



BUAP

BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

Facultad de Ingeniería

Secretaría de Investigación Estudios de Posgrado

**COMPARATIVA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE
EDIFICIOS CON AISLADORES SÍSMICOS, UN CASO
DE ESTUDIO**

TESIS

Que para obtener el grado de
**MAESTRO EN INGENIERÍA CON OPCIÓN TERMINAL EN
ESTRUCTURAS**

Presenta:

ING. RICARDO JUÁREZ MÉNDEZ

Director de tesis:

PHD. JUAN PABLO HIDALGO TOXQUI

Codirector de tesis:

M.I. MARCOS ALFREDO LEÓN PORQUILLO

Puebla, Pue.

Julio 2021



BUAP

Oficio No. SIEP/0937/2021

C. Ricardo Juárez Méndez

Matrícula 219470109

Pasante de la Maestría en Ingeniería

con opción terminal en Estructuras

Facultad de Ingeniería, BUAP.

Presente

Por medio del presente, el suscrito M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora, Director de la Facultad de Ingeniería, de acuerdo con su solicitud de aprobación de Tema de Tesis, le autoriza desarrollar el tema titulado: **Comparativa de diseño estructural de edificios con aisladores sísmicos, un caso de estudio**, para obtener el grado de Maestro en Ingeniería con opción terminal en Estructuras, asignándose como Director al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y Codirector al M.I. Marcos Alfredo León Porquillo.

Sin otro particular de momento, reciba un cordial saludo.

Atentamente

"Pensar bien, para vivir mejor"

H. Puebla de Zaragoza, mayo 6 de 2021

M.I. Angel Cecilio Guerrero Zamora

Director



C.c.p. Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui y M.I. Marcos Alfredo León Porquillo, Director y Codirector del Tema de Tesis

C.c.p. Archivo

AEPS/JPHT/sco*

M.I. Ángel Cecilio Guerrero Zamora
Director de la Facultad de Ingeniería
BUAP
Presente

El suscrito PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui, asesor del trabajo de titulación que presenta el **Ing. Ricardo Juárez Méndez**, bajo la modalidad de Tesis con el título de: “Comparativa de diseño estructural de edificios con aisladores sísmicos, un caso de estudio”, tema otorgado con el oficio No. SIEP/0937/2021; informo a usted por este medio que, después de revisar el contenido del documento, la metodología empleada, así mismo, de verificar que se han atendido las observaciones y recomendaciones de carácter técnico y de edición; no existe inconveniente en autorizar su impresión, a fin de que el estudiante de la Maestría en Ingeniería con opción terminal en Estructuras continúe su proceso de titulación.

Se extiende el presente oficio para su conocimiento y los efectos legales a los que deba proceder.

Sin otro particular, quedo de usted.

Puebla, Pue. a 28 de junio de 2021

ATENTAMENTE



PhD. Juan Pablo Hidalgo Toxqui

c.c.p. M.I. Marcos Alfredo León Porquillo, Codirector del Tema de tesis
c.c.p. Ing. Ricardo Juárez Méndez
c.c.p. Archivo personal

Agradecimientos

Agradezco a la Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, en especial a la Facultad de Ingeniería por haberme dado la oportunidad de continuar con mis estudios de posgrado, así mismo, agradezco también al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por el apoyo brindado durante estos dos años.

A Hugo, quien siempre me dio sabios consejos no solo para la práctica profesional sino también para la vida, a ti que me guiaste y educaste no solo para ser un buen ingeniero sino para ser una mejor persona, a ti te agradezco mucho mi amigo.

A Mauricio, mi colega de profesión y mi hermano por elección. A ti mi amigo, te agradezco tu ayuda y consejos.

Al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui quien nunca dudo en ayudarme a realizar este trabajo.

A mis maestros y compañeros que han compartido conmigo sus conocimientos y experiencias.

Dedicatoria

A mi madre, quien no perdió la confianza en mí aun cuando yo ya la había perdido, a ella quien me impulsó a seguir adelante cuando yo quería darme por vencido, a ti mi madre, te dedico cada uno de mis logros porque nunca has dejado de creer en mí.

A mi padre, quien con sus esfuerzos diarios logró que yo pudiera superarme día con día, a ti que me apoyaste cuando cambié de opinión con respecto a mi carrera, a ti papá que siempre me has apoyado incondicionalmente.

A mi hermano, quien siempre ha estado ahí, escuchándome y apoyándome.

A mis abuelos Roberto Juárez y Vicente Méndez, quienes desgraciadamente no pudieron compartir conmigo este logro, un abrazo hasta donde quiera que estén.

ÍNDICE

ÍNDICE	vi
1. Resumen.....	viii
2. Introducción.....	x
1. ANTECEDENTES.....	12
1.1 Aislamiento sísmico en la antigüedad.....	12
1.2 Sistemas disipadores de energía.....	14
1.2.1 Sistemas de amortiguamiento Pasivo.....	14
1.2.2 Sistemas de amortiguamiento Activo.....	19
1.2.3 Sistemas de amortiguamiento Semi-activo.....	20
1.2.4 Sistemas de Aislamiento en la base.....	21
1.3 Generalidades del aislamiento sísmico.....	27
2. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y NORMATIVAS.....	30
2.1 Métodos de análisis para aislamiento sísmico en la base.....	30
2.1.1 Características del Análisis Estático Lineal (AEL).....	30
2.1.2 Características del Análisis Dinámico Modal (ADM).....	35
2.2 Diseño de elementos de Acero.....	37
3. ESTRUCTURA DISEÑADA CON BASE RÍGIDA.....	39
3.1 Generales.....	39
3.2 Descripción de la Estructura.....	42
3.3 Materiales de Diseño.....	42
3.3.1 Acero de Refuerzo.....	42
3.3.2 Concreto.....	42
3.3.3 Acero Estructural.....	44
3.4 Análisis Estructural.....	44
3.4.1 Clasificación Estructural, Factores de Carga y Combinaciones de Diseño.....	44
3.4.2 Análisis de cargas.....	45
3.4.3 Tipo de terreno y Espectro de Diseño.....	49
3.5 Revisión de estados límite.....	51
3.5.1 Desplazamientos en losas.....	51
3.5.2 Distorsiones laterales.....	52
3.6 Diseño de elementos de acero.....	54

3.6.1	Diseño de elementos a flexión.....	55
3.6.2	Diseño de elementos a flexocompresión.	61
3.7	Discusión sobre el diseño de estructura con base fija.	65
4.	ESTRUCTURA DISEÑADA CON BASE FLEXIBLE.	67
4.1	Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE.....	67
4.1.1	Consideraciones del terreno y pre dimensionamiento.....	67
4.1.2	Modelo lineal equivalente.	70
4.1.3	Modelación de la estructura con base aislada.....	75
4.1.4	Cálculo de propiedades del aislador.....	79
4.1.5	Comparativa de resultados.	89
4.2	Chapter 17, Seismic Design Requirements for seismically isolated structures, ASCE/SEI 7-16.	92
4.2.1	Cálculo de desplazamientos.	93
4.2.2	Cálculo de fuerzas laterales mínimas requeridas para diseño.	99
4.2.3	Distribución vertical de la Fuerza.	101
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.	103
5.1	Comparativa entre metodologías.....	103
5.2	Ventajas y desventajas metodología MDOC CFE 2015.....	110
5.3	Ventajas y desventajas metodología ASCE/SEI-7/16.....	111
6.	CONCLUSIONES.....	112
7.	Recomendaciones.....	113
8.	Bibliografía.....	114
9.	Referencias.....	115

1. Resumen.

En este trabajo, se presenta la comparativa entre dos metodologías de análisis de estructuras con aislamiento sísmico en su base, dichas metodologías se implementaron a la misma edificación con la finalidad de observar la variación de resultados entre ambas. Para ambas metodologías, se utilizaron los resultados obtenidos de un análisis tradicional el cual considera una base fija o empotrada.

Las metodologías aplicadas para el caso de estudio corresponden al Modelo Lineal Equivalente y Fuerza Lateral Equivalente; estas metodologías corresponden a lo indicado en el Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad de 2015 y el código de construcción norteamericano ASCE/SEI-7/16, respectivamente.

Con base en las metodologías mencionadas se calcularon los periodos de la estructura con base flexible, los desplazamientos en el sistema de aislamiento, los desplazamientos máximos en la super estructura y los amortiguamientos efectivos del sistema aislador-estructura. En ambos casos, los resultados fueron comparados con la implementación de software comercial de análisis y diseño estructural.

Abstract

In this work, the comparison between two methodologies for the analysis of buildings with seismic isolation at their base is presented, these methodologies were implemented in the same building in order to observe the variation of results between both. For both methodologies, we started from the results obtained from a traditional analysis which considers a fixed or embedded base.

The methodologies applied for the building correspond to the Equivalent Linear Model and Equivalent Lateral Force; methodologies cited in the 2015 Federal Electricity Commission Civil Works Design Manual and the US building code ASCE / SEI-7/16, respectively.

Based on the aforementioned methodologies, the periods of the structure with a flexible base, the displacements in the insulation system, the maximum displacements in the superstructure and the effective damping of the insulator-structure system were calculated. In both cases, the results were compared with the implementation of commercial structural analysis and design software.

2. Introducción.

La República Mexicana, se encuentra ubicada en una de las zonas sísmicas más activas del mundo, ya que la constante interacción de las placas tectónicas denominadas: Placa de Norteamérica, del Pacífico, de Rivera, de Cocos y del Caribe, ocasionan una alta intensidad sísmica en la zona sur del país.

En 1910 se inauguró la Red Sismológica Mexicana y desde esa fecha se ha mantenido una continua observación de las actividades sísmicas en nuestro país, guardando registros en el Servicio Sismológico Nacional. Derivado de la alta actividad sísmica en nuestro país, se ha llevado a cabo el desarrollo de investigaciones para la generación de procedimientos respecto de los diferentes tipos de análisis de estructuras sismorresistentes, llegando así, al empleo de elementos que aíslan la base ante movimientos sísmicos o elementos que disipen la energía generada por fenómenos naturales y artificiales generados por el hombre.

La Torre Mayor es un edificio ubicado en la Ciudad de México sobre el paseo de la Reforma, con una altura de 225 m es fue la primera torre en Latinoamérica en contar desde su diseño con amortiguadores sísmicos. El primer edificio aislado en los Estados Unidos Fue Foothills Communities Law and Justice Center, el cual se ubica en el Rancho Cucamonga, Los Ángeles. Construido en 1984 y terminado a mediados de 1985, se llevó a cabo con aisladores elaborados con caucho de alto amortiguamiento natural.

En este documento se abordará de manera puntual una estructura de acero con asilamiento sísmico en su base, para el sistema de aislamiento se consideraron apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP). Para la misma estructura se implementarán dos metodologías con la finalidad de comparar los resultados obtenidos entre ambas.

Se compararán de manera específica los resultados obtenidos del periodo de la estructura con base aislada, desplazamientos en el sistema de aislamiento y desplazamiento máximo de la estructura con aislamiento. Además, los resultados obtenidos con cada metodología se comparan con el uso de software comerciales de análisis y diseño estructural.

1. ANTECEDENTES.

Cuando el hombre se volvió sedentario, desde hace miles de años, se vio en la necesidad de construir refugios cuya única finalidad era protegerse de los cambios climáticos y resguardarse de los depredadores, si bien, todo comenzó con la construcción de estructuras simples, con el tiempo y el auge de las culturas, dichas edificaciones se volvieron cada vez más complejas y caprichosas. Actualmente, las necesidades sociales y demográficas de la población a nivel mundial han obligado a que se construyan ciudades enteras en zonas donde existe una alta actividad sísmica; esta alta y continua actividad sísmica es un factor muy importante a considerar para el diseño de estructuras sismorresistentes, llevando así, a que los ingenieros estructurales propongan elementos que ayuden en gran medida a las construcciones, como puede ser el aislamiento sísmico en la base.

1.1 Aislamiento sísmico en la antigüedad.

Desde tiempos antiguos cuando no existían procesos que consideraran análisis numéricos, los esfuerzos por minimizar los desastres generados por los sismos han acompañado el desarrollo de las ciudades. Llevando a cabo el ensayo de diferentes técnicas de construcción a lo largo de la historia, las cuales fueron implementadas principalmente en construcciones con valores simbólicos, religiosos, funerarios o de poder.

El ingeniero ruso B. Kirikov, en su libro *“History of Earthquake Resistant Constructions From Antiquity to our Times”*, presenta una interesante lista de construcciones de la antigüedad que se mantienen todavía en pie a pesar de estar ubicadas en zonas de intensa actividad sísmica (Kirikov, 1992).

Tres técnicas son las que destacan para el aislamiento sísmico en la lista mencionada:

- El uso de varias capas de piedras bajo la base de la estructura. Las piedras eran cortadas con superficies alisadas y colocadas sin mortero.
- El uso de piezas de apoyo de madera. Los árboles eran cortados de manera que se coloran como parte de la base de la estructura.
- El uso de materiales finos. Colocación de varias capas de arena, piedras y en algunas ocasiones otros materiales entre el suelo y las paredes.

La tumba de Ciro el grande, que data del año 528 A.C., es considerada como la estructura más antigua que se conoce con aislamiento sísmico, se encuentra ubicada en el Valle de Pasargadas en Irán. Como se puede observar en la Fig. 1.1, la construcción fue desplantada sobre el suelo con bloques de piedras rectangulares, los cuales conforme su altura va en aumento, los bloques se van reduciendo en dimensiones, separando así la estructura en dos secciones principales. En la Fig. 1.2 se puede apreciar una de las técnicas mencionadas anteriormente, de esta manera se puede considerar que la estructura se encuentra aislada en su base (Carvajal, 2016).



Fig. 1.1.- Tumba de Ciro el grande, (Ganji).



Fig. 1.2.- Capas de piedra alisadas y colocadas sin mortero para permitir el deslizamiento, (Bayraktar, 2012).

