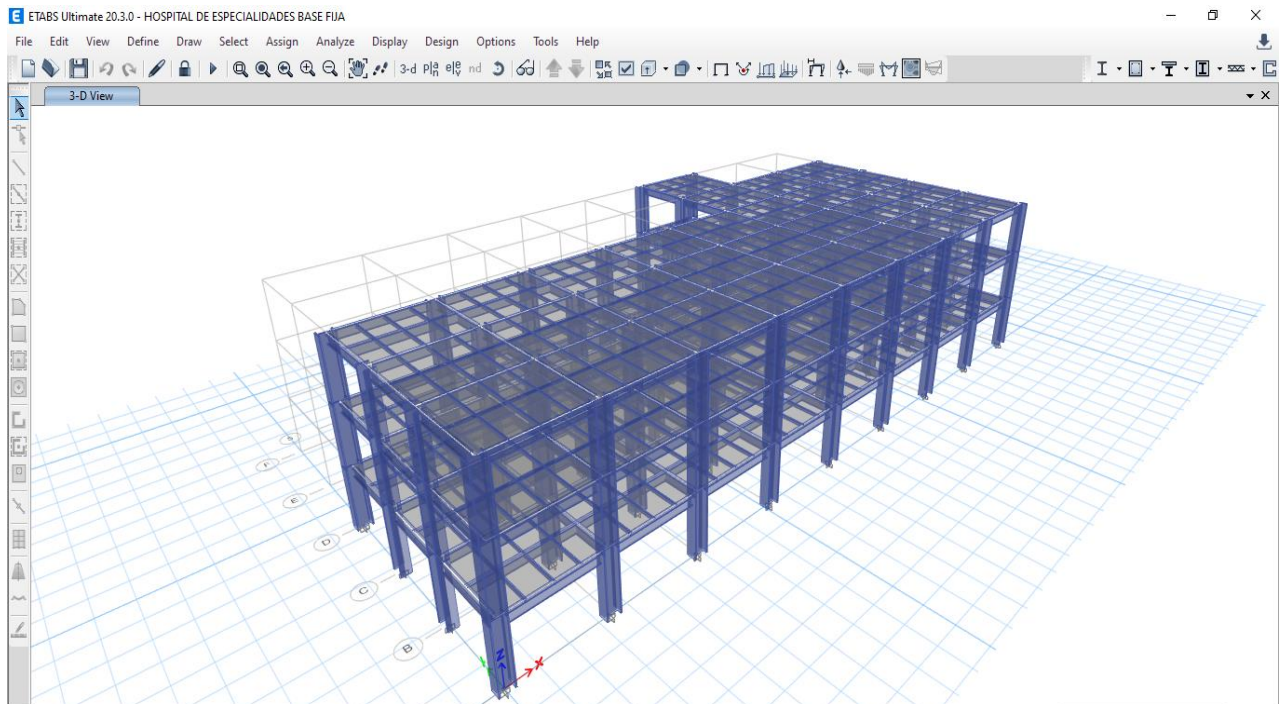
Hospital de especialidades vista en elevación



Nota: La figura muestra la elevación de las tres plantas. Fuente: Modelo matemático ETABS

Figura 6

Hospital de especialidades vista tridimensional



Nota: La figura muestra el modelo 3D. Fuente: Modelo matemático ETABS

3.5 Cargas aplicadas

Las cargas a utilizar en el diseño estructural se consideraron las siguientes:

3.5.1 Carga permanente (incluye peso propio)

Se determina mediante hojas de cálculo el peso total de carga muerta sobre la losa tipo deck por metro cuadrado, considerando el panel más crítico, tal como se indica:

SIMETRÍA Y SENCILLEZ

Datos

L=	48.60	m	Largo de la estructura (siempre mayor)
A=	16.00	m	Ancho de la estructura
H=	11.40	m	Altura total del edificio

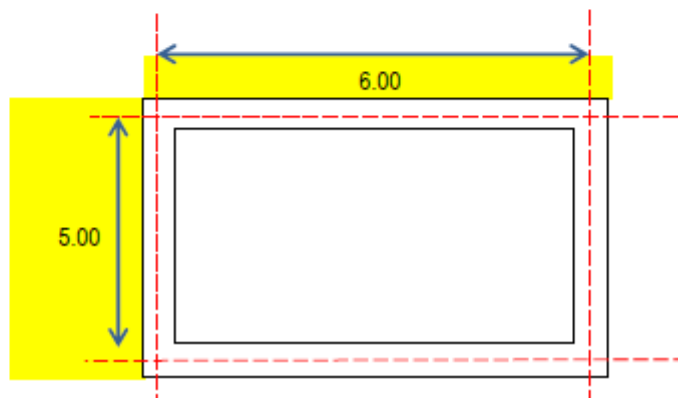
$$\text{Simetría en planta} = \frac{\text{Largo}}{\text{Ancho}} \leq 2,50$$

Simetría en planta = 3.04 NO CUMPLE

$$\text{Simetría en elevación} = \frac{\text{Altura}}{\text{Ancho}} \leq 2,50$$

Simetría en elevación = 0.71 OK

PREDISEÑO



Datos

Cálculo peso panel

P =	6.37	kg/m ²	Peso panel colaborante, e= 0.65 mm (catálogo DISMETAL)
A =	30.00	m ²	Área de diseño
P _{panel} =	191.10	kg	Peso del panel en el área de diseño

DIMENSIONES		PESO
e	Ancho útil	kg/m ²
mm	mm	
0.65	1000	6.37
0.70	1000	6.85
0.76	1000	7.44

Cálculo peso propio

$V =$	$0.1195 \text{ m}^3/\text{m}^2$	Volumen de hormigón deck calibre 0.65 mm de 5 cm de hormigón sobre la cresta (catálogo Kubilos)
$\gamma_{\text{hor. armado}} =$	2400 kg/m^3	Peso específico hormigón armado
$P_{\text{hor. armado}} =$	286.90 kg/m^2	Peso por metro cuadrado de hormigón

Cálculo peso mampostería

$N =$	11.00 u	Número de bloques por metro cuadrado
$P_{\text{bloque}} =$	12.00 kg	Peso bloque 10x20x40
$\gamma_{\text{enlucido - mortero}} =$	2200 kg/m^3	Peso específico mortero y enlucido
$V =$	0.007 m^3	Volumen enlucido y mortero en bloques
$P_{\text{enlucido y mortero}} =$	14.78 kg	Peso mortero y enlucido
$P_{\text{bloque, mort. y enlucido}} =$	294.62 kg/m^2	Peso bloques, mortero y enlucidos por metro cuadrado de mampostería
$h =$	3.80 m	Altura de entrepiso
$L =$	4.75 m	Longitud más desfavorable de mampostería
$A =$	18.05 m^2	Área de mampostería
$P_{\text{mampostería vano}} =$	5317.96 kg	Peso de mampostería en el vano analizado
$A_{\text{vano}} =$	30.00 m^2	Área del vano analizado
$P_{\text{mampostería}} =$	265.90 kg/m^2	Peso de mampostería por metro cuadrado

Cálculo peso acabados

$P_{\text{cerámica}} =$	78.49 kg/m^2	Peso según la normativa ASCE 7
$P_{\text{cielo falso}} =$	10.19 kg/m^2	Peso según la normativa ASCE 7
$P_{\text{acabados, piso y cielo falso}} =$	88.69 kg/m^2	

Cálculo de carga muerta total

$$CM = 647.85 \text{ kg/m}^2$$

3.5.1.1 Cálculo peso de mampostería

Dentro de las cargas permanentes se encuentra el peso de las mamposterías, las cuales son parte integrante de los elementos no estructurales de edificaciones de vivienda, oficinas, teatros, auditorios, etc. La mayoría de los códigos de construcción actualmente en vigencia no establecen el valor de carga por metro cuadrado de superficie correspondiente a paredes de mamposterías para viviendas. En el apéndice 4 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción únicamente se establece un peso unitario de 12 kN/m^3 para bloques huecos de hormigón y 8.5 kN/m^3 para bloques huecos de hormigón alivianados. Se observa una falta de información en lo referente a la determinación de la carga permanente correspondiente a paredes de mampostería, que debe aplicarse en el diseño estructural (Páez Espinosa & Páez Vargas, 2018).

Para el proyecto se considera la investigación de (Páez Espinosa & Páez Vargas, 2018) que detalla el peso por cada metro cuadrado de mampostería. En este caso, según la configuración de los ambientes que indica el diseño arquitectónico del proyecto se propone utilizar bloque alivianado de 15 centímetros para una dosificación de mortero 1:4 con cemento Portland tipo 1P y arena fina. Con enlucidos para ambos lados de 1.5 centímetros de espesor.

Tabla 3 *Peso por metro cuadrado de mampostería*

Ítem			Bloque alivianado
Ancho nominal (cm)			15
Número de mampuestos por m ²			12.79
Peso individual del mampuesto (kg)			6.30
Mortero de unión (m ³)			0.0367
Mortero de enlucido (m ³)			0.0400
Espesor de pared (m)			0.1790
Mortero	Dosificación	Densidad (kg/m ³)	Peso por m ² de mampostería (kg/cm ²)
Arena fina	1:4	1680.46	213.13

Nota: La tabla muestra las características de la mampostería del proyecto. Fuente: (Páez Espinosa & Páez Vargas, 2018)

A continuación, se presenta el cálculo del área de mampostería para la edificación considerando la longitud en planta y altura de pared a nivel de cielo raso

Tabla 4 Características de la mampostería

Características de las mamposterías	
Longitud de pared (m)	3.25
Ancho total de pared (m)	140.15
Área (m ²)	455.50
Peso total (kg)	97080.96
Área bruta (m ²)	461.73
Peso (kg/m ²)	210.26

Nota: La tabla muestra las dimensiones de la mampostería para determinar la carga por metro cuadrado. Elaborado por: La autora

Como se ha indicado la alternativa que se recomienda es mampostería de bloque liviano de 15 cm a fin de reducir el peso por metro cuadrado, de esta manera se justifica el cálculo de la carga permanente por paredes para el análisis estructural de la edificación en estudio.

3.5.2 Carga viva

De acuerdo al tipo de ocupación de la estructura se tiene uso de hospital para los 3 pisos, teniendo dos tipos de carga que corresponde a cuartos de pacientes y sala de quirófanos – laboratorios, adicionalmente se considera la carga para cubierta inaccesible, tal como se indica:

Tabla 5 Carga viva

Table 4.3-1 Minimum Uniformly Distributed Live Loads, L_o , and Minimum Concentrated Live Loads

Occupancy or Use	Uniform, L_o , psf (kN/m ²)	Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Multiple-Story Live Load Reduction Permitted? (Sec. No.)	Concentrated lb (kN)	Also See Section
Hospitals					
Operating rooms, laboratories	60 (2.87)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Patient rooms	40 (1.92)	Yes (4.7.2)	Yes (4.7.2)	1,000 (4.45)	
Roofs					
Ordinary flat, pitched, and curved roofs	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		4.8.1
Roof areas used for occupants	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)			
Vegetative and landscaped roofs					
Roof areas not intended for occupancy	20 (0.96)	Yes (4.8.2)	—		
Roof areas used for assembly purposes	100 (4.70)	Yes (4.8.3)	—		
Roof areas used for other occupancies	Same as occupancy served	Yes (4.8.3)	—		

Nota: Se visualiza los valores de cargas según la ocupación de la estructura. Fuente:

(ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 4.3

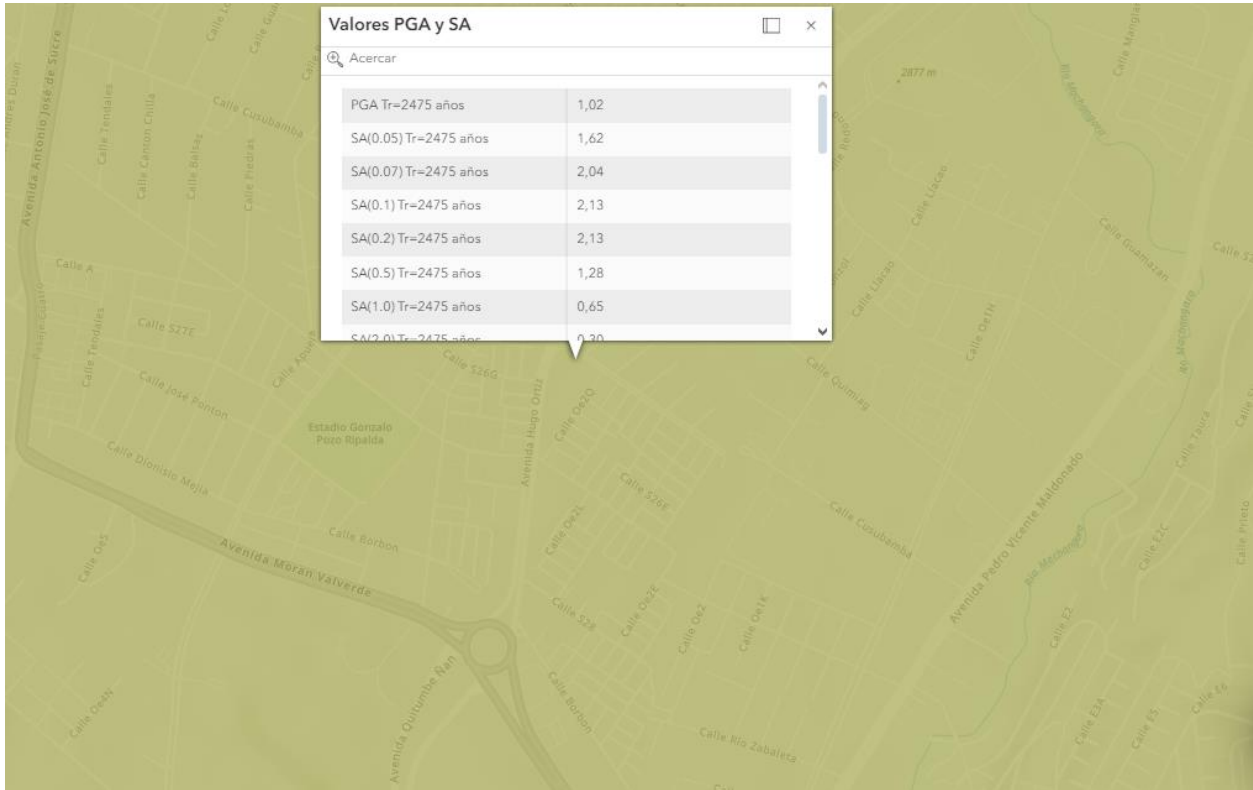
3.6 Parámetros para el diseño sísmico

De acuerdo al estudio realizado por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional IGEPN se tiene el período sísmico probabilístico para un período de retorno de 2475 años que corresponde al nivel de riesgo aceptable requerido por la ASCE 7 para las construcciones de uso especial. Y presenta los resultados en las 3146 cuadrículas de los valores medios de la aceleración horizontal pico PGA y los cuartiles 15, 50 y 84 para dicho período de retorno, que expresado en términos de probabilidades corresponde al 2% de que ese valor de PGA sea excedido una o más veces en los próximos 50 años. Los resultados de aceleración horizontal también están calculados para 7 períodos espectrales a más del PGA siendo los siguientes: 0.07 s, 0.05 s, 0.1 s, 0.2 s, 0.5 s, 1 s y 2 s. Por lo tanto, para el diseño de la estructura se considera el cuartil 84 para un período de 0.2 segundos y 1 segundo respectivamente (INSTITUTO GEOFÍSICO ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, 2023).

Es decir, los parámetros relacionados a la respuesta espectral de aceleración para períodos cortos y para períodos de 1 segundo para el sismo máximo considerado MBE_R y un 5% de amortiguamiento (INSTITUTO GEOFÍSICO ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL, 2023).

Figura 7

Mapa de peligro sísmico probabilístico – período de retorno 2475 años



Nota: Se visualiza valores de aceleraciones espectrales para 7 períodos. Fuente: Mapa digital

IGEPN

Tabla 6 *Valores de aceleraciones para diferentes períodos espectrales – período de retorno 2475 años*

Espectro de respuesta de Amenaza Uniforme en				
Período de retorno 2475 años, Punto de Coordenadas: Tr=2475 años; centroide: [lat=-0.28; lon=-78.52]				
Período,	Media[g],	Q_16[g],	Q_50[g],	Q_84[g]
0.0000,	1.0246,	0.7288,	0.9468,	1.1780
0.0500,	1.6195,	1.1753,	1.5118,	1.9072
0.0700,	2.0425,	1.4886,	1.9209,	2.1300
0.1000,	2.1300,	1.8937,	2.1300,	2.1300
0.2000,	2.1300,	1.7446,	2.1300,	2.1300
0.5000,	1.2809,	0.8804,	1.1999,	1.5440
1.0000,	0.6519,	0.4392,	0.5537,	0.7768
2.0000,	0.3030,	0.1998,	0.2494,	0.3952

Nota: Se visualiza los valores de aceleraciones espectrales para períodos cortos y para períodos de un segundo. Fuente: Mapa digital IGEPN

Para el análisis del proyecto se considera los valores del cuartil 84 ya que representa datos que muestra valores de PGA menores al 84% para una probabilidad del 2% en 50 años. Es decir, para edificaciones de uso especial se exigen mayores niveles de seguridad, por lo tanto, se utiliza un periodo de retorno más largo y una probabilidad de excedencia más baja. Para el estudio se utiliza aceleraciones espectrales $S_s = 2.1300$ g y $S_1 = 0.7768$ g.

Para determinar los valores de los factores de sitio, según la clasificación corresponde un suelo tipo E.

Tabla 7 *Coefficiente de sitio para período corto*

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE_R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period

Site Class	$S_s \leq 0.25$	$S_s = 0.5$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.0$	$S_s = 1.25$	$S_s \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_s .

Nota: Se visualiza el capítulo a revisar para obtener los valores de F_a para un tipo de suelo.

Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 11.4

Tabla 8 Coeficiente de sitio para un período de 1 segundo

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period					
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

Nota: Se visualiza la sección a revisar para obtener los valores del coeficiente F_v para un tipo de suelo. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 11.4

Por lo tanto, según la sección 11.4.8 de la normativa para suelos tipo E se debe revisar la sección 21.2.2 obteniendo valores de $F_a = 1.0$ y $F_v = 4$, con lo obtenido se procede a calcular los parámetros relacionado a la respuesta espectral de aceleración para períodos cortos y para un segundo, del sismo máximo considerado MCE_R y para un amortiguamiento del 5% ajustado para efectos de sitio.

$$S_{MS} = F_a * S_S$$

$$S_{MS} = 1.00 * 2.1300 \text{ g}$$

$$S_{MS} = 2.1300 \text{ g}$$

$$S_{M1} = F_v * S_1$$

$$S_{M1} = 4.00 * 0.7768 \text{ g}$$

$$S_{M1} = 3.1072 \text{ g}$$

Para determinar los valores de aceleración espectral para los períodos cortos y de un segundo, se tiene:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * S_{MS}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} * 2.1300 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 1.4200 \text{ g}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * S_{M1}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} * 3.1072 \text{ g}$$

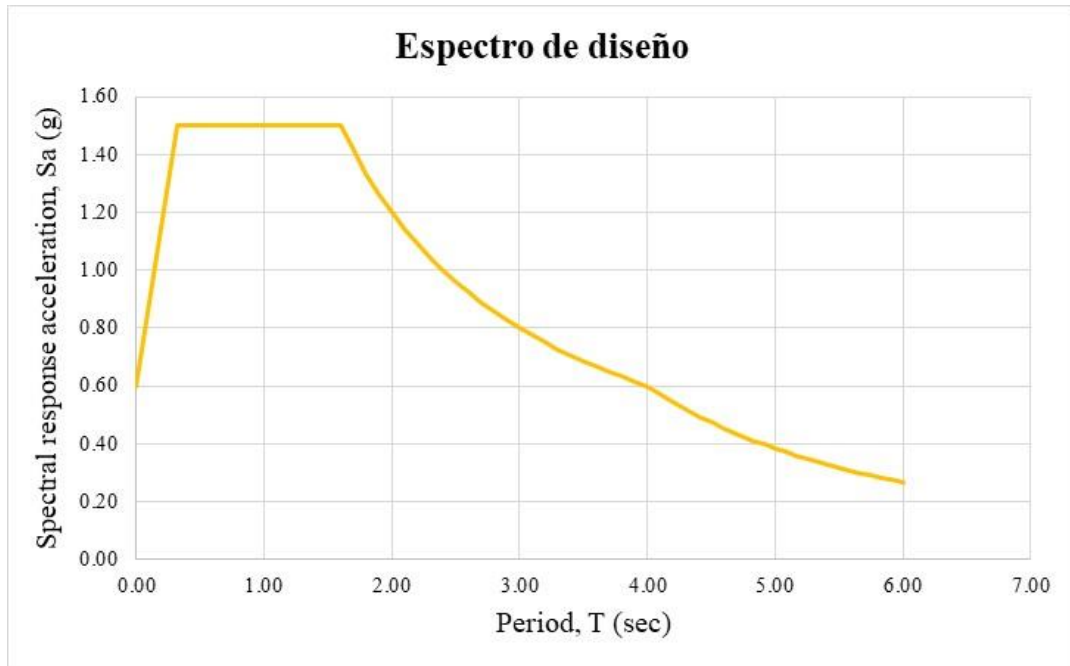
$$S_{D1} = 2.0715 \text{ g}$$

Para el caso en estudio se considera un período de transición largo de $T_L = 6 \text{ s}$.

Para determinar el espectro de diseño se considera los parámetros de la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016), teniendo lo siguiente:

Figura 8

Espectro de diseño para la edificación



Nota: Se visualiza el espectro de diseño según la normativa ASCE 7. Elaborado por: La autora

El factor de importancia del proyecto se determina según la categoría de riesgo a la que corresponde en este caso IV. Por lo tanto, se tiene un valor de $I_e = 1.50$

Tabla 9 *Factor de importancia*

Table 1.5-2 Importance Factors by Risk Category of Buildings and Other Structures for Snow, Ice, and Earthquake Loads

Risk Category from Table 1.5-1	Snow Importance Factor, I_s	Ice Importance Factor—Thickness, I_t	Ice Importance Factor—Wind, I_w	Seismic Importance Factor, I_e
I	0.80	0.80	1.00	1.00
II	1.00	1.00	1.00	1.00
III	1.10	1.15	1.00	1.25
IV	1.20	1.25	1.00	1.50

Note: The component importance factor, I_p , applicable to earthquake loads, is not included in this table because it depends on the importance of the individual component rather than that of the building as a whole, or its occupancy. Refer to Section 13.1.3.

Nota: Se visualiza el valor de I_e para la categoría de riesgo. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016)

Sección 1.5

3.7 Determinación de la fuerza lateral equivalente

En primera instancia se procede a definir el período fundamental para este método, utilizando los parámetros indicados.

Tabla 10 Coeficientes C_t y x

Table 12.8-2 Values of Approximate Period Parameters C_t and x

Structure Type	C_t	x
Moment-resisting frame systems in which the frames resist 100% of the required seismic force and are not enclosed or adjoined by components that are more rigid and will prevent the frames from deflecting where subjected to seismic forces:		
Steel moment-resisting frames	0.028 (0.0724) ^a	0.8
Concrete moment-resisting frames	0.016 (0.0466) ^a	0.9
Steel eccentrically braced frames in accordance with Table 12.2-1 lines B1 or D1	0.03 (0.0731) ^a	0.75
Steel buckling-restrained braced frames	0.03 (0.0731) ^a	0.75
All other structural systems	0.02 (0.0488) ^a	0.75

^aMetric equivalents are shown in parentheses.

Nota: Se visualiza el valor de los coeficientes, según la tipología estructural. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 12.8

Por lo tanto, el valor del período fundamental aproximado se tiene:

$$T_a = C_t h_n^x$$

$$T_a = 0.0724 * 11.40^{0.8}$$

$$T_a = 0.5073 \text{ s}$$

Del mismo modo el valor el período máximo para un valor de $S_{D1} = 2.0715 \text{ g}$, corresponde a:

Tabla 11 Coeficiente C_u en función de S_{D1}

Table 12.8-1 Coefficient for Upper Limit on Calculated Period

Design Spectral Response Acceleration Parameter at 1 s, S_{D1}	Coefficient C_u
≥0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

Nota: Se evidencia el valor de C_u en función de la aceleración espectral S_{D1} . Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 12.8

$$T_{m\acute{a}x} = C_u T_a$$

$$T_{m\acute{a}x} = 1.4 * 0.5073 \text{ s}$$

$$T_{m\acute{a}x} = 0.7102 \text{ s}$$

El valor del período de la estructura obtenido para el primer modo de vibración mediante el programa computacional es 0.321 s.

A continuación, se procede a calcular el valor de las propiedades de vibración del sistema sin aislamiento, teniendo lo siguiente:

El peso en cada piso corresponde a obtener el peso total que resulta de la sumatoria del peso propio más el peso que incluye la carga muerta obtenido del programa estructural para el número de pisos del proyecto.

$$W = \frac{1758410.57 \text{ kgf} + 893541.60 \text{ kgf}}{4}$$

$$W = \frac{2651952.17}{4} \text{ kgf}$$

$$W = 662988.0425 \text{ kgf}$$

$$g = 980.44 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}$$

El valor de la masa se obtiene como:

$$m = \frac{W}{g}$$

$$m = \frac{662988.0425 \text{ kgf}}{980.44 \frac{\text{cm}}{\text{s}^2}}$$

$$m = 676.2148 \frac{\text{kgf s}^2}{\text{cm}}$$

$$E_s = 2038902.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de elasticidad del acero}$$

$$I_y = 162539.20 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia eje fuerte}$$

$$N^{\circ}_{\text{columnas-piso}} = 9 \quad \text{Número de columnas por piso}$$

$$\zeta = 0.05 \quad \text{Relación de amortiguamiento}$$

$$L = 380 \text{ cm} \quad \text{Longitud de entrepiso}$$

Se procede a determinar el valor de rigidez por cada piso asumiendo como estructura que corresponde a edificios de corte que posee vigas y conexiones viga – columna de rigidez infinita, tal como se indica:

$$k = \frac{12 E_s I_y}{L^3} * N^{\circ}_{\text{columnas-piso}}$$

$$k = \frac{12 * 2038902.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} * 162539.20 \text{ cm}^4}{(380 \text{ cm})^3} * 9$$

$$k = 652270.088 \frac{kgf}{cm}$$

Se obtiene el valor del período de vibración como se indica:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}}$$

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{676.2148 \frac{kgf \cdot s^2}{cm}}{652270.088 \frac{kgf}{cm}}}$$

$$T = 0.202 \text{ s}$$

A continuación, se realiza el análisis aplicando la metodología de fuerza lateral equivalente. En consecuencia, se procede a determinar el parámetro de respuesta sísmica, teniendo lo siguiente:

De forma general:

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$C_s = \frac{1.4200 \text{ g}}{\left(\frac{8}{1.5}\right)}$$

$$C_s = 0.2663$$

Donde:

S_{DS} : Aceleración espectral de diseño para período de rango corto

R : Factor de modificación de respuesta estructural

I_e : Factor de importancia

Para períodos fundamentales menores al período largo se permite:

$$T \leq T_L$$

$$0.7102 \text{ s} \leq 8 \text{ s} \quad \text{CUMPLE}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{2.0715 \text{ g}}{0.7102 \left(\frac{8}{1.5} \right)}$$

$$C_s = 0.5469$$

Donde:

S_{D1} : Aceleración espectral de diseño para un período de 1 segundo

T: Período fundamental de la estructura

R: Factor de modificación de respuesta estructural

I_e : Factor de importancia

Adicional se debe verificar que C_s no debe ser menor que:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e > 0.01$$

$$C_s = 0.044 * 1.4200 * 1.5 > 0.01$$

$$C_s = 0.0937 > 0.01$$

Para este caso donde S_1 es igual o mayor a 0.6 g, el valor del coeficiente C_s no puede ser menor que:

$$C_s = \frac{0.5 S_1}{\left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{0.5 * 0.7768}{\left(\frac{8}{1.5}\right)}$$

$$C_s = 0.0728$$

Se evidencia que la verificación de los valores mínimos calculados no es significativa, por lo tanto, según los valores obtenidos el valor que gobierna para el coeficiente de respuesta sísmica es $C_s = 0.5469$

Una vez obtenido el coeficiente C_s y el peso total de la estructura que corresponde a $W = 2651.9522$ tf, se determina el valor del cortante basal.

$$V = C_s W$$

$$V = 0.5469 * 2651.9522 \text{ tf}$$

$$V = 1450.353 \text{ tf}$$

3.8 Distribución de fuerzas sísmicas laterales

La fuerza sísmica aplicada para cada nivel de la estructura se determina por medio de las ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

El valor del coeficiente k se debe calcular de acuerdo con lo siguiente: Para estructuras con períodos de 0.5 s o menos, $k = 1$; para estructuras con un período de 2.5 s o más, $k = 2$ y para estructuras con un período entre 0.5 s y 2.5 s, k se debe determinar por medio de interpolación lineal entre 1 s y 2 s (ASCE/SEI 7-16, 2016). Para este caso el valor $k = 1$

Finalmente se indica el peso sísmico que se obtiene del programa, teniendo lo siguiente:

Tabla 12 *Distribución vertical de fuerzas sísmicas*

Piso	Altura (m)	Fuerza lateral kgf
2° PLANTA ALTA	11.4	370435.65
1° PLANTA ALTA	7.6	458518.27
PLANTA BAJA	3.8	229259.14

Nota: Se evidencia los valores de la fuerza sísmica por piso. Elaborado por: La autora

3.9 Estructura de acero

El proyecto en estudio se diseña en estructura de acero, cuyo material presenta las siguientes características:

Alta resistencia: Este material presenta una elevada resistencia a la tracción, compresión y flexión, lo que permite que las estructuras sean capaces de soportar grandes cargas.

Ductilidad: Esta propiedad le otorga al acero estructural la capacidad de deformarse considerablemente antes de la fractura, por lo tanto, lo hace muy resistente a cargas cíclicas y sismos.

Homogeneidad: La composición química de este material es relativamente homogénea, lo que garantiza una alta previsión de su comportamiento bajo carga.

3.10 Prediseño de elementos estructurales

Una vez definido la configuración y parámetros de diseño de la estructura se realiza un prediseño inicial de las dimensiones de los elementos que conforman la edificación, para lo cual se adjunta el cálculo del programa mathcad, según la normativa (ANSI/AISC 360-22, 2022).

El propósito de incluir y realizar éstos chequeos es porque al tratarse de una estructura esencial el diseño de los elementos debe garantizar que funcionen de manera adecuada y contribuyan al buen desempeño sísmico.

COMPROBACIÓN DE COLUMNA FUERTE - VIGA DÉBIL

1.- Datos

$H := 3.80 \cdot m$	Altura de Piso
$L_{A,B} := 6.00 \cdot m$	Longitud tramo A-B
$L_{B,C} := 6.00 \cdot m$	Longitud tramo B-C

2.- Propiedades de los materiales

$F_{yb} := 3500 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$	Tensión cedente de la viga	$F_{yc} := 3500 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$	Tensión cedente de la columna
$F_{yp} := 3500 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$	Tensión cedente de las planchas	$E := 2038902.13 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$	Modulo de elasticidad del acero
$R_{yb} := 1.1$	Factor de resistencia esperada en fluencia	$R_{yc} := 1.1$	Factor de resistencia esperada en rotura

3.- Secciones

Secciones a utilizar para vigas : I 450

$d_b := 450 \cdot mm$	Altura de la sección	$A_b := 225 \cdot cm^2$	Área bruta
$b_{fb} := 250 \cdot mm$	Ancho del ala	$S_{xb} := 3104.20 \cdot cm^3$	Modulo elástico
$t_{fb} := 25 \cdot mm$	Espesor del ala	$Z_{xb} := 3656.30 \cdot cm^3$	Modulo plástico
$t_{wb} := 25 \cdot mm$	Espesor del alma	$I_{xb} := 69843.80 \cdot cm^4$	Inercia en x
$r_b := 0 \cdot mm$	Radio de curvatura	$I_{yb} := 6562.50 \cdot cm^4$	Inercia en y
$J_b := 481.80 \cdot cm^4$	Constante torsional		

$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 17.619 \text{ cm}$	Radio de giro en x	$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 42.5 \text{ cm}$	Distancias entre centroides de alas
$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 5.401 \text{ cm}$	Radio de giro en y	$k_b := t_{fb} + r_b = 25 \text{ mm}$	Distancias entre centroides de alas

- Constante de torsión de alabeo

Altura libre del Alma

$$C_{wb} := t_{fb} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{fb}^3}{24} = 2939860.026 \text{ cm}^6$$

$$h_b := d_b - 2 \cdot k_b = 400 \text{ mm}$$

Secciones a utilizar para columnas: I 800

$d_c := 800 \cdot mm$	Altura de la sección	$A_c := 859.50 \cdot cm^2$	Área bruta
$b_{fc} := 600 \cdot mm$	Ancho del ala	$S_{xc} := 22616.50 \cdot cm^3$	Modulo elástico
$t_{fc} := 45 \cdot mm$	Espesor del ala	$S_{yc} := 5418.00 \cdot cm^3$	Modulo elástico
$t_{wc} := 45 \cdot mm$	Espesor del alma	$Z_{xc} := 26056.10 \cdot cm^3$	Modulo plástico
$r_c := 0 \cdot mm$	Radio de curvatura	$Z_{yc} := 8459.40 \cdot cm^3$	Modulo plástico
$J_c := 5938.30 \cdot cm^4$	Constante torsional	$I_{xc} := 904661.60 \cdot cm^4$	Inercia en x
		$I_{yc} := 162539.20 \cdot cm^4$	Inercia en y
$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 17.619 \text{ cm}$	Radio de giro en x	$h_{oc} := d_c - t_{fc} = 75.5 \text{ cm}$	Distancias entre centroides de alas
$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 5.401 \text{ cm}$	Radio de giro en y	$k_c := t_{fc} + r_c = 45 \text{ mm}$	Distancias entre centroides de alas
	• Constante de torsión de alabeo		Altura libre del alma
	$C_{wc} := t_{fc} \cdot h_{oc}^2 \cdot \frac{b_{fc}^3}{24} = 230860125 \text{ cm}^6$		$h_c := d_c - 2 \cdot k_c = 710 \text{ mm}$

4. Determinación de cortes y momentos en rótulas plásticas

La sección E3. SPECIAL MOMENT FRAME (SMF) del código ANSI/AISC 341-22, define que las secciones deben tener capacidad de deformación inelástica a través de la capacidad a flexión. Las columnas deben diseñarse para que sean mas fuertes que las vigas.

E3.4a. Requerimientos del sistema: Para establecer un criterio columna fuerte-viga débil, debe cumplirse en cada junta la relación de momentos presentadas, salvo algunas excepciones.

M^*pc : Sumatoria de las resistencias teóricas a flexión plástica de las columnas

$$\sum M^*pc = M^*pc_{superior} + M^*pc_{inferior}$$

M^*pb : Sumatoria de las resistencias esperadas a flexión ubicadas en las rotulas plásticas de las vigas,

$$\sum M^*pb = M^*pb_{izquierda} + M^*pb_{derecha}$$

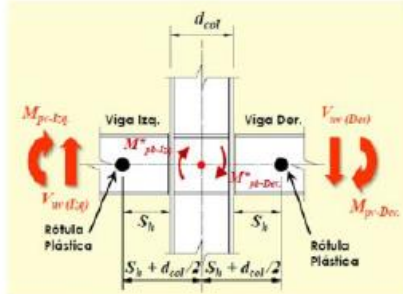
De no cumplirse la relación de momentos presentada, podría generarse un mecanismo de colapso de piso al desarrollarse rotulas plásticas en columnas de un mismo nivel

$$\frac{\sum M^*pc}{\sum M^*pb} > 1$$

4.1 Cálculo de M*pb

ANSI/AISC 341-22_E3.3

La ecuación toma la resistencia esperada a flexión mas la resistencia a flexión producto del corte por capacidad.



$$M^*pb_{izquierda} = M_{pr-Izq} + M_{uv}$$

M_{pr} : Resistencia esperada a flexion actuando en la rótula plastica de la viga.

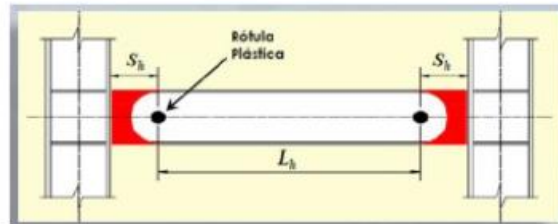
M_{uv} : Momento adicional por corte por capacidad

$$M_{pr-Izq} := 1.1 \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 154844.305 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{pr-Dez} := 1.1 \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 154844.305 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Distancia donde ocurre la rótula plástica (depende de la conexión) valor asumido.

$$S_H := 0 \cdot \text{cm}$$



$$L_{H_AB} := L_{A_B} - 2 \cdot S_H - d_c = 5.2 \text{ m}$$

Distancia entre rótulas plásticas

$$V_{p_Izq} := \frac{2 \cdot M_{pr_Izq}}{L_{H_AB}} = 59555.502 \text{ kgf}$$

Corte por capacidad en la rótula plástica en la viga 1

Corte por capacidad en la rótula plástica en la viga 2

$$V_{p_Der} := V_{p_Izq} = 59555.502 \text{ kgf}$$

$$V_g := 0 \cdot \text{kgf}$$

Corte gravitacional en la rótula plástica

El corte resistente esperado en la rótula plástica, se obtiene sumando el corte por capacidad más el corte gravitacional con su correspondiente signo.

$$V_{ub_1} := V_{p_Izq} + V_g = 59555.502 \text{ kgf}$$

Corte resistente esperado en la rótula plástica en la viga 1

$$V_{ub_2} := V_{p_Der} + V_g = 59555.502 \text{ kgf}$$

Corte Resistente esperado en la rótula plástica en la viga 2

4.2 Cálculo de los momentos probables en vigas

$$M_{pb_{izq}} := M_{pr_{Izq}} + V_{ub_1} \cdot \left(S_H + \frac{d_c}{2} \right) = 178666.506 \text{ kgf} \cdot m \quad \text{Momento máximo probable en la viga 1}$$

$$M_{pb_{Der}} := M_{pr_{Der}} + V_{ub_2} \cdot \left(S_H + \frac{d_c}{2} \right) = 178666.506 \text{ kgf} \cdot m \quad \text{Momento máximo probable en la viga 1}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de las vigas que llegan al nodo

$$Mp_{viga} := M_{pb_{izq}} + M_{pb_{Der}} = 357333.012 \text{ kgf} \cdot m$$

4.3 Cálculo de los momentos probables en columnas

El momento máximo probable en columnas se obtiene tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada en las combinaciones con sismo.

$$P_{u_{c1}} := 277.9918 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{u_{c2}} := 277.2790 \cdot \text{tonnef}$$

$$M_{pc_superior} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u_{c2}}}{A_c} \right) = 827905.218 \text{ kgf} \cdot m \quad \text{Momento máximo probable en la columna superior}$$

$$M_{pc_inferior} := Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{P_{u_{c1}}}{A_c} \right) = 827689.13 \text{ kgf} \cdot m \quad \text{Momento máximo probable en la columna inferior}$$

Sumatoria de momentos máximos probables de las columnas que llegan al nodo

$$Mp_{columna} := M_{pc_superior} + M_{pc_inferior} = 1655594.347 \text{ kgf} \cdot m$$

4.4 Chequeo de la relación de momentos en el nodo

$$\frac{Mp_{columna}}{Mp_{viga}} = 4.633$$

COMPROBACIÓN DE ELEMENTOS A FLEXIÓN Y CORTE

ELEMENTOS A FLEXIÓN

1.- Longitud de la viga

$$L_{A-B} := 6.00 \cdot m$$

2.- Propiedades de los materiales

$$F_{yb} := 3500 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$R_{yb} := 1.1$$

$$E = 2038902.13 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$R_{tb} := 1.1$$

3.- Propiedad de la viga tipo I 500

$$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 17.619 \text{ cm}$$

Radio de giro en x

$$h_{ob} := d_b - t_{fb} = 42.5 \text{ cm}$$

Distancias entre centroides de alas

$$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 5.401 \text{ cm}$$

Radio de giro en y

$$k_b := t_{fb} + r_b = 25 \text{ mm}$$

Espesor del ala + curvatura

$$h_b := d_b - 2 \cdot k_b = 400 \text{ mm}$$

Altura libre del alma

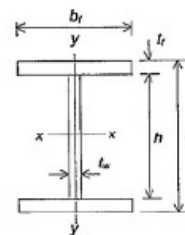
$$S_{xb} := \frac{I_{xb}}{\frac{d_b}{2}} = 3104.169 \text{ cm}^3$$

$$J_b := 261.30 \cdot cm^4$$

- Constante de torsión de alabeo

$$C_{wb} := t_{fb} \cdot h_{ob}^2 \cdot \frac{b_{fb}^3}{24} = 2939860.026 \text{ cm}^6$$

4.- Revisión del pandeo local en vigas



AISC 341-2010. Sección D.1_1.a

Las alas y el alma de la viga deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad conforme a la norma ANSI/AISC 341-22, a fin de evitar el pandeo local. De no cumplirse la relación ancho/espesor, la cual debe ser menor al límite normativo, definido en la tabla D1.1 Limiting width-to-thickness ratios for compresión elements for moderately ductile and highly ductile members, se debe cambiar la sección de la viga utilizada.

- Para las alas se tiene:

$$\frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} < 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad \text{Límite para alta ductilidad}$$

$$\lambda_{ala_b} := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 5$$

$$\lambda_{ala_max_b} := 0.3 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 6.904$$

si λ_{ala_b} es menor o igual a $\lambda_{ala_max_b}$, CUMPLE

• Para el alma se tiene:

$$\frac{h_b}{t_{wb}} < 2.5 \cdot (1 - Ca)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \quad Ca := 0$$

$$\lambda_{ala_b} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 16$$

$$\lambda_{ala_max_b} := 2.5 \cdot (1 - Ca)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 57.532$$

si λ_{ala_b} es menor o igual a $\lambda_{ala_max_b}$, CUMPLE

5.- Revisión de la longitud no arriostrada de la viga



N_{st} : Número de soportes laterales de la viga $N_{st} := 3$

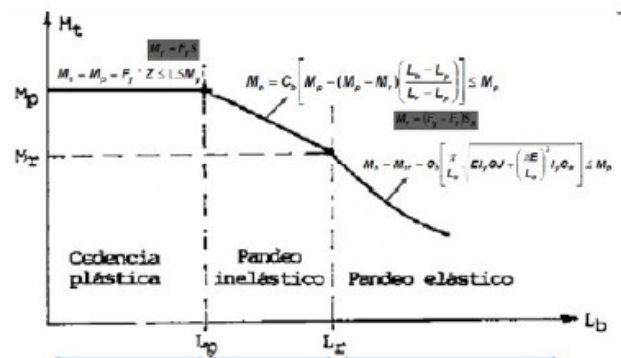
$$L_{b_max} := 0.086 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{F_{yb}} = 2.706 \text{ m} \quad \text{AISC 341-2022. Sección D.1_2b.}$$

$$L_{b_AB} := \frac{L_{A,B}}{(N_{st} + 1)} = 1.5 \text{ m}$$

si L_{b_AB} es menor o igual a L_{b_max} , CUMPLE

Si no se cumple la condición L_{b_AB} es menor o igual a L_{b_max} , se deben aumentar el numero de soportes laterales o aumentar la sección de la viga

6.- Revisión de las vigas por flexión



$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 2.294 \text{ m} \quad \text{Longitud límite de comportamiento plástico definida en AISC 360-16 (F2-5)}$$

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 127.971 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{Momento plástico de la sección definida en AISC 360-16 (F2-1)}$$

La longitud límite L_r define el punto a partir del cual el comportamiento es elástico.

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 6.703 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro efectivo definido en AISC 360-16 } r_{ts} := \text{ (F2-7), ver nota página 97}$$

$C := 1$ Para secciones I con simetría doble definido en AISC 360-16 (F2-8a) para canales ver (F2-8b)

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right) + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yb}}{E}\right)^2}} = 8.197 \text{ m}$$

$$C_b := 1.402$$

7.- Determinación del esfuerzo crítico AISC 360-16 (F2-4)

$$F_{cr_{AB}} := \frac{C_b \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_{b_{AB}}}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \left(\frac{J_b \cdot C}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right) \cdot \left(\frac{L_{b_{AB}}}{r_{ts}}\right)^2} = 58469.305 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Se deben estudiar tres casos: $L_p = 2.294 \text{ m}$ $L_{b_{AB}} = 1.5 \text{ m}$ $L_r = 8.197 \text{ m}$

Caso a) $L_{b_{AB}} \leq L_p$ AISC 360-16 (F2-1) $M_{n1} := M_p = 127.971 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Caso b) $L_p < L_{b_{AB}} \leq L_r$

$$M_{n2_{b_{AB}}} := C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left(\frac{L_{b_{AB}} - L_p}{L_r - L_p} \right) \right) \leq M_p$$

$$M_{n2_{b_{AB}}} := \min \left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot F_{yb} \cdot S_{xb}) \cdot \left(\frac{L_{b_{AB}} - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), M_p \right) = 127.971 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso c) $L_{b_{AB}} > L_r$ Se debe aplicar la ecuación F2-3 y debe ser menor a M_p

AISC 360-16 (F2-3)

Viga tramo A-B $M_{n_{c_{AB}}} := F_{cr_{AB}} \cdot S_{xb} \leq M_p$

$$M_{n3_{c_{AB}}} := \min(F_{cr_{AB}} \cdot S_{xb}, M_p) = 127.971 \text{ tonnef} \cdot m$$

Finalmente se obtiene la resistencia a flexión

$$M_{n_{AB}} := \min(M_{n1}, M_{n2_{b_{AB}}}, M_{n3_{c_{AB}}}) = 127.971 \text{ tonnef} \cdot m$$

Nota: M_n debe ser menor a M_p

Si esta condición no cumple implica que la viga falla por pandeo lateral torsional y habría que disminuir la longitud no arriostrada, incorporando mas soportes laterales, o bien, aumentar la sección.

Momento último máximo en la viga AB

$$M_{u_{b_{AB}}} := 69.966 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

$$\Phi := 0.90$$

Factor de minoración para elementos solicitados a flexión

$$\Phi \cdot M_{n_{AB}} = 115.173 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

8.- Utilidad de la sección

Utilidad en la viga AB

$$\frac{M_{u_{b_{AB}}}}{\Phi \cdot M_{n_{AB}}} = 0.607$$

Si la viga no cumple con la demanda a flexión se debe aumentar la sección.

ELEMENTOS A CORTE

1.- Características

$$Aw := (d_b - 2 \cdot t_{fb}) \cdot t_{wb} = 100 \text{ cm}^2$$

$$V_u := 12.0327 \cdot \text{tonnef} \quad \text{Carga debido al diagrama}$$

- Esfuerzo promedio que general corte en el alma

$$\overline{F}_{yb} := 0.6 \cdot F_{yb} = 2100 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Relación de esbeltez del alma} \quad \frac{d_b - 2 \cdot t_{fb}}{t_{wb}} = 16$$

$$\text{Se asume} \quad Cv := 1$$

$$Vn := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot Aw \cdot Cv = 126 \text{ tonnef}$$

$$\Phi := 0.9$$

$$\Phi \cdot Vn = 113.4 \text{ tonnef}$$

$$\frac{V_u}{\Phi \cdot Vn} = 0.106 \quad \text{La sección no resiste al corte}$$

$$H = 3.8 \text{ m} \quad \text{Altura de piso}$$

2.- Propiedades de los materiales

$$\overline{F}_{yb} := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión cedente de la viga}$$

$$\overline{F}_{yc} := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión cedente de la columna}$$

$$\overline{F}_{yb} := 3500 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión cedente de las planchas}$$

$$E = 2038902.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Modulo de elasticidad del acero}$$

$$\overline{R}_{yb} := 1.1 \quad \text{Factor de resistencia esperada en fluencia}$$

$$\overline{R}_{yc} := 1.1 \quad \text{Factor de resistencia esperada en rotura}$$

Columna: I 700

$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 32.443 \text{ cm}$	Radio de giro en x	$h_{oc} := d_c - t_{fc} = 755 \text{ mm}$	Distancia entre centroides de alas
$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 13.752 \text{ cm}$	Radio de giro en y	$k_c := t_{fc} + r_c = 45 \text{ mm}$	Espesor del ala + curvatura

Constante de torsión de alabeo

$$C_{wc} := t_{fc} \cdot h_{oc}^2 \cdot \frac{b_{fc}^3}{24} = 230860125 \text{ cm}^6$$

Altura libre del alma

$$h_d := d_c - 2 \cdot k_c = 710 \text{ mm}$$

3.- Revisión del pandeo local en columnas

AISC 341-2022. Sección D.1_1.a. Las alas y el alma de las columnas deben cumplir con la condición de miembros de alta ductilidad conforme a la norma ANSI/AISC 341-22, a fin de evitar el pandeo local. De no cumplirse la relación ancho/espesor, la cual debe ser menor al límite normativo, definido en la tabla D1.1 Limiting width-to-thickness ratios for compression elements for moderately ductile and highly ductile members, se debe cambiar la sección utilizada para la columna

Para las alas se tiene: $\frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} < 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$ Límite para alta ductilidad

$$\lambda_{ala_c} := \frac{b_{fc}}{2 t_{fc}} = 6.667 \quad \lambda_{ala_max_c} := 0.30 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 6.904$$

Entonces: $\text{if}(\lambda_{ala_c} \leq \lambda_{ala_max_c}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

Para el alma se tiene:

Carga axial última (del análisis): $P_{uc_max} := 1414.9514 \text{ tonnef}$

Límite para alta ductilidad $\frac{h_b}{t_{wb}} < 2.5 \cdot (1 - Ca)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}}$

$$Ca := \frac{P_{uc_max}}{R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot A_c} = 0.428$$

$$\lambda_{alma_c} := \frac{h_c}{t_{wc}} = 15.778 \quad \lambda_{alma_max_c} := 2.5 \cdot (1 - Ca)^{2.3} \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 15.945$$

Entonces: $\text{if}(\lambda_{alma_c} \leq \lambda_{alma_max_c}, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"}) = \text{"Cumple"}$

4.- Revisión de la columna C1 por flexo - compresión

Las columnas de un pórtico no son independiente, por el contrario forman parte de una estructura continua, lo que implica la posibilidad de desplazamiento lateral, por ende se plantea la necesidad de un procedimiento más racional que tomará en cuenta el grado de restricción proporcionado por los elementos conectados.

$$K_x := 1 \qquad K_y := 1$$

5.- Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión nominal P_n debe ser determinada basada en el estado límite de pandeo por flexión en secciones compactas y no compactas

$$d_b = 0.45 \text{ m} \quad \text{Altura de la viga} \qquad P_n = A_c \cdot F_{cr} \qquad \text{AISC 360-10 (E3-1)}$$

$$L_{bx} := H - d_b = 3.35 \text{ m} \qquad \text{Longitud libre de la columna en X}$$

$$L_{by} := H - d_b = 3.35 \text{ m} \qquad \text{Longitud libre de la columna en Y}$$

Nota sección E2: Para miembros diseñados solo en compresión, se recomienda que la relación de esbeltez $K*L/r$ no sea mayor que 200.

Razón de esbeltez en X

$$\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} = 10.326 \qquad \text{if} \left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}} < 200, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

Razón de esbeltez en Y

$$\frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} = 24.361 \qquad \text{if} \left(\frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} < 200, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$E_{max} := \max \left(\frac{K_x \cdot L_{bx}}{r_{xc}}, \frac{K_y \cdot L_{by}}{r_{yc}} \right) = 24.361 \qquad \text{Esbeltez máxima de la columna}$$

$$\lambda_c := E_{max} = 24.361$$

La tensión de pandeo por flexión se determina:

$$E_{Limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 113.68$$

if ($E_{max} < E_{Limite}$, "Pandeo inelástico", "Pandeo elástico") = "Pandeo inelástico"

Fe: Tensión de pandeo elástico determinado de acuerdo a la ecuación E3-4 AISC 2016

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{(E_{max})^2} = 33909.294 \frac{kgf}{cm^2} \quad \frac{F_{yc}}{F_e} = 0.103$$

Esfuerzo crítico para pandeo inelástico AISC 360-16 E3-2

$$F_{cr_Inelastico} := \left(0.658 \frac{F_{yc}}{F_e}\right) \cdot F_{yc} = 3352.015 \frac{kgf}{cm^2}$$

Esfuerzo crítico para pandeo elástico AISC 360-16 E3-3

$$F_{cr_Elastico} := 0.877 \cdot F_e = 29738.451 \frac{kgf}{cm^2}$$

La resistencia a la compresión se determina en función al pandeo que sufre el miembro. Hay que considerar que el pandeo de la sección puede ser elástico o inelástico $\phi := 0.90$

$$P_n := \text{if} (E_{max} < E_{Limite}, F_{cr_Inelastico} \cdot A_c, F_{cr_Elastico} \cdot A_c) = 2881.057 \text{ tonnef}$$

Resistencia nominal minorada a compresión $\phi \cdot P_n = 2592.951 \text{ tonnef}$

6.- Utilidad de la sección

Utilidad en la columna $\frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} = 0.546$

7.- Resistencia a flexión (perfiles compactos)

Nota: Se debe determinar las longitudes características Lb, Lp y Lr

Longitud no soportada lateralmente de la columna descontando la altura de la viga

$$L_{b_c} := L_{by} = 3.35 \text{ m}$$

Cálculo de Lp:

$$L_{p_c} := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5.842 \text{ m}$$

Lp: Longitud límite de comportamiento plástico definida en AISC 360-16 (F2-5)

Calculo de Lr:

$$r_{ts_c} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 16.471 \text{ cm}$$

rts: Radio de giro efectivo definido en AISC 360-16 (F2-7), ver nota página 97

$$\bar{C} := 1$$

Para secciones I con simetría doble
definido en AISC 360-16 (F2-8a)

$$L_{r,c} := 1.95 \cdot r_{ts,c} \cdot \frac{E}{0.70 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot C}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right) + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot C}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(\frac{0.7 \cdot F_{yc}}{E}\right)^2}} = 24.135 \text{ m}$$

Pandeo lateral torsional se deben estudiar tres casos:

Caso a) $L_{b,c} \leq L_{p,c}$ El estado de pandeo lateral torsional NO APLICA

$M_{p,c} := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 911963.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$ Momento plástico de la sección definida en
AISC 360-10 (F2-1)

Caso b) $L_{p,c} < L_{b,c} \leq L_r$ Se debe aplicar la ecuación F2-2

$$\text{AISC 360-10 (F2-2)} \quad C_{b,c} := 2.032$$

$$M_{n,c} = C_{b,c} \cdot \left(M_{p,c} - (M_{p,c} - 0.7 \cdot F_{yc} \cdot S_{xc}) \cdot \left(\frac{L_{b,c} - L_{p,c}}{L_{r,c} - L_{p,c}} \right) \right) \leq M_{p,c}$$

$$M_{n,c} := \min \left(C_{b,c} \cdot \left(M_{p,c} - (M_{p,c} - 0.7 \cdot F_{yc} \cdot S_{xc}) \cdot \left(\frac{L_{b,c} - L_{p,c}}{L_{r,c} - L_{p,c}} \right) \right), M_{p,c} \right) = 911963.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Caso c) $L_{p,c} > L_{r,c}$ Se debe aplicar la ecuación F2-3 y debe ser menor a Mp

- Determinación del esfuerzo crítico AISC 360-10 (F2-4)

$$F_{cr,c} := \frac{C_{b,c} \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{L_{b,c}}{r_{ts,c}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \left(\frac{J_c \cdot C}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right) \cdot \left(\frac{L_{b,c}}{r_{ts,c}}\right)^2} = 104249.246 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

AISC 360-10 (F2-3) El termino de la raíz cuadrada de la ecuación F2-4 puede tomarse
conservadoramente igual 1

$$M_{nc,c} = F_{cr,c} \cdot S_{xb} \leq M_p$$

$$M_{nc,c} := \min(F_{cr,c} \cdot S_{xc}, M_{p,c}) = 911963.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Finalmente se obtiene la resistencia a flexión $M_{n_c} := \min(M_{p_c}, M_{n_c}, M_{nc_c}) = 911963.5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Factor de minoración para elementos solicitados a flexión $\phi := 0.90$

Resistencia nominal a flexión en la columna $\phi \cdot M_{n_c} = 820767.15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

$M_{n_{cm}} := \min(Z_{yc} \cdot F_{yc}, 1.6 \cdot F_{yc} \cdot S_{yc}) = 296.079 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ Momento plástico de la sección definida en AISC 360-16 (F6-1)

$$Z_{yc} \cdot F_{yc} = 296.079 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi \cdot M_{n_{cm}} = 266471.1 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

8.- Resistencia a flexo-compresión

Resistencia nominal a flexión en la columna en el eje mayor $\phi \cdot M_{n_c} = 820767.15 \text{ kgf} \cdot \text{m}$

Resistencia nominal minorada a compresión $\phi \cdot P_n = 2592951.183 \text{ kgf}$

Las ecuaciones que determinan la relación demanda capacidad de la columna a flexo compresión se puede revisar en la AISC 360-10 sección H, ecuaciones H1-1a y H1-1b

$$a. - \text{Cuando } \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} \geq 0.20 \quad \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{u_x}}{\phi \cdot M_{n_c}} \leq 1$$

$$b. - \text{Cuando } \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} \leq 0.20 \quad \frac{P_{uc_max}}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{u_x}}{\phi \cdot M_{n_c}} \leq 1$$

$$\frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} = 0.546$$

$$P_{uc_max} = (1.415 \cdot 10^3) \text{ tonnef} \quad M_{u_x} := 30.4995 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{utilidad} := \text{if} \left(\frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} \leq 0.20, \frac{P_{uc_max}}{2 \cdot \phi \cdot P_n} + \frac{M_{u_x}}{\phi \cdot M_{n_c}}, \frac{P_{uc_max}}{\phi \cdot P_n} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{u_x}}{\phi \cdot M_{n_c}} \right) = 0.579$$

De acuerdo al prediseño realizado se evalúa dos tipos de secciones que forman parte de la estructura (vigas y columnas), se indica las respectivas propiedades geométricas consideradas para cada elemento y se adjunta las ecuaciones utilizadas de la normativa (ANSI/AISC 341-22, 2022) con los respectivos comentarios de aplicación. A continuación, se adjunta una tabla de resumen de los cálculos realizados.

Tabla 13 Verificaciones en las secciones de prediseño

Tipo de verificación	Valor	Comentario
Criterio columna fuerte - viga débil	4.63	Cumple, valor mayor a 1
Demanda a flexión en vigas	0.61	Cumple, valor menor a 1
Demanda a flexo - compresión en columnas	0.58	Cumple, valor menor a 1

Nota: Se evidencia los valores de las respectivas verificaciones realizadas para el

prediseño de los elementos. Elaborado por: La autora

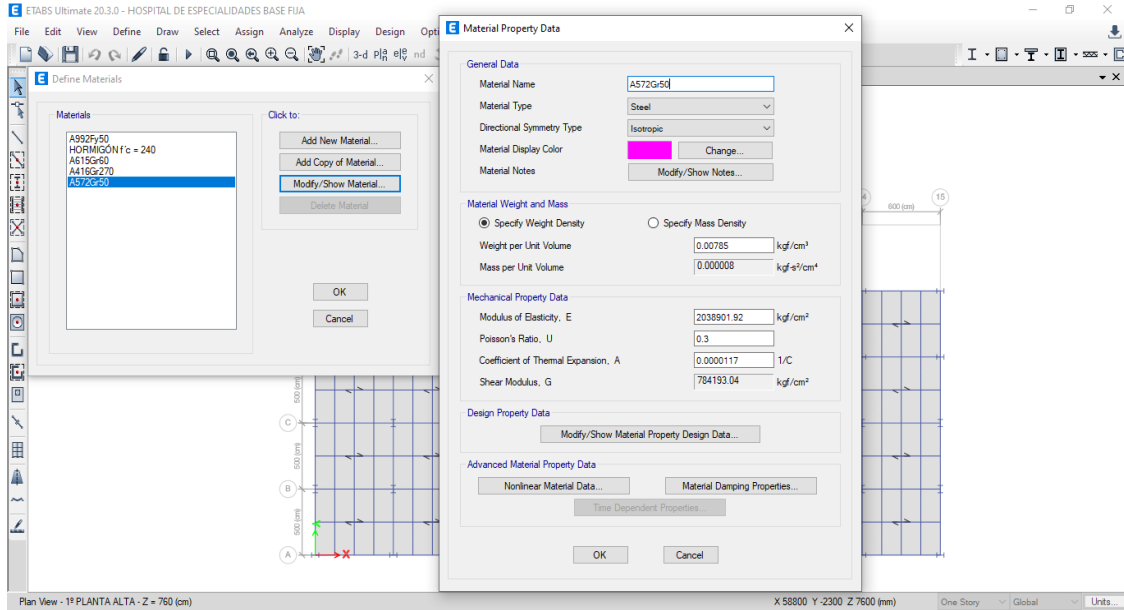
Los valores obtenidos de acuerdo a las secciones analizadas al ingresar en el modelo matemático se fueron optimizando a fin de cumplir los requerimientos de diseño.

3.11 Modelamiento del edificio de base no aislada

El análisis estructural del proyecto fue realizado de acuerdo con los principios del método de análisis estático lineal, utilizando un programa computacional. De acuerdo con los procedimientos generalmente aceptados, se elaboró un modelo matemático representativo del proyecto, se incluyeron en el análisis las solicitaciones de peso propio y cargas sobrepuestas, adicionalmente se generó un espectro de respuesta de diseño de acuerdo a la clase de suelo y ubicación del proyecto. Todo el análisis cumple los parámetros de diseño según las normativas (ASCE/SEI 7-16, 2016) y (ANSI/AISC 360-22, 2022).