1.2 Sistemas disipadores de energía.

Los disipadores sísmicos tienen como función disipar acumulaciones de energía asegurando que otros elementos de la estructura no sean sobre demandados. Las correctas aplicaciones de este tipo de sistemas ofrecen un incremento en el amortiguamiento de la estructura. Los disipadores sísmicos de energía actualmente se dividen en tres tipos: sistemas pasivos, sistemas activos y aislamiento sísmico en la base.

1.2.1 Sistemas de amortiguamiento Pasivo.

Los sistemas del tipo pasivo son los más utilizados en la actualidad, consisten en disipar la energía introducida al sistema estructural por las fuerzas dinámicas externas originadas por sismo o viento, dicho sistema brinda un amortiguamiento suplementario mediante elementos que absorben energía generada por las acciones externas, evitando así daños a la edificación. Estos sistemas se clasifican en tres tipos: viscoso y viscoelásticos, de fricción y cedencia y amortiguadores de masa sintonizada (Fig. 1.3 a Fig. 1.9).

La diferencia fundamental entre los dispositivos viscosos y viscoelásticos comparados contra los de fricción y cedencia es la fuerza máxima que cada uno puede llegar a desarrollar durante un evento sísmico. Siendo que, para los primeros, la fuerza será determinada por los desplazamientos y las velocidades a lo largo de los dispositivos, mientras que para los segundos serán iguales a las fuerzas de fricción y cedencia de diseño de los dispositivos (más el endurecimiento adicional que pueda existir). Las fuerzas máximas son más fáciles de controlar con los últimos dispositivos mencionados.

Los amortiguadores de masa sintonizada (AMS), se ubican en puntos estratégicos de la estructura para reducir la respuesta estructural, pueden ser simples o múltiples. También se utilizan sistemas basados en líquidos (tanques de agua generalmente o columnas de líquidos). El AMS, consiste en un sistema de masa-resorte-amortiguador el cual es colocado en la estructura principal. La frecuencia natural del dispositivo debe ser cercana a la frecuencia dominante del sistema principal, para que vibre en resonancia. Su uso requiere conocer con precisión las relaciones de frecuencia y

amortiguamiento entre el dispositivo y la estructura. El sistema sólo puede ser sintonizado con una frecuencia de vibración del sistema estructural primario. En general, se ubican en el techo de las edificaciones. Estas masas normalmente están apoyadas sobre aisladores y deslizadores. La masa se sintoniza a una frecuencia cercana a la frecuencia del modo que se desea disminuir. Estos sistemas interfieren únicamente en un nivel de la estructura, con pesos aproximadamente del 1-2% de la masa modal del modo de interés (Boroschek, 2012). El uso de estos dispositivos no siempre genera resultados adecuados de reducción de respuesta sísmica (Sladek, 1983). En la Tabla 1.1 se especifican las ventajas y desventajas de la utilización de este tipo de sistemas de amortiguamiento.

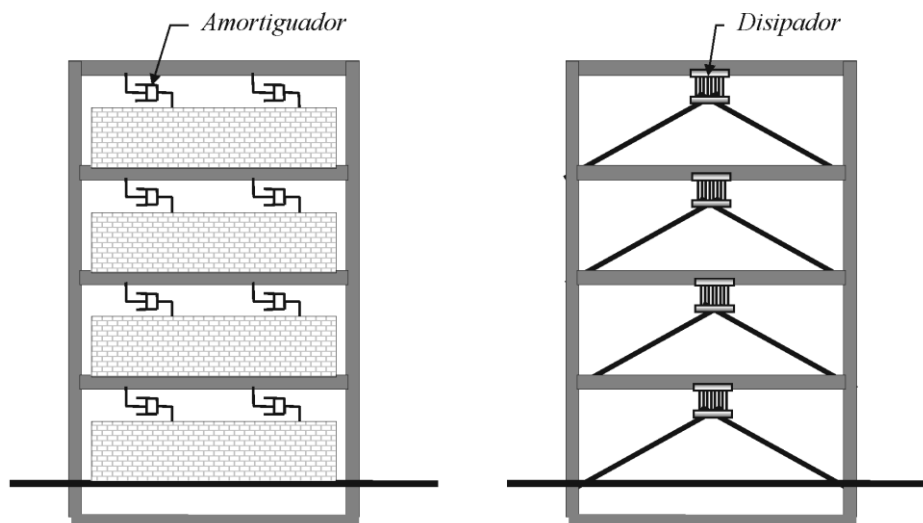


Fig. 1.3.- Sistemas del tipo pasivo con disipadores de energía (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).



Fig. 1.4.- Disipadores histeréticos metálicos, tipo TADAS (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).



Fig. 1.5.- Disipadores histeréticos metálicos, tipo Panel (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).

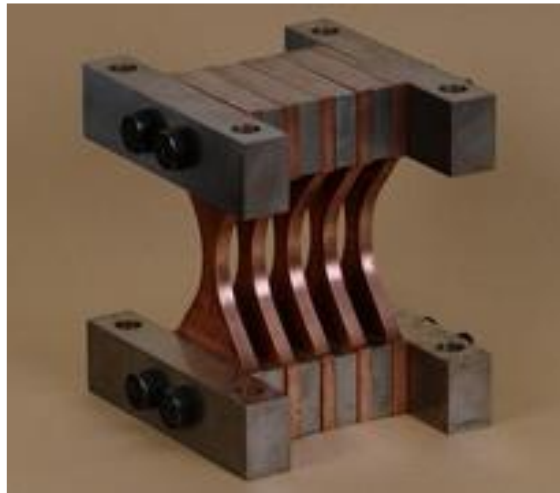


Fig. 1.6.- Disipador tipo ADAS (Aiken & et.al., 1993).

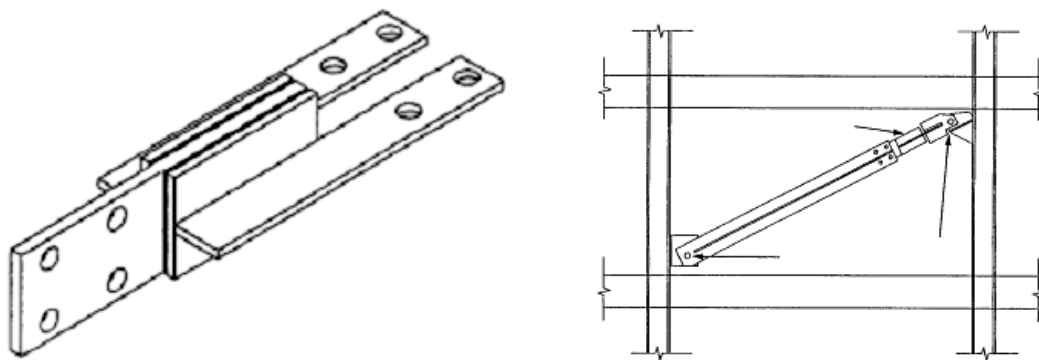


Fig. 1.7.- Disipador viscoelástico (Kitamura, 1991).

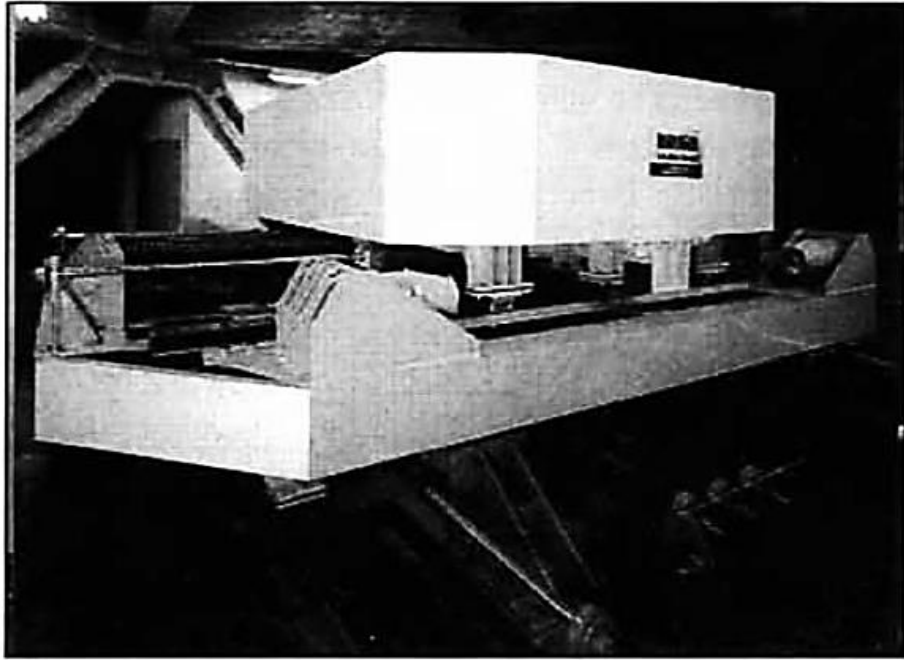


Fig. 1.8.- Fotografía de un AMS (Montanaro, 2001).



Fig. 1.9.- Fotografía de amortiguador de masa sintonizada Taipei 101, Taipei Taiwán (Pavone, 2013).

Tabla 1.1 Ventajas y desventajas de sistemas de amortiguamiento Pasivo.

Dispositivo	Ventajas	Desventajas
Amortiguadores histeréticos metálicos.	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamiento histerético estable. • Confiables a largo Plazo. • Son resistentes ante cambios de temperatura ambientales. • Son materiales tradicionales en la construcción. 	<ul style="list-style-type: none"> • Deben de ser reemplazados si son solicitados durante un sismo. • La estructura puede quedar con desplazamientos residuales después de un sismo. • Se requieren análisis no lineales.
Amortiguadores de fricción.	<ul style="list-style-type: none"> • Disipan grandes cantidades de energía por ciclo de histéresis. • Son resistentes ante cambios de temperaturas ambientales. 	<ul style="list-style-type: none"> • Las condiciones de la superficie de rozamiento pueden cambiar con el tiempo. • Se requieren de análisis no lineales. • La estructura puede quedar con desplazamientos residuales después de un sismo.
Amortiguadores de fluidos viscosos	<ul style="list-style-type: none"> • Comportamiento lineal (facilidades de modelado) • Sus propiedades son constantes en altos rangos de variación de frecuencia y temperatura. • Se han comercializado por su alta confiabilidad. • Mínima fuerza de restauración. 	<ul style="list-style-type: none"> • Dificultades de instalación. • Requieren revisiones periódicas para detectar posibles fugas del fluido viscoso.
Amortiguadores viscoelásticos	<ul style="list-style-type: none"> • Polímeros de comportamiento lineal (facilidades de modelado) • Se activan para bajos niveles de desplazamiento. • Comportamiento elástico (vuelven a su forma original). 	<ul style="list-style-type: none"> • Limitada capacidad de deformación. • Su comportamiento depende del nivel de deformación, de la temperatura y la frecuencia. • Requieren revisiones periódicas para verificar el posible deterioro del material viscoelástico.
Amortiguadores de masa sintonizada	<ul style="list-style-type: none"> • Ubicación generalmente en el último piso, facilidad de instalación y de mantenimiento. • Adecuado para estructuras regulares donde domine el primer modo de vibrar. 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilidad a errores en la frecuencia natural de la estructura y/o la relación de amortiguamiento. • Gran espacio requerido para su instalación.

1.2.2 Sistemas de amortiguamiento Activo.

Los sistemas activos son complejos, requieren de la instalación de sensores para procesar y medir las variables de control, a fin de regular la respuesta del dispositivo en caso de ocurrencia de sismo. Usualmente, se colocan actuadores y acelerómetros para medir las aceleraciones en puntos estratégicos de la estructura y para echar a andar los mecanismos de control.

Un ejemplo de sistema activo son los amortiguadores de masa activa (llamados AMD: Active Mass Damper). Este sistema se basa en cuerpos de masa conocida que se ubican usualmente en el techo de la construcción. Según la lectura de los sensores que deben colocarse para medir la excitación sísmica, un actuador hará oscilar esta masa para compensar las vibraciones inducidas por el sismo.

En otros tipos de sistemas activos, los actuadores aplican fuerzas sobre elementos de arriostramiento y tensores, para contrarrestar los efectos del sismo. Los sistemas activos incluyen un algoritmo de control y un procesador de información, por lo que requieren de uno o varios computadores que deben funcionar permanentemente y que necesitan una protección adecuada para garantizar su funcionamiento en el momento de ocurrencia de un sismo; el suministro de energía constante para estos dispositivos es un problema no fácil de resolver, especialmente en los países de América Latina. En un sistema de tipo activo, la estructura es monitoreada constantemente, lo que permite modificar la respuesta de los dispositivos en tiempo real, según el nivel de la excitación sísmica. Este es el principio fundamental de funcionamiento de estos sistemas activos.

Como ya se mencionó, los sistemas activos son complejos y costosos, y una de sus desventajas es que, para garantizar su correcto funcionamiento durante la eventualidad de un sismo, requieren de una fuente de suministro de energía y esta fuente debe ser continua. También requieren de programas de mantenimiento cuidadosos, de una correcta supervisión y vigilancia, tareas que no siempre son fáciles de garantizar (Fig. 1.10). Los sistemas de protección sísmica activos han sido utilizados principalmente en Japón.

En algunos casos se combina la utilización de mecanismos activos y pasivos de protección sísmica. Por ejemplo, en la estructura puede colocarse un AMD y un amortiguador híbrido de masa (HMD:

Hybrid Mass Damper). La masa oscilante reduce la respuesta de la estructura, pero además puede disponerse de un actuador para mejorar la eficiencia y generar rigidez.