Figura 9

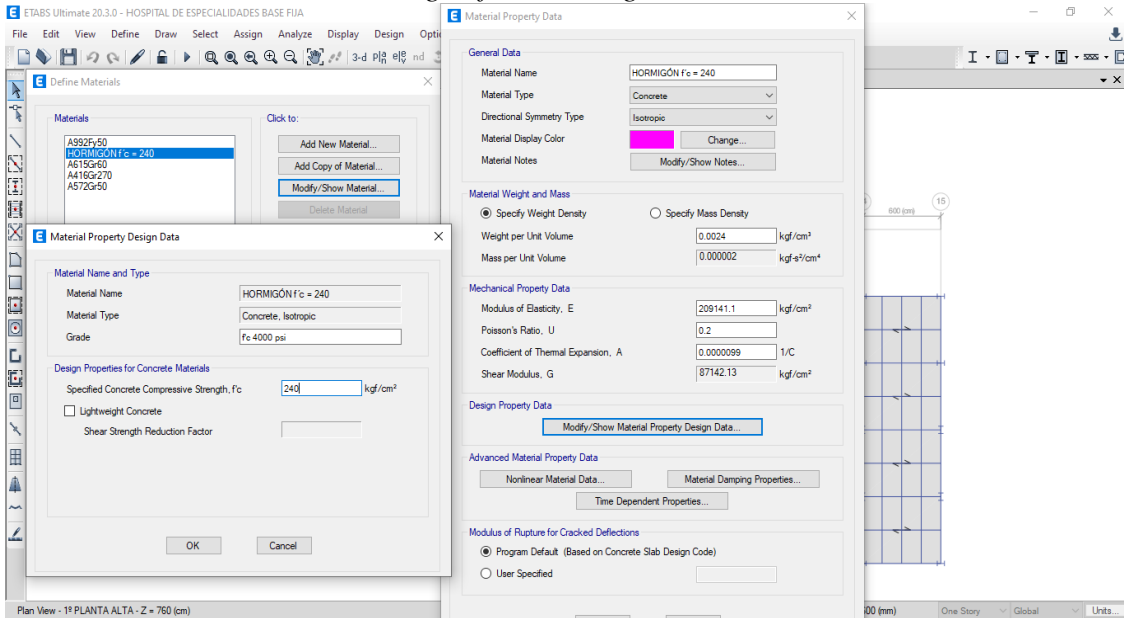
Evidencia de materiales acero A572Gr50



Nota: Se muestra el tipo de material para los elementos estructurales (vigas y columnas) según lo requerimientos de cálculo considerados. Fuente: Modelo matemático

Figura 10

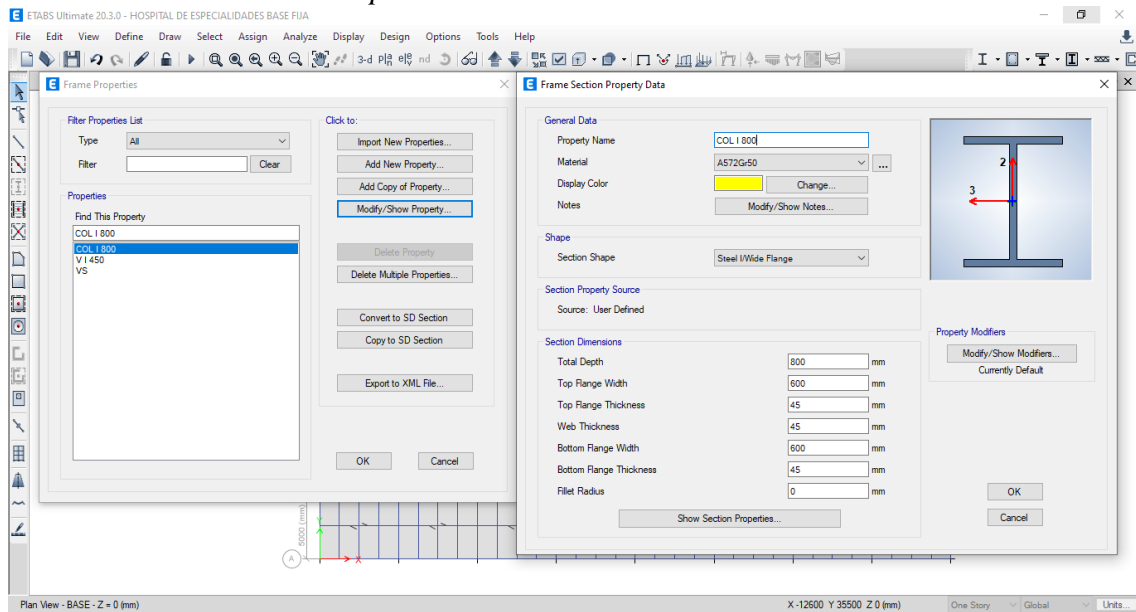
Evidencia de material hormigón f'c = 240 kg/cm2



Nota: Se visualiza el tipo y resistencia a la compresión del hormigón utilizado para la losa deck. Fuente: Modelo matemático

Figura 11

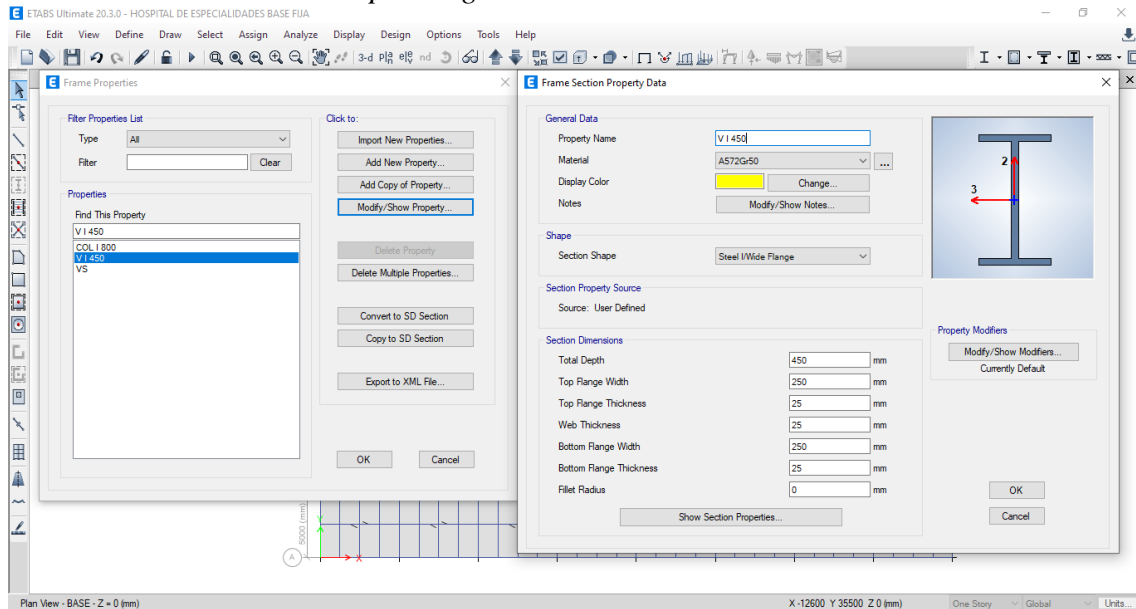
Evidencia de secciones para columnas



Nota: Se visualiza las dimensiones de la columna tipo optimizada y según las exigencias de diseño. Fuente: Modelo matemático

Figura 12

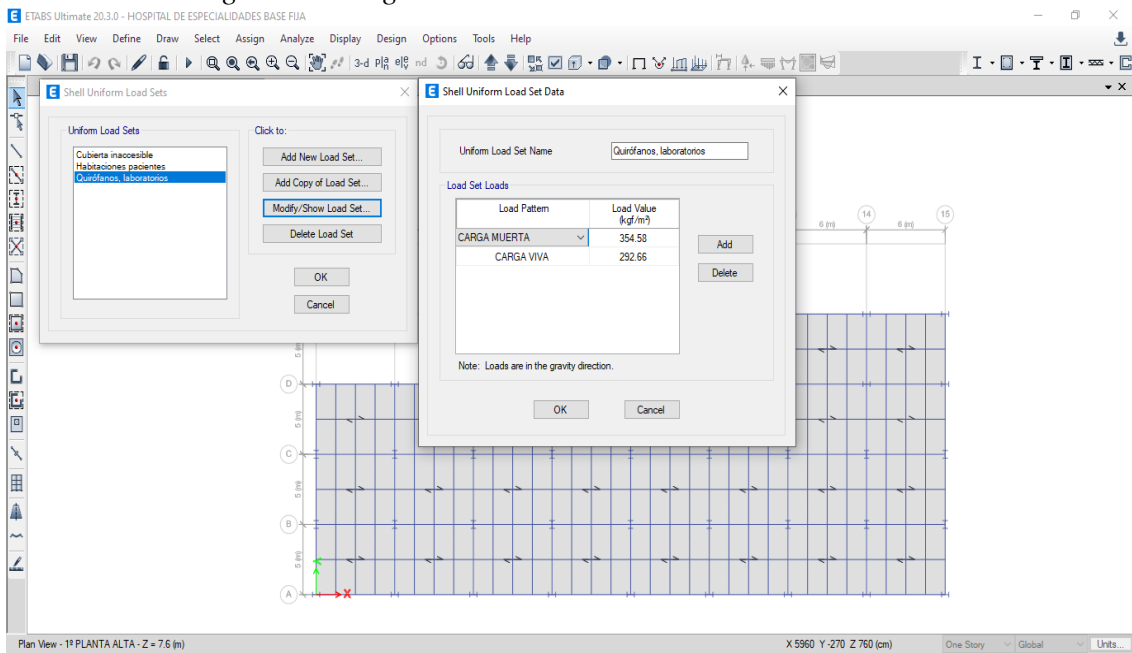
Evidencia de secciones para vigas



Nota: Se visualiza las dimensiones de la viga tipo ajustada a los criterios de diseño. Fuente: Modelo matemático

Figura 13

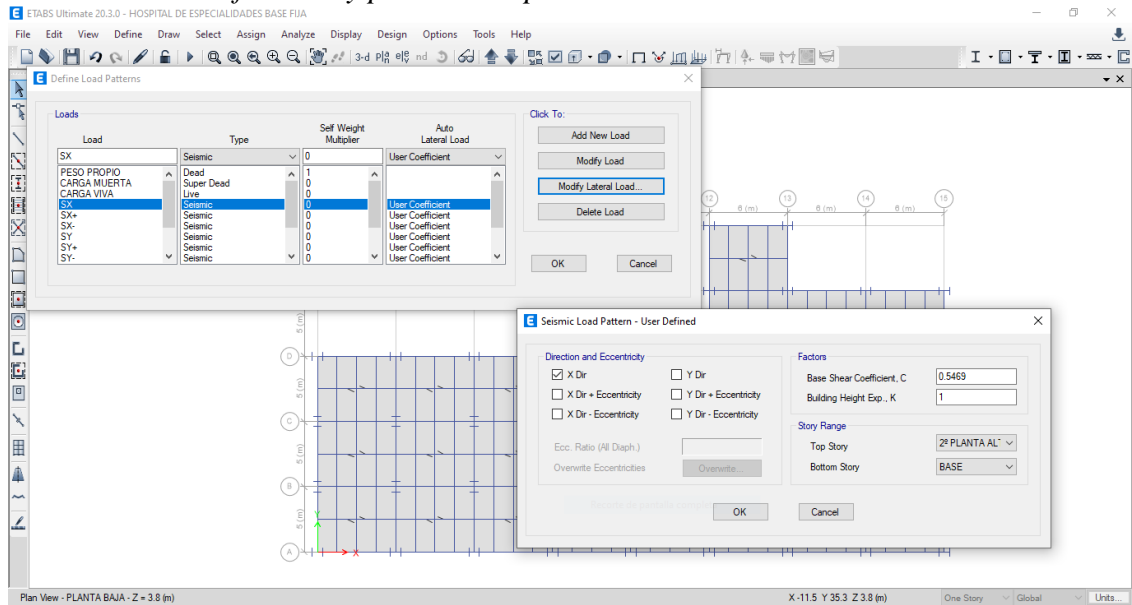
Evidencia ingreso de cargas



Nota: Se muestra las cargas ingresadas según los cálculos realizados para las cargas permanentes, así como para la carga viva según la normativa. Fuente: Modelo matemático

Figura 14

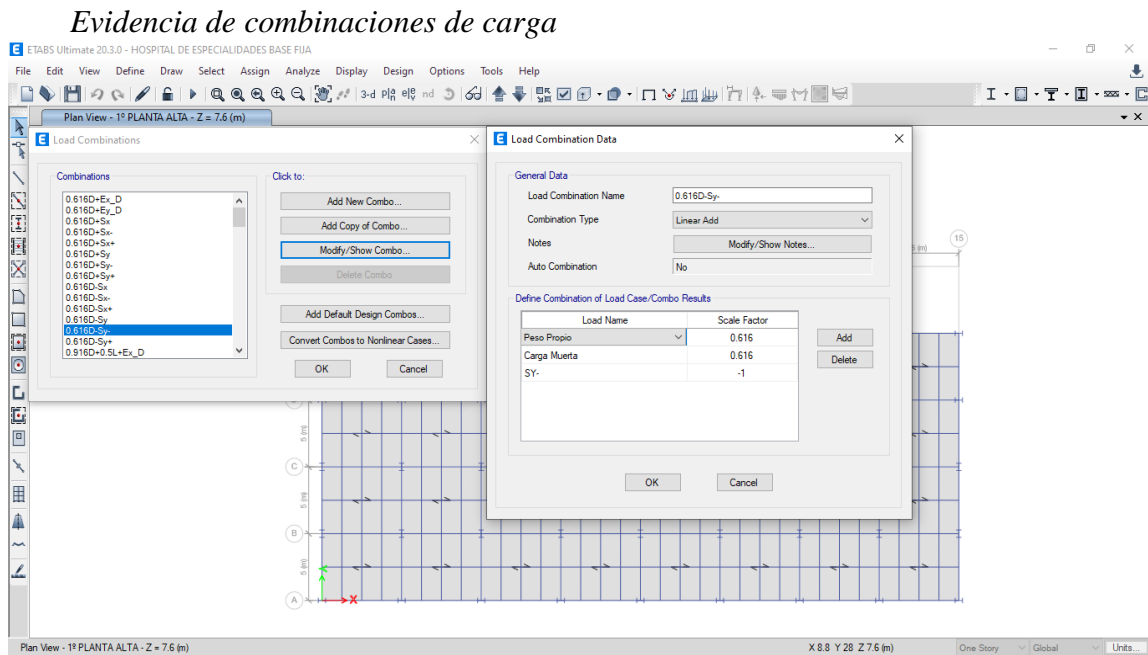
Evidencia de factores y parámetros para el cálculo de corte basal



Nota: Se visualiza los coeficientes sísmicos ingresados al programa de diseño. Fuente:

Modelo matemático

Figura 15



Nota: Se muestra las combinaciones ingresadas según la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016)

para el diseño de la edificación. Fuente: Modelo matemático

CAPÍTULO 4

4. Resultados modelo base

A continuación, se muestra los resultados obtenidos para el modelo estructural de base no aislada tales como: peso total de la estructura, período de vibración, derivas y diseño de los elementos.

Tabla 14 *Parámetros sísmicos*

Definiciones de patrones de carga sísmica							
Nombre	Relación de excentricidad	Piso superior	Piso inferior	C	K	Peso tonf	Cortante de base tonf
SX-	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SX	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SX(DRIFT)	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SX+	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SXDrift	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SY-	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SY	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SY(DRIFT)	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SY+	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131
SYDrift	0.05	2° PLANTA ALTA	BASE	0.5469	1	1934.92971	1058.2131

Nota: La tabla muestra el valor de los parámetros C y K ingresados, y con los cuáles se obtiene

el valor de la carga reactiva y cortante basal en la estructura. Elaborado por: La autora

En la tabla se visualiza un valor del coeficiente sísmico alto, ya que según la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) éste se considera el mayor según los análisis realizados, en este caso se tiene un $C_s = 0.5469$

Tabla 15 *Parámetros modales*

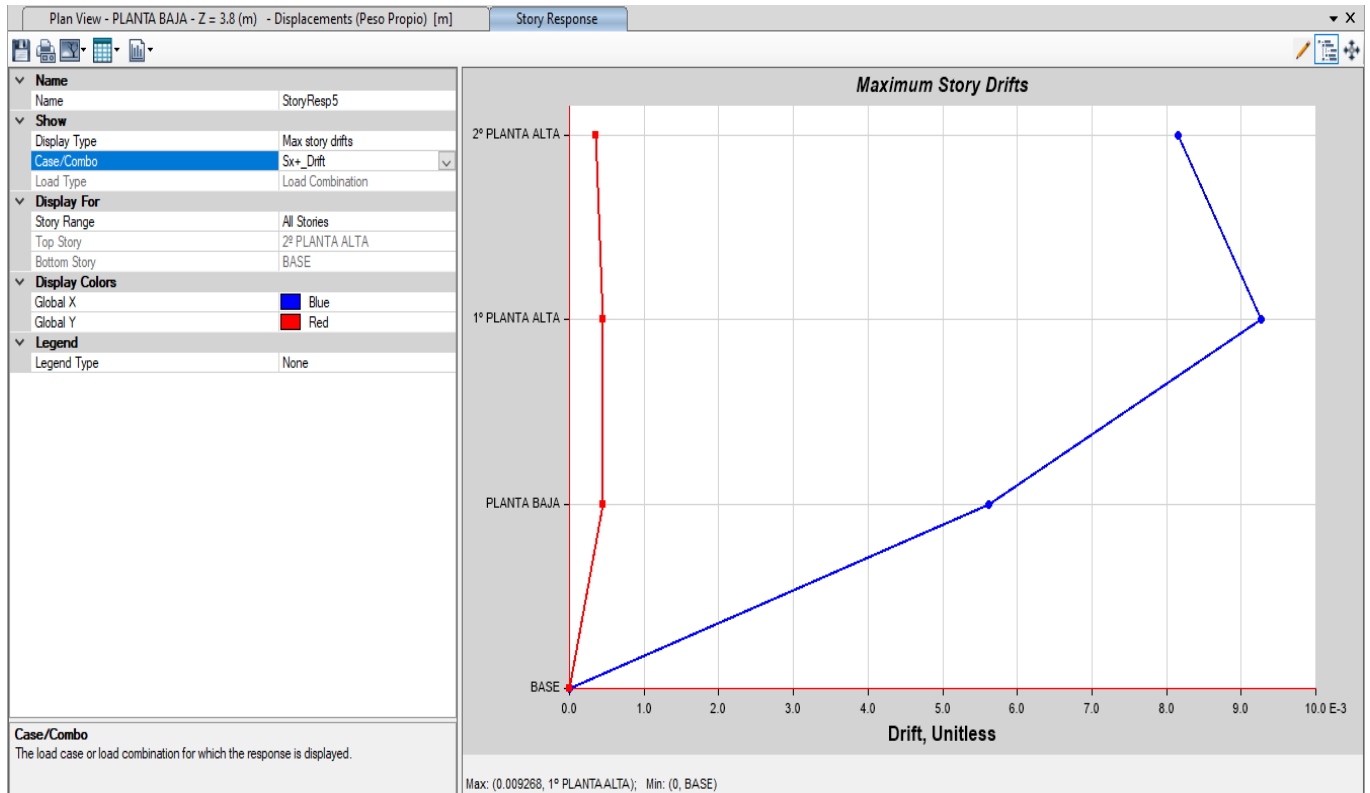
Ratios de Masa Modal Participante							
Modo	Período (s)	UX	UY	Sumatoria UX	Sumatoria UY	RZ	Sumatoria RZ
1	0.321	0.0078	0.6134	0.0078	0.6134	0.0093	0.0093
2	0.317	0.5995	0.0103	0.6073	0.6237	0.0125	0.0218
3	0.285	0.0141	0.0062	0.6214	0.6299	0.6098	0.6316
4	0.093	0.0050	0.0413	0.6264	0.6712	0.0013	0.6330
5	0.091	0.0130	0.0717	0.6393	0.7429	0.0035	0.6365
6	0.088	0.1043	0.0039	0.7436	0.7468	0.0041	0.6405
7	0.080	0.0054	0.0041	0.7491	0.7509	0.1158	0.7563
8	0.058	0.0007	0.0007	0.7498	0.7516	0.0002	0.7565
9	0.053	0.0008	0.0000	0.7506	0.7517	0.0027	0.7591
10	0.050	0.0000	0.0295	0.7507	0.7811	0.0028	0.7620
100	0.012	0.0000	0.0003	0.7862	0.9826	0.0176	0.9523
101	0.012	0.0000	0.0000	0.7862	0.9826	0.0000	0.9523
102	0.012	0.0000	0.0000	0.7862	0.9826	0.0000	0.9523
103	0.012	0.0000	0.0000	0.7862	0.9826	0.0000	0.9523
104	0.012	0.0000	0.0000	0.7862	0.9826	0.0000	0.9523
105	0.012	0.1741	0.0000	0.9603	0.9826	0.0000	0.9523
106	0.012	0.0000	0.0000	0.9603	0.9826	0.0000	0.9523
107	0.012	0.0012	0.0006	0.9615	0.9831	0.0001	0.9523
108	0.011	0.0000	0.0000	0.9615	0.9831	0.0000	0.9523

Nota: Se visualiza los valores de los períodos para los tres primeros modos de vibración y la sumatoria de los modos en cada dirección. Elaborado por: La autora

De acuerdo a los resultados se evidencia que la sumatoria de los modos se obtiene mayor al 90% incrementando el número de éstos, lo cual indica que la estructura no es regular ni uniforme, es decir que el centro de masa no coincide con el centro de rigideces.

Figura 16

Valor deriva pseudo estática sentido x

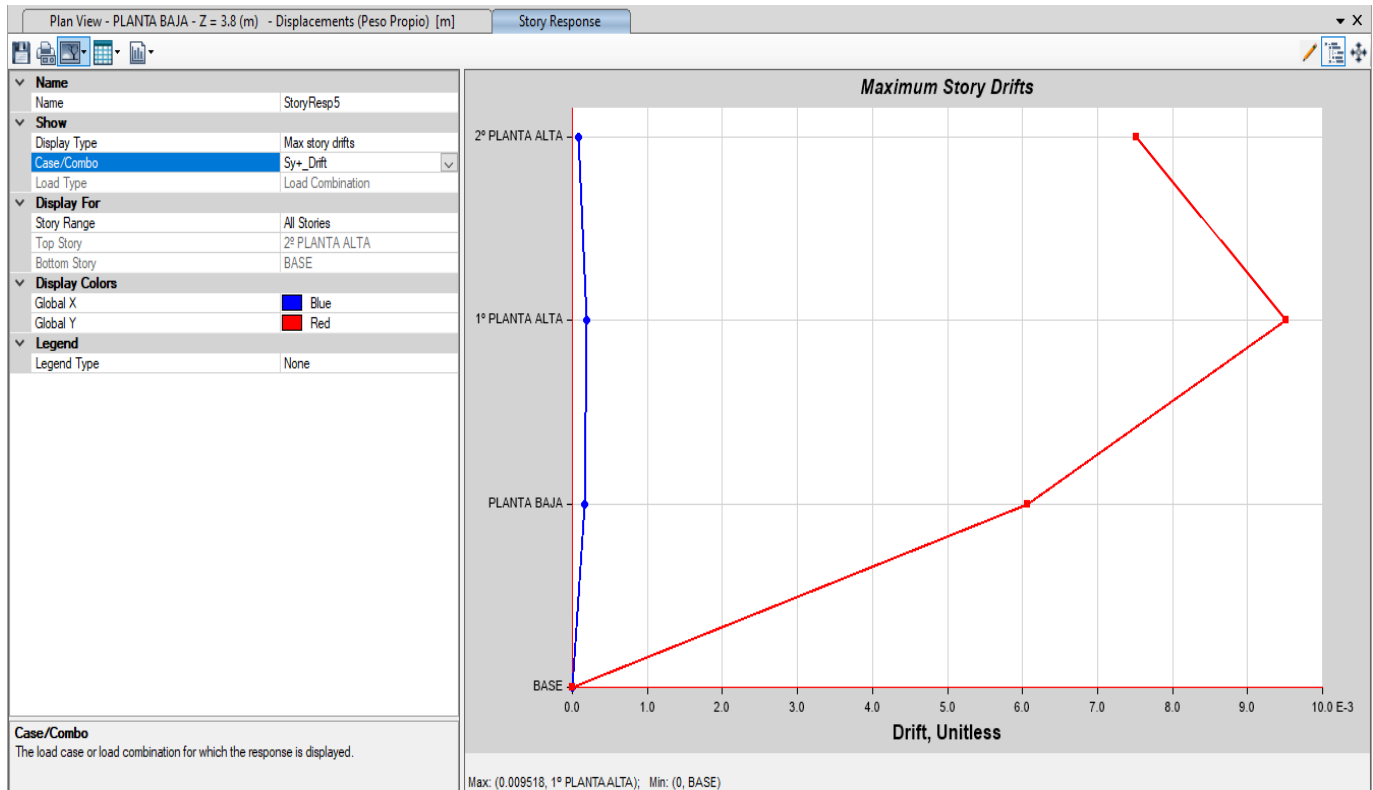


Nota: Se visualiza el valor de la deriva para el sentido x-x. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga "Sx+_Drift" ya que corresponde al resultado del cociente entre el valor de $C_d = 5.5$ y el valor de $I_e = 1.5$, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva máxima que se obtiene como $\delta_M = 0.009268$

Figura 17

Valor deriva pseudo estática sentido y



Nota: Se visualiza el valor de la deriva para el sentido y-y. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Sy+_Drift” ya que corresponde al resultado del cociente entre el valor de $C_d = 5.5$ y el valor de $I_e = 1.5$, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva máxima que se obtiene como $\delta_M = 0.009518$

Por la categoría de riesgo del proyecto se debe cumplir con valores de derivas menores a lo que indica la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016).

Tabla 16 Derivas permisibles

Table 12.12-1 Allowable Story Drift, $\Delta_a^{a,b}$

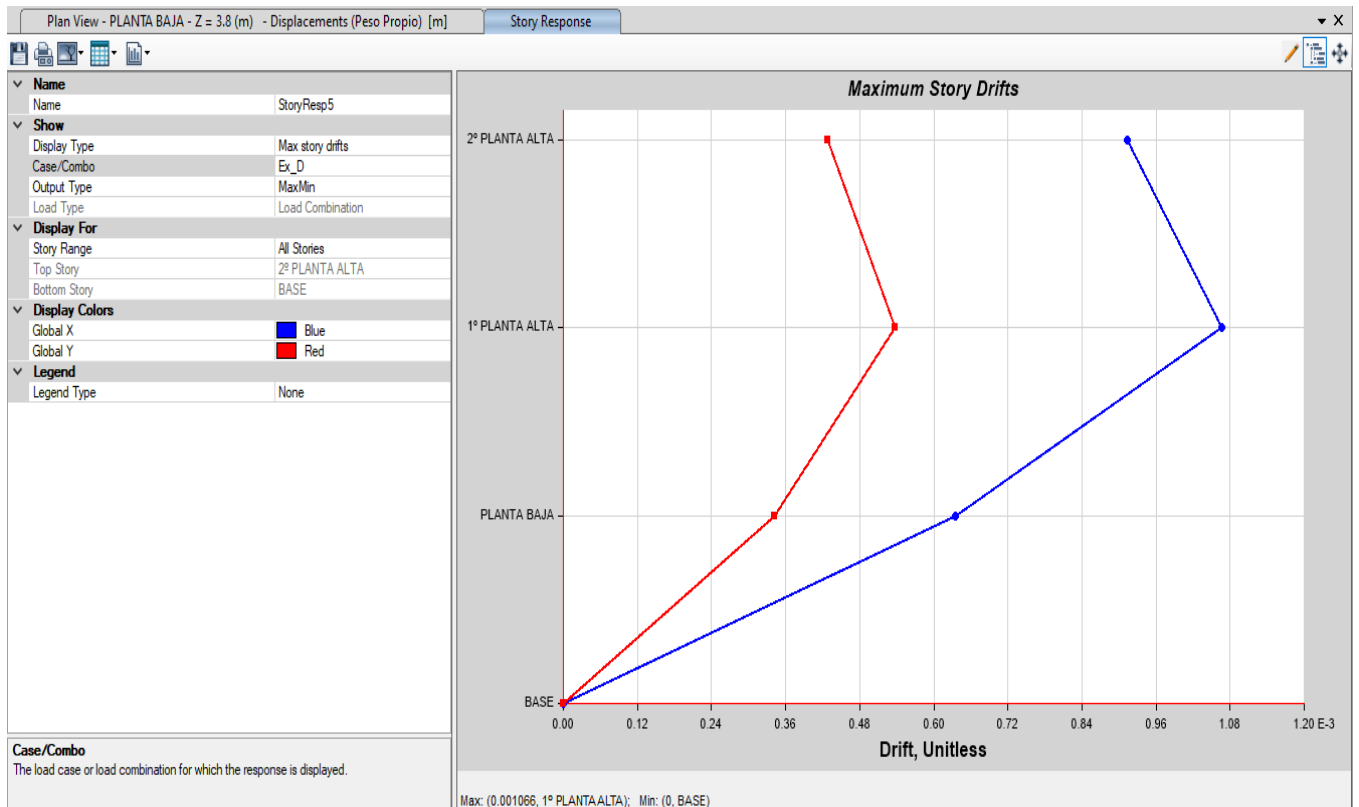
Structure	Risk Category		
	I or II	III	IV
Structures, other than masonry shear wall structures, four stories or less above the base as defined in Section 11.2, with interior walls, partitions, ceilings, and exterior wall systems that have been designed to accommodate the story drifts	$0.025h_{xx}^c$	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$
Masonry cantilever shear wall structures ^d	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$	$0.010h_{xx}$
Other masonry shear wall structures	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$	$0.007h_{xx}$
All other structures	$0.020h_{xx}$	$0.015h_{xx}$	$0.010h_{xx}$

Nota: Se evidencia el valor de la deriva permisible. Fuente: (ASCE/SEI 7-16, 2016) Sección 12.12

Por lo tanto, según los valores obtenidos en el análisis matemático CUMPLE.

Figura 18

Valor deriva dinámica sentido x

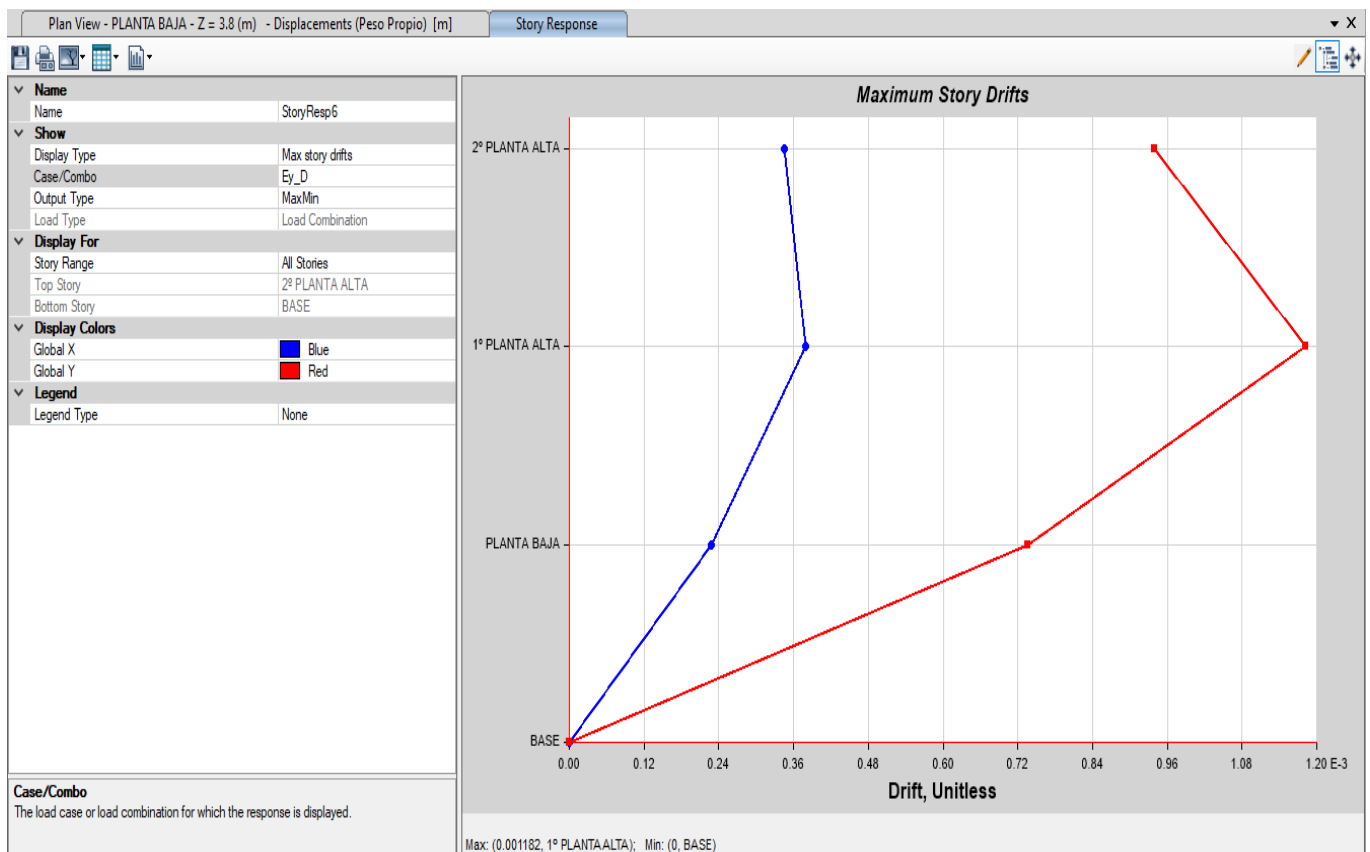


Nota: Valor de la deriva dinámica para el sentido x-x. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Ex_D” ya que corresponde a una carga dinámica con período liberado, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva que se obtiene $\delta_M = 0.001066$

Figura 19

Valor deriva dinámica sentido y

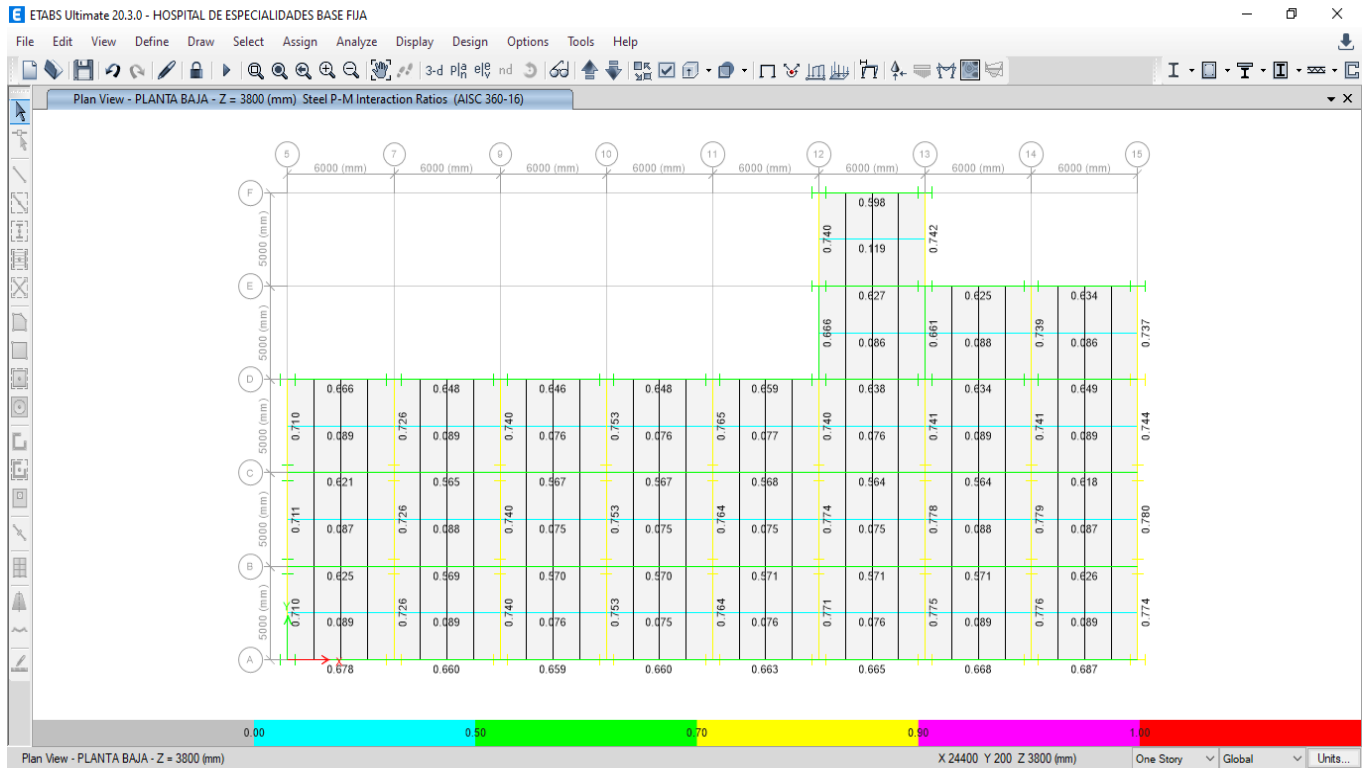


Nota: Valor de la deriva dinámica para el sentido y-y. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Ey_D” ya que corresponde a una carga dinámica con período liberado, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva que se obtiene $\delta_M = 0.001182$

Figura 20

Ratios de capacidad



Nota: Se evidencia los valores de ratios de utilidad de la estructura. Fuente: Modelo matemático

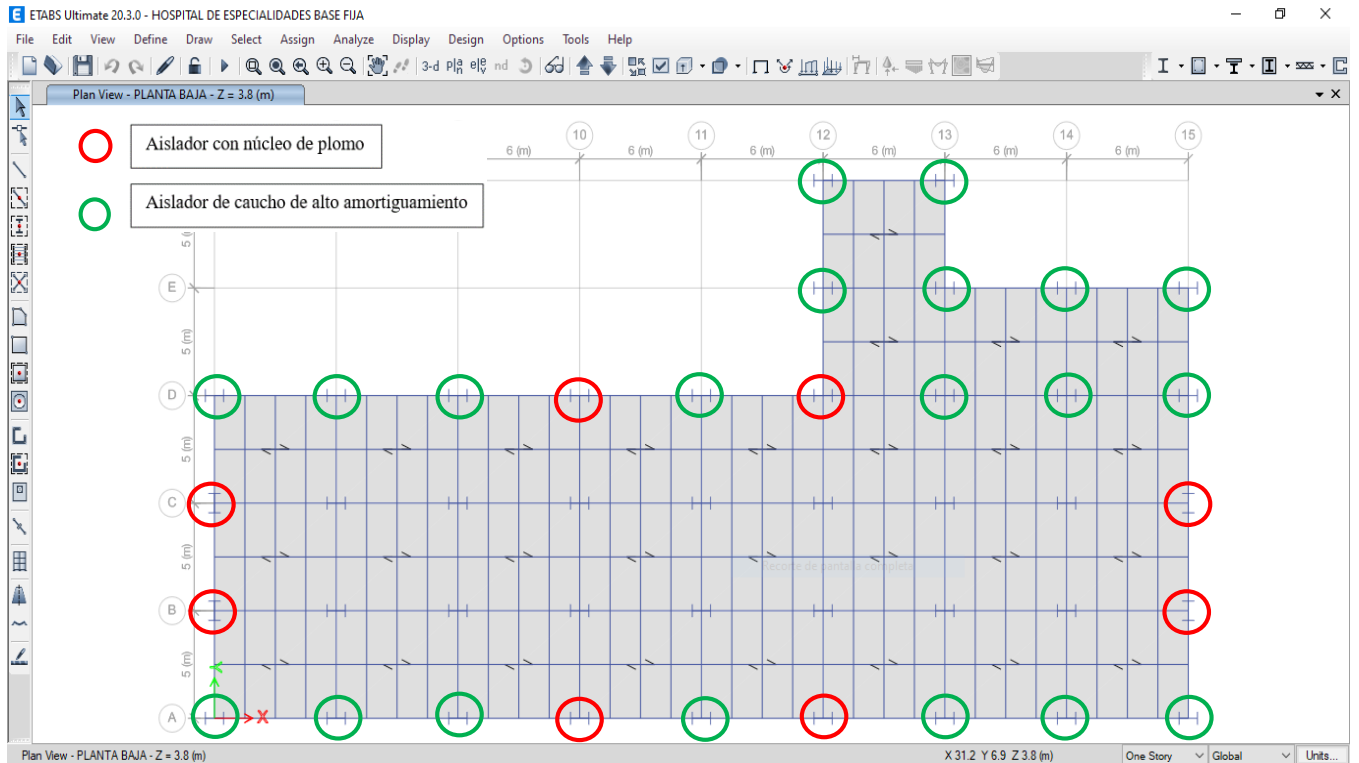
La figura muestra que todos los elementos que conforman la estructura tienen secciones que se optimizaron y que cumplen con todos los requerimientos mínimos de diseño que recomienda la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016).

4.1 Diseño del sistema de aislamiento

Para el diseño propuesto se van a utilizar aisladores elastoméricos constituidos por núcleo de plomo en determinadas columnas externas y aisladores de caucho de alto amortiguamiento para el resto de las columnas, tal como se indica:

Figura 21

Ubicación de aisladores sísmicos



Nota: Se muestra la ubicación de los tipos de aisladores. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra la propuesta de diseño para la ubicación de 8 aisladores con núcleo de plomo y 20 aisladores de caucho de alto amortiguamiento, y a continuación se muestran los respectivos cálculos.

1. Determinar la resistencia característica total para el sistema de aislamiento

$$Q_{d\ total} = \sum Q_d$$

$$\frac{Q_{d\ total}}{W} = 0.05$$

$$\sigma_L := 10 \cdot MPa \quad \text{Esfuerzo de fluencia del plomo (1.45 Ksi)}$$

$$Q_d = A_L \sigma_L \quad \text{Resistencia característica}$$

$$0.05 = \frac{\#LRB \cdot Q_d}{W}$$

$$0.05 = \frac{\#LRB \cdot A_L \cdot \sigma_L}{W}$$

$$D_L = \sqrt{\frac{0.05 \cdot W \cdot 4}{\#LRB \cdot \pi \cdot \sigma_L}}$$

$$W := 19153.4328 \text{ kN} \quad \text{Peso sísmico de la estructura (Ver base fija)}$$

$$\#LRB := 8 \quad \text{Según el diseño propuesto sólo núcleo de plomo}$$

$$D_L := \sqrt{\frac{0.05 \cdot W \cdot 4}{\#LRB \cdot \pi \cdot \sigma_L}} = 123.4578 \text{ mm}$$

Este diámetro debe ser redondeado a un múltiplo cercano, en incrementos de 20 mm

$$D_L := 140 \text{ mm}$$

Se procede a recalcular la capacidad real Qd total:

$$Q_{d\ total} := \#LRB \cdot \frac{\pi \cdot D_L^2}{4} \cdot \sigma_L = 1231.504 \text{ kN}$$

Únicamente los aisladores con núcleo de plomo van a proveer amortiguamiento a la estructura

2. Determinar la rigidez post - elástica de todo el sistema de aislamiento

Estimaciones iniciales:

El diámetro del aislador DB (núcleo de plomo) debe encontrarse en el rango de 3D_L a 6D_L

$$D_B := 4 \cdot D_L = 560 \text{ mm}$$

La altura de las capas de caucho Tr debe ser igual o mayor a DL

$$T_r := D_L = 140 \text{ mm}$$

Rigidez post - elástica:

$$K_d = f_L \frac{G A_r}{T_r}$$

$$G := 0.45 \text{ MPa} \quad \text{Módulo de corte del caucho}$$

$$n^{\circ} \text{ aisladores} := 20 \quad \text{Número de aisladores por columna (todos tienen caucho)}$$

$$f_L := 1 \quad \text{Parámetro de efecto del núcleo}$$

$$K_d := f_L \cdot \frac{G \cdot \frac{\pi \cdot (D_B^2 - D_L^2)}{4}}{T_r} = 0.742 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

$$K_{d \text{ total}} = \sum K_d$$

$$K_{d \text{ total}} := n^{\circ} \text{ aisladores} \cdot K_d = 14.844 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

3. Determinar las propiedades de limite inferior (lower bound) LB

Se considera un factor de 0.85 para considerar posibles variaciones en el proceso de manufactura

$$Q_{d \text{ totalLB}} := 0.85 \cdot Q_{d \text{ total}} = 1046.779 \text{ kN}$$

$$K_{d \text{ totalLB}} := 0.85 \cdot K_{d \text{ total}} = 12.617 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

4. Determinación de la rigidez efectiva y del amortiguamiento efectivo de todo el sistema de aislamiento

Se va a considerar un método de ASCE 7-16 iterativo

a) Asumir el máximo desplazamiento

$$D_M = S_d = \frac{A_n}{\omega_n^2} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2}$$

$$F_a := 1.0$$

$$F_v := 4.0 \quad \text{Datos a ingresar según la ubicación}$$

$$S_s := 2.13 \cdot g$$

$$S_1 := 0.7768$$

$$S_{MS} := F_a \cdot S_s = 2.13 \text{ g}$$

$$S_{M1} := F_v \cdot S_1 = 3.11$$

$$S_{DS} := \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = 1.42 \text{ g}$$

$$T := 0.585 \text{ s}$$

Período de vibración 1º modo según modelo

$$w_n := \frac{2 \cdot \pi}{T} = 10.74 \frac{1}{\text{s}}$$

$$S_d := \frac{S_{DS}}{w_n^2} = 120.756 \text{ mm}$$

$$D_M := S_d = 120.756 \text{ mm}$$

Table 11.4-1 Short-Period Site Coefficient, F_a

Site Class	Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at Short Period					
	$S_g \leq 0.25$	$S_g = 0.5$	$S_g = 0.75$	$S_g = 1.0$	$S_g = 1.25$	$S_g \geq 1.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
C	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	2.4	1.7	1.3	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_g .

Table 11.4-2 Long-Period Site Coefficient, F_v

Mapped Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake (MCE _R) Spectral Response Acceleration Parameter at 1-s Period						
Site Class	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 = 0.5$	$S_1 \geq 0.6$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.4	2.2 ^a	2.0 ^a	1.9 ^a	1.8 ^a	1.7 ^a
E	4.2	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8
F	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8	See Section 11.4.8

Note: Use straight-line interpolation for intermediate values of S_1 .
^aAlso, see requirements for site-specific ground motions in Section 11.4.8.

b) Calcular la rigidez efectiva

Según ASCE 7-22

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

Lo que proponen otros autores:

$$k_M = K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = \frac{K_{d \text{ total LB}} * D_M + Q_{d \text{ total LB}}}{D_M}$$

$$k_M := K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = 21.286 \frac{kN}{mm}$$

c) Calcular el período efectivo del sistema de aislamiento

Según ASCE 7-22

$$T_M := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k_M \cdot g}} = 1.903 \text{ s}$$

d) Calcular el amortiguamiento efectivo

$$\beta_{eff} = \frac{2Q_d(D_M - Y)}{\pi K_{eff} D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{2Q_{d\ total\ LB}(D_M - Y)}{\pi K_M D_M^2}$$

$$Y := 25 \text{ mm}$$

Desplazamiento por fluencia asumido

$$\beta_M := \frac{2 \cdot Q_{d\ total\ LB} \cdot (D_M - Y)}{\pi \cdot k_M \cdot D_M^2} = 0.20558$$

$$\zeta := \beta_M = 0.20558$$

Sólo para los amortiguadores con núcleo de plomo, porque solo ellos disipan energía

e) Calcular el coeficiente de amortiguamiento

Table 17.5-1. Damping Factor, B_M .

Effective Damping, β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

$$\beta_{M1} := 0.2$$

$$B_{M1} := 1.5$$

$$\beta_M = 0.20558$$

$$\beta_{M2} := 0.3$$

$$B_{M2} := 1.7$$

$$\beta_{M\text{interpolado}} := \left((\beta_M - \beta_{M1}) \cdot \frac{B_{M2} - B_{M1}}{\beta_{M2} - \beta_{M1}} \right) + B_{M1} = 1.511$$

f) Verificar el desplazamiento máximo con la ecuación norma ASCE 7-22

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M}$$

$$S_{M1} = 3.1072$$

$$\overline{D_M} := \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot \beta_{Minterpolado}} \cdot s = 972.27 \text{ mm}$$

Por lo tanto, si es mayor iterar

EMPIEZA ITERACIÓN

b) Calcular la rigidez efectiva

Según ASCE 7-22

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

Lo que proponen otros autores:

$$k_M = K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = \frac{K_{d \text{ total LB}} \cdot D_M + Q_{d \text{ total LB}}}{D_M}$$

$$\overline{k_M} := K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = 13.694 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

c) Calcular el periodo efectivo

Según ASCE 7-22

$$\overline{T_M} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k_M \cdot g}} = 2.372 \text{ s}$$

d) Calcular el amortiguamiento efectivo

$$\beta_{eff} = \frac{2Q_d(D_M - Y)}{\pi K_{eff} D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{2Q_{d \text{ total LB}}(D_M - Y)}{\pi K_M D_M^2}$$

$$\bar{Y} := 25 \text{ mm}$$

Desplazamiento por fluencia asumido

$$\beta_M := \frac{2 \cdot Q_{dtotalLB} \cdot (D_M - Y)}{\pi \cdot k_M \cdot D_M^2} = 0.04876$$

$$\xi := \beta_M = 0.04876$$

Sólo para los amortiguadores con núcleo de plomo

e) Calcular el coeficiente de amortiguamiento

Table 17.5-1. Damping Factor, B_M .

Effective Damping, β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥50	2.0

$$\beta_{M1} := 0.02$$

$$B_{M1} := 0.8$$

$$\beta_M = 0.049$$

$$\beta_{M2} := 0.05$$

$$B_{M2} := 1.0$$

$$\beta_{Minterpolado} := \left((\beta_M - \beta_{M1}) \cdot \frac{B_{M2} - B_{M1}}{\beta_{M2} - \beta_{M1}} \right) + B_{M1} = 0.992$$

f) Verificar el desplazamiento máximo con la ecuación norma ASCE 7-22

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4 \pi^2 B_M}$$

$$S_{M1} = 3.1072$$

$$D_M := \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot \beta_{Minterpolado}} \cdot s = 1847.029 \text{ mm}$$

Por lo tanto, si es mayor iterar

A continuación, se indica las últimas iteraciones con la que se obtuvo la convergencia del valor DM, ya que el proceso es el mismo.

b) Calcular la rigidez efectiva

Según ASCE 7-22

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

Lo que proponen otros autores:

$$k_M = K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = \frac{K_{d \text{ total LB}} \cdot D_M + Q_{d \text{ total LB}}}{D_M}$$

$$k_M := K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = 13.071 \frac{kN}{mm}$$

c) Calcular el período efectivo

Según ASCE 7-22

$$T_M := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k_M \cdot g}} = 2.428 \text{ s}$$

d) Calcular el amortiguamiento efectivo

$$\beta_{eff} = \frac{2Q_d(D_M - Y)}{\pi K_{eff} D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{2Q_{d \text{ total LB}}(D_M - Y)}{\pi K_M D_M^2}$$

$$Y := 25 \text{ mm}$$

Desplazamiento por fluencia asumido

$$\beta_M := \frac{2 \cdot Q_{d \text{ total LB}} \cdot (D_M - Y)}{\pi \cdot k_M \cdot D_M^2} = 0.02185$$

$$\xi := \beta_M = 0.02185$$

Sólo para los amortiguadores con núcleo de plomo

e) Calcular el coeficiente de amortiguamiento

Table 17.5-1. Damping Factor, B_M .

Effective Damping, β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

$$\beta_{M1} := 0.02$$

$$B_{M1} := 0.8$$

$$\beta_M = 0.022$$

$$\beta_{M2} := 0.05$$

$$B_{M2} := 1.0$$

$$\beta_{Minterpolado} := \left((\beta_M - \beta_{M1}) \cdot \frac{B_{M2} - B_{M1}}{\beta_{M2} - \beta_{M1}} \right) + B_{M1} = 0.812$$

f) Verificar el desplazamiento máximo con la ecuación norma ASCE 7-22

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M}$$

$$S_{M1} = 3.1072$$

$$D_M := \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot \beta_{Minterpolado}} \cdot s = 2308.14 \text{ mm}$$

Por lo tanto se alcanzado la convergencia

OK CUMPLE

$$D_M := 2308 \text{ mm}$$

b) Calcular la rigidez efectiva

Según ASCE 7-22

$$k_M = \frac{\sum |F_M^+| + \sum |F_M^-|}{2D_M}$$

Lo que proponen otros autores:

$$k_M = K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = \frac{K_{d \text{ total LB}} * D_M + Q_{d \text{ total LB}}}{D_M}$$

$$\boxed{k_M} := K_{d \text{ total LB}} + \frac{Q_{d \text{ total LB}}}{D_M} = 13.071 \frac{\text{kN}}{\text{mm}}$$

c) Calcular el período efectivo

Según ASCE 7-22

$$\boxed{T_M} := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{W}{k_M \cdot g}} = 2.428 \text{ s}$$

d) Calcular el amortiguamiento efectivo

$$\beta_{eff} = \frac{2Q_d(D_M - Y)}{\pi K_{eff} D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_M D_M^2}$$

$$\beta_M = \frac{2Q_{d \text{ total LB}}(D_M - Y)}{\pi K_M D_M^2}$$

$$\boxed{Y} := 25 \text{ mm}$$

Desplazamiento por fluencia asumido

$$\boxed{\beta_M} := \frac{2 \cdot Q_{d \text{ total LB}} \cdot (D_M - Y)}{\pi \cdot k_M \cdot D_M^2} = 0.02185$$

$$\boxed{\zeta} := \beta_M = 0.02185$$

Sólo para los amortiguadores con núcleo de plomo

e) Calcular el coeficiente de amortiguamiento

Table 17.5-1. Damping Factor, B_M .

Effective Damping, β_M (percentage of critical) ^{a,b}	B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

$$\beta_{M1} := 0.02$$

$$B_{M1} := 0.8$$

$$\beta_M = 0.02185$$

$$\beta_{M2} := 0.05$$

$$B_{M2} := 1.0$$

$$\beta_{Minterpolado} := \left((\beta_M - \beta_{M1}) \cdot \frac{B_{M2} - B_{M1}}{\beta_{M2} - \beta_{M1}} \right) + B_{M1} = 0.812$$

f) Verificar el desplazamiento máximo con la ecuación norma ASCE 7-22

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4 \pi^2 B_M}$$

$$S_{M1} = 3.1072$$

$$D_M := \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot \beta_{Minterpolado}} \cdot s = 2308 \text{ mm}$$

Se alcanzado la convergencia, el D_M asumido es igual al D_M calculado

5. Definición de parámetros para el ingreso de datos al programa de diseño estructural

Dirección u1:

Se tiene gran rigidez, normalmente es indicada por el fabricante

$$3510 \frac{kN}{mm} \quad \text{Effective Stiffness U1} \\ \text{Rigidez axial para aisladores con núcleo de plomo}$$

$$2664 \frac{kN}{mm} \quad \text{Effective Stiffness U1 - NRB} \\ \text{Rigidez axial para aisladores de caucho natural}$$

Dirección u2 y u3:

Propiedades lineales

Rigidez efectiva

$$D_M := 2300 \text{ mm} \quad \text{Diámetro del dispositivo a fabricar}$$

$$k_M := K_{dtotalLB} + \frac{Q_{dtotalLB}}{D_M} = 13.073 \frac{kN}{mm}$$

Método aproximado

$$k_{eff_aislador} := \frac{k_M}{n^{\circ} \text{ aisladores}} = 0.654 \frac{kN}{mm}$$

Método ajustado

Para aislador de caucho natural:

$$k_{eff_aislador} := \frac{K_{dtotalLB}}{n^{\circ} \text{ aisladores}} = 0.6309 \frac{kN}{mm} \quad \text{Effective Stiffness U2 y U3 - NRB}$$

Para aislador con núcleo de plomo:

$$n^{\circ} \text{ aisla_plomo} := 8 \quad \text{Sólo los aisladores que tienen el núcleo de plomo}$$

$$k_{eff_aislador_plomo} := \frac{K_{dtotalLB}}{n^{\circ} \text{ aisladores}} + \frac{Q_{dtotalLB}}{n^{\circ} \text{ aisla_plomo} \cdot D_M} = 0.6878 \frac{kN}{mm} \quad \text{Effective Stiffness U2 y U3}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\zeta := \beta_M = 0.02185$$

$$W_{col} := 729.5593 \text{ kN} \quad \text{Corresponde reacción columna con plomo ver programa}$$

$$c := \zeta \cdot 2 \cdot \sqrt{k_{eff_aislador_plomo} \cdot \frac{W_{col}}{g}} = 0.00988 \text{ kN} \cdot \frac{s}{mm} \quad \text{Effective Damping U2 y U3}$$

Propiedades no lineales

Rigidez inicial asumido

$$D_L = 140 \text{ mm}$$

$$Y = 25 \text{ mm}$$

Distance from End-J -LRB y NRB

$$Q_d := \frac{\pi \cdot D_L^2}{4} \cdot \sigma_L = 153.938 \text{ kN}$$

$$Stiffness := \frac{Q_d}{Y} = 6.158 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} \quad \text{Rigidez inicial} \quad \text{U2 y U3}$$

$$YieldStrength := Q_d = 153.938 \text{ kN} \quad \text{Rigidez de fluencia, se asume igual a } Q_d, \text{ la variación es mínima. La fuerza que puede desarrollar el núcleo de plomo}$$

$$PostYieldStiffnessRatio := \frac{K_d}{Stiffness} = 0.12054 \quad \text{Rigidez de post-fluencia Pendiente en \%}$$

6. Procedimiento de análisis para fuerza lateral equivalente

Fuerza de diseño para el sistema de aislamiento

$$V_b = k_M D_M$$

$$V_b := k_M \cdot D_M = 30066.85 \text{ kN}$$

Fuerza de diseño para los elementos sobre el nivel de base

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I}$$

Donde:

V_{st} : Fuerza lateral sísmica sin reducir para los elementos sobre el nivel de base
 R_I : Coeficiente numérico relacionado al tipo de sistema estructural sobre el nivel de base

$$R := 8$$

$$R_I := \frac{3}{8} \cdot R = 3 \quad \text{Sin embargo no se puede superar el valor de 2}$$

$$\boxed{R_I} := 2$$

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta_m)}$$

Donde:

W : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interface de aislamiento
 W_s : Peso sísmico efectivo de la estructura sobre la interface de aislamiento sin considerar el nivel de base
 β_m : Relación de amortiguamiento del sistema de aislamiento

$$\boxed{W} := 6418.793 \cdot kip$$

$$W_s := 4305.862 \cdot kip$$

$$V_{st} := V_b \cdot \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5 \cdot \beta_m)} = 20614.2 \text{ kN}$$

$$V_s := \frac{V_{st}}{R_I} = 10307.1 \text{ kN}$$

Distribución de cortante en la estructura

Para el nivel de base

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_I}$$
$$F_1 := \frac{(V_b - V_{st})}{R_I} = 4726.32 \text{ kN}$$

Para el resto de la estructura

$$F_x = C_{vx} V_s$$
$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k}$$
$$k = 14 \beta_M T_{fb}$$

$$T_{fb} := 0.369$$

$$\beta_M = 0.022$$

$$k := 14 \cdot \beta_M \cdot T_{fb} = 0.113$$

4.2 Modelamiento del edificio de base aislada

Una vez obtenido el modelo matemático de base no aislada, se procede a la definición de los parámetros de ingreso en el programa estructural de diseño para la base aislada, tal como se indica:

$$T \leq T_L$$

$$1.968 \text{ s} \leq 8 \text{ s} \quad \text{CUMPLE}$$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)}$$

$$C_s = \frac{2.0715 \text{ g}}{1.968 \left(\frac{8}{1.5} \right)}$$

$$C_s = 0.19736$$

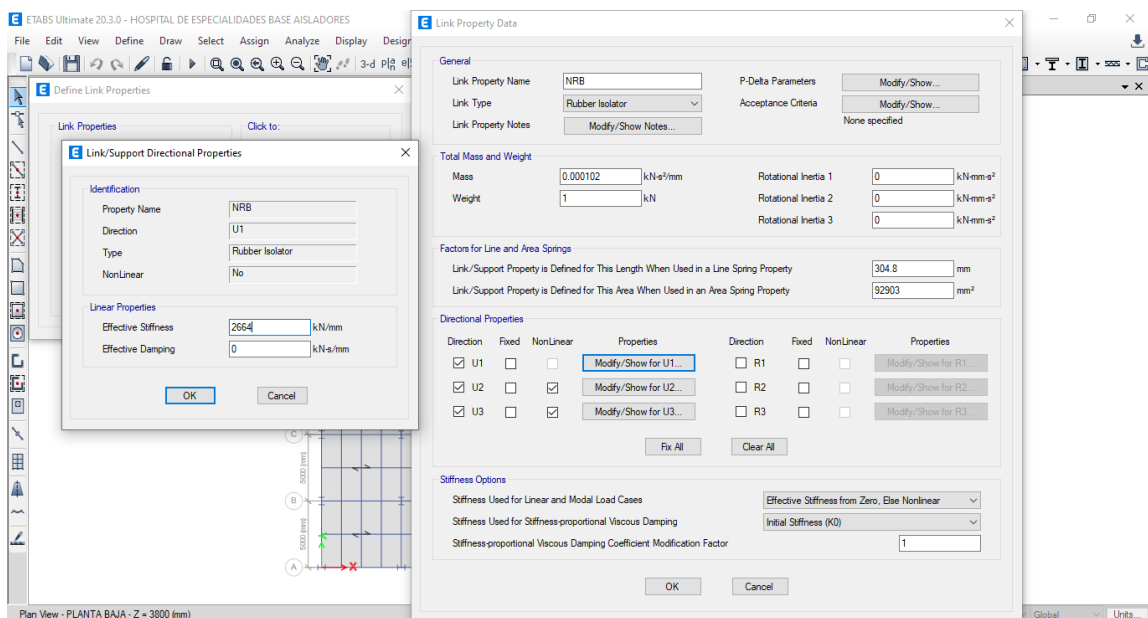
$$T = 1.968 \text{ s}$$

$$k = (1.968 - 0.5) * \frac{(2 - 1)}{(2.5 - 0.5)} + 1$$

$$k = 1.734$$

Figura 22

Definición de parámetros aislador de caucho dirección U1



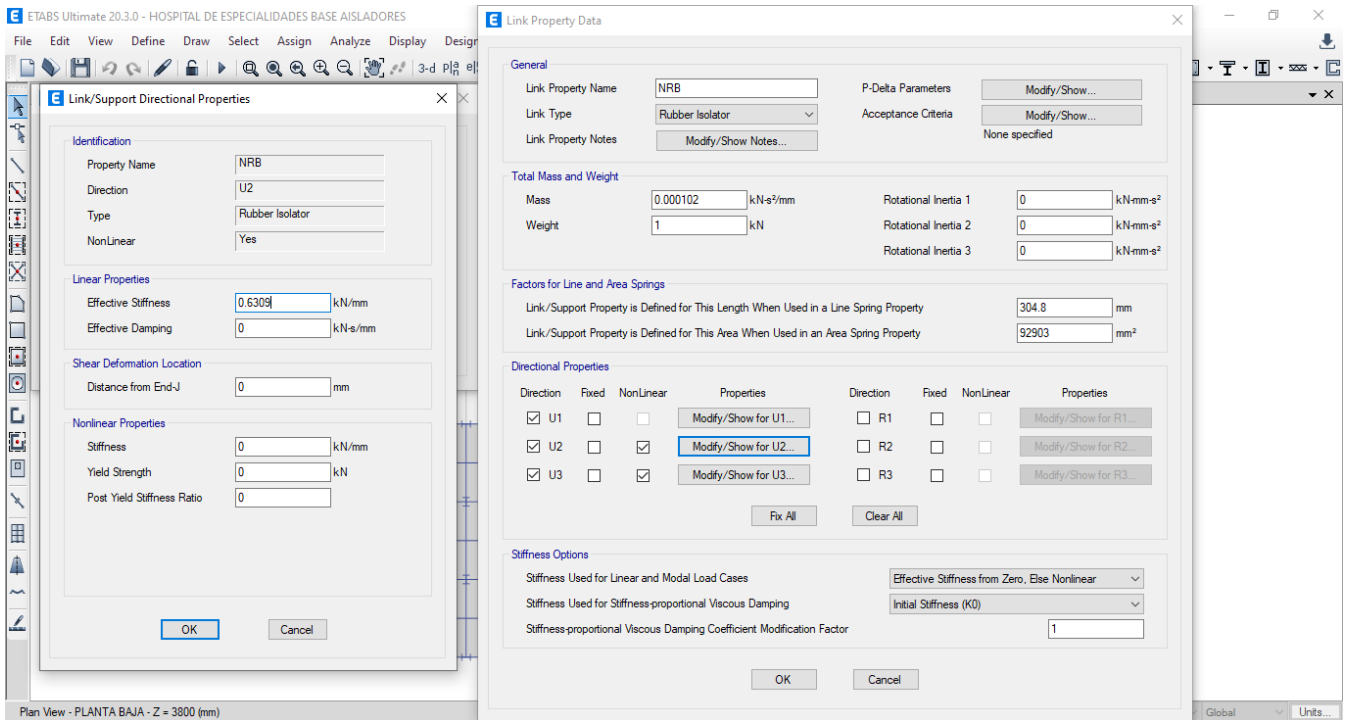
Nota: Ingreso de parámetros para el aislador de caucho - alto amortiguamiento. Fuente:

Modelo matemático

En la figura se muestra el ingreso de los parámetros de la rigidez axial en la dirección U1 para los aisladores de caucho de alto amortiguamiento indicado por el fabricante.