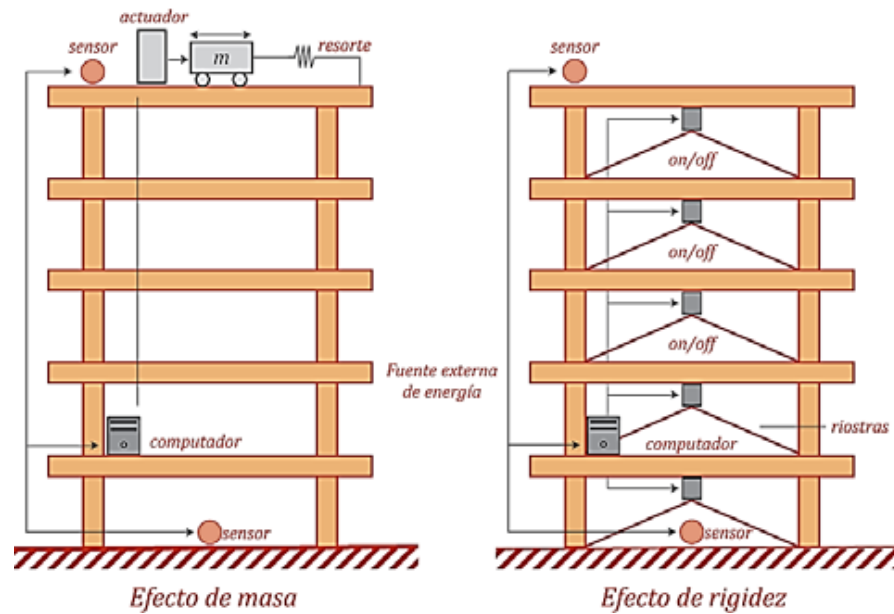


Fig. 1.10.- Sistema disipador activo (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).

1.2.3 Sistemas de amortiguamiento Semi-activo.

Los Sistemas de amortiguamiento Semi-activo, son sistemas basados en amortiguadores donde las condiciones de amortiguamiento pueden controlarse, ya que funcionan con fluidos de densidad o viscosidad variable. Los fluidos pueden ser de tipo electro-reológico (ER) o magneto-reológico (MR). En todo caso, se caracterizan porque pueden pasar de un estado de fluido viscoso lineal a uno semisólido, cuando se aplica una fuerza en un campo eléctrico o magnético. Esta fuerza es regulada a través de un algoritmo de control y sensores para caracterizar la excitación sísmica y la respuesta de la estructura.

Los sistemas semiactivos se basan en la idea de modificar las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía para lo cual se requiere de un mecanismo de monitoreo y control permanente, al igual que en el caso de los sistemas activos.

Se pueden utilizar en este tipo de sistemas, además de amortiguadores con fluidos reológicos, amortiguadores de masa, o dispositivos de fricción controlable (Fig. 1.11).

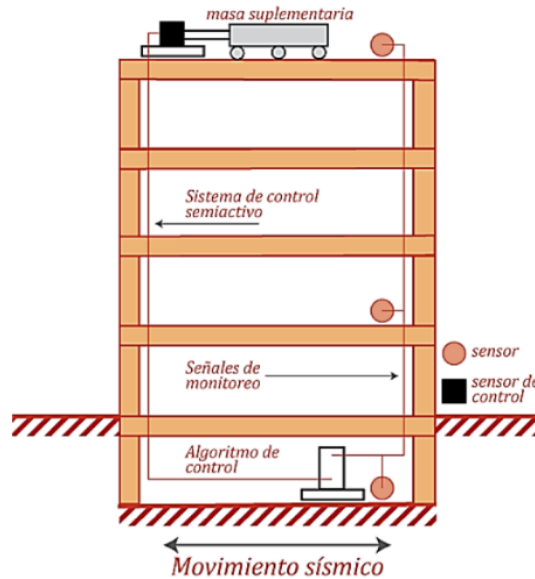


Fig. 1.11.- Sistema disipador semi-activo (Genatios, 2016).

1.2.4 Sistemas de Aislamiento en la base.

El sistema de aislamiento sísmico en la base consiste en la instalación de dispositivos con la finalidad de absorber la energía generada por un evento sísmico.

Un aislador sísmico es un elemento muy flexible que se coloca entre la estructura y la cimentación, a fin de transmitir la menor cantidad de movimiento a la estructura, en el momento de ocurrencia de un sismo. De no existir el aislador, la cimentación transmitiría gran cantidad de vibraciones a la estructura; de lo contrario, al colocar el aislador, disminuyen las vibraciones en la estructura. La estructura sin aislador será denominada, de ahora en adelante, estructura de base fija.

Los aisladores cambiarán las propiedades dinámicas del sistema estructural al incorporarse al sistema. Por ser muy flexibles, los aisladores contribuyen a incrementar el periodo fundamental de vibración del sistema estructural. En el espectro de frecuencias del sismo, a los altos períodos fundamentales de vibración le corresponden bajos valores de aceleraciones, por lo que, las fuerzas inducidas por el sismo sobre la estructura disminuyen significativamente. Por otro lado, las deformaciones se incrementan de manera importante, pero estas deformaciones se concentran en los aisladores sísmicos, lo que hace que la estructura primaria correctamente diseñada, sufra sólo

pequeñas deformaciones. Los aisladores también producen un efecto de amortiguamiento importante que contribuye a disipar la energía introducida por el sismo.

Los aisladores sísmicos son concebidos e instalados para que los movimientos horizontales de la cimentación, generados por el sismo, no sean transmitidos a la estructura. Los aisladores no son diseñados para aislar movimientos verticales y esto es debido a dos causas: la primera es que las vibraciones verticales producidas por los sismos son generalmente menores que las horizontales; la segunda razón es que las estructuras, dado que deben resistir las cargas gravitacionales, son diseñadas con gran rigidez y resistencia a cargas verticales. La presencia de los aisladores sísmicos no sólo reduce los desplazamientos horizontales de la estructura, sino que concentra los desplazamientos y las eventuales deformaciones para los sismos mayores, en la zona de interfaz de la cimentación y la estructura, que corresponde al aislador. Esto permite también hacer reparaciones de manera más sencilla y económica, ya que los eventuales daños se concentran en esas zonas.

Dado que un sistema de aislamiento sísmico incrementa el nivel de protección de la estructura, resulta adecuado para su uso en estructuras que deben mantenerse operativas durante un evento sísmico, tales como hospitales, estaciones de bomberos, centros de atención de emergencias, estructuras de comunicación principales, centrales energéticas, estaciones de policías, centros de información estratégicos, etc. También son adecuados para la protección de estructuras patrimoniales y monumentos históricos.

Entre los dispositivos más empleados son: aisladores flexibles y los aisladores de fricción deslizantes o basculantes, combinados con amortiguadores (Fig. 1.12 a Fig. 1.17).

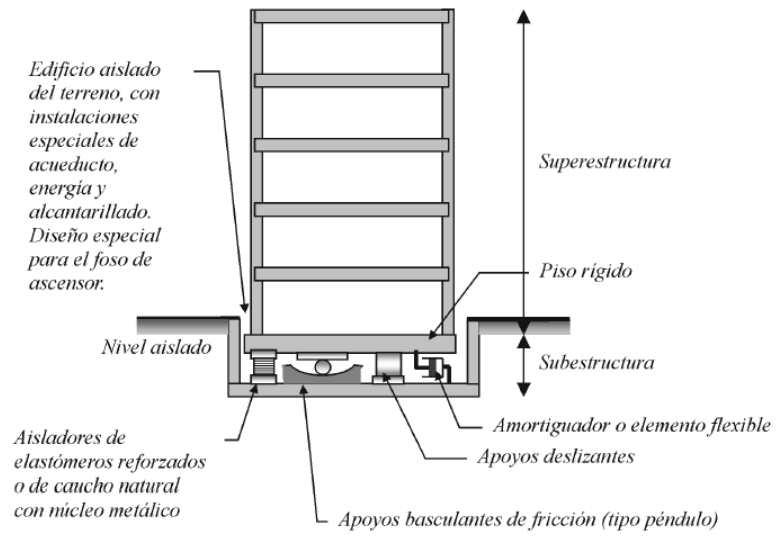


Fig. 1.12.- Aislamiento sísmico en la base (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).

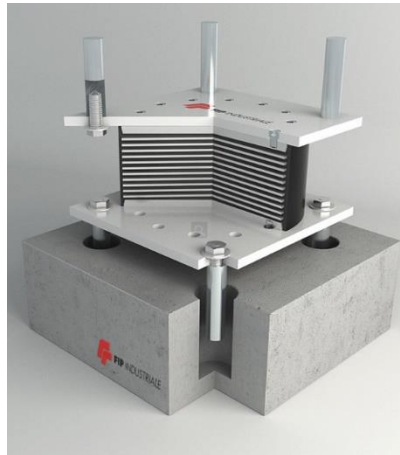


Fig. 1.13.- Aislador de elastómero (fuente sitio web Sismica.cl).



Fig. 1.14.- Aislador de elastómero con núcleo de plomo (fuente sitio web Sismica.cl).

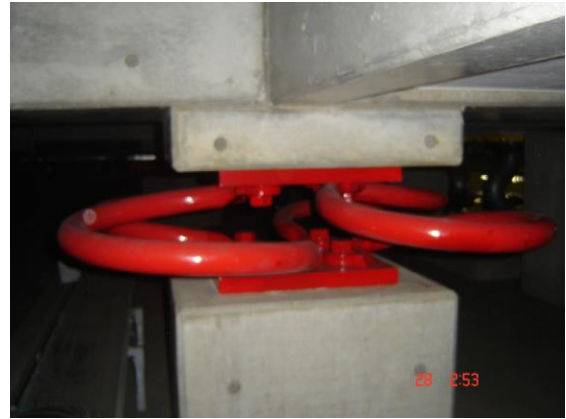


Fig. 1.15.- Amortiguadores metálicos (Oviedo & Del Pilar Duque, 2006).

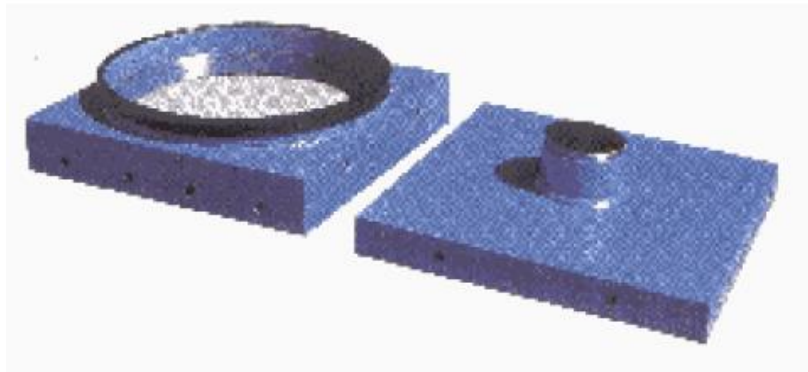


Fig. 1.16.- Aislador de fricción (fuente: www.earthquakeprotection.com).



Fig. 1.17.- Aislador de péndulo friccional (fuente sitio web Sismica.cl).

Los sistemas de aislamiento sísmico presentan un conjunto de ventajas:

- En primer lugar, los procedimientos de análisis son simplificados; esto es debido a que la incorporación de los elementos flexibles de aislamiento, por tener un periodo de vibración

significativamente más alto que la estructura, permiten desacoplar la respuesta sísmica, y de esa manera la estructura pasa a comportarse como un cuerpo rígido.

- La simplificación del análisis va asociada a que la respuesta es controlada por el primer modo de vibración, y las contribuciones de los modos superiores son despreciables.
- La mayoría de las estructuras pueden ser analizadas como sistemas de tres grados de libertad.
- En el caso de tener distribuciones que permitan reducir significativamente la torsión, pueden seguirse procedimientos de análisis aún más sencillos, mediante la aplicación de métodos estáticos simplificados.
- El incremento del período fundamental de la estructura genera reducciones en las aceleraciones espectrales, lo cual reduce las fuerzas a las cuales está sometido el conjunto estructura-aisladores. Esto reduce las aceleraciones en la base de la estructura y en los pisos de la edificación.
- La presencia de los aisladores en la base y el mencionado comportamiento de cuerpo rígido genera pequeños desplazamientos entre pisos, con lo que puede, en muchos casos, realizarse un diseño elástico de los elementos estructurales. La reducción de los desplazamientos relativos entre pisos también trae como consecuencia que disminuyen las solicitaciones sobre los elementos no estructurales, permitiendo de esta manera una reducción significativa de los daños en elementos estructurales y en elementos no-estructurales.
- La reducción de las solicitaciones sobre los miembros estructurales trae como consecuencia que sus dimensiones pueden disminuir, con lo que se presentan ventajas desde el punto de vista arquitectónico. Entre las consideraciones de diseño hay que prever 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 acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución, a la hora de presentar daño.
- La presencia del sistema de aisladores, su correcto diseño y distribución contribuye a reducir los efectos de la torsión en la respuesta sísmica.
- En términos generales, la presencia del sistema de aisladores permite la reducción de los daños en la estructura, así como la reducción de los daños no estructurales. Las zonas de mayor daño quedan concentradas en los aisladores, por lo que resulta más fácil la

inspección y reparación de la estructura, la cual puede inclusive lograrse con la reparación o sustitución de aisladores.

- El aislamiento sísmico permite reducir los efectos de tensiones residuales que pueden ser provocados por la retracción de elementos estructurales.
- El uso de los aisladores permite concentrar las incertidumbres sobre los procesos constructivos y sus eventuales fallas al momento de la ocurrencia de un sismo, en los mismos aisladores, los cuales, a su vez, permiten un mejor control de calidad que el que tradicionalmente se puede conseguir cuando se construye una edificación, especialmente en países en los que la mano de obra no es muy calificada.
- Una de las mayores ventajas del uso de aisladores sísmicos es que la operatividad de las estructuras puede recuperarse inmediatamente después de la ocurrencia de un sismo, en la medida en que se logran los objetivos de desempeño previstos.

Por otro lado, el uso de los aisladores presenta desventajas que deben ser tomadas cuidadosamente en cuenta a la hora de diseñar y de construir una edificación cuando se le incorpora un sistema de aisladores.

- 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 del edificio en la que se colocan los aisladores, los cuales, en la mayoría de los casos se colocan sobre la cimentación, pero en muchos casos, especialmente en estructuras que han sido reparadas o reforzadas con aisladores sísmicos, pueden requerir ser colocados en niveles intermedios y en la parte baja de la estructura. Los desplazamientos pueden tener un orden de entre 20 cm y 50 cm para sismos fuertes. 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.
- La presencia de estos grandes desplazamientos introduce consideraciones especiales como son la de incorporar un piso adicional.
- Los grandes desplazamientos pueden afectar estructuras vecinas. Estos daños en estructuras vecinas pueden producir la caída de residuos que podrían introducirse en los espacios

necesarios para que la edificación aislada pueda moverse; si esto ocurre, se pierde la capacidad de aislamiento.

- Entre las limitaciones 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 acceso para la verificación del estado de los aisladores y su eventual sustitución a la hora de presentar daño.
- Los grandes desplazamientos adicionales introducen requerimientos especiales de flexibilidad de las juntas de las tuberías de los sistemas de servicio para la edificación, como son agua potable, aguas servidas, gas, electricidad, telecomunicaciones, etc., ya que estas tuberías cruzan el plano de aislamiento.
- Consideraciones arquitectónicas deben también revisarse en el diseño de cada construcción; por ejemplo, la presencia de escaleras y rampas de acceso, los ascensores y escaleras mecánicas, entre otros dispositivos, deben ser concebidas de manera tal que se adapten a los movimientos en la zona de interface y a las distancias que quedan al dejarse los espacios alrededor de la edificación para permitir su movimiento. Las escaleras y rampas de acceso deben ser fijadas a la estructura y ser construidas de manera tal que puedan moverse.
- La presencia de aisladores impone un plan de mantenimiento, que no es necesario para estructuras no aisladas. Este plan de mantenimiento debe incluir la verificación del estado de la zona que permite los desplazamientos alrededor de la estructura.

1.3 Generalidades del aislamiento sísmico.

El aislamiento sísmico en la base se considera como el conjunto de elementos colocados entre la cimentación y la superestructura, este sistema tiene la finalidad de reducir la respuesta de la estructura ante eventos sísmicos. En la Fig. 1.18 se muestra de manera esquemática la comparativa de la respuesta máxima entre un sistema con aislamiento sísmico en la base y una sin aislamiento.

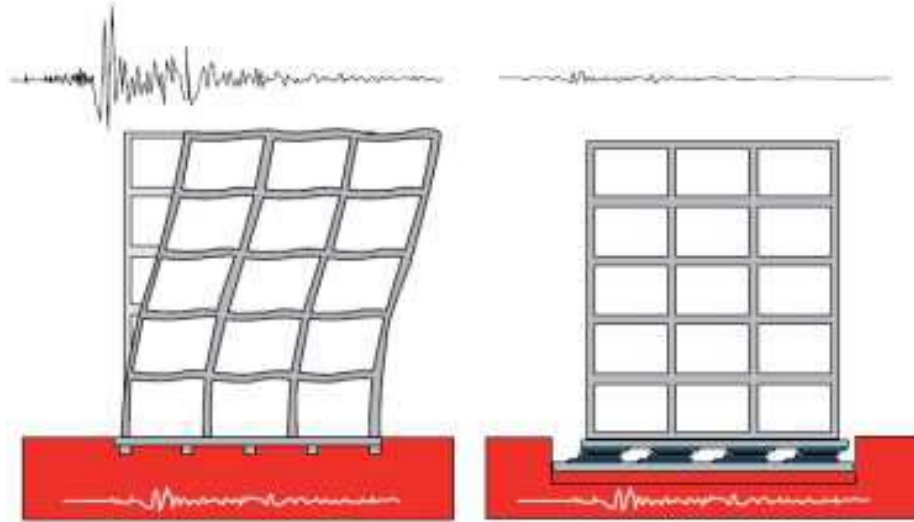


Fig. 1.18.- Sistema estructural sin aislamiento en su base y sistema estructural con aislamiento en su base, respectivamente (fuente: Protección Sísmica de Estructuras, Cámara Chilena de la Construcción).

Un sistema estructural con aislamiento sísmico deberá proporcionar flexibilidad horizontal a la estructura ante acciones de diseño sísmico, así como cumplir con las condiciones generales de diseño, entre ellas las cargas verticales. A continuación, se mostrarán las características deseables de un sistema estructural aislado en su base, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad, en su sección 3.12 Estructuras tipo 10 Aislamiento Sísmico y Disipación de Energía (MDOCCFE, 2015).

- *Tener capacidad para modificar el periodo de vibración del sistema de forma que efectivamente se reduzcan las ordenadas de los espectros.*
- *Contar con suficiente rigidez y resistencia vertical para soportar acciones permanentes y accidentales.*
- *Poder combinarse con un sistema de disipación de energía para reducir los desplazamientos originados por la flexibilidad de la estructura.*
- *Tener suficiente rigidez y resistencia para limitar los desplazamientos laterales bajo condiciones de servicio tales como sismos de servicio, efectos de viento, etc.*
- *Contar con una fuerza de recuperación o capacidad de auto centrarse después de la deformación.*
- *Tener suficiente estabilidad vertical y capacidad rotacional bajo las condiciones de servicio y extremas.*

- *Que su fuerza y desplazamiento de fluencia, en el caso de disipadores histeréticos, sean apropiados para reducir efectivamente la respuesta de la estructura.*
- *Que su capacidad de desplazamiento último y comportamiento antes del colapso sean apropiados para el sistema en el que se pretende utilizar.*
- *Que su comportamiento no se vea afectado significativamente por efecto de las condiciones ambientales, temperatura o envejecimiento.*

2. MÉTODOS DE ANÁLISIS Y NORMATIVAS.

Existen diferentes metodologías para el análisis y diseño de aislamiento sísmico en la base, si bien todos los procedimientos son aceptados por cada manual, norma o código de construcción, se deben seguir y cumplir ciertas condiciones para la correcta aplicación de cada uno de estos. En el presente capítulo se abordará de manera puntual los procedimientos utilizados en Estados Unidos y México.

2.1 Métodos de análisis para aislamiento sísmico en la base.

El análisis de estructuras con aislamiento sísmico en la base deberá llevarse a cabo en dos direcciones horizontales ortogonales, el objetivo será estimar las demandas de desplazamiento y de fuerza del sistema. Será necesario calcular los desplazamientos máximos de cada uno de los grados de libertad de los elementos que componen la estructura, así como el desplazamiento máximo de los dispositivos que componen el sistema de aislamiento.

El modelo estructural deberá de incorporar la repartición espacial de los aisladores y los grados de libertad vertical, de traslación en el plano en sus dos direcciones y de rotación alrededor del eje vertical, siempre y cuando estos sean significativos. Si los aisladores son dependientes de cargas bilaterales y/o tasas de deformación deberán tomarse en cuenta dichos efectos.

Actualmente, el análisis sísmico de estructuras se puede dividir de manera convencional en Análisis Estático y Análisis Dinámico. El análisis estático lo integran los modelos lineales, bilineales y no lineales. Por otra parte, el análisis dinámico consiste en análisis modal espectral y análisis de respuesta en el tiempo.

2.1.1 Características del Análisis Estático Lineal (AEL).

La utilización de este tipo de análisis se recomienda únicamente para fines de diseño preliminar, con la finalidad de establecer valores esperados para un análisis posterior más detallado. Debido a que la estructura se modela con las propiedades elásticas de los elementos que la conforman, se debe verificar que no se excedan los límites de fluencia de los materiales. Las demandas de desplazamientos se obtendrán por medio de espectros de desplazamientos, estos serán mediante los correspondientes espectros de aceleración. Las ordenadas espectrales serán propias

del periodo efectivo del sistema estructura–aislador considerando la reducción del espectro de diseño por efecto del amortiguamiento. La obtención de la rigidez y el amortiguamiento de los aisladores se obtendrán por medio de los siguientes métodos.

- Modelo Lineal Equivalente (método utilizado en el Manual de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad).
- Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (método utilizado por el ASCE 7-16).

En el siguiente apartado se mencionan los procedimientos de cada uno de los manuales y normativas, citando textualmente cada una de las consideraciones, limitaciones y procesos de cálculo para la obtención de las respuestas de una construcción con aislamiento sísmico en la base.

2.1.1.1 Modelo Lineal Equivalente, Manual Mexicano de Diseño de Obras Civiles CFE, Diseño por Sismo.

El procedimiento lineal equivalente es una aproximación a los resultados de un análisis no lineal, en el que se supone que el comportamiento inelástico se limita a los aisladores de base. El análisis se realiza con un modelo lineal en el que los aisladores tienen una rigidez efectiva $(k)_{ef}$ y un amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$. Este modelo es empleado únicamente para fines de diseño preliminar para la estructura con aislamiento sísmico en la base, ya que las propiedades del sistema de aislamiento deberán de ser comparadas con las de los sistemas comerciales existentes, para posteriormente rehacer el análisis tomando en cuenta las propiedades reales del sistema de aislamiento (MDOCCFE, 2015).

Para aplicar el modelo lineal equivalente, se deberán cumplir las siguientes condiciones.

- El amortiguamiento equivalente $(\zeta)_{ef}$, obtenido como se indica en 3.12.2.5.1.3, es menor que 30%.
- El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal.
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales.

Además de:

- La estructura no está clasificada como de especial importancia (Grupo A).
- El amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$, es menor que el 30%.
- La estructura se construirá a una distancia mayor de 15 km de una falla activa.
- El sistema de aislamiento tiene un comportamiento lineal o bilineal.
- La respuesta de la estructura se mantiene en el intervalo elástico (aislamiento total).
- Los ciclos de histéresis del sistema de aislamiento no son dependientes de la velocidad de carga, de la fricción o de los efectos bidireccionales.
- La estructura se encuentra desplantada sobre terreno firme (velocidad de ondas de cortante mayor que 720 m/s).
- La estructura sobre el aislamiento tiene una altura máxima de 20 m.
- El periodo de la estructura aislada es mayor que dos veces el periodo de la estructura sobre base fija.
- La estructura sobre el sistema de aislamiento tiene una configuración regular.

Rigidez efectiva.

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Ec. 2.1¹

Donde:

μ . - Ductilidad del aislador.

α . - Representa la relación de rigidez inelástica $(k)_p$ entre la rigidez $(k)_e$.

$$\alpha = \frac{(k)_p}{(k)_e}$$

Ec. 2.2²

Amortiguamiento efectivo.

El amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$, para apoyos laminados con núcleo de plomo (ALNP), se puede estimar a partir de la energía disipada por histéresis $(\zeta)_{his}$.

¹ CFE, *Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, ecuación 12.28.*

² CFE, *Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, ecuación 12.30.*

$$(\zeta)_{his} = \frac{2(1 - \alpha)(1 - \frac{1}{\mu})}{\pi(1 + \alpha(\mu - 1))}$$

Ec. 2.3³

La ecuación anterior define la energía disipada por histéresis del sistema de aislamiento únicamente, por lo que deberá sumarse el amortiguamiento viscoso $(\zeta)_v$ para obtener el amortiguamiento efectivo total del sistema de aislamiento, es decir.

$$(\zeta)_{ef} = (\zeta)_{his} + (\zeta)_v$$

Ec. 2.4⁴

El amortiguamiento del sistema conjunto edificio-aislador se podrá estimar con la Ec. 2.5.

$$(\zeta)_{sis} = \frac{\sum_{i=1}^N (k_i)_{ef} x_i^2 \left[(\zeta)_{ef} + \frac{(\zeta_i)_{es} (k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right]}{\sum_{i=1}^N (k_i)_{ef} x_i^2 \left[1 + \frac{(k_i)_{ef}}{(k_i)_{es}} \right]}$$

Ec. 2.5⁵

Donde:

$(k_i)_{es}$. – Rigidez de la estructura.

$(\zeta_i)_{es}$. – Amortiguamiento de la estructura.

2.1.1.1 Procedimiento de la Fuerza lateral Equivalente Código de Construcción Estadounidense (ASCE 7/16).

17.2.8.6 Propiedades del sistema de aislamiento al máximo desplazamientos la rigidez efectiva, k_M , del aislamiento. Desplazamiento máximo en el sistema, D_M , se determinará usando tanto el límite superior como el límite inferior del comportamiento fuerza-deflexión de cada aislador individual de acuerdo con Ec. 2.6.

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

³ CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, ecuación 12.33.

⁴ CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, ecuación 12.34.

⁵ CFE, Manual de Diseño de Obras Civiles, Capítulo C.1.3 Diseño por Sismo, ecuación 12.36.

Ec. 2.6⁶

El amortiguamiento efectivo, β_M , del sistema de aislamiento al desplazamiento máximo, D_M , en pulgadas (in), deberá calcularse usando tanto el límite superior como el límite inferior del comportamiento fuerza-deflexión individual de cada uno de los aisladores y se expresa con la Ec. 2.7:

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

Ec. 2.7⁷

Donde:

$\sum E_M$. - Energía total disipada [kips-in. (kN-mm)] en el aislamiento sistema durante un ciclo completo de respuesta de desplazamiento D_M .

$\sum F_M^+$. - Suma, para todas las unidades de aislamiento, del valor absoluto de la fuerza [kips (kN)] en un desplazamiento positivo igual a D_M .

$\sum F_M^-$. - Suma, para todas las unidades de aislamiento, del valor absoluto de la fuerza [kips (kN)] en un desplazamiento negativo igual a D_M .

17.5.3.1 Desplazamiento máximo. El sistema de aislamiento deberá estar diseñado y construido para soportar, como mínimo, el desplazamiento máximo, D_M , determinado usando el límite superior y propiedades de límite inferior, en la dirección más crítica de respuesta horizontal, calculada usando la ecuación Ec. 2.8:

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

Ec. 2.8⁸

Donde:

g . - Aceleración causada por la gravedad [in/s^2 (mm/s^2)] si las unidades del desplazamiento máximo D_M están en pulgadas (in).