Figura 23

Definición de parámetros aislador de caucho dirección U2 y U3



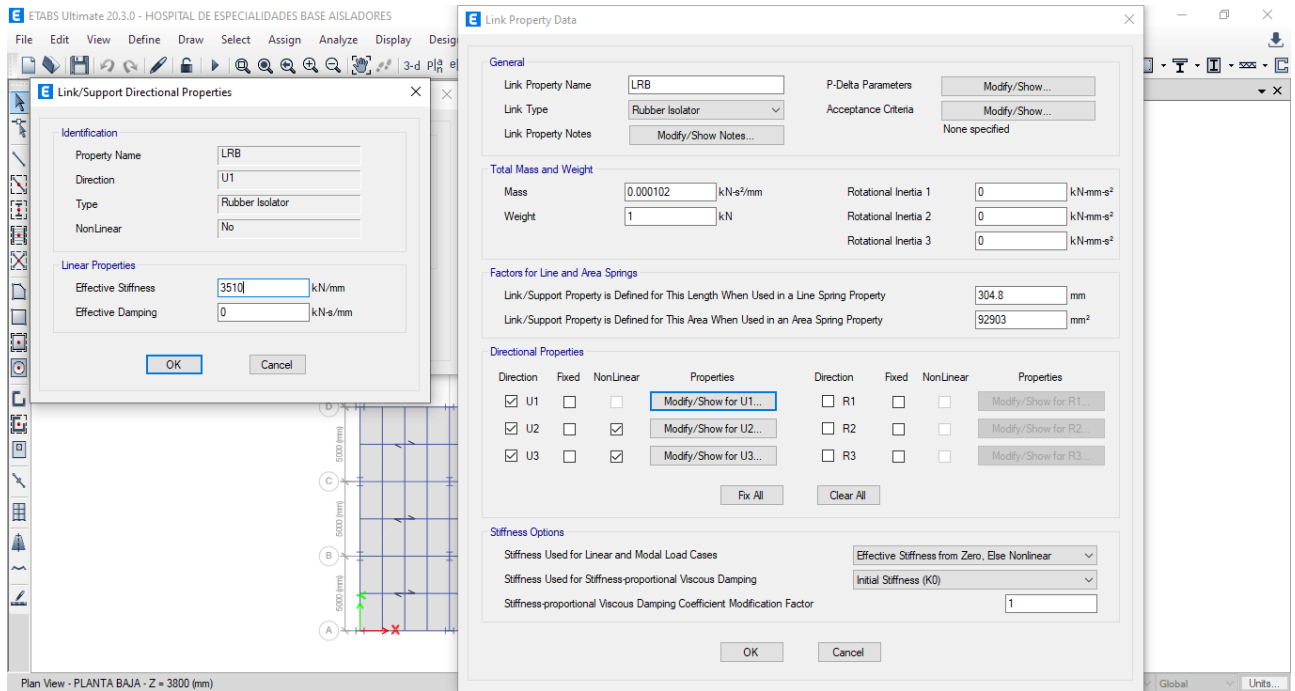
Nota: Ingreso de parámetros para el aislador de caucho - alto amortiguamiento. Fuente:

Modelo matemático

En la figura se muestra el ingreso de los parámetros de la rigidez axial en la dirección U2 y U3 para los aisladores de caucho de alto amortiguamiento calculado mediante el método ajustado.

Figura 24

Definición de parámetros aislador de núcleo de plomo dirección U1

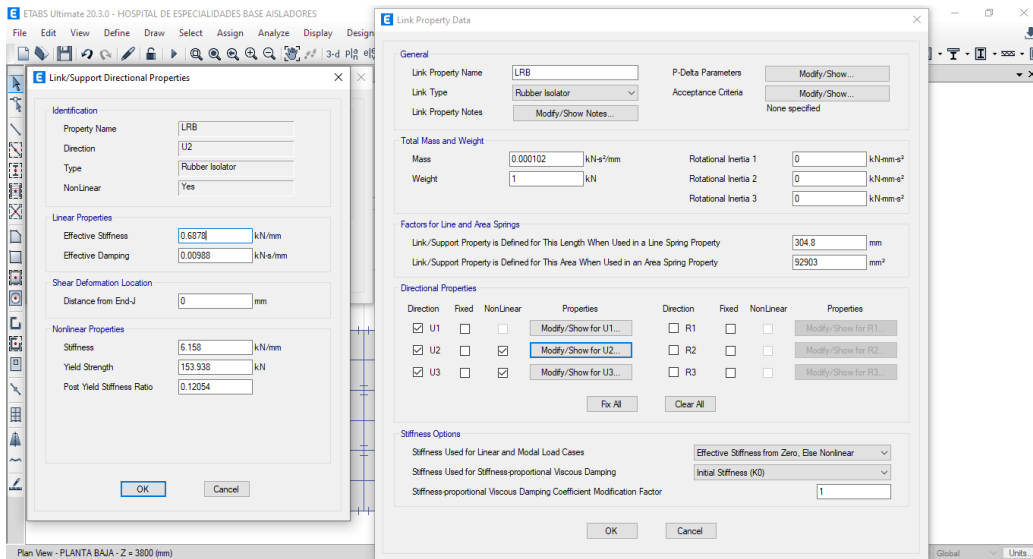


Nota: Ingreso de parámetros para el aislador de núcleo de plomo. Fuente: Modelo matemático

En la figura se muestra el ingreso de los parámetros de la rigidez axial en la dirección U1 para los aisladores con núcleo de plomo indicado por el fabricante.

Figura 25

Definición de parámetros aislador de núcleo de plomo dirección U2 y U3



Nota: Ingreso de parámetros para el aislador de núcleo de plomo. Fuente: Modelo matemático

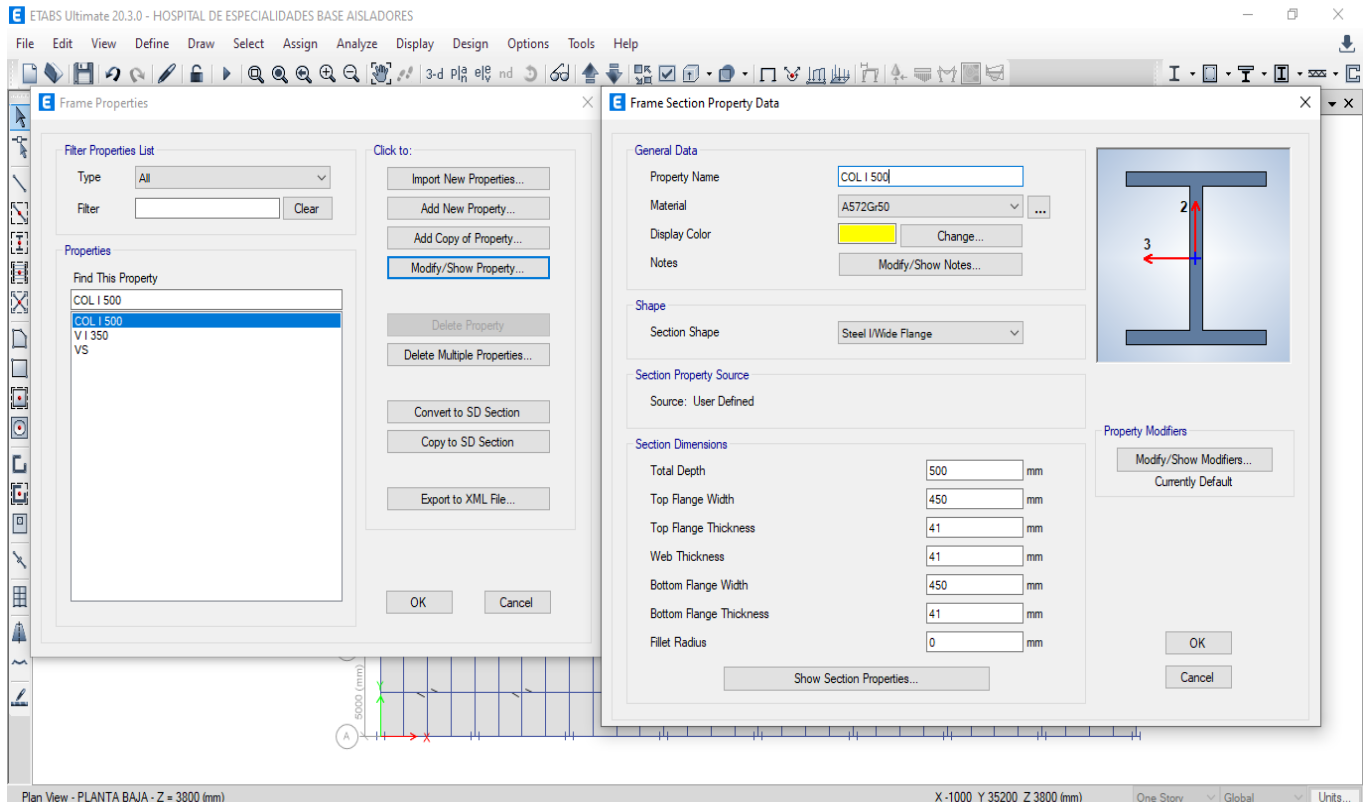
En la figura se muestra el ingreso de los parámetros de la rigidez axial en la dirección U2 y U3 para los aisladores con núcleo de plomo calculado mediante el método ajustado.

4.3 Comparación de resultados

Una vez definido el modelo con base aislada se verifica que el proyecto satisfaga los parámetros de diseño. Sin embargo después del análisis realizado se requiere que las secciones consideradas se incrementen ya que no cumplen los requerimientos de los códigos (ANSI/AISC 341-22, 2022) y (ASCE/SEI 7-16, 2016), tal como se indica:

Figura 26

Evidencia de secciones para columnas - base aislada

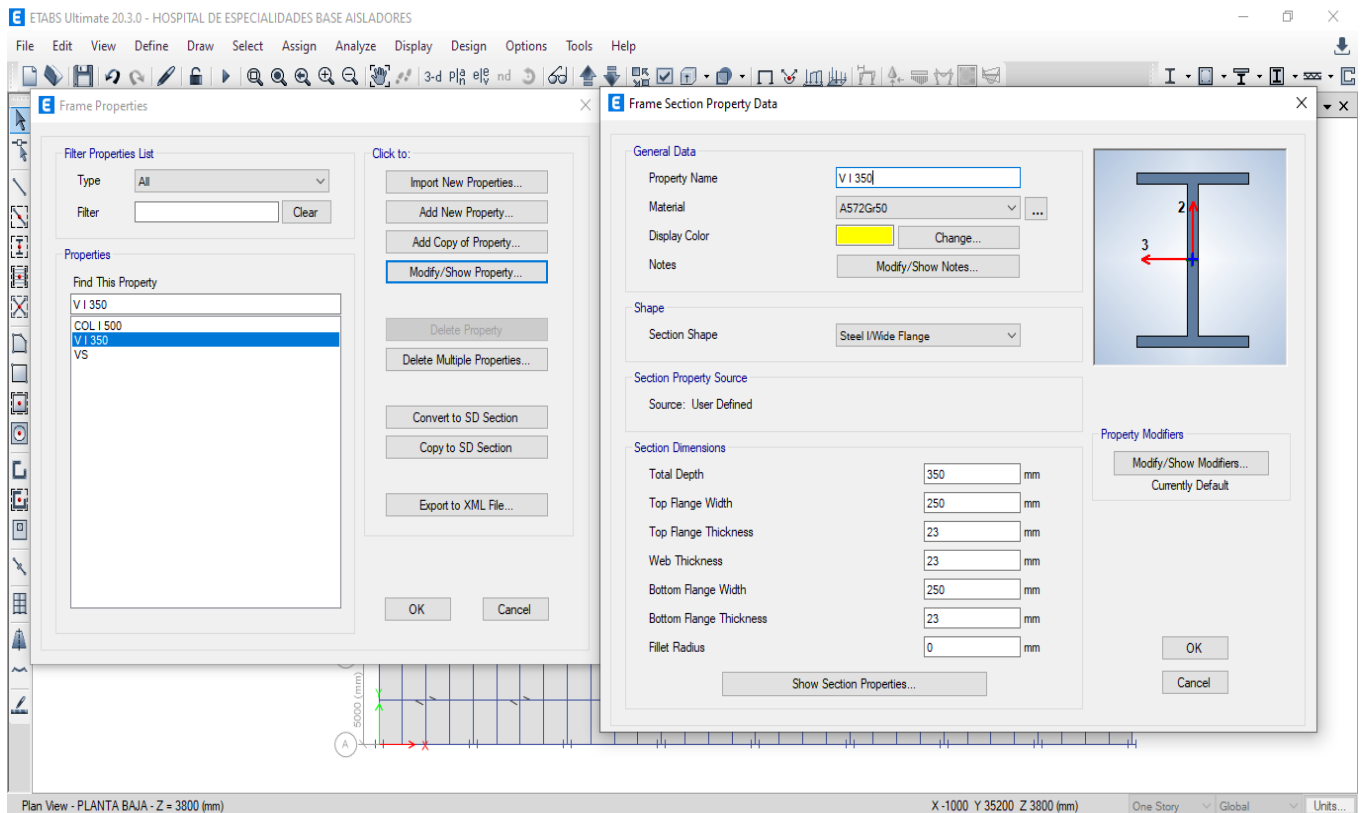


Nota: Se visualiza las dimensiones de la columna tipo para modelo aislado. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra un ligero incremento de las secciones consideradas para el modelo base, lo cual se realiza con la finalidad de garantizar el comportamiento de la estructura según la norma (ASCE/SEI 7-16, 2016), ya que al considerar un sistema de aislamiento el período de vibración se incrementa mientras se reduce la rigidez de los elementos que conecta la estructura con el suelo.

Figura 27

Evidencia de secciones para vigas - base aislada



Nota: Se visualiza las dimensiones de la viga tipo para modelo aislado. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra un ligero incremento de las secciones consideradas para el modelo base, lo cual se realiza con la finalidad de garantizar el comportamiento de la estructura según la norma (ASCE/SEI 7-16, 2016).

Tabla 17 Parámetros sísmicos - base aislada

Definiciones de patrones de carga sísmica							
Nombre	Relación de excentricidad	Piso superior	Piso inferior	C	K	Peso tonf	Cortante de base tonf
SX-	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SX	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SX(DRIFT)	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SX+	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SXDrift	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SY-	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SY	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SY(DRIFT)	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SY+	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195
SYDrift	0.05	2º PLANTA ALTA	BASE	0.19736	1.734	1794.78891	354.2195

Nota: La tabla muestra los parámetros C y K ingresados, y con los cuáles se obtiene el valor

de la carga reactiva y cortante basal en la estructura. Elaborado por: La autora

En la tabla se visualiza un valor del coeficiente sísmico menor en comparación al considerado para el modelo con base rígida, y es lo que se esperaba cumplir para una estructura con sistema de aislamiento de base.

Tabla 18 Parámetros modales - base aislada

Ratios de Masa Modal Participante							
Modo	Período (s)	UX	UY	Sumatoria UX	Sumatoria UY	RZ	Sumatoria RZ
1	1.968	0.9788	0.0108	0.9788	0.0108	0.0085	0.0085
2	1.963	0.0112	0.9868	0.9900	0.9976	0.0003	0.0087
3	1.770	0.0080	0.0007	0.9981	0.9983	0.9895	0.9982
4	0.348	0.0019	0.0000	1.0000	0.9983	0.0000	0.9982
5	0.338	0.0000	0.0017	1.0000	1.0000	0.0000	0.9982
6	0.307	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0018	1.0000
7	0.144	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
8	0.143	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
9	0.128	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
10	0.107	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
11	0.093	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000
12	0.083	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000	1.0000

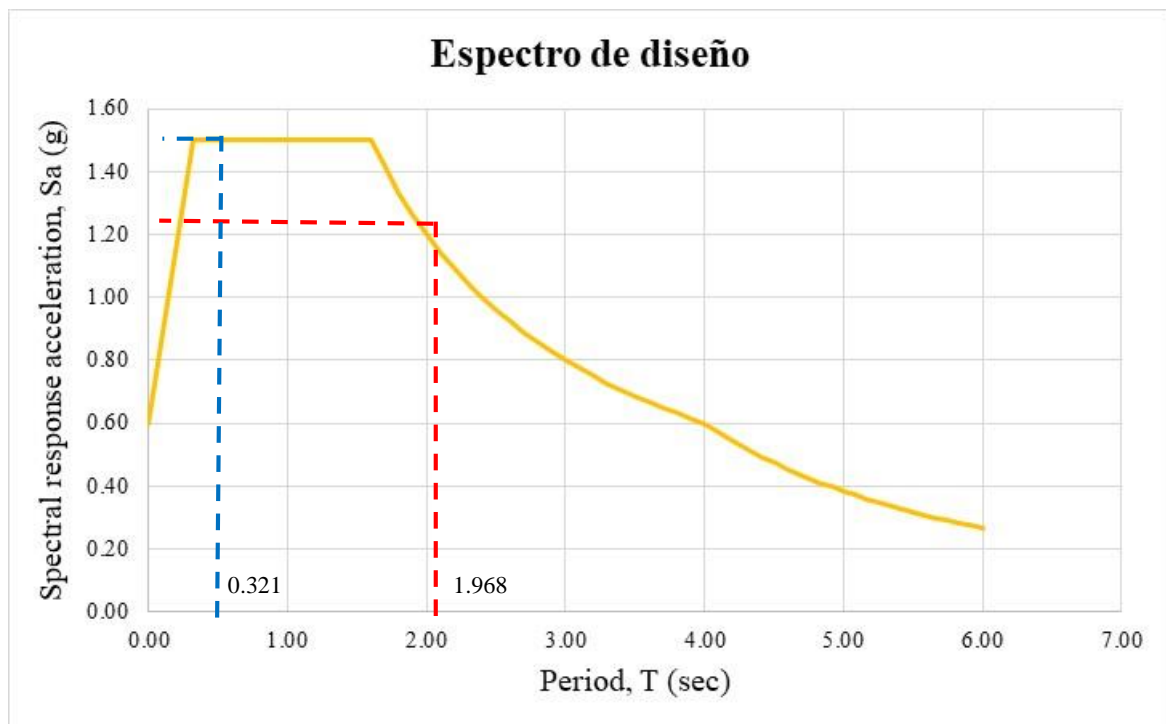
Nota: Se visualiza los valores de los períodos para los tres primeros modos de vibración y la sumatoria de los modos en cada dirección. Elaborado por: La autora

En la tabla se evidencia los valores de los períodos de vibración para los tres primeros modos son mayores a los obtenidos para la modelación con base no aislada, lo cual se esperaba debido a la disminución de la rigidez, respecto a la sumatoria de modos se evidencia que cumple el 90% en los primeros modos lo que garantiza un mejor comportamiento de la edificación.

Para el valor del período fundamental obtenido $T = 1.968$ segundos, se evidencia en el gráfico del espectro que los valores de aceleración son menores a los obtenidos para el espectro con el período del modelo de base no aislada, tal como se indica:

Figura 28

Comparación de aceleraciones para los períodos analizados según el espectro de diseño

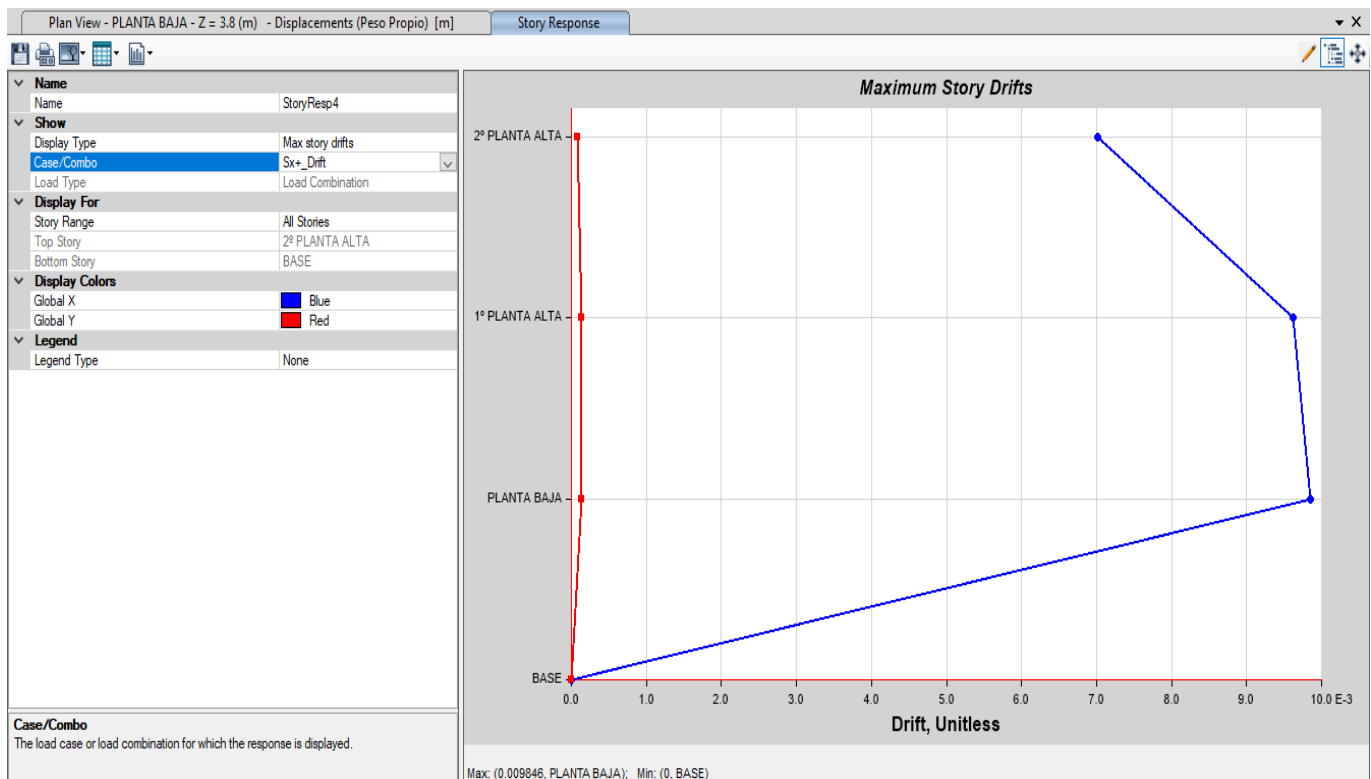


Nota: Se visualiza el valor del período en espectro de diseño según la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016). Elaborado por: La autora

En la figura se evidencia que al incrementar el valor del período para la estructura con base aislada los valores de aceleración bajan teniendo $S_a = 1.23 \text{ g}$ versus el obtenido para el período del modelo con base rígida cuyo valor es $S_a = 1.50 \text{ g}$.