S_{M1} . - MCER parámetro de aceleración espectral amortiguada al 5% a 1 s período en unidades de g-seg, según lo determinado en la Sección 11.4.4 o 11.4.8.

T_M . - Período efectivo de la estructura sísmicamente aislada [s] en el desplazamiento D_M en la dirección considerada, según lo prescrito por la ecuación. (2.10).

B_M . - Coeficiente numérico como se establece en la Tabla 17.5-1 para la amortiguación efectiva.

⁶ Código de construcción de Estados Unidos “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE / SEI 7-16)”, ecuación 17.2-3.

⁷ Código de construcción de Estados Unidos “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE / SEI 7-16)”, ecuación 17.2-4.

⁸ Código de construcción de Estados Unidos “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE / SEI 7-16)”, ecuación 17.5-1.

17.5.3.2 Período al máximo Desplazamiento. El período efectivo de la estructura aislada, T_M , en el desplazamiento máximo, D_M , se determinará utilizando características de deformación de límite superior e inferior del sistema de aislamiento mediante la ecuación Ec. 2.9:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}}$$

Ec. 2.9⁹

Dónde:

W . - Peso sísmico efectivo de la estructura por encima del aislamiento interfaz como se define en la Sección 12.7.2.

k_M . - Rigidez efectiva [kip = in: (kN = mm)] del sistema de aislamiento en el desplazamiento máximo, D_M , según lo prescrito por Ec. 2.9.

g . - Aceleración causada por la gravedad [in/s² (mm/s²)] si las unidades del desplazamiento D_M , están en pulgadas (in).

2.1.2 Características del Análisis Dinámico Modal (ADM).

Para el uso de este tipo de análisis se deberán incluir los efectos de los modos naturales que, ordenados según los valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura. El peso efectivo de un modo “n” se determina como:

$$W_{en} = \frac{(Z_n^T M J)^2}{Z_n^T M Z_n} g$$

Ec. 2.10

Donde:

M . - La matriz de masas de la estructura.

Z_n . - El n-ésimo modo natural de vibración de la estructura en base rígida.

J . - Vector con componentes iguales a 1.0.

Puede despreciarse el efecto dinámico torsional de excentricidades estáticas. En tal caso, la influencia de las excentricidades estática y accidental deberán ser calculadas como si fuese un análisis estático. En caso contrario, cuando se tomen en cuenta las excentricidades estáticas, solo

⁹ Código de construcción de Estados Unidos “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE / SEI 7-16)”, ecuación 17.5-2.

será necesario incluir la torsión accidental, con la traslación transversal de los centros de masa o las fuerzas sísmicas de cada nivel $\pm 0.05 b_n$ en cada dirección.

Donde:

b_n . - Máxima dimensión en planta del entrepiso n medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno.

Dado que las respuestas modales no ocurren simultáneamente, la superposición directa de ellas es una cota superior de la respuesta total de la estructura. Por ello, las respuestas modales S_n , donde S_n puede ser fuerza cortante, desplazamiento lateral, momento de volteo, etc., se combinarán para calcular las respuestas totales S de acuerdo con el criterio probabilista de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o método SRSS (Ec. 2.11), siempre que los periodos de los modos naturales difieran al menos 10% entre sí.

$$S = \sum_{n=1}^{N_e} (S_n^2)^{1/2}$$

Ec. 2.11

Para las respuestas en modos naturales que no cumplen esta condición, por ejemplo, de estructuras con torsión o apéndices, se tendrá en cuenta el acoplamiento entre ellos. En estos casos procede emplear el criterio probabilista de la combinación cuadrática completa o método CQC (Ec. 2.12):

$$S = \left(\sum_{n=1}^{N_e} \sum_{m=1}^{N_e} \rho_{nm} S_n S_m \right)^{1/2}$$

Ec. 2.12

$$\rho_{nm} = \frac{8\sqrt{\zeta_n \zeta_m} (\zeta_n + \Omega_{nm} \zeta_m) \Omega_{nm}^{3/2}}{(1 - \Omega_{nm}^2)^2 + 4\zeta_n \zeta_m \Omega_{nm} (1 - \Omega_{nm}^2) + 4(\zeta_n^2 + \zeta_m^2) \Omega_{nm}^2}$$

Ec. 2.13

Donde:

ζ_n, ζ_m . - Son las fracciones del amortiguamiento crítico asociados al n -ésimo y m -ésimo modo, respectivamente.

$\Omega_{nm} = \omega_n / \omega_m$, siendo ω_n y ω_m las frecuencias naturales sin amortiguar de dichos modos.

Para diseños sobre base rígida se sugiere suponer $\zeta_n = \zeta_m = 0.05$, a menos que se justifique otro valor. Para el diseño del sistema estructural con amortiguamiento en la base se considerará que la estructura permanece dentro del régimen elástico.

Las demandas de desplazamiento se obtendrán por medio de espectros de desplazamientos derivados de espectros de aceleración. La reducción del espectro por el factor de amortiguamiento β (Toxqui & Ruiz, 2010) se deberá realizar según la metodología correspondiente al código, norma o manual correspondiente.

$$C_y(Q_0, \zeta, T_0) = C_y(Q_0, \zeta_{SB}, T_0) * \beta(Q_0, \zeta, T_0)$$

Ec. 2.14

$$\beta(Q_0, \zeta, T_0) = \frac{C_y(Q_0, \zeta, T_0)}{C_y(Q_0, \zeta_{SB}, T_0)}$$

Ec. 2.15

Donde:

C_y . - Coeficiente de diseño sísmico.

Q_0 . - Ductilidad de diseño de la estructura.

T_0 . - Periodo de vibración de la estructura.

ζ . - Porcentaje de amortiguamiento crítico.

ζ_{SB} . - Porcentaje que proporciona el sistema estructural igual al 5%.

Cada país tiene sus propios códigos, manuales o normas para el análisis y diseño estructural de edificaciones, se puede resumir que cada una de ellas, adapta cada uno de los tipos de análisis a las demandas y solicitaciones de cada zona en particular, tomando en cuenta las características como tipo de terreno y sus clasificaciones de zonas sísmicas correspondientes.

2.2 Diseño de elementos de Acero.

La revisión de los elementos de acero se llevó a cabo con la norma AISC 360-16 bajo la revisión de criterio LRFD (Load and Resistance Factor Design) por sus siglas en inglés o por el criterio de DFCR (Diseño por Factores de Carga y Resistencia) en español.

En el método LRFD, las cargas de servicio son multiplicadas por los factores de carga o de seguridad, con la finalidad de diseñar los elementos con cargas mayoradas y verificar que la estructura tiene un buen comportamiento capaz de resistir las solicitaciones a las que serán

sometidos. Esta resistencia se considera igual a la resistencia teórica o nominal del miembro estructural, multiplicado por un factor de resistencia que es normalmente menor a la unidad. Con esto se busca tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen sobre las propiedades de resistencia de los materiales dimensiones y mano de obra.

$$\lambda Q \leq \phi R_n$$

Ec. 2.16

Donde:

λ . - Factor de carga.

Q . - Cargas de servicio.

ϕ . - Factor de reducción de resistencia.

R_n . -Resistencia nominal.

3. ESTRUCTURA DISEÑADA CON BASE RÍGIDA.

3.1 Generales.

La estructura que se estudia corresponde a un proyecto estructural modificado para poder ser empleado en este documento, a la que se le hicieron ciertos ajustes en su geometría, tales como, separaciones constantes entre claros en ambas direcciones y alturas de entrepiso. La estructura se ubicará de manera analítica en la ciudad de Puebla, y desplantada sobre un terreno con características de tipo II según su clasificación conforme con el Código Reglamentario para el Municipio de Puebla. La importancia de la construcción corresponde al grupo B debido a que la edificación tendrá el uso de oficinas durante su vida útil. La ductilidad de diseño considerada es $Q = 2$. La estructura está compuesta por una planta baja y tres niveles superiores, con una altura de entrepiso de 3.50 m y con dimensiones en planta de 22.00 m en la dirección longitudinal y por 19.50 m en dirección transversal en la Fig. 3.1 se presenta la distribución antes mencionada.

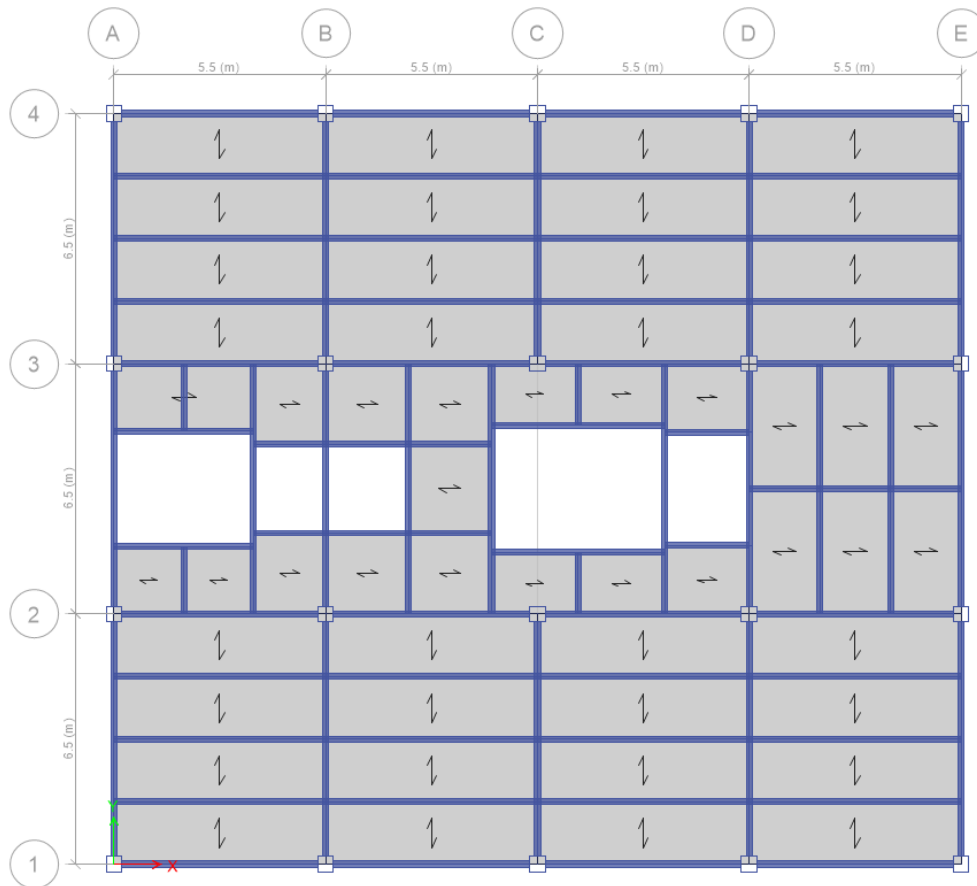
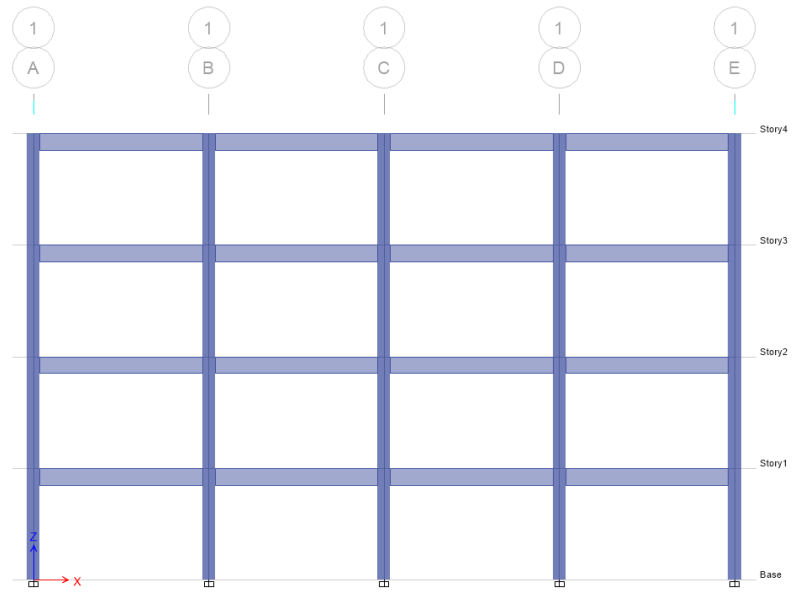


Fig. 3.1.- Dimensiones en planta de la edificación, unidades en m.



Story	Height m	Elevation m
Story4	3.5	14
Story3	3.5	10.5
Story2	3.5	7
Story1	3.5	3.5
Base		0

Fig. 3.2.- Corte longitudinal de la edificación ejes 1-4 y alturas de entrepiso, unidades en m.

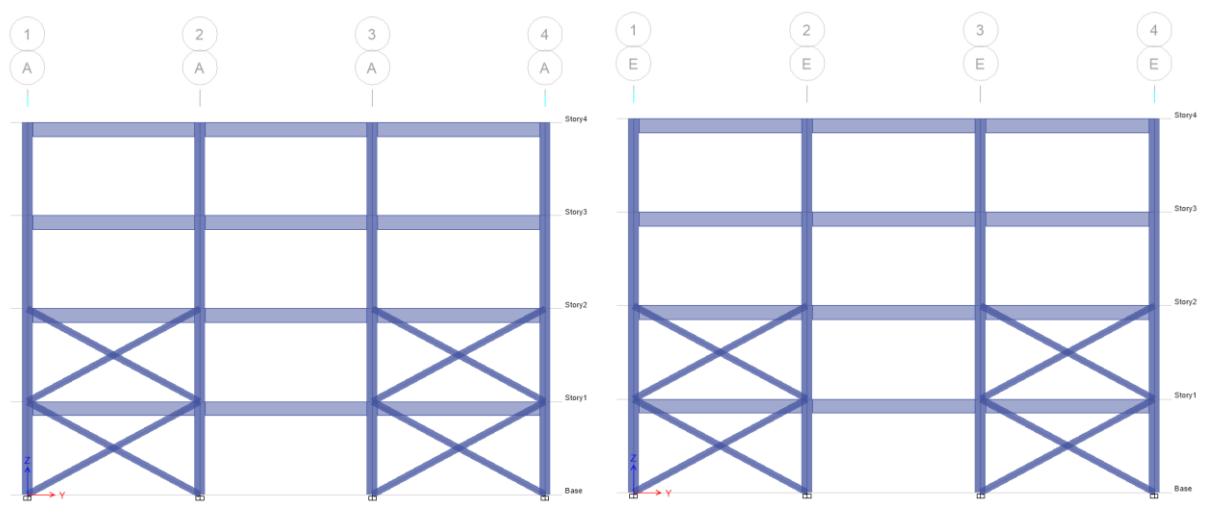


Fig. 3.3.- Corte transversal de la edificación ejes A y E, extremos.

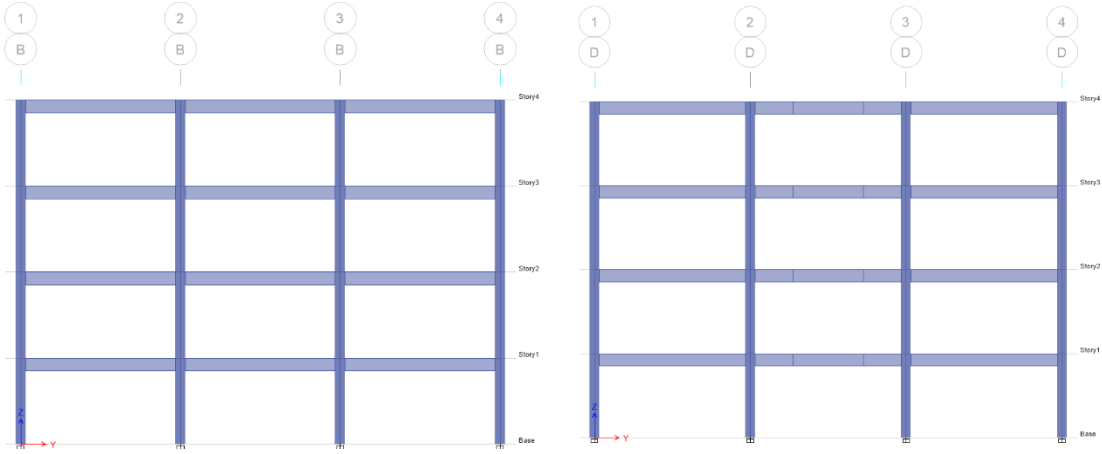


Fig. 3.4.- Corte transversal de la edificación ejes B y D.

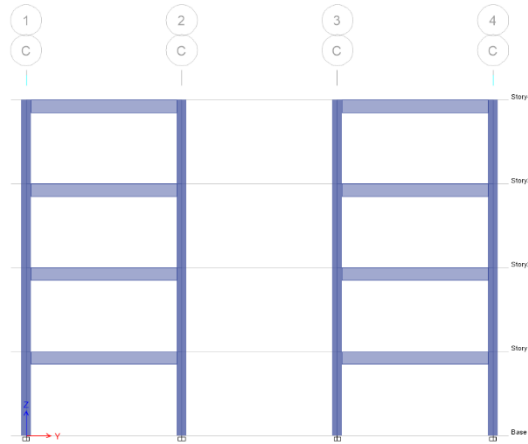


Fig. 3.5.- Corte transversal de la edificación ejes B y D.

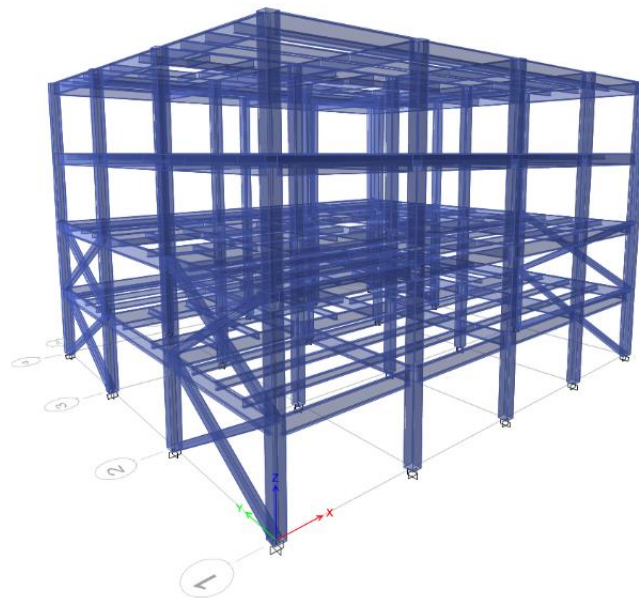


Fig. 3.6.- Modelo tridimensional de la edificación.

3.2 Descripción de la Estructura.

El sistema estructural considerado fue solucionado mediante marcos rígidos de acero en ambos ejes ortogonales principales, compuesto por cuatro crujeías en la dirección longitudinal y por tres crujeías en dirección transversal. Los marcos rígidos de los primeros dos niveles están reforzados con contraventeos en los extremos de la estructura. Las vigas principales y secundarias son del tipo IR o sección W, las columnas y contraventeos son del tipo HSS. El sistema de piso de Steel Deck (cimbra metálica permanente Fig. 3.7), está apoyada en una sola dirección como se muestra en la Fig. 3.1.

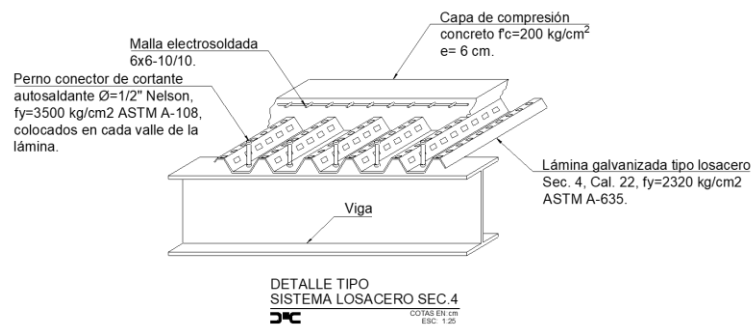


Fig. 3.7.-Cimbra metálica permanente.

3.3 Materiales de Diseño.

3.3.1 Acero de Refuerzo.

La resistencia nominal a la fluencia del acero de refuerzo en elementos de concreto reforzado de la cimentación se tomó igual a un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

3.3.2 Concreto.

Para los fines de este estudio se consideró como concreto clase 1, de conformidad con las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, última reforma publicada en la Gaceta Oficial de la Ciudad de México, el 15 de diciembre de 2017 (NTC, 2017).

Para la cimentación, se consideró una losa de cimentación, con espesor de 70 cm y concreto con una resistencia a la compresión simple igual a $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$.

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas del concreto para cimentación:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''c = 0.85 \times f'c.$$

$$f''c = 297.5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Donde, } \beta_1 = 0.80$$

Constantes de Cálculo.

Cuantía balanceada de acero de refuerzo a tensión, ecuación 5.1.1 de las NTC-CDMX-2017.

$$\rho_b = \frac{f''c}{f_y} \left[\frac{6000\beta_1}{f_y + 6000} \right] = 0.0333$$

Cuantía máxima de acero de refuerzo a tensión para elementos estructurales con ductilidad baja, ecuación 5.1.2 de las NTC-CDMX-2017.

$$\rho_{\text{máx}} = 0.90\rho_b = 0.02997$$

Cuantía mínima de acero de refuerzo a tensión.

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} = 0.00311$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c = 14000\sqrt{f'c} = 261,916.01 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

La expresión anterior corresponde a la sección 2.1.4 de las NTC-CDMX-2017, para concretos con agregado grueso calizo.

El concreto utilizado en losas se consideró como concreto clase 1, con una resistencia a la compresión simple de $f'c=200 \text{ kg/cm}^2$. A continuación, se muestran las propiedades mecánicas de este concreto.

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$f''c = 170 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\beta_1 = 0.85$$

$$\rho_b = 0.0202$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.0182$$

$$\rho_{\text{mín}} = 0.0024$$

3.3.3 Acero Estructural.

Las propiedades de cada uno de los elementos de acero que componen la estructura se mencionan a continuación.

- Acero A.S.T.M. A-572 Gr50, utilizado para vigas principales y secundarias, esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 3515 kg/cm² (IMCA, 2015).
- Acero A.S.T.M. A-500 GrB46, utilizado para columnas y contraventeos, esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 3235 kg/cm² (IMCA, 2015).
- Acero A.S.T.M. A-36, utilizado para elementos de conexión tales como placas, cartabones y atezadores, con un esfuerzo de fluencia mínimo especificado de 2530 kg/cm² (IMCA, 2015).

3.4 Análisis Estructural.

3.4.1 Clasificación Estructural, Factores de Carga y Combinaciones de Diseño.

Para fines de diseño sísmico de la estructura, se clasificó como “Grupo B” conforme a la sección 1.4 Clasificación de las Estructuras (NTC, 2017). Con base en la clasificación anterior los factores de carga son los siguientes.

- Factor de carga igual a 1.3 para acciones permanentes (peso propio de los elementos estructurales, acabados, muros divisorios, etc.).
- Factor de carga igual a 1.5 para acciones variables (cargas vivas por reglamentos).
- Factor de carga igual a 1.1 para acciones instantáneas (cargas vivas instantáneas por reglamentos, correspondientes a efectos dinámicos causados por sismo).

Las combinaciones consideradas para diseño, son básicamente una combinación de cargas de gravedad, 32 combinaciones que involucran acciones sísmicas en ambas direcciones ortogonales principales, como se contempla en las NTC DF 2017 (Tabla 3.1).

Tabla 3.1.- Combinaciones de diseño.

Combinaciones de Carga	
1.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX1 + 0.33SY1$	17.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY1 + 0.33SX1$
2.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX1 - 0.33SY1$	18.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY1 - 0.33SX1$
3.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX1 + 0.33SY2$	19.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY1 + 0.33SX2$
4.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX1 - 0.33SY2$	20.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY1 - 0.33SX2$
5.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX1 + 0.33SY1$	21.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY1 + 0.33SX1$
6.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX1 - 0.33SY1$	22.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY1 - 0.33SX1$
7.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX1 + 0.33SY2$	23.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY1 + 0.33SX2$
8.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX1 - 0.33SY2$	24.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY1 - 0.33SX2$
9.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX2 + 0.33SY1$	25.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY2 + 0.33SX1$
10.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX2 - 0.33SY1$	26.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY2 - 0.33SX1$
11.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX2 + 0.33SY2$	27.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY2 + 0.33SX2$
12.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SX2 - 0.33SY2$	28.- $1.1(CM+Wa) + 1.1SY2 - 0.33SX2$
13.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX2 + 0.33SY1$	29.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY2 + 0.33SX1$
14.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX2 - 0.33SY1$	30.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY2 - 0.33SX1$
15.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX2 + 0.33SY2$	31.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY2 + 0.33SX2$
16.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SX2 - 0.33SY2$	32.- $1.1(CM+Wa) - 1.1SY2 - 0.33SX2$
33.- $1.3CM + 1.5CV$	

Donde.

CM.- Cargas Muertas.

W.- Cargas Vivas Máximas.

Wa. -Cargas Vivas Instantáneas.

Sx. - Sismo en dirección "X".

Sy. - Sismo de dirección "Y".

3.4.2 Análisis de cargas.

3.4.2.1 Cargas Muertas.

Pesos volumétricos de los materiales.

El peso propio de los elementos estructurales y las cargas muertas de otros elementos constructivos fueron calculados a partir de los siguientes pesos volumétricos que se aprecian en la Tabla 3.2 y

Tabla 3.3.

Tabla 3.2.- Pesos volumétricos.

Material	Peso Volumétrico (kg/m³)
Concreto fresco	2200
Concreto reforzado, clase 1	2400
Yeso	1600
Piso (loseta cerámica)	2200

Cargas procedentes de losas de entrepiso					
Losacero sección 4 entrepiso				Calibre 22	
	γ (kg/m ³)	e (m)	b (m)	a (m)	kg/m ²
Piso	2000.000	0.020	1.000	1.000	40.00
Mortero	2200.000	0.015	1.000	1.000	33.00
Concreto en capa de compresión	2400.000	0.060	1.000	1.000	144.00
Concreto en valles	2200.000	0.032	1.000	1.000	70.40
Plafón	1600.000	0.015	1.000	1.000	24.00
Lámina					8.50
Incremento por reglamento					40.00
CM=					359.90
Losacero sección 4 azotea				Calibre 22	
	γ (kg/m ³)	e (m)	b (m)	a (m)	kg/m ²
Impermeabilizante					5.00
Mortero	2200.000	0.035	1.000	1.000	77.00
Relleno	1600.000	0.120	1.000	1.000	192.00
Concreto en capa de compresión	2400.000	0.060	1.000	1.000	144.00
Concreto en valles	2200.000	0.032	1.000	1.000	70.40
Plafón	1600.000	0.015	1.000	1.000	24.00
Lámina					8.00
Incremento por reglamento					40.00
CM=					560.40

Tabla 3.3.- Cargas muertas en losas.