Figura 29

Valor deriva pseudo estática sentido x - base aislada

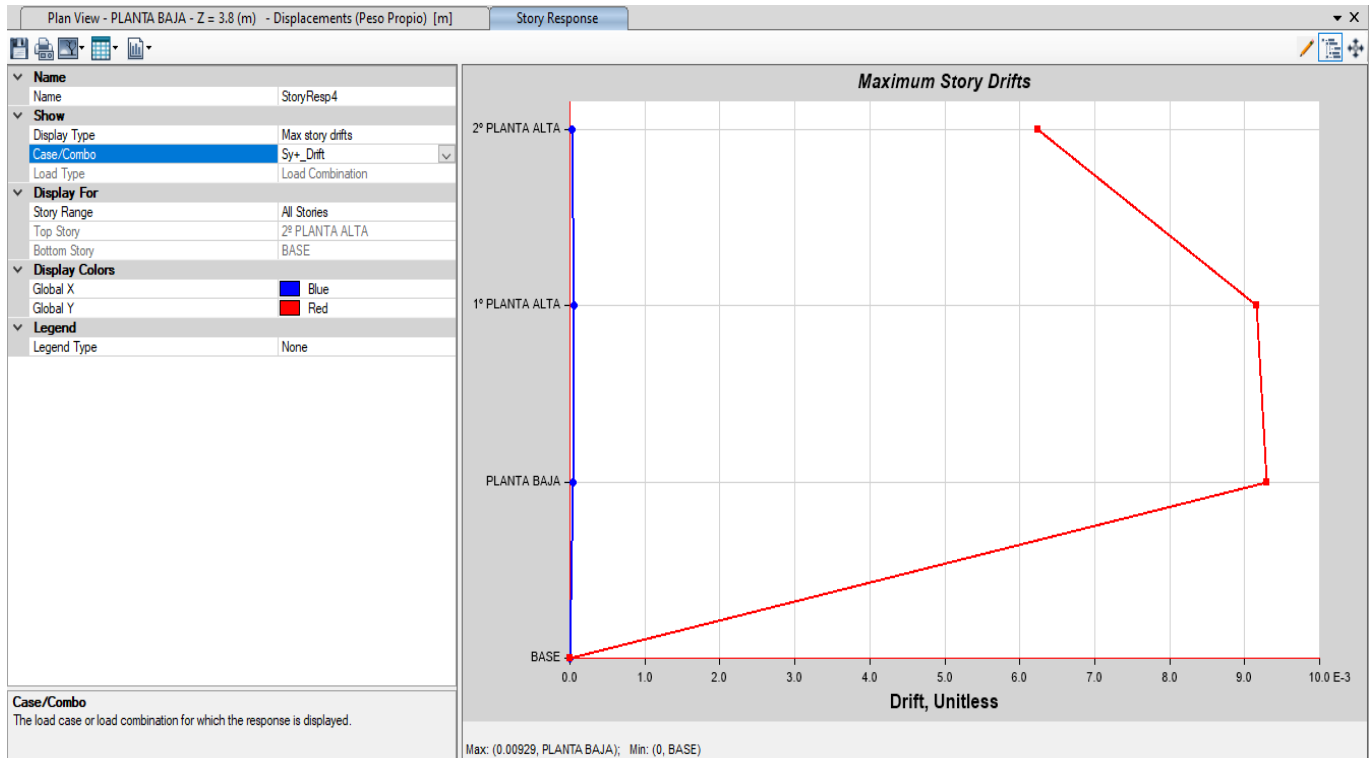


Nota: Se visualiza el valor de la deriva para el sentido x-x. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga "Sx+_Drift" ya que corresponde al resultado del cociente entre el valor de $C_d = 5.5$ y el valor de $I_e = 1.5$, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva máxima que se obtiene como $\delta_M = 0.009846$

Figura 30

Valor deriva pseudo estática sentido y - base aislada



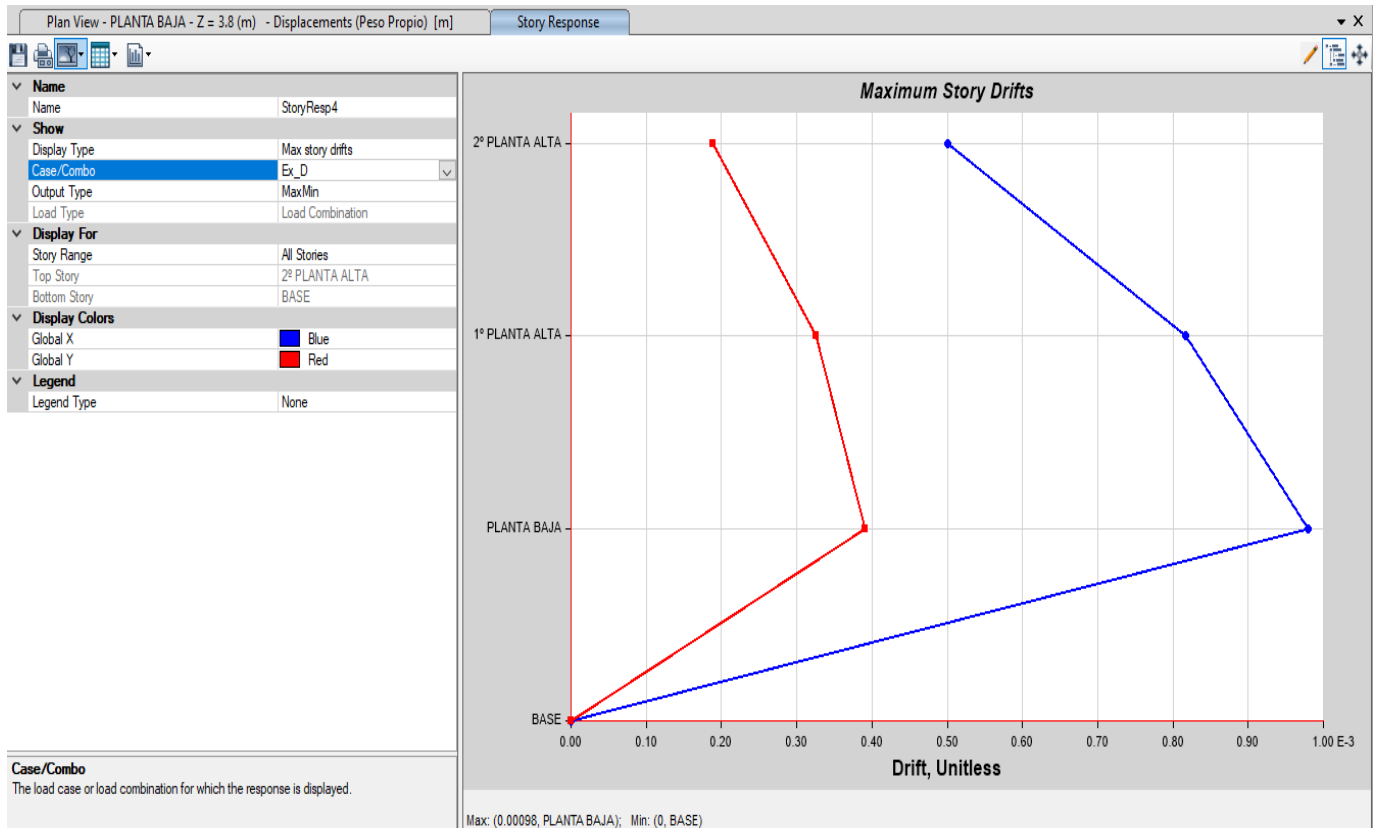
Nota: Se visualiza el valor de la deriva para el sentido y-y. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Sy+_Drift” ya que corresponde al resultado del cociente entre el valor de $C_d = 5.5$ y el valor de $I_e = 1.5$, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva máxima que se obtiene como $\delta_M = 0.00929$

Para la categoría de riesgo del estudio se debe cumplir los valores de derivas que indica la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016), es decir valores menores a 0.01 y según lo obtenido la estructura con base aislada CUMPLE.

Figura 31

Valor deriva dinámica sentido x - base aislada

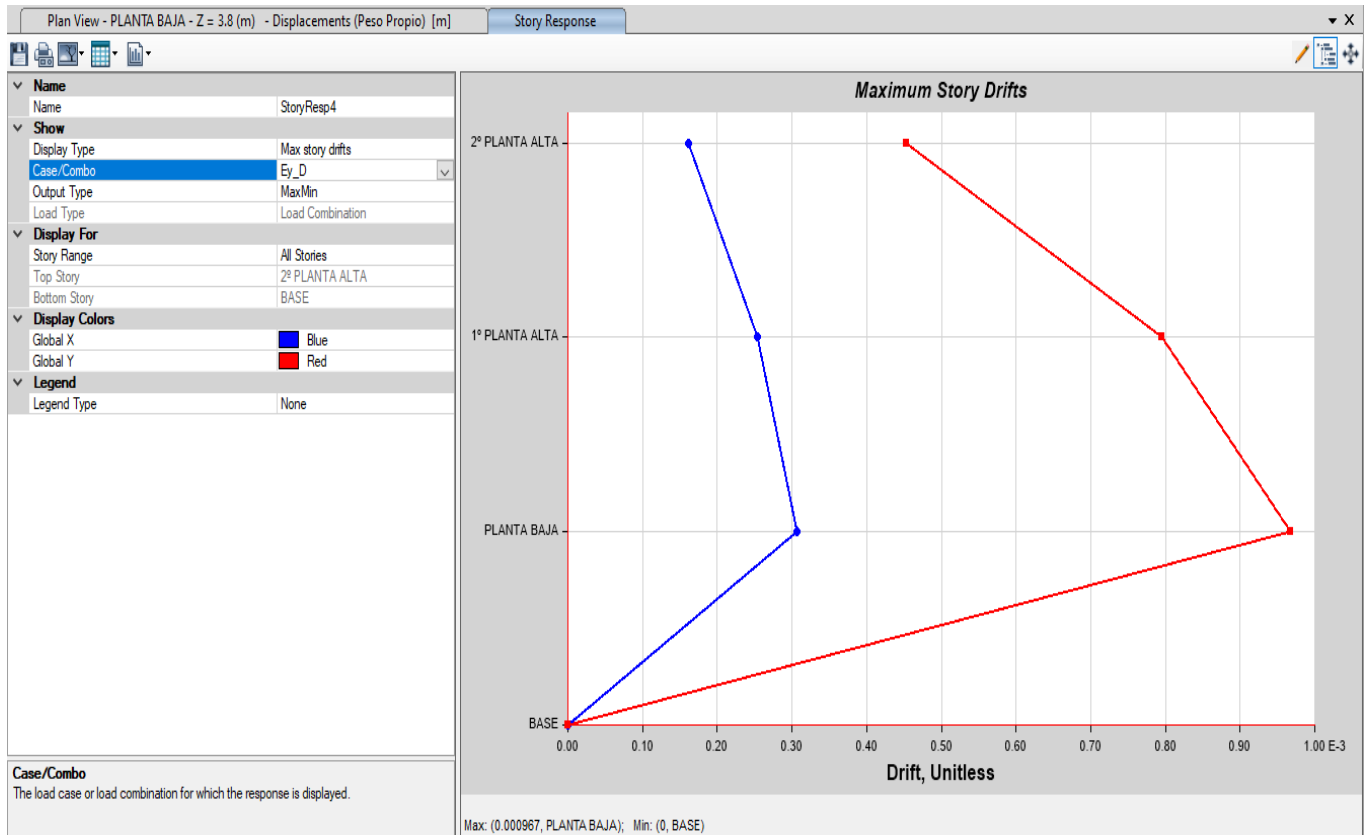


Nota: Valor de la deriva dinámica para el sentido x-x. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Ex_D” ya que corresponde a una carga dinámica con período liberado, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva que se obtiene $\delta_M = 0.00098$

Figura 32

Valor deriva dinámica sentido y - base aislada

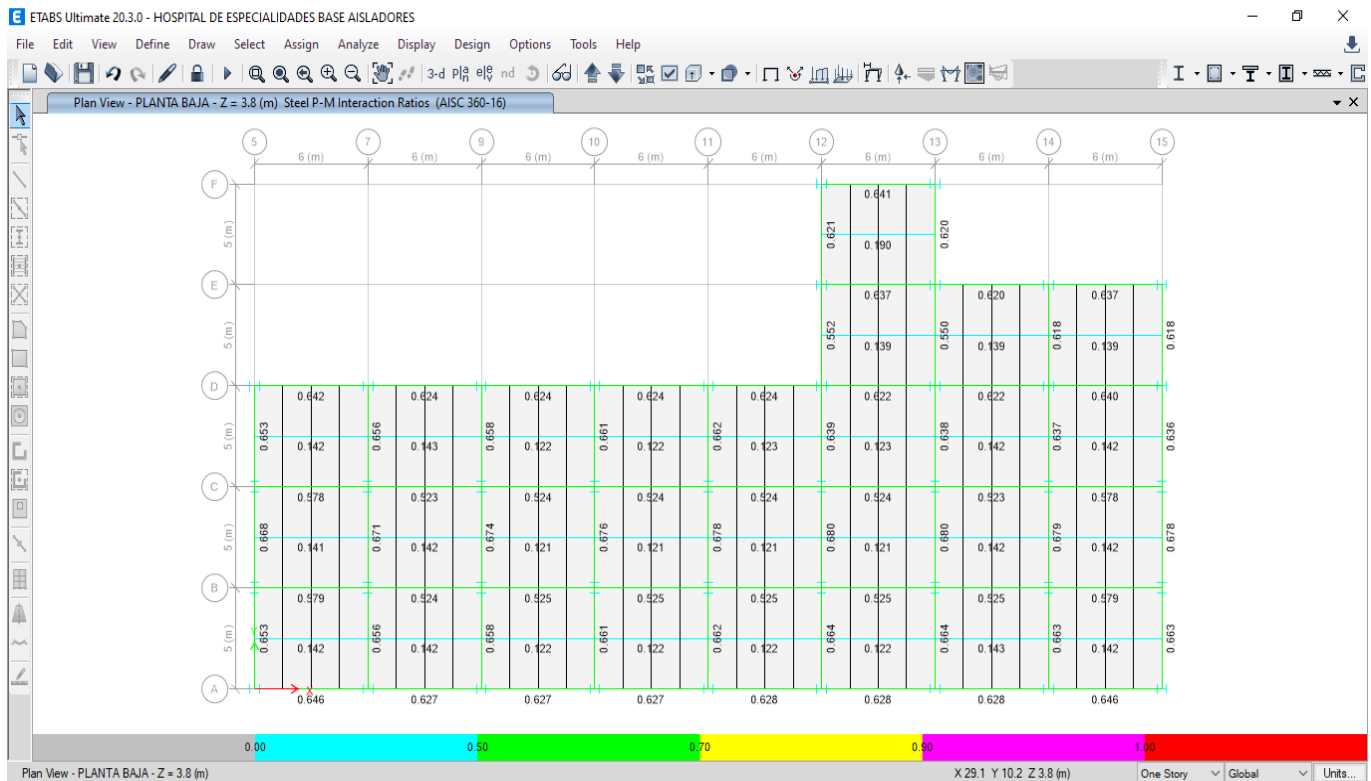


Nota: Valor de la deriva dinámica para el sentido y-y. Fuente: Modelo matemático

Para el análisis se considera el estado de carga “Ey_D” ya que corresponde a una carga dinámica con período liberado, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva que se obtiene $\delta_M = 0.000967$

Figura 33

Ratios de capacidad - base aislada



Nota: Se evidencia los valores de ratios de utilidad de la estructura. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra que todos los elementos que conforman la estructura tienen secciones que se optimizaron y que cumplen con todos los requerimientos mínimos de diseño que recomienda la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016).

4.4 Interacción suelo – estructura

La interacción suelo-estructura se refiere al estudio de la influencia del comportamiento del suelo en la estructura y viceversa. Al considerar esta interacción en el diseño, se puede garantizar una mayor seguridad en las edificaciones, especialmente en zonas sísmicas como el sector de Turubamba.

Existen ciertas características mecánicas y geométricas que son esenciales para la determinación de los parámetros de modelamiento y ejecutar un análisis considerando los efectos de interacción suelo-estructura.

Para el proyecto en estudio se consideró el perfil estratigráfico del lugar, que evidencia la subzona con su propia columna representativa de suelo, en donde se incluyen los espesores promedios calculados para cada estrato, el número N del SPT, la velocidad de onda de corte V_s , el peso específico y la clasificación SUCS promedio para cada estrato de suelo obtenido de (Escuela Politécnica Nacional, GeoHazards International, & Municipio del Distrito Metropolitano de Quito, 1995).

Es así que será necesario realizar ciertos cálculos previos al modelamiento de la estructura para contar con los valores numéricos de todos los parámetros, tomando las siguientes consideraciones:

Cuando el perfil del suelo debajo de la cimentación es NO-homogéneo.

- Tenemos un perfil de suelo con valores de $v_{so}(z)$ específico para cada estrato de suelo a una profundidad z .
- Es necesario ajustar la velocidad de onda de corte del suelo de cada uno de los estratos, en función de la distribución de presiones en profundidad debido al sobrepeso de la estructura. Se puede usar la siguiente expresión:

$$v_{so,F}(z) \approx v_{so}(z) \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{n/2}$$

Donde cada término representa:

$v_{so,F}(z)$: $[m/s]$ velocidad de onda de corte corregida para la sobrepresión generada por la estructura, medida para cada estrato a una profundidad z .

$\sigma'_v(z)$: [kPa] esfuerzo efectivo del peso propio del suelo medido a la profundidad z de cálculo.

$\Delta\sigma_v(z)$: [kPa] esfuerzo vertical en el suelo debido al peso de la estructura determinado a una profundidad z .

n : [-] constante adimensional que depende del tipo de suelo. Puede variar desde 0.50 hasta 1.0 para suelos granulares y suelos cohesivos, respectivamente.

Para la determinación de los esfuerzos a una profundidad z , se puede usar la siguiente expresión aproximada del método de la pendiente 2:1.

$$\Delta\sigma_v(z) = \frac{P}{(2B + z)(2L + z)}$$

- Una vez que se haya determinado la velocidad de onda de corte corregida para considerar el sobrepeso de la estructura, se calcula una velocidad de onda promedio usando la siguiente expresión.

$$v_{so,avg} = \frac{z_p}{\sum_{i=1}^{ne} \left(\frac{\Delta z_i}{v_{so,F}(z)_i} \right)}$$

Esta ecuación corresponde a un promedio ponderado de la velocidad de cada estrato en la profundidad z_p , con respecto al espesor de cada estrato de suelo, Δz_i . En esta expresión, ne , corresponde al número de estratos incluidos en la profundidad z_p .

La profundidad apropiada para la ponderación de las velocidades corregidas se recomienda determinar de la siguiente manera:

$$\text{Horizontal (x,y): } z_p = B_e^A = \sqrt{A/4} = \sqrt{BL}$$

$$\text{Rocking (xx): } z_p \approx B_e^I \rightarrow B_e^I = \sqrt[4]{0.75I_x} = \sqrt[4]{B^3L}$$

$$\text{Rocking (yy): } z_p \approx B_e^I \rightarrow B_e^I = \sqrt[4]{0.75I_y} = \sqrt[4]{L^3B}$$

- Y determinada la velocidad de onda de corte ponderada, $v_{so,avg}$, es posible definir el módulo de cortante, G_o , que se usaría en cálculos siguientes, usando esta expresión:

$$G_o = \frac{\gamma_s v_{so}^2}{g}$$

Donde γ_s es el peso específico del suelo en $[kN/m^3]$ y g es la aceleración de la gravedad en $[m/s^2]$.

- Nótese que tanto la velocidad de onda de corte ponderada como el módulo de cortante están expresados en términos de las propiedades medidas en el rango de pequeñas deformaciones unitarias. La normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) nos entrega factores para la modificación de estas propiedades, de tal forma que el cálculo se realice así:

$$v_s = factor \left[\frac{v_s}{v_{so}} \right] * v_{so}$$

$$G = factor \left[\frac{G}{G_o} \right] * G_o$$

Con los cálculos correspondientes de v_s y G , se puede entonces determinar los valores de K_j , α_j , y η_j , que son la constante de rigidez estática en superficie/embebida, el factor de modificación dinámico y el factor de modificación de embebido para cada grado de libertad j , respectivamente.

Si bien, estos factores están incluidos en la (ASCE/SEI 7-16, 2016) para el cálculo específico que se requiere, se adjuntan en estas ayudas de modelamiento las tablas completas proporcionadas por la normativa (NIST GCR 12-917-21, 2012). Por lo tanto, los parámetros arriba definidos nos sirven para calcular el coeficiente de rigidez como el amortiguamiento equivalente del suelo para el comportamiento lineal, tal que:

$$k_j = K_j * \alpha_j * \eta_j$$

$$\beta_{rd,j} \rightarrow c_{rd,j} = 2\beta_{rd,j} * \frac{k_j}{\omega}$$

Por otro lado, la rigidez que aportan los elementos que representan al suelo en el sistema suelo-estructura deben estar incluidos en el modelo matemático. El cómo se incluyen estos elementos en el modelo depende del procedimiento de análisis a usar y de las consideraciones de flexibilidad de los elementos de cimentación, para este caso el procedimiento consiste en distribuir la rigidez de un único resorte en toda la superficie de contacto de la cimentación con el suelo de soporte. A continuación, se adjunta los cálculos realizados.

- Datos a considerar

Structural Data (Datos de la estructura)

N° stories =	3	[u]	Número de pisos
W =	24288.068	[kN]	Peso reactivo sísmico
B =	12.5	[m]	Semi ancho de cimentación
L =	24.0	[m]	Semi largo de cimentación
D_f =	1.5	[m]	Profundidad de desplante
D_w =	1.5	[m]	Espesor cara cimentación
g =	9.81	[m/s ²]	Aceleración de la gravedad
h_n =	11.4	[m]	Altura de la edificación

Spectral Data (Datos espectrales)

T_L =	6	[s]	Límite de período largo
S_S =	2.13	[g]	Pseudo aceleración espectral en período corto
S_1 =	0.7768	[g]	Pseudo aceleración espectral en período de 1 s
F_a =	1.0	[-]	Modificadores del tipo de suelo
F_v =	4.0	[-]	Modificadores del tipo de suelo
S_{DS} =	1.420	[g]	Aceleración espectral de diseño
S_{D1} =	2.071	[g]	Aceleración espectral de diseño
$S_{DS}/2.5$ =	0.568	[g]	

Further Design Data (Datos de diseño adicionales)

R =	8	[-]	Factor de modificación de respuesta
Ω_o =	3	[-]	Factor de sobrerresistencia
Cd =	5.5	[-]	Coefficiente de amplificación de deformaciones
$R_d = \mu$ =	2.67	[-]	Ductilidad
β =	0.05	[-]	Amortiguamiento

Structural Modal Data (Datos estructurales modales)

T_n =	0.321	[s]	Período de vibración de la estructura base fija
ω_n =	19.57	[rad/s]	Frecuencia natural de vibración de la estructura base fija
\check{T}_n =	1.073	[s]	Período de vibración de la estructura base flexible
ϖ_n =	5.86	[rad/s]	Frecuencia natural de vibración de la estructura base flexible

▪ Procedimiento perfil de suelo

$D_f =$	1.5	[m]
$n =$	0.8	[-]

	Transt. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
$Z_p =$	17.32	14.71	20.39	[m]
$D_f + Z_p =$	18.82	16.21	21.89	[m]
$n_e =$	3	3	3	[u]

Profundidad apropiada para cada grado de libertad

Número de estratos que abarca la profundidad apropiada para poder calcular la ponderación

$S_{DS}/2.5 =$	0.568	[g]
$v/v_{so} =$	0.308	
$G/G_o =$	0.105	

Valor a interpolar según tabla 19.3-1

Valor a interpolar según tabla 19.3-2

Velocidad de ondas de corte promedio para deformaciones unitarias pequeñas

Velocidad de ondas de corte promedio para deformaciones unitarias grandes

Peso específico ponderado promedio

Rigidez a cortante del suelo para para deformaciones unitarias grandes

Profundidad	Espesor de capa	Densidad	Velocidad de onda de corte	Esfuerzo efectivo de peso propio del suelo	Esfuerzo vertical de peso de la estructura	Velocidad de onda de corte después de la corrección	V _{so,F} Averaging			V _{so,F} Averaging			Y _{s,avg} [kN/m ³]	Rigidez a cortante del suelo para para deformaciones unitarias grandes															
							Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy		G [kN/m ²]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]													
Depth z(m)	Profile thickness Δz [m]	Y _s [kN/m ³]	V _{so} [m/s]	σ' _v (z) [kN/m ²]	Δσ _v (z) [kN/m ²]	V _{so F} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _{so,avg} [m/s]	V _s [m/s]	V _s [m/s]	V _s [m/s]		G [kN/m ²]	G [kN/m ²]	G [kN/m ²]													
0.0	2.0	16.67	226																										
1.0																													
1.5																													
2.0	2.0	18.63	302	8.34	19.64	366.81	347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
2.0																													
3.0																													
4.0																													
4.0																													
5.0																													
6.0	3.0	18.63	302				347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
6.0																													
7.0																													
8.0																													
9.0																													
9.0																													
10.0	3.0	18.63	279				347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
10.0																													
11.0																													
12.0																													
12.0																													
13.0																													
14.0	3.0	17.65	352				347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
14.0																													
15.0																													
15.0																													
16.0																													
17.0																													
18.0	3.0	22.56	491				347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
18.0																													
18.0																													
19.0																													
19.0																													
20.0																													
21.0	4.0	22.56	491				347.23	320.93	364.43	106.81	98.72	112.10	18.95	24549.47	20971.41	27042.03													
21.0																													
22.0																													
23.0																													
24.0																													
25.0																													

- Cálculo de rigideces (SSI Inercial)

B =	12.5	[m]
L =	24	[m]
D _f =	1.5	[m]
v =	0.3	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
G =	24549.47	20971.41	27042.03	[kN/m ²]
a _o =	2.29	2.48	2.18	[-]

**Stiffnesses calculation
(Cálculo de rigideces):**

	Rigidez de la superficie		Rigidez embebida		Rigidez dinámica	Rigidez dinámica embebida	Intensidades superficial y embebida	
	K_{sur} [kN/m];[kN-m/rad]		K_{emb} [kN/m];[kN-m/rad]		Stiffnesses		Intensities	
			η [-]	α [-]	k_{j,sur} [kN/m];[kN-m/rad]	k_{j,emb} [kN/m];[kN-m/rad]	kⁱ_{j,sur} [kN/m/m ²]	kⁱ_{j,emb} [kN/m/m ²]
<i>Translational along z-axis</i>	2918036.33	3121486.157	1.07	0.67	1941693.90	2077071.683	1618.078	1730.893
<i>Translational along y-axis</i>	2441758.80	2795000.503	1.14	1.00	2441758.80	2795000.503	2034.799	2329.167
<i>Translational along x-axis</i>	2308902.82	2642924.659	1.14	1.00	2308902.82	2642924.659	1924.086	2202.437
<i>Torsional about z-axis</i>	1202179235.10	1556616585.26	1.29	0.73	877968433.35	1136819023.97		
<i>Rocking about y-axis</i>	1367171941.07	1533492306.41	1.12	0.53	723091313.64	811057433.95		
<i>Rocking about x-axis</i>	406321075.58	459203674.07	1.13	0.59	241736145.78	273198051.90		

End - length distribution (Longitud de distribución final):

	Surface (superficial)	Embedded (embebida)	
$C^{Kyy}_{R-V} =$	0.484	0.508	[-]
$C^{Kxx}_{R-V} =$	0.582	0.604	[-]
$k_{end}^{i-yy} =$	3138.42	3520.21	[kN/m/m ²]
$k_{end}^{i-xx} =$	3867.78	4371.17	[kN/m/m ²]
$L_e =$	4.76	5.06	[m]
$B_e =$	3.15	3.32	[m]

- Cálculo de amortiguamiento (SSI Inercial)

Calculation Data (Datos de cálculo):

B =	12.5	[m]
L =	24	[m]
D _f =	1.5	[m]
v =	0.3	[-]
ψ =	1.87	[-]

	Traslat. (x,y,z)	Rocking - xx	Rocking - yy	
G =	24549.47	20971.41	27042.03	[kN/m ²]
a _o =	2.29	2.48	2.18	[-]

Damping Calculation (Cálculo de amortiguamiento):

	Amortiguamiento por radiación				Coeficiente de amortiguamiento por radiación		Intensidad coeficiente de amortiguamiento por radiación		
	Radiation Damping		Radiation Damping Coefficient		Radiation Damping Intensities		Radiation Damping Intensities		
	K_{sur} [kN/m];[kN-m/rad]	K_{emb} [kN/m];[kN-m/rad]	α [-]	β_{sur} [-]	β_{emb} [-]	$c_{rd,sur}$ [kN/(m/s)];[kN-m/(rad/s)]	$c_{rd,emb}$ [kN/(m/s)];[kN-m/(rad/s)]	$c_{rd,sur}^i$ [kN/(m/s)];[kN-m/(rad/s)]	$c_{rd,emb}^i$ [kN/(m/s)];[kN-m/(rad/s)]
Translational along z-axis	2918036.33	3121486.16	0.6654	2.601	2.669	516000.26	566336.2647	430.000	471.947
Translational along y-axis	2441758.80	2795000.50	1.0000	1.105	1.243	275813.74	354972.1287	229.845	295.810
Translational along x-axis	2308902.82	2642924.66	1.0000	1.169	1.263	275813.74	341161.404	229.845	284.301
Torsional about z-axis	1202179235.10	1556616585.26	0.7303	0.702	0.773	62937310.44	89739407.19		
Rocking about y-axis	1367171941.07	1533492306.41	0.5289	1.229	1.277	90830554.75	105865848		
Rocking about x-axis	406321075.58	459203674.07	0.5949	0.746	0.984	18414018.95	27479799.66		

Calculations according to ASCE 7-16 hysteretic and radiation damping (Cálculos de amortiguamiento por histéresis y radiación)

Effective damping ratio, β_0 (Radio de amortiguamiento efectivo)

$$\beta_0 = \beta_f + \frac{\beta}{(\tilde{T}/T)_{eff}^2} \leq 0.20 \quad (19.3-1)$$

$$\beta_0 = 0.200 \quad [-]$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff}$$

$$= 2.194 \quad [-]$$

$$\beta_f = 0.197$$

$$\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)_{eff} = \left\{ 1 + \frac{1}{\mu} \left[\left(\frac{\tilde{T}}{T}\right)^2 - 1 \right] \right\}^{0.5} \quad (19.3-2)$$

$$\beta_f = \left[\frac{(\tilde{T}/T)^2 - 1}{(\tilde{T}/T)^2} \right] \beta_s + \beta_{rd} \quad (19.3-3)$$

$\beta_s = 0.179$ [-] Valor a interpolar, según tabla 19.3-3

$$\beta_{rd} = 0.034$$
 [-]

$$\beta_{rd} = \frac{1}{(\tilde{T}/T_y)^2} \beta_y + \frac{1}{(\tilde{T}/T_{xx})^2} \beta_{xx} \quad (19.3-5)$$

$$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{K_y/GB} \right] \left[\frac{a_0}{2} \right] \quad (19.3-10)$$

$$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)a_0^2}{\left(\frac{K_{xx}}{GB^3}\right) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right] \quad (19.3-12)$$

$$\beta_y = 1.004$$
 [-]

$$\beta_{xx} = 0.746$$
 [-]

$$\beta = 0.05$$
 [-]

$$T_n = 0.321$$
 [s]

$$\tilde{T}_n = 1.073$$
 [s]

$$T_y = 0.159$$
 [s]

$$T_{xx} = 0.134$$
 [s]

$$M^* = 1733.094$$
 [tonne]

$$h^* = 7.980$$
 [m]

$$K_y = 2689675.2507$$
 [kN/m]

$$K_{xx} = 406321075.5850$$
 [kN-m/rad]

$$\alpha_{xx} = 0.5949$$

$$D_x = 25$$
 [m]

$$4D_y/\sqrt{\tilde{T}} = 0.873$$
 [-]

$$\beta_i = 0.104$$
 [-]

$$\beta_i = 0.195$$
 [-]

$$\beta_o = 0.200$$
 [-]

Período de vibración ficticio dirección y

Período de vibración ficticio alrededor eje x-x

Masa modal

Altura efectiva

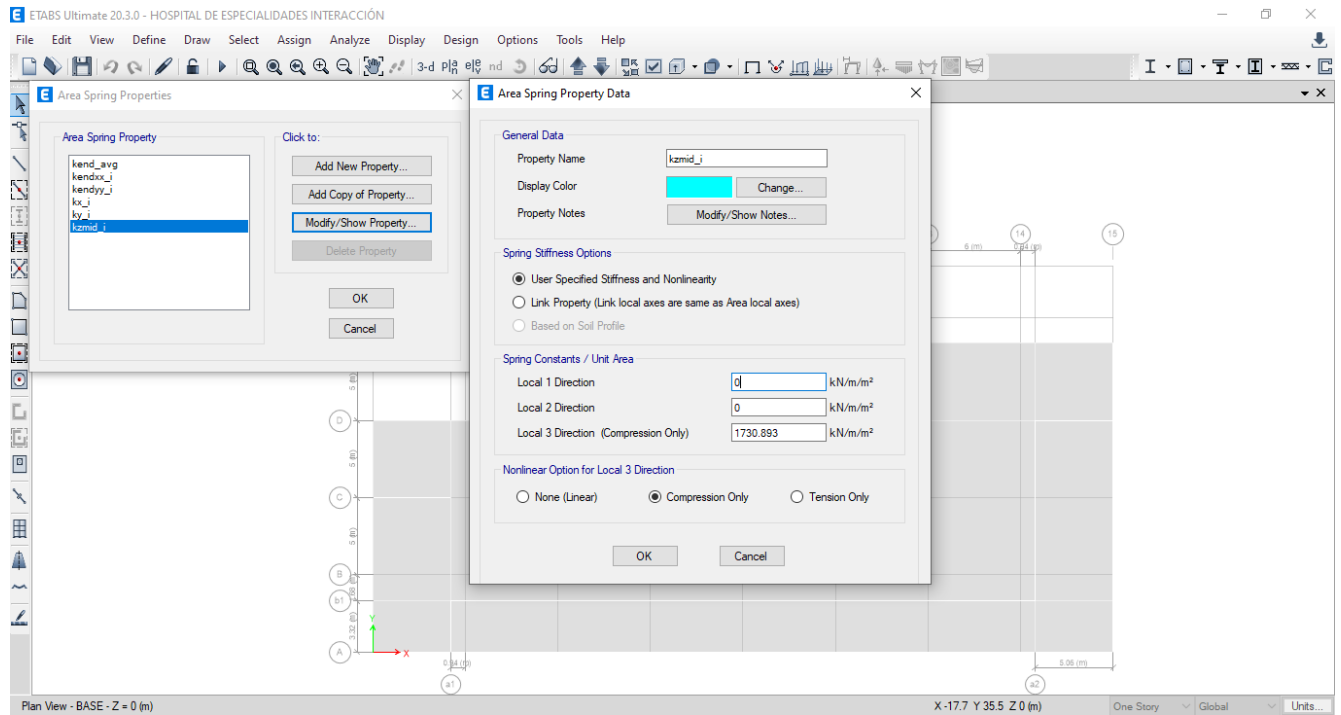
Rigideces

Rigideces

Se ingresa los valores de rigideces al modelo matemático tal como se muestra:

Figura 34

Ingreso rigidez vertical

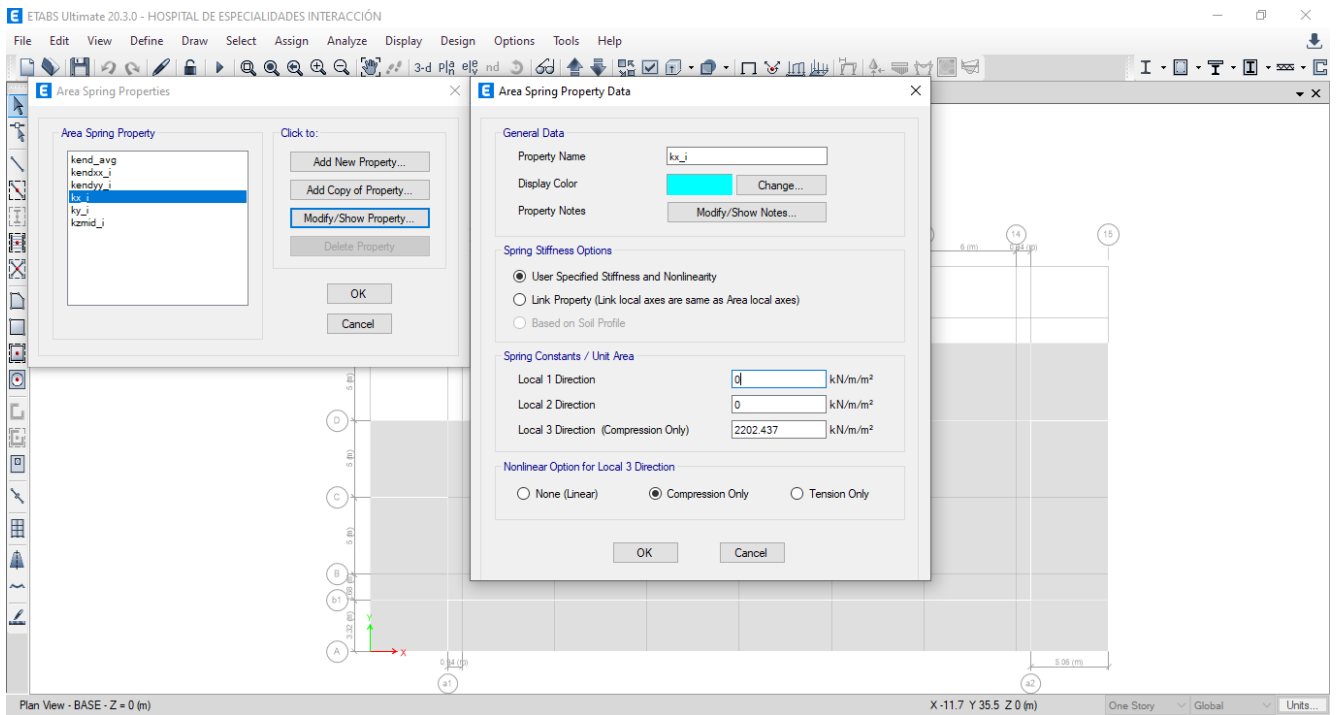


Nota: Se evidencia los valores para la rigidez vertical a utilizar. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra el ingreso del valor de soporte vertical obtenido para simular la rigidez entre el suelo y la estructura.