Destino de piso o cubierta	CM
	kg/m ²
Carga uniforme en entrepiso Oficinas	360
Carga uniforme en entrepiso Pasillos	360
Carga uniforme en azotea Roof Garden	560
Carga uniforme en azotea pendiente menor al 5%	560

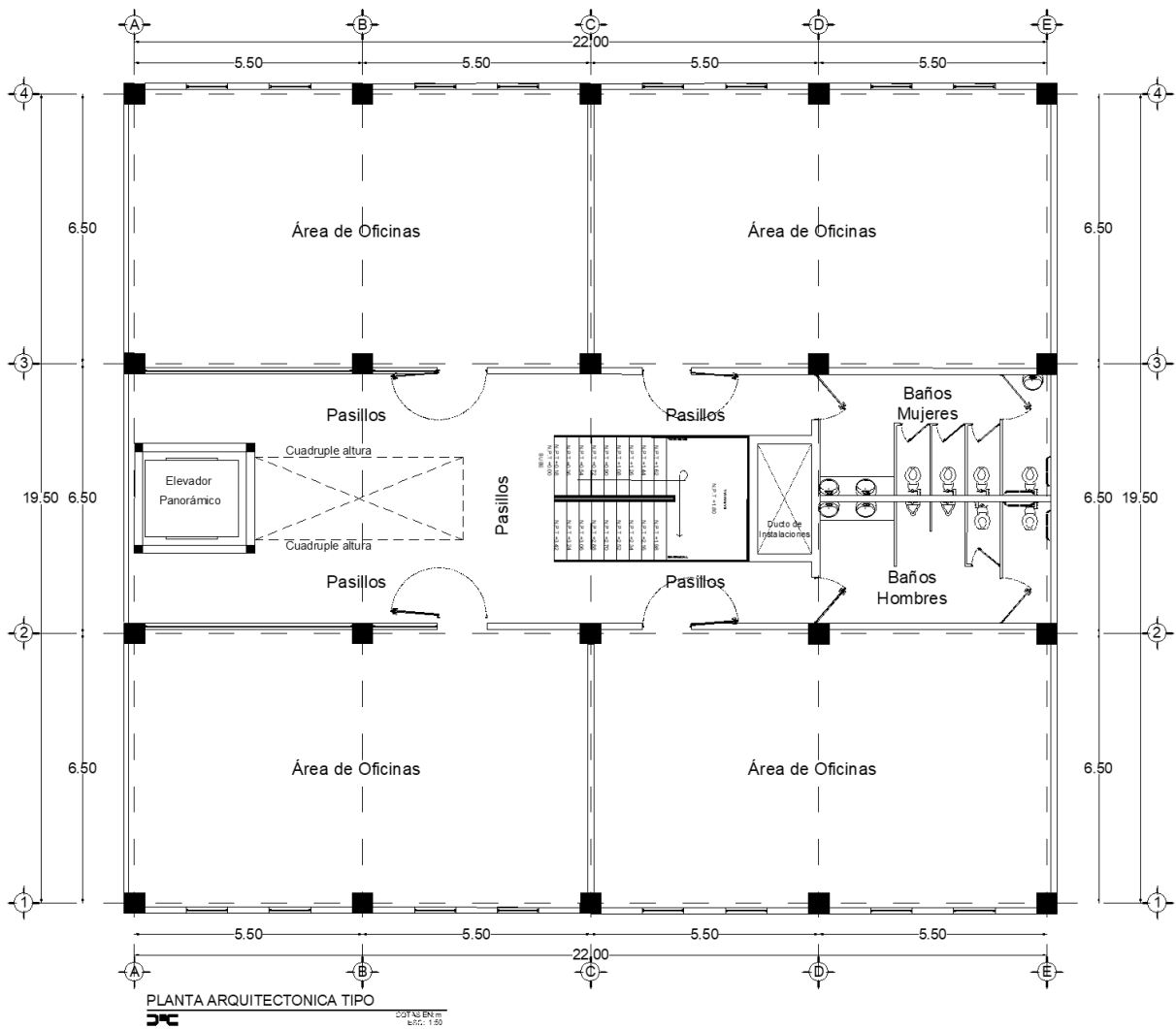


Fig. 3.8.-Planta Arquitectónica Tipo, Planta baja, niveles 1, 2 y 3.

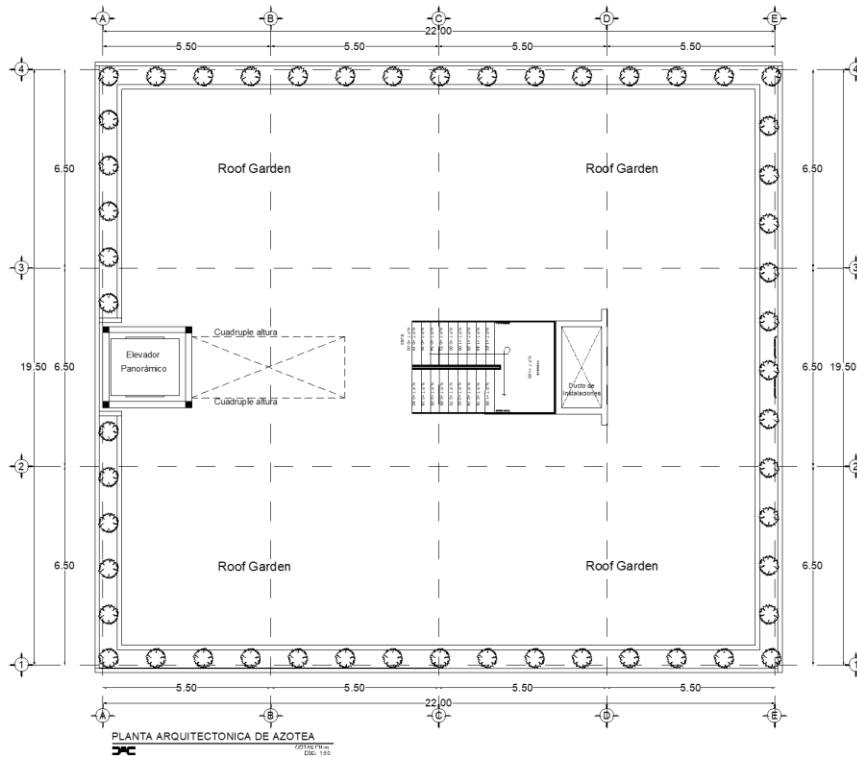


Fig. 3.9.-Planta arquitectónica de Azotea.

3.4.2.2 Cargas vivas y accidentales reglamentarias.

Conforme a los Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones de las NTC de la Ciudad de México, se consideró como se muestra en la Tabla 3.4.

Tabla 3.4.- Cargas Vivas por reglamento.

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
	kg/m ²	kg/m ²	kg/m ²
Carga uniforme en entrepiso Oficinas.	100	180	250
Carga uniforme en entrepiso Pasillos.	40	150	350
Carga uniforme en azotea Roof Garden.	40	350	450
Carga uniforme en azotea pendiente menor al 5%.	15	70	100

W.- Carga viva unitaria media

W_a. - Carga viva unitaria instantánea.

W_m. - Carga viva unitaria máxima.

3.4.3 Tipo de terreno y Espectro de Diseño.

Es importante mencionar que esta edificación existe actualmente en dicha ciudad la cual tiene el uso como instalaciones educativas, se consideró como superficie de desplante un terreno con características del tipo II, así mismo, la estructura se ubicará en una zona sísmica clasificada como tipo C, ambas clasificaciones corresponden al tipo de terreno y zonificación sísmica conforme con las características mencionadas en él (MDOCCFE, 2015).

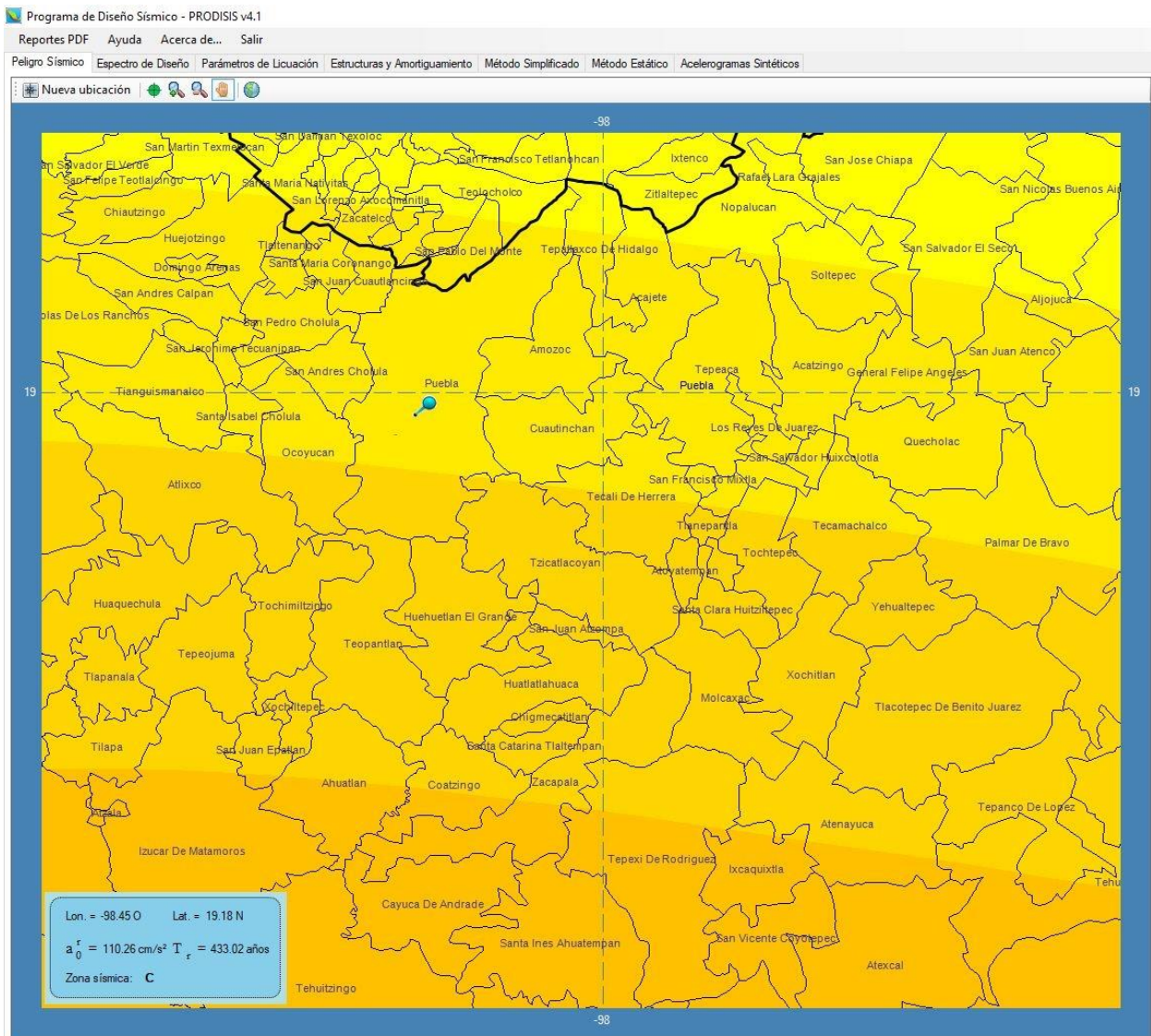


Fig. 3.10.-Mapa de zonificación sísmica PRODISIS v4.1, ubicación de la edificación.

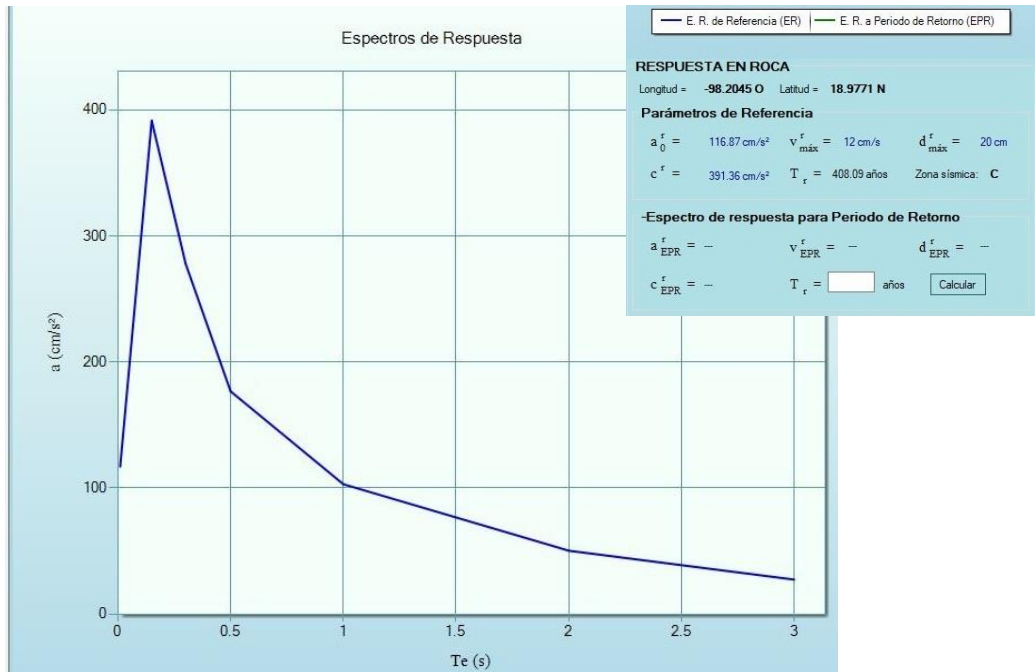


Fig. 3.11.-Imágenes del programa PRODISIS para la obtención del espectro de respuesta.