Figura 35

Ingreso rigidez lateral x-x

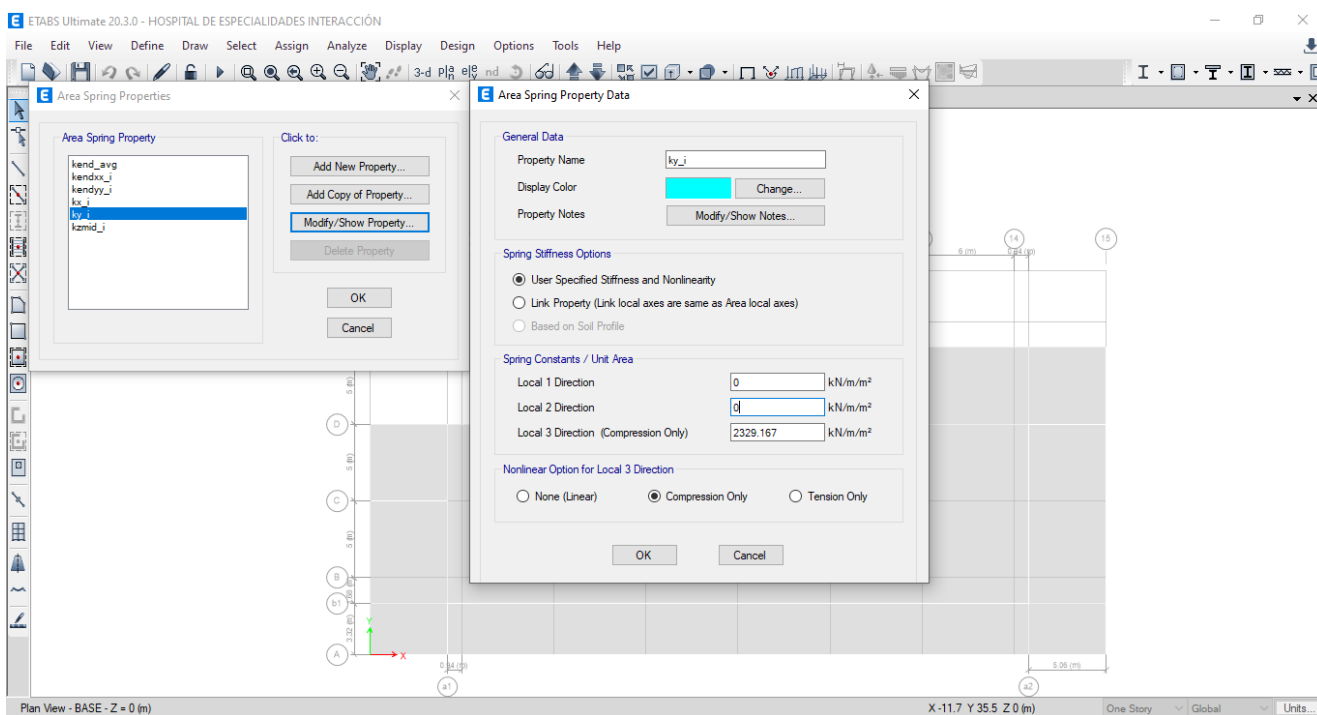


Nota: Se evidencia el valor para la rigidez lateral en x-x obtenido. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra el ingreso del valor del resorte lateral x-x obtenido para simular la rigidez entre el suelo y la estructura.

Figura 36

Ingreso rigidez lateral y-y



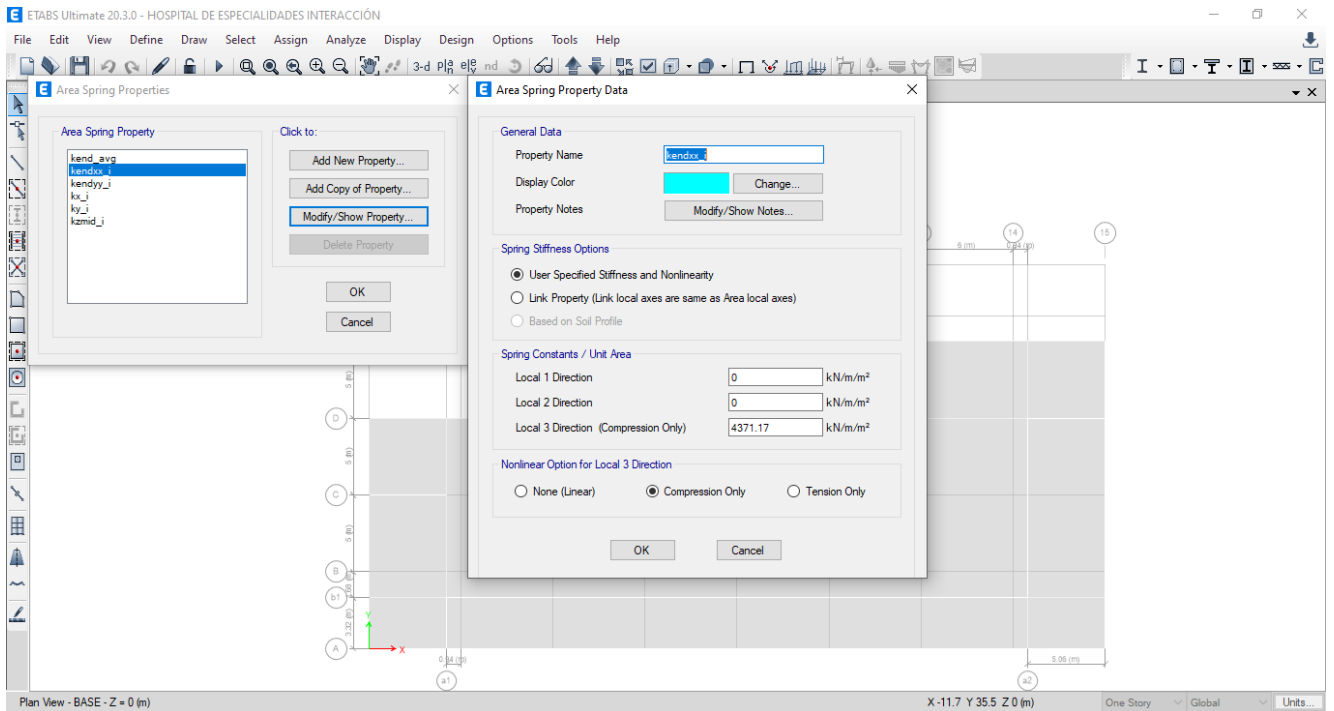
Nota: Se evidencia el valor para la rigidez lateral en y-y obtenido. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra el ingreso del valor del resorte lateral y-y obtenido para simular la rigidez entre el suelo y la estructura.

A fin de considerar la rigidez en los bordes de la cimentación, se determinó previamente la longitud y ancho de borde que se definieron en el modelo matemático para asignar los respectivos valores como se indica:

Figura 37

Ingreso de rigidez en los bordes alrededor eje x-x

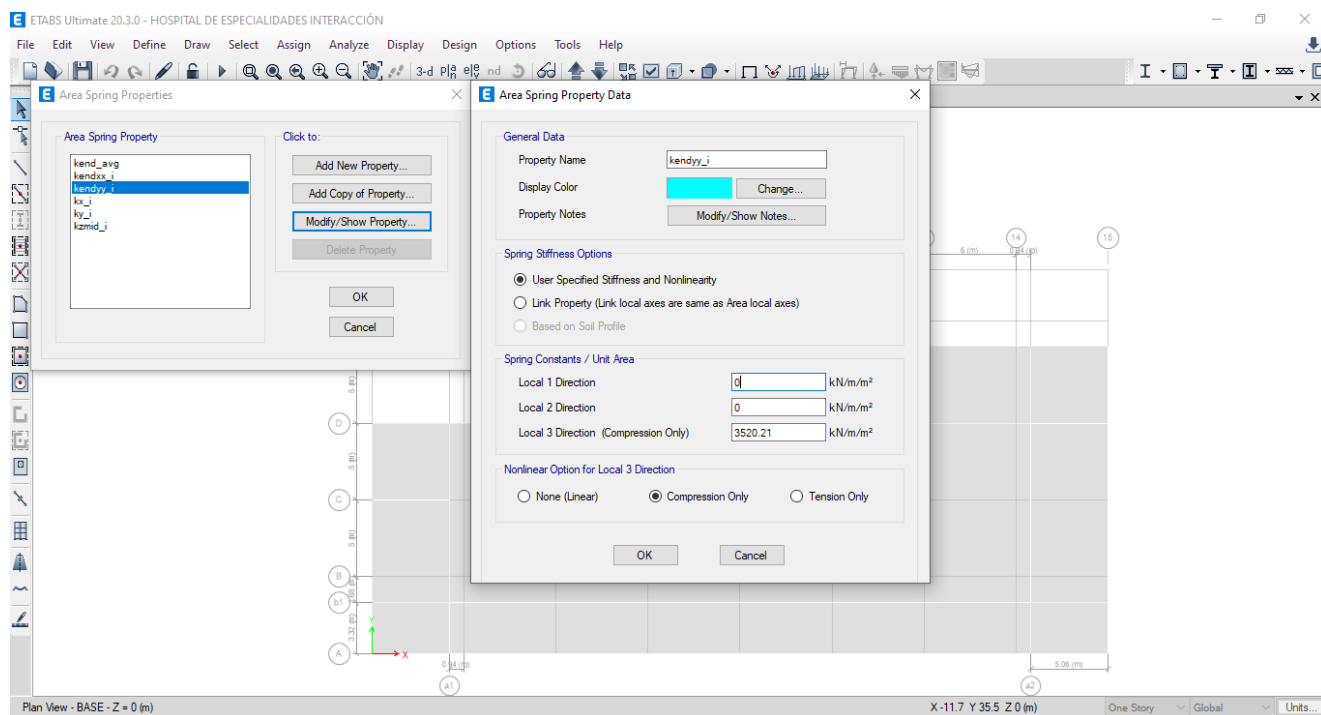


Nota: Se evidencia el valor para la rigidez en el borde alrededor del eje x-x obtenido. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra el ingreso del valor del soporte en el borde que se genera alrededor del eje x-x, a fin de simular la rigidez entre el suelo y la estructura.

Figura 38

Ingreso de rigidez en los bordes alrededor eje y-y



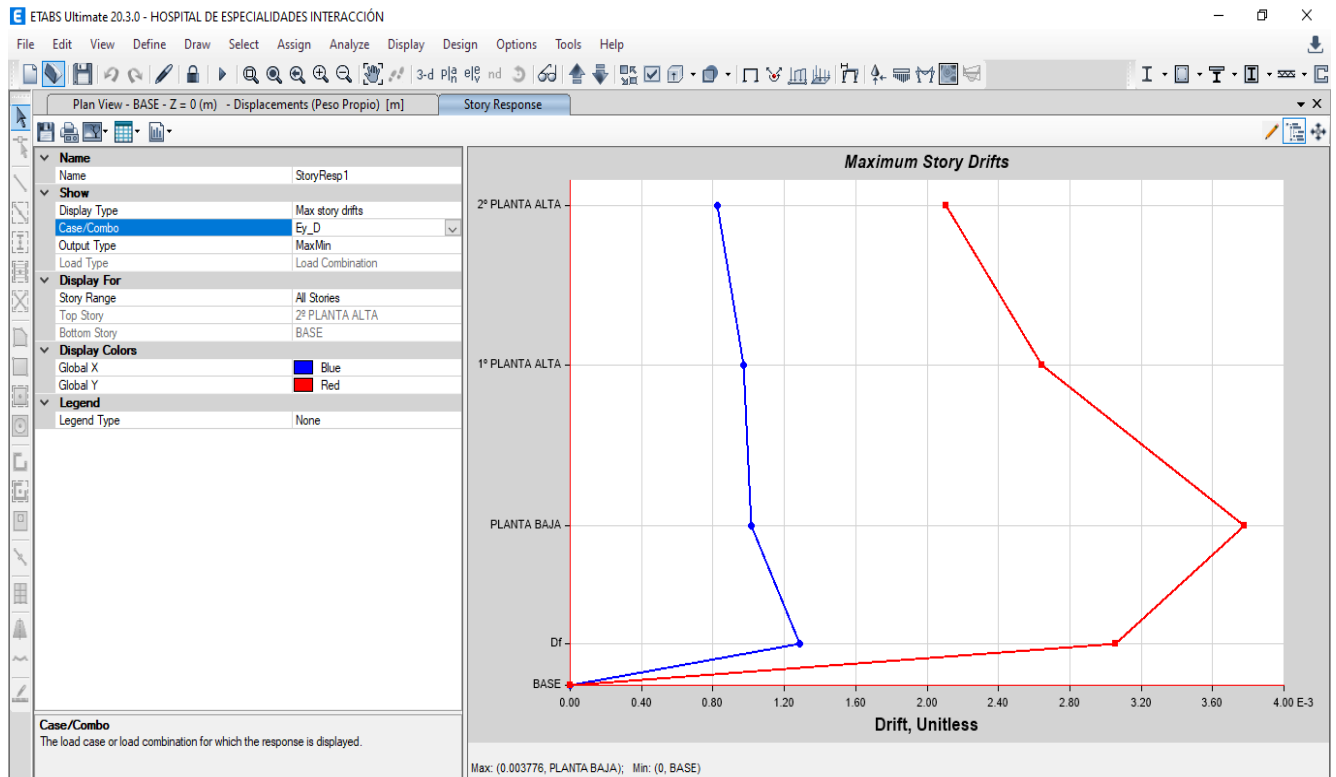
Nota: Se evidencia el valor para la rigidez en el borde alrededor del eje y-y obtenido. Fuente: Modelo matemático

La figura muestra el ingreso del valor del soporte en el borde que se genera alrededor del eje y-y, a fin de simular la rigidez entre el suelo y la estructura.

Una vez definido todos los valores de rigideces obtenidos en el cálculo se verifica los valores de derivas que cumplan según los requerimientos de (ASCE/SEI 7-16, 2016).

Figura 40

Valor deriva interacción suelo – estructura sentido y



Nota: Se visualiza el valor de la deriva para el sentido y-y. Fuente: Modelo matemático

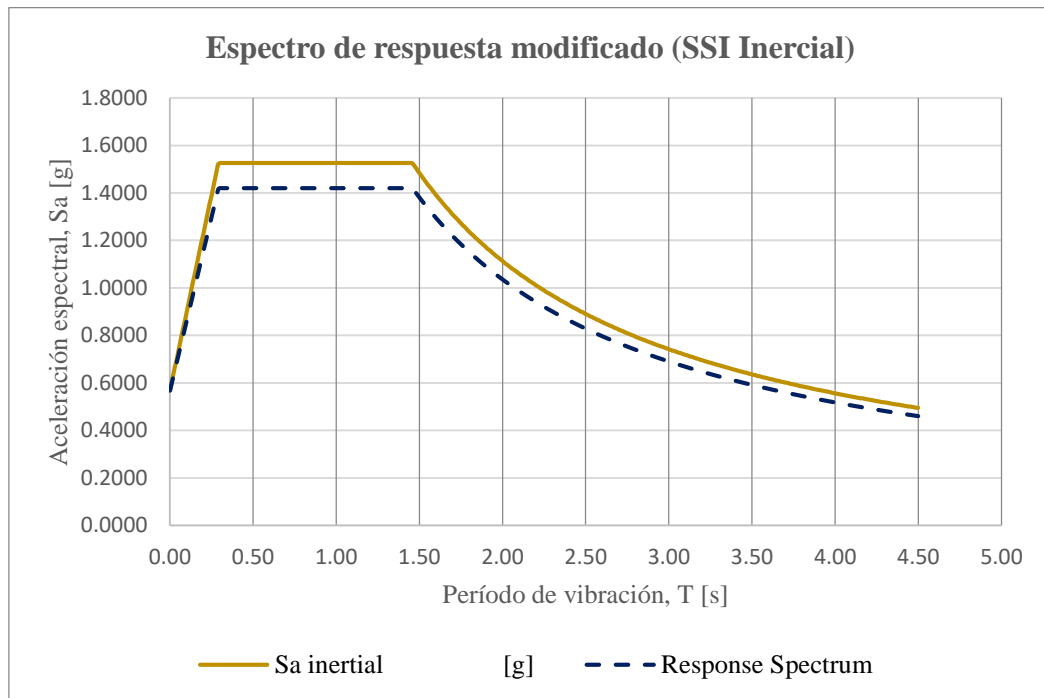
Para el análisis se considera el estado de carga “Ey_D” ya que corresponde al resultado para un período liberado, de esta manera el valor indicado en la figura corresponde a la deriva máxima que se obtiene como $\delta_M = 0.003776$

De acuerdo a los requerimientos de la normativa cumple, adicionalmente hay que considerar que el valor de amortiguamiento incrementa, puesto que dadas las condiciones del suelo se evalúa para un tipo E.

Además, se evidencia un espectro modificado con la aplicación de la interacción suelo estructura tal como se muestra:

Figura 41

Espectro de respuesta modificado interacción suelo - estructura



Nota: Se evidencia el espectro de respuesta para la interacción suelo – estructura y el espectro del proyecto. Fuente: Modelo matemático

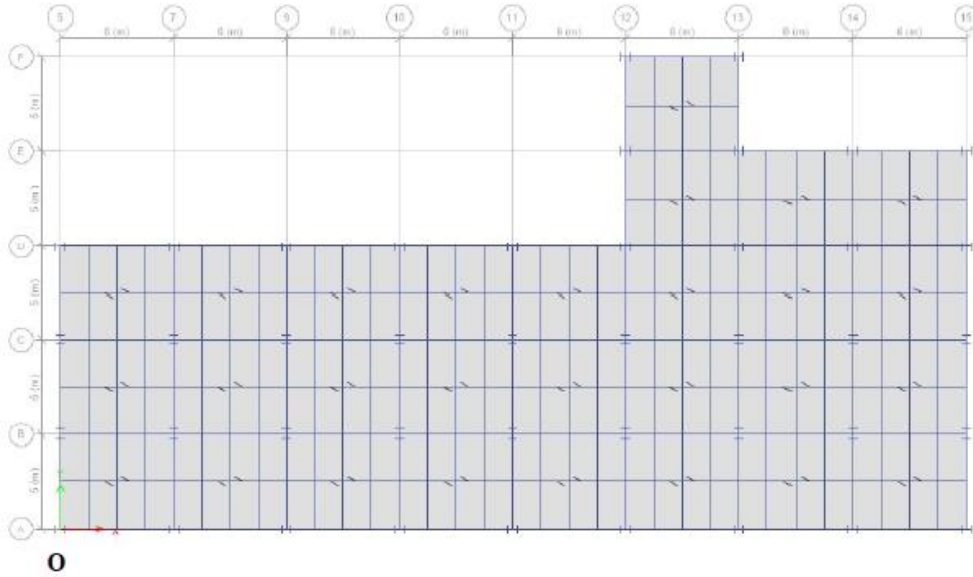
La figura muestra la comparación entre los espectros, tanto obtenido para el proyecto como el modificado con la aplicación de la interacción inercial.

4.5 Diseño de cimentación

Para el diseño propuesto hay que considerar que las dimensiones de los aisladores se deben fabricar según los requerimientos del proyecto, lo mismos que van sobre la cimentación según indique el respectivo estudio geotécnico, para este caso sugiere losa de cimentación, por lo tanto, se adjunta los cálculos.

Diseñar una losa de cimentación rectangular sometida a carga axial sin tomar en cuenta el peso propio de la losa

$$f'_c := 240 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{adm} := 5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \boxed{\text{tonf}} := 1000 \text{ kgf}$$



Columna $s := 23.25 \text{ cm}$
 $t := s = 23.25 \text{ cm}$

$$P_{A5} := 57.62 \text{ tonf}$$

$$P_{A7} := 95.65 \text{ tonf}$$

$$P_{A9} := 91.87 \text{ tonf}$$

$$P_{A10} := 92.80 \text{ tonf}$$

$$P_{A11} := 92.37 \text{ tonf}$$

$$P_{A12} := 92.81 \text{ tonf}$$

$$P_{A13} := 91.90 \text{ tonf}$$

$$P_{A14} := 95.71 \text{ tonf}$$

$$P_{A15} := 57.69 \text{ tonf}$$

$$P_{B5} := 82 \text{ tonf}$$

$$P_{B7} := 148.53 \text{ tonf}$$

$$P_{B9} := 139.40 \text{ tonf}$$

$$P_{B10} := 140.88 \text{ tonf}$$

$$P_{B11} := 140.59 \text{ tonf}$$

$$P_{B12} := 140.90 \text{ tonf}$$

$$P_{B13} := 139.44 \text{ tonf}$$

$$P_{B14} := 148.57 \text{ tonf}$$

$$P_{B15} := 82.03 \text{ tonf}$$

$$P_{C5} := 82 \text{ tonf}$$

$$P_{C7} := 148.54 \text{ tonf}$$

$$P_{C9} := 139.40 \text{ tonf}$$

$$P_{C10} := 140.89 \text{ tonf}$$

$$P_{C11} := 140.57 \text{ tonf}$$

$$P_{C12} := 140.90 \text{ tonf}$$

$$P_{C13} := 138.65 \text{ tonf}$$

$$P_{C14} := 147.53 \text{ tonf}$$

$$P_{C15} := 81.26 \text{ tonf}$$

$$P_{D5} := 57.65 \text{ tonf}$$

$$P_{D7} := 95.68 \text{ tonf}$$

$$P_{D9} := 91.91 \text{ tonf}$$

$$P_{D10} := 92.82 \text{ tonf}$$

$$P_{D11} := 92.36 \text{ tonf}$$

$$P_{D12} := 107.18 \text{ tonf}$$

$$P_{D13} := 142.87 \text{ tonf}$$

$$P_{D14} := 147.25 \text{ tonf}$$

$$P_{D15} := 85.57 \text{ tonf}$$

$$P_{E12} := 87.81 \text{ tonf}$$

$$P_{E13} := 112.62 \text{ tonf}$$

$$P_{E14} := 92.57 \text{ tonf}$$

$$P_{E15} := 55.82 \text{ tonf}$$

$$P_{F12} := 58.86 \text{ tonf}$$

$$P_{F13} := 57.78 \text{ tonf}$$

$$l_{5,7} := 6 \text{ m} \quad l_{a,b} := 5 \text{ m}$$

$$l_{7,9} := 6 \text{ m} \quad l_{b,c} := 5 \text{ m}$$

$$l_{9,10} := 6 \text{ m} \quad l_{c,d} := 5 \text{ m}$$

$$l_{10,11} := 6 \text{ m} \quad l_{d,e} := 5 \text{ m}$$

$$l_{11,12} := 6 \text{ m} \quad l_{e,f} := 5 \text{ m}$$

$$l_{12,13} := 6 \text{ m}$$

$$l_{13,14} := 6 \text{ m}$$

$$l_{14,15} := 6 \text{ m}$$

$$L_y := l_{a,b} + l_{b,c} + l_{c,d} + l_{d,e} + l_{e,f} = 25 \text{ m} \quad L_x := l_{5,7} + l_{7,9} + l_{9,10} + l_{10,11} + l_{11,12} + l_{12,13} + l_{13,14} + l_{14,15} = 48 \text{ m}$$

Columnas

Ejes	Coord. Y (m)	Coord. X (m) Eje 6	Coord. X (m) Eje 7	Coord. X (m) Eje 9	Coord. X (m) Eje 10	Coord. X (m) Eje 11
A	0.00	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00
B	5.00	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00
C	10.00	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00
D	15.00	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00

$$Pu_{A5} := (P_{A5}) = 57.62 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A7} := (P_{A7}) = 95.65 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A9} := (P_{A9}) = 91.87 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A10} := (P_{A10}) = 92.8 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A11} := (P_{A11}) = 92.37 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A12} := (P_{A12}) = 92.81 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A13} := (P_{A13}) = 91.9 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A14} := (P_{A14}) = 95.71 \text{ tonf}$$

$$Pu_{A15} := (P_{A15}) = 57.69 \text{ tonf}$$

Ejes

Punto	Coord. Y (m)	Coord. X (m) Eje 6	Coord. X (m) Eje 7	Coord. X (m) Eje 9	Coord. X (m) Eje 10	Coord. X (m) Eje 11
AB	2.50	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00
BC	7.50	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00
CD	12.50	0.00	6.00	12.00	18.00	24.00

$$Pu_{B5} := (P_{B5}) = 82 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B7} := (P_{B7}) = 148.53 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B9} := (P_{B9}) = 139.4 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B10} := (P_{B10}) = 140.88 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B11} := (P_{B11}) = 140.59 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B12} := (P_{B12}) = 140.9 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B13} := (P_{B13}) = 139.44 \text{ tonf}$$

$$Pu_{B14} := (P_{B14}) = 148.57 \text{ tonf}$$

Puntos Intermedios

Punto	Coord. Y (m)	Coord. X (m) Eje 5-7	Coord. X (m) Eje 7-9	Coord. X (m) Eje 9-10	Coord. X (m) Eje 10-11
AA	0.00	3.00	9.00	15.00	21.00
BB	5.00	3.00	9.00	15.00	21.00
CC	10.00	3.00	9.00	15.00	21.00
DD	15.00	3.00	9.00	15.00	21.00

$$Pu_{B15} := (P_{B15}) = 82.03 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C5} := (P_{C5}) = 82 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C7} := (P_{C7}) = 148.54 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C9} := (P_{C9}) = 139.4 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C10} := (P_{C10}) = 140.89 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C11} := (P_{C11}) = 140.57 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C12} := (P_{C12}) = 140.9 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C13} := (P_{C13}) = 138.65 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C14} := (P_{C14}) = 147.53 \text{ tonf}$$

$$Pu_{C15} := (P_{C15}) = 81.26 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D5} := (P_{D5}) = 57.65 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D7} := (P_{D7}) = 95.68 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D9} := (P_{D9}) = 91.91 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D10} := (P_{D10}) = 92.82 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D11} := (P_{D11}) = 92.36 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D12} := (P_{D12}) = 107.18 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D13} := (P_{D13}) = 142.87 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D14} := (P_{D14}) = 147.25 \text{ tonf}$$

$$Pu_{D15} := (P_{D15}) = 85.57 \text{ tonf}$$

$$Pu_{E12} := (P_{E12}) = 87.81 \text{ tonf}$$

$$Pu_{E13} := (P_{E13}) = 112.62 \text{ tonf}$$

$$Pu_{E14} := (P_{E14}) = 92.57 \text{ tonf}$$

$$Pu_{E15} := (P_{E15}) = 55.82 \text{ tonf}$$

$$Pu_{F12} := (P_{F12}) = 58.86 \text{ tonf}$$

$$Pu_{F13} := (P_{F13}) = 57.78 \text{ tonf}$$

1. Geotecnia

$$R := P_{A5} + P_{A7} + P_{A9} + P_{A10} + P_{A11} + P_{A12} + P_{A13} + P_{A14} + P_{A15} + P_{B5} + P_{B7} + P_{B9} + P_{B10} + P_{B11} + P_{B12} + P_{B13} + P_{B14} + P_{B15}$$

Ubicación de la resultante

$$x := \frac{(P_{A7} + P_{B7} + P_{C7} + P_{D7}) \cdot (l_{5,7}) + (P_{A9} + P_{B9} + P_{C9} + P_{D9}) \cdot (l_{5,7} + l_{7,9}) + (P_{A10} + P_{B10} + P_{C10} + P_{D10}) \cdot (l_{5,7} + l_{7,9} + l_{9,10}) + (P_{A11} + P_{B11} + P_{C11})}{\text{Respecto eje 5}}$$

$$y := \frac{(P_{B5} + P_{B7} + P_{B9} + P_{B10} + P_{B11} + P_{B12} + P_{B13} + P_{B14} + P_{B15}) \cdot (l_{a,b}) + (P_{C5} + P_{C7} + P_{C9} + P_{C10} + P_{C11} + P_{C12} + P_{C13} + P_{C14} + P_{C15}) \cdot (l_{a,b} + l_{b,c})}{\text{Respecto eje A}}$$

Excentricidad

$$e_x := \frac{L_x}{2} - x = -1.83 \text{ m} \quad \text{Resultante a la derecha de la mitad de Lx}$$

$$e_y := \frac{L_y}{2} - y = 3.326 \text{ m} \quad \text{Resultante arriba de la mitad de Ly}$$

$$A := (L_x + 2.5 \text{ m} \cdot 2) \cdot (L_y + 2.5 \text{ m} \cdot 2) = 1590 \text{ m}^2 \quad P := R = 4469.25 \text{ tonf}$$

Revisión de Esfuerzos

$$M_{xx} := \text{abs}(P \cdot e_y) = 14864.775 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy} := \text{abs}(P \cdot e_x) = 8187.12 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$L_{xx} := L_x + 2.5 \text{ m} \cdot 2 = 53 \text{ m}$$

$$L_{yy} := L_y + 2.5 \text{ m} \cdot 2 = 30 \text{ m}$$

$$I_{xx} := \frac{L_{xx} \cdot L_{yy}^3}{12} = 119250 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} := \frac{L_{yy} \cdot L_{xx}^3}{12} = 372192.5 \text{ m}^4$$

$$q_s := \frac{P}{A} + \frac{M_{xx} \cdot y}{I_{xx}} + \frac{M_{yy} \cdot x}{I_{yy}}$$

$$\text{factor}_1 := \frac{\frac{M_{xx}}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{\frac{I_{xx}}{\text{m}^4}} = 0.125$$

$$\text{factor}_2 := \frac{\frac{M_{yy}}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{\frac{I_{yy}}{\text{m}^4}} = 0.022$$

$$\text{factor} := \frac{\frac{P}{\text{tonf}}}{\frac{A}{\text{m}^2}} = 2.811$$

$$q_s := 2.81 + 0.125 \cdot x + 0.022 \cdot y$$

Punto	X (m)	Y (m)	qs (ton/m2)	
A5	-25.83	-9.17	1.10	Cumple
B5	-25.83	-4.17	1.72	Cumple
C5	-25.83	0.83	2.35	Cumple
D5	-25.83	5.83	2.97	Cumple
A7	-19.83	-9.17	1.23	Cumple
B7	-19.83	-4.17	1.85	Cumple
C7	-19.83	0.83	2.48	Cumple
D7	-19.83	5.83	3.10	Cumple
A9	-13.83	-9.17	1.36	Cumple
B9	-13.83	-4.17	1.99	Cumple
C9	-13.83	0.83	2.61	Cumple
D9	-13.83	5.83	3.23	Cumple
A10	-7.83	-9.17	1.50	Cumple

Esfuerzos últimos

$$P_u := Pu_{A5} + Pu_{A7} + Pu_{A9} + Pu_{A10} + Pu_{A11} + Pu_{A12} + Pu_{A13} + Pu_{A14} + Pu_{A15} + Pu_{B5} + Pu_{B7} + Pu_{B9} + Pu_{B10} + Pu_{B11} + Pu_{B12}$$

$$M_{xx} := \text{abs}(P_u \cdot e_y) = (1.49 \cdot 10^4) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$M_{yy} := \text{abs}(P_u \cdot e_x) = (8.19 \cdot 10^3) \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$q_s := \frac{P}{A} + \frac{M_{xx} \cdot y}{I_{xx}} + \frac{M_{yy} \cdot x}{I_{yy}}$$

$$\text{factor}_1 := \frac{\frac{M_{xx}}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{\frac{I_{xx}}{\text{m}^4}} = 1.25 \cdot 10^{-1}$$

$$\text{factor}_2 := \frac{\frac{M_{yy}}{\text{tonf} \cdot \text{m}}}{\frac{I_{yy}}{\text{m}^4}} = 2.2 \cdot 10^{-2}$$

$$\text{factor} := \frac{\frac{P_u}{\text{tonf}}}{\frac{A}{\text{m}^2}} = 2.81$$

$$q_s := 2.81 + 0.125 \cdot x + 0.022 \cdot y$$

Punto	X (m)	Y (m)	qs (ton/m2)
A5	-25.83	-9.17	1.10
B5	-25.83	-4.17	1.72
C5	-25.83	0.83	2.35
D5	-25.83	5.83	2.97
A7	-19.83	-9.17	1.23
B7	-19.83	-4.17	1.85
C7	-19.83	0.83	2.48
D7	-19.83	5.83	3.10
A9	-13.83	-9.17	1.36
B9	-13.83	-4.17	1.99
C9	-13.83	0.83	2.61
D9	-13.83	5.83	3.23
A10	-7.83	-9.17	1.50
B10	-7.83	-4.17	2.12
C10	-7.83	0.83	2.74

Cortante Bidimensional

Columna D5

$$d := 1$$

$$Pu_{D5} = 57.65 \text{ tonf}$$

$$q_{su_D5} := 2.97 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\phi_c := 0.75$$

Copiar de la tabla

$$V_u := \frac{Pu_{D5}}{\text{tonf}} - q_{su_D5} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right)^2$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restri/valores de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D5}}{\text{tonf}} - q_{su_D5} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right)^2}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{D5} := \text{find}(d) \cdot m = 5.66 \text{ cm}$

Columna D7

$$Pu_{D7} = 95.68 \text{ tonf}$$

$$q_{su_D7} := 3.10 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := \frac{Pu_{D7}}{\text{tonf}} - q_{su_D7} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restri/valores de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D7}}{\text{tonf}} - q_{su_D7} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 13.13 \text{ cm}$

Columna D9

$$Pu_{D9} = 91.91 \text{ tonf} \quad q_{su_D9} := 3.23 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := \frac{Pu_{D9}}{\text{tonf}} - q_{su_D9} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricción de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D9}}{\text{tonf}} - q_{su_D9} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 12.61 \text{ cm}$

Columna D10

$$Pu_{D10} = 92.82 \text{ tonf} \quad q_{su_D10} := 3.37 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := \frac{Pu_{D10}}{\text{tonf}} - q_{su_D10} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricción de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D10}}{\text{tonf}} - q_{su_D10} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 12.72 \text{ cm}$

Columna D11

$$Pu_{D11} = 92.36 \text{ tonf} \quad q_{su_D11} := 3.50 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := \frac{Pu_{D11}}{\text{tonf}} - q_{su_D11} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricciones de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{Pu_{D11} - q_{su_D11} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 12.64 \text{ cm}$

Columna D12

$$Pu_{D12} = 107.18 \text{ tonf} \quad q_{su_D12} := 3.63 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$V_u := \frac{Pu_{D12}}{\text{tonf}} - q_{su_D12} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricciones de prueba	$d := 1$
	$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{Pu_{D12} - q_{su_D12} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$
Solver	$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 14.6 \text{ cm}$

Columna D13

$$Pu_{D13} = 142.87 \text{ tonf} \quad q_{su_D13} := 3.76 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{V}_u := \frac{Pu_{D13}}{\text{tonf}} - q_{su_D13} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot (0.2325 + d)^2$$

$$\bar{V}_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricción de prueba

$$d := 1$$

$$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D13}}{\text{tonf}} - q_{su_D13} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot (0.2325 + d)^2}{\phi_c \cdot (3 \cdot (0.2325 + d)) \cdot d}$$

Solver

$$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 51.19 \text{ cm}$$

Columna D14

$$Pu_{D14} = 147.25 \text{ tonf} \quad q_{su_D14} := 3.89 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\bar{V}_u := \frac{Pu_{D14}}{\text{tonf}} - q_{su_D14} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot (0.2325 + d)^2$$

$$\bar{V}_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricción de prueba

$$d := 1$$

$$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D14}}{\text{tonf}} - q_{su_D14} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot (0.2325 + d)^2}{\phi_c \cdot (3 \cdot (0.2325 + d)) \cdot d}$$

Solver

$$d_{A3} := \text{find}(d) \cdot m = 52.1 \text{ cm}$$

Columna D15

$$Pu_{D15} = 85.57 \text{ tonf} \quad q_{su_D15} := 4.03 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Copiar de la tabla

$$V_u := \frac{Pu_{D15}}{\text{tonf}} - q_{su_D15} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)$$

$$V_c := 1.06 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot 10 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} = 164.21 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Restricción de prueba

$d := 1$

$$V_c \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} = \frac{\frac{Pu_{D15}}{\text{tonf}} - q_{su_D15} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}} \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) \cdot (0.2325 + d)}{\phi_c \cdot \left(2 \cdot \left(2.38375 + 0.2325 + \frac{d}{2} \right) + (0.2325 + d) \right) \cdot d}$$

Solver

$d_{D5} := \text{find}(d) \cdot m = 11.66 \text{ cm}$

	EJE 5 (cm)	EJE 7 (cm)	EJE 9 (cm)	EJE 10 (cm)	EJE 11 (cm)	EJE 12 (cm)	EJE 13 (cm)	EJE 14 (cm)
EJE D	5.66	13.13	12.61	12.72	12.64	14.6	51.19	52.1

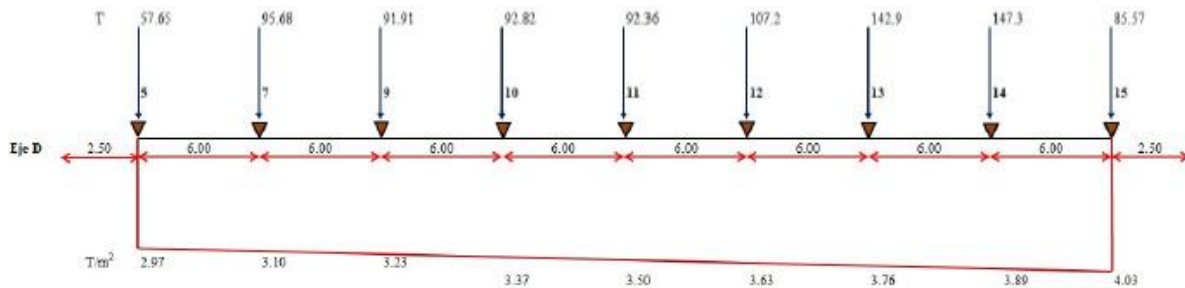
$$\bar{d} := 14.60 \cdot \text{cm} \quad \text{rec} := 7.5 \text{ cm} \quad d_v := 20 \text{ mm}$$

$$H := d + \text{rec} + \frac{d_v}{2} = 23.1 \text{ cm}$$

$$\bar{H} := 25 \text{ cm}$$

$$\underline{d} := H - \text{rec} - \frac{d_v}{2} = 16.5 \text{ cm}$$

Diagrama de corte y momento



Ancho de franja (ancho cooperante)

$$A_{coop_A} := \frac{l_{c_d}}{2} + 2.5 \text{ m} = 5 \text{ m} \quad \text{Hasta la mitad del eje A-B}$$

Chequeo equilibrio (verificación factor de corrección)

$$\Sigma V_{u_vert_abajo} := Pu_{D5} + Pu_{D7} + Pu_{D9} + Pu_{D10} + Pu_{D11} + Pu_{D12} + Pu_{D13} + Pu_{D14} + Pu_{D15} = 913.29 \text{ tonf}$$

$$\Sigma V_{u_vert_arriba} := \left(\frac{2.97 + 4.03}{2} \right) \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \cdot A_{coop_A} \cdot L_{xx} = 927.5 \text{ tonf}$$

$$F_{correccion} := \left(\frac{\Sigma V_{u_vert_abajo} + \Sigma V_{u_vert_arriba}}{2} \right) = 920.4 \text{ tonf}$$

Factor Corrección:

Fuerzas Verticales abajo:

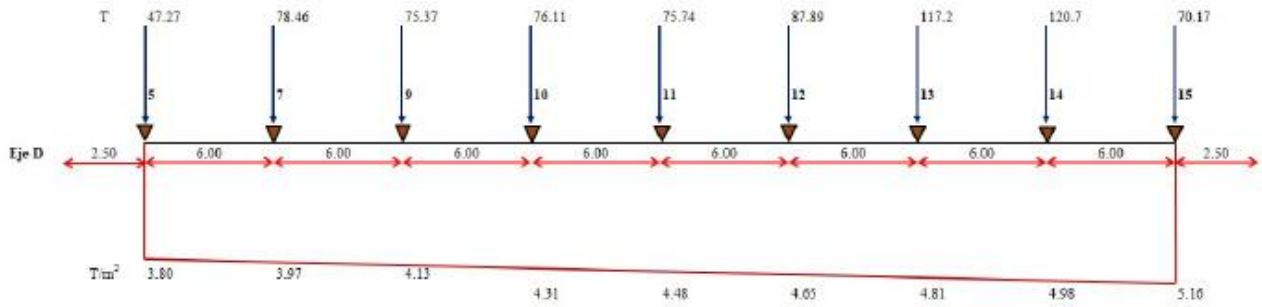
$$FC_{vert_abajo} := \frac{F_{correccion}}{\Sigma V_{u_vert_abajo}} = 1.01$$

Hay que multiplicar por el factor de corrección

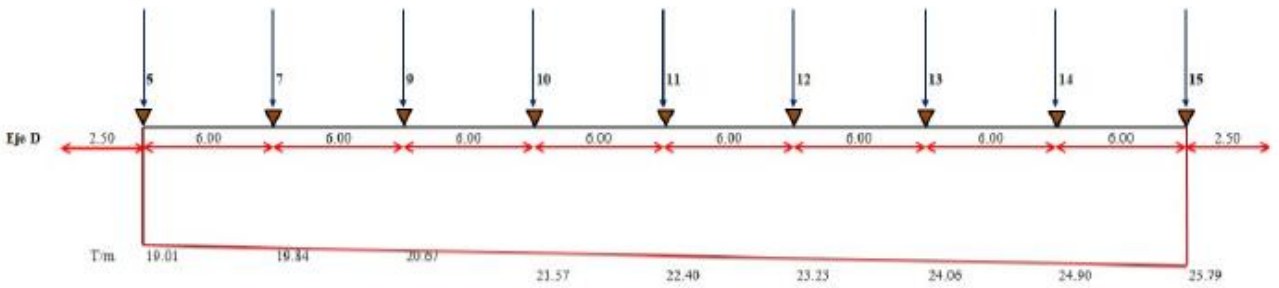
Fuerzas Verticales arriba:

$$FC_{vert_arriba} := \frac{F_{correccion}}{\Sigma V_{u_vert_arriba}} = 0.99$$

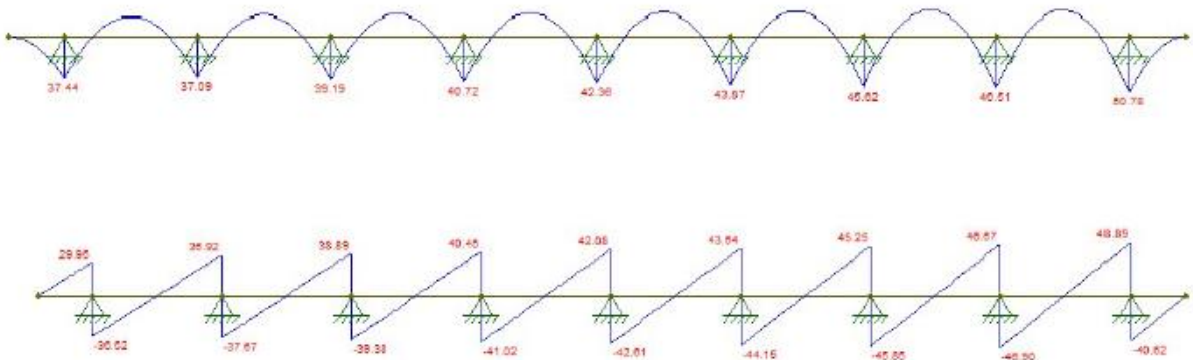
Hay que multiplicar por el factor de corrección



Multiplico por el ancho cooperante



Luego diseñamos como una viga



Refuerzo longitudinal

$$d := H = 25 \text{ cm} \quad b := A_{coop_A} = 5 \text{ m}$$

$$A_{s_min} := 0.0018 \cdot b \cdot t = 22.5 \text{ cm}^2$$

$$\phi_f := 0.90$$

$$A_{s1} := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot L \cdot d}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot \overline{Mu}}{\phi_f \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot L \cdot d^2}} \right)$$

Mu (Ton-m)	As_cal (cm ²)	As_min (cm ²)	As (cm ²)
17.80	29.64	14.18	29.64
19.25	32.15		32.15
19.83	33.17		33.17
20.77	34.81		34.81
21.49	36.08		36.08
22.29	37.49		37.49
23.32	39.32		39.32
22.99	38.73		38.73
37.44	65.36		65.36
37.09	64.69		64.69
39.19	68.73		68.73
40.72	71.70		71.70
42.36	74.92		74.92
43.87	77.91		77.91
45.62	81.41		81.41
46.51	83.21		83.21
50.78	91.97		91.97

Armado Superior - Negativo:

$$\phi_{barra} := 16 \text{ mm} \qquad A_{s_barra} := \pi \cdot \frac{\phi_{barra}^2}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$A_s := 39.32 \cdot \text{cm}^2$ En este caso es mayor el valor del acero calculado

$$N_{barras} := \text{ceil} \left(\frac{A_s}{A_{s_barra}} \right) = 20 \qquad rec_{lateral} := 5 \text{ cm}$$

$$S := \frac{A_{coop_A} - rec_{lateral} - \phi_{barra}}{N_{barras} - 1} = 25.97 \text{ cm}$$

20 varillas D= 16 mm @ 25 cm

Armado Inferior - Positivo:

$$\phi_{barra} := 20 \text{ mm} \qquad A_{s_barra} := \pi \cdot \frac{\phi_{barra}^2}{4} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_s := 91.97 \cdot \text{cm}^2 \quad \text{En este caso es mayor el valor del acero calculado}$$

$$N_{barras} := \text{ceil} \left(\frac{A_s}{A_{s_barra}} \right) = 30 \qquad rec_{lateral} := 5 \text{ cm}$$

$$S := \frac{A_{coop_A} - rec_{lateral} - \phi_{barra}}{N_{barras} - 1} = 17 \text{ cm}$$

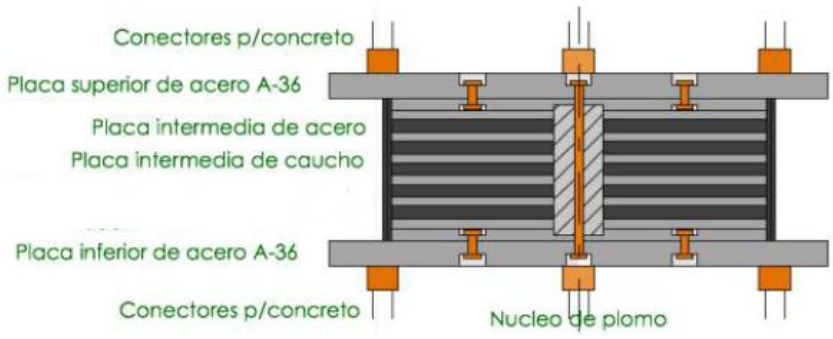
30 varillas D= 20 mm @ 17 cm

4.6 Conexión dispositivos de aislamiento y cimentación

Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo están conformados de los siguientes elementos, tal como se indica:

Figura 42

Elementos que conforman un aislador con núcleo de plomo

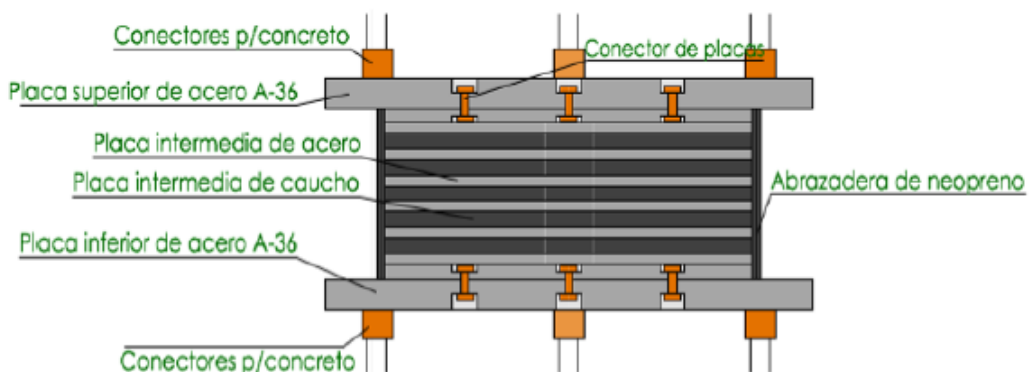


Nota: Se visualiza las partes que conforman un aislador de núcleo de plomo. Fuente: VELATOPH

Para los aisladores de caucho de alto amortiguamiento, las partes que lo conforman son:

Figura 43

Elementos que conforman un aislador de caucho de alto amortiguamiento

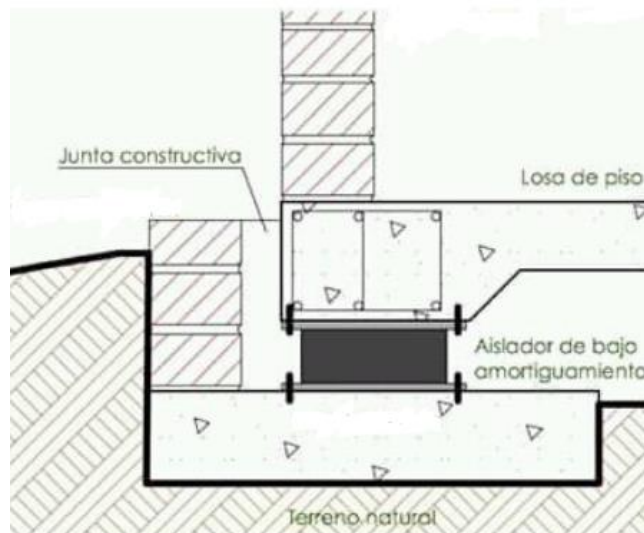


Nota: Se visualiza las partes de un aislador de caucho de alto amortiguamiento. Fuente: VELATOPH.

Para el proyecto en estudio el detalle constructivo de la conexión entre los dispositivos de aislamiento y la cimentación (vigas) se muestra en la figura:

Figura 44

Conexión sistema de aislamiento - cimentación



Nota: Se visualiza la conexión del sistema de aislamiento y la cimentación. Fuente: VELATOPH

En las figuras evidencian los tipos de aisladores diseñados para el proyecto y un detalle constructivo para el anclaje con la cimentación propuesta para el proyecto.

Figura 45

Proceso constructivo instalación aisladores sísmicos elastoméricos



Nota: Se visualiza la colocación en obra de los aisladores sísmicos. Fuente: VELATOPH

La figura muestra que dependiendo del tipo de diseño de cimentación propuesto por el estudio geotécnico para la ubicación de un proyecto se realiza la unión entre los aisladores y la cimentación.

5. Conclusiones

- La metodología del uso de 8 aisladores con núcleo de plomo y 20 aisladores de caucho de alto amortiguamiento permite garantizar la seguridad y funcionalidad de la edificación esencial de 3 pisos, cumpliendo los parámetros del código (ASCE/SEI 7-16, 2016).
- El uso de aisladores de alto amortiguamiento presenta un gran potencial para mejorar el comportamiento de las estructuras de tipo esencial en el sector de Turubamba, ya que su capacidad de disipar energía sísmica de manera eficiente reduce notablemente las fuerzas transmitidas a la superestructura, cuya metodología se convierte en una tecnología aplicable para mitigar los efectos de los eventos sísmicos. Teniendo de valores de derivas entre 0.009846 y 0.00929
- Los lineamientos generales para la aplicabilidad de aisladores sísmicos elastoméricos considera: las características geotécnicas del sitio que corresponde a suelos blandos con alto contenido de humedad, las características de la edificación esencial en acero estructural para uso de hospital, el diseño de los tipos de aisladores a emplear según la capacidad de carga y el detallamiento de la conexión entre los aisladores y la estructura.
- Los valores de derivas para la edificación de base fija son menores al 1%, es decir cumple según los requerimientos de la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) para estructuras esenciales.
- De acuerdo a los valores obtenidos el período de la estructura de base rígida es 0.321 segundos y utilizando aisladores de base el período de la misma se incrementó a 1.968 segundos.

- Se evidencia que al reducir la rigidez de los elementos que conectan la estructura y el terreno, el período es 6 veces mayor al obtenido para el período con base fija.
- El período fundamental del proyecto con base aislada es 1.968 segundos que es cercano al valor obtenido con la normativa (ASCE/SEI 7-16, 2016) de 1.903 segundos.
- Según los valores de los parámetros modales para la estructura con el sistema de aislamiento se tiene un comportamiento “ideal”, ya que se tiene valores para el primer modo $R_z = 0.0085$, para el segundo modo de vibración $R_z = 0.0087$ y para el tercer modo $R_z = 0.9982$, evidenciándose que los dos modos iniciales corresponden a traslación y el tercer modo genera torsión.
- Para el primer modo se evidencia un valor de $T = 1.968$ segundos, para el segundo modo un valor de $T = 1.963$ segundos y para el tercer modo un valor de $T = 1.770$ segundos, los períodos de vibración para el resto de los modos son menores en comparación a los valores que se tiene para los tres primeros modos.
- Se evidencia que se presenta cambios significativos en los modos de vibración de la edificación, ya que la losa de base empieza a generar desplazamientos laterales.
- La estructura de base aislada presenta un comportamiento bastante rígido para el modo fundamental de vibración, es decir que a pesar de estar diseñada para ser flexible en su base (gracias a los aisladores sísmicos), se está comportando de manera más rígida de lo esperado en su primer modo.
- El incremento del valor del corte base para la estructura con aislamiento resulta de la aplicación del método de fuerza equivalente, el cuál es más conservador, es decir se está diseñando para resistir fuerzas sísmicas mayores de las que realmente podría experimentar garantizando un mayor nivel de seguridad.

- El uso de aisladores de base permite reducir el efecto de las fuerzas laterales generadas por la acción sísmica y se evidencia con la disminución de las derivas mientras mayor es la altura, teniendo valores de derivas máximas $\delta_M = 0.009846$
- Al realizar la interacción suelo – estructura se evidencia que el valor del amortiguamiento incrementa a 0.20 para el modelo de interacción.
- El valor del incremento del amortiguamiento es para las condiciones dadas del suelo para este caso es suelo tipo E.
- El diseño de la cimentación para el proyecto es una losa de espesor de 25 centímetros según el

6. Recomendaciones

- Dado que Ecuador se encuentra en una zona de alta sismicidad, la implementación de aisladores sísmicos en todas las estructuras representa una inversión estratégica para garantizar la seguridad, funcionalidad y durabilidad de nuestros edificios. Esta medida no solo protege vidas y bienes, sino que también contribuye a la resiliencia de nuestras ciudades y a la tranquilidad de sus habitantes.
- Al cumplir con las normas técnicas (ASCE/SEI 7-16, 2016) y NEC SE 2015, las edificaciones esenciales adquieren un nivel superior de seguridad y protección sísmica. Los sistemas de aislamiento garantizan que estas estructuras puedan resistir eventos sísmicos y sigan funcionando.
- La presencia de estructuras con irregularidad extrema en suelos tipo E o F demanda una mayor investigación y desarrollo en el campo de los aisladores sísmicos. Al invertir en soluciones innovadoras y personalizadas, podemos superar los desafíos actuales y garantizar la seguridad de estas estructuras.

- Es recomendable disponer de la información de un estudio geotécnico para todo proyecto, ya que permite considerar los parámetros de suelos reales para implementar un sistema de aislación en el sitio de implantación del estudio.
- La implementación de materiales compuestos avanzados, como fibras de carbono reforzadas con polímeros, en el diseño de aisladores sísmicos representa una oportunidad única para revolucionar la protección sísmica de estructuras. Estos materiales permitirán desarrollar aisladores con una capacidad de disipación de energía significativamente mayor y una durabilidad excepcional, garantizando un futuro más resiliente.
- Se recomienda realizar los siguientes pasos para el diseño de sistemas aislados elastoméricos:
 1. Se debe determinar la resistencia característica total para el sistema de aislamiento.
 2. Se debe determinar la rigidez post-elástica de todo el sistema de aislamiento.
 3. Propiedades de límite inferior (Lower Bound, LB).
 4. Determinación de la rigidez efectiva y del amortiguamiento efectivo de todo el sistema de aislamiento.
 5. Definición de parámetros para el ingreso de datos al programa de diseño estructural.

7. Referencias

- ANSI/AISC 341-22. (2022). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.
- ANSI/AISC 360-22. (2022). Specification for Structural Steel Building. En A. N. Standard.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
ASCE.
- Carlos Genatios y Marianela Lafuente. (2016). *Introducción al Uso de Aisladores y Disipadores en Estructuras*. Caracas.
- Diego Villagómez Molero. (2015). *LINEAMIENTOS PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICACIONES SÍSMICAMENTE AISLADAS EN EL PERÚ*. Lima.
- Escuela Politécnica Nacional, GeoHazards International, & Municipio del Distrito Metropolitano de Quito. (1995). Proyecto para manejo del riesgo sísmico de Quito.
4.
- INSTITUTO GEOFÍSICO ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL. (2023). *igepn.edu.ec*.
Obtenido de igepn.edu.ec.
- Jorge Albuja. (2018). Determinación de la resistencia no drenada al corte de suelos orgánicos, mediante el uso del cono de penetración estático y el dilatómetro plano de Marchetti. *Revista PUCE*(106).
- Nieto Flores Jersson Joel, & Tolentino Camarena Miguel Angel. (2021). Análisis del comportamiento de los suelos blandos aplicando la técnica de inclusiones rígidas por los métodos numérico y analítico. Perú.
- NIST GCR 12-917-21. (2012). *Soil Structure Interaction for Building Structures*.
California.

Páez Espinosa, E., & Páez Vargas, C. A. (2018). DETERMINACIÓN DE LA CARGA PERMANENTE CORRESPONDIENTE A DISTINTOS TIPOS DE MAMPOSTERÍA EN EDIFICACIONES DE VIVIENDAS. *REVISTA PUCE*, 14.

Taghavi S. y E. Miranda. (2003). *Response Assessment of Nonstructural Building Elements*.