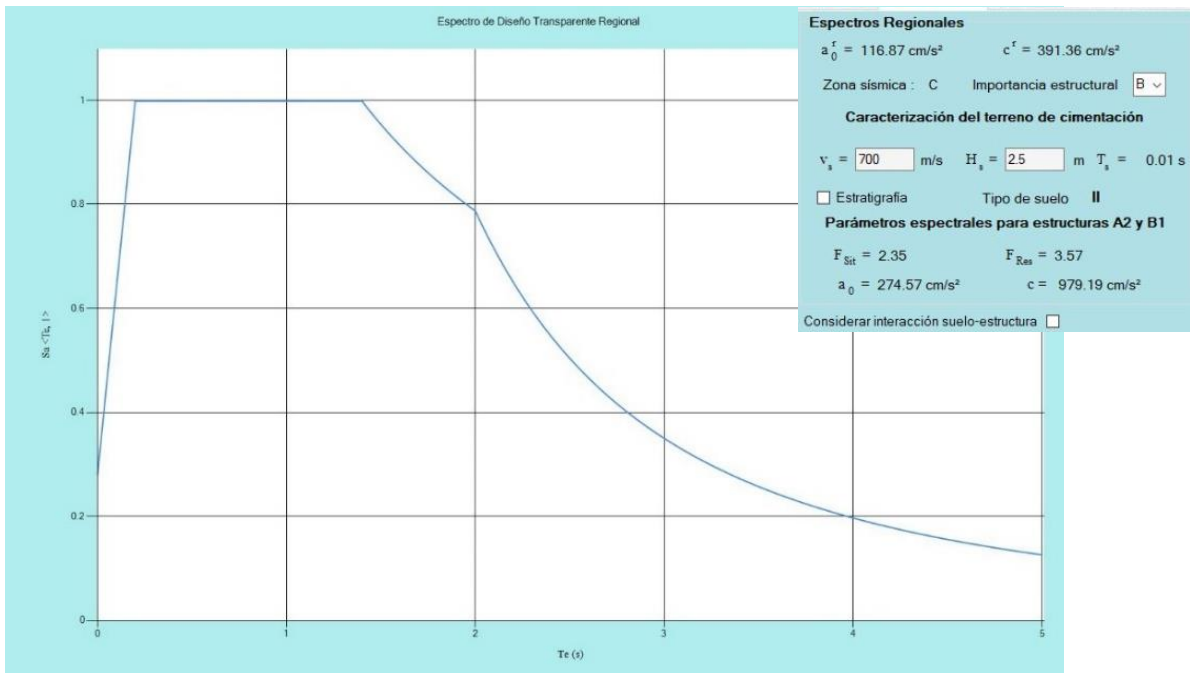


Fig. 3.12.-Imágenes del programa PRODISIS para la obtención del espectro de diseño transparente regional.

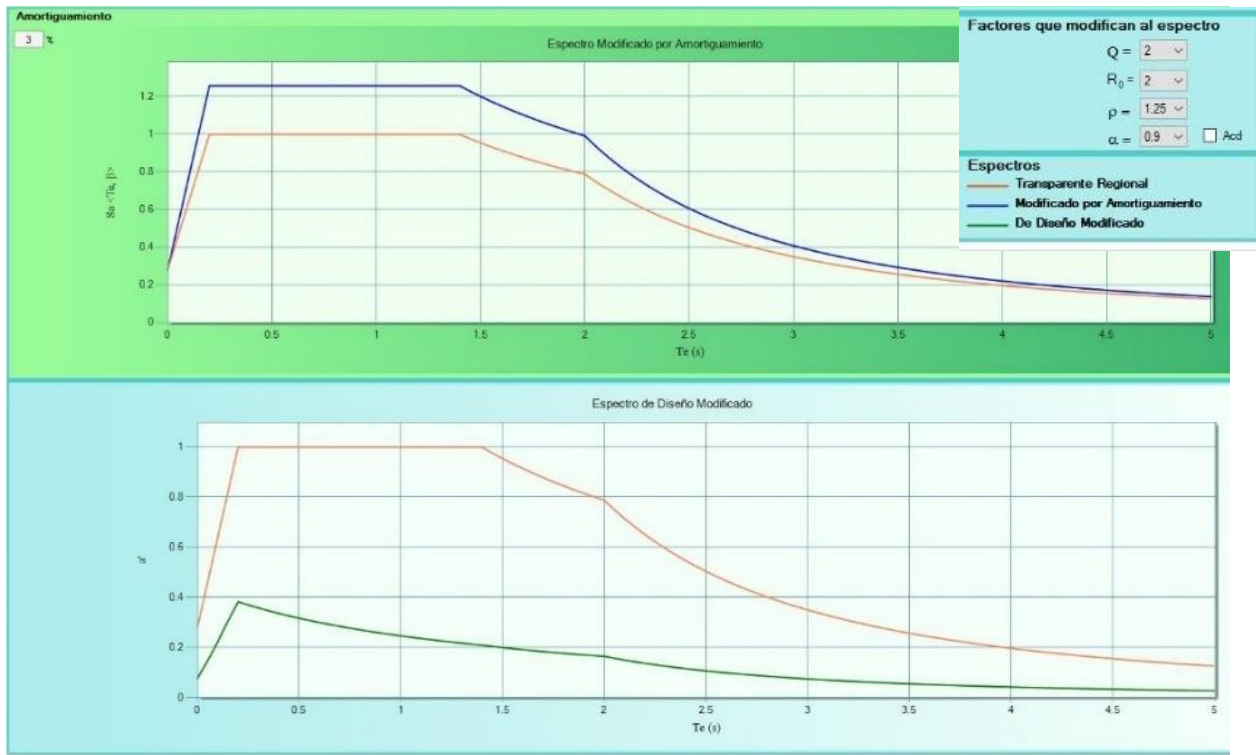


Fig. 3.13.-Imágenes del programa PRODISIS para la obtención del espectro de diseño modificado por amortiguamiento.

3.5 Revisión de estados límite.

Se llevó a cabo el análisis estructural de la edificación de acuerdo con las secciones y propiedades de los elementos, para posteriormente comparar los resultados de esta con la normativa correspondiente y verificar que su comportamiento sea adecuado ante las cargas de servicio y diseño.

3.5.1 Desplazamientos en losas.

A continuación, en las Fig. 3.14 y Fig. 3.15 se muestran las deflexiones máximas por servicio (1.0CM+1.0W), mientras que en las Fig. 3.16 y Fig. 3.17 se observan los desplazamientos laterales en direcciones “X” y “Y”, los resultados de los desplazamientos de entrepiso se muestran en la Tabla 3.5.

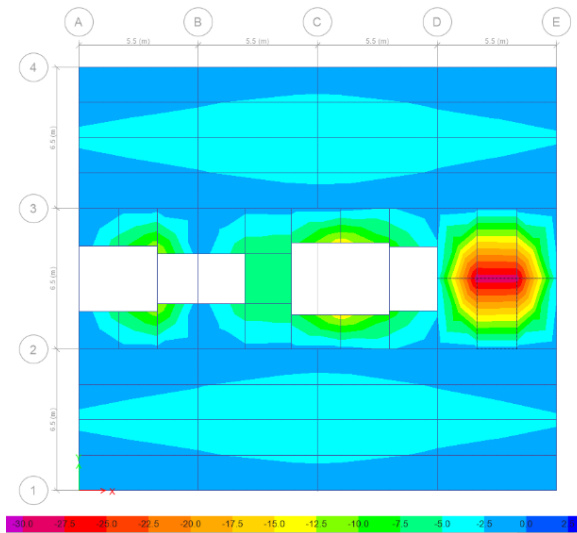


Fig. 3.14.-Deplazamiento máximo en losas de entepiso del orden de 22 mm.

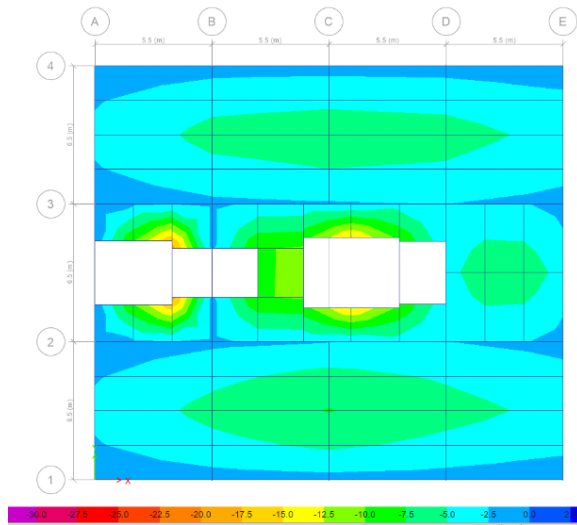


Fig. 3.15.-Deplazamiento máximo en losa de azotea del orden de 19 mm.

En las Fig. 3.14 y Fig. 3.15 se observó que los desplazamientos verticales de la estructura son de 22 y 19 mm, estos desplazamientos no superan el valor límite de servicio el cual corresponde a un valor máximo de 23 mm, dicho valor se obtiene con la Ec. 3.1. la cual se muestra más adelante.

3.5.2 Distorsiones laterales.

En las figuras Fig. 3.16 y Fig. 3.17 se muestran de manera gráfica los desplazamientos laterales de la estructura en ambas direcciones.

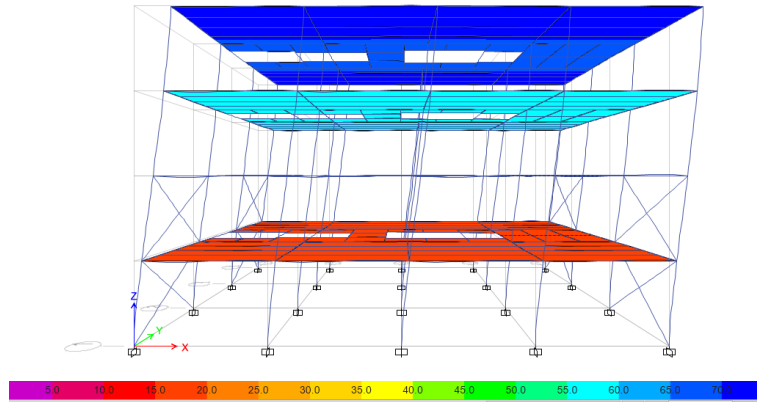


Fig. 3.16.-Deplazamientos laterales en dirección X (mm).

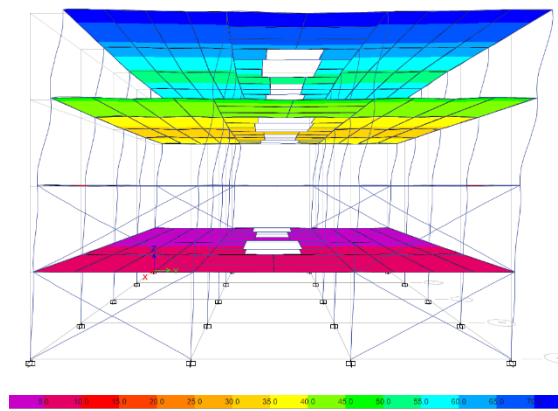


Fig. 3.17.-Deplazamientos laterales en dirección Y (mm).

Tabla 3.5.- Desplazamientos relativos de entrepiso.

Desplazamientos Relativos. Dirección X							
Nivel	Desplazamiento (cm)		Altura H (cm)	Q'	$(\Delta_r/H)*Q$	Δ_r	Revisión
	$\Delta_{superior}$	$\Delta_{inferior}$				Admisible	
3	7.34	5.96	350	2	0.0079	0.015	Ok
2	5.96	3.86	350	2	0.0120	0.015	Ok
1	3.86	1.57	350	2	0.0131	0.015	Ok
PB	1.57	0	350	2	0.0090	0.015	Ok
Desplazamientos Relativos. Dirección Y							
Nivel	Desplazamiento (cm)		Altura H (cm)	Q'	$(\Delta_r/H)*Q$	Δ_r	Revisión
	$\Delta_{superior}$	$\Delta_{inferior}$				Admisible	
3	1.87	1.19	350	2	0.0039	0.015	Ok
2	1.19	0.41	350	2	0.0045	0.015	Ok
1	0.41	0.17	350	2	0.0014	0.015	Ok
PB	0.17	0	350	2	0.0010	0.015	Ok

De las Fig. 3.16 y Fig. 3.17 se obtiene la Tabla 3.5 en la cual se muestran los valores de los desplazamientos superiores e inferiores de cada entrepiso con la finalidad de obtener cada uno de

los desplazamientos relativos por entrepiso, dividiendo los valores de desplazamientos relativos entre la altura de entrepiso se obtienen las distorsiones máximas por nivel, estos valores son multiplicados por el factor de ductilidad correspondiente a la estructura para así obtener los desplazamientos reales estimados. Finalmente, estos son comparados contra el valor de estado límite de servicio el cual corresponde a 0.015, como se puede observar en ambas direcciones de los desplazamientos son aceptables.

3.6 Diseño de elementos de acero.

Con ayuda de los programas comerciales de análisis y diseño estructural se llevó a cabo la revisión de la resistencia de cada uno de los elementos estructurales del edificio. Verificando su comportamiento ante efectos de cargas combinadas (flexión bidireccional, axial y cortante). En la Fig. 3.18 se muestra la relación demanda/capacidad mediante una escala gráfica de colores y valores numéricos, siendo los valores menores a la unidad los que cumplen parámetros de resistencia, mientras que los elementos que superan a la unidad son los que cuentan con sobredemanda ante las cargas que están actuando en ellos.

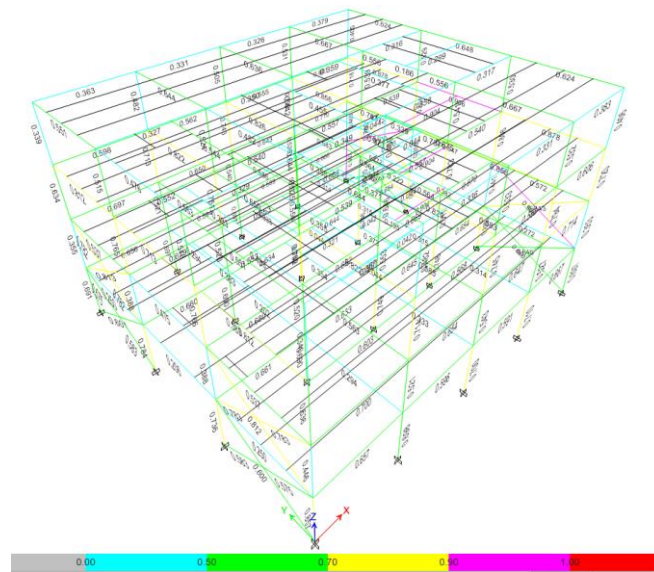


Fig. 3.18.- Relación demanda/capacidad de columnas, vigas principales y diagonales (fuente: autoría propia).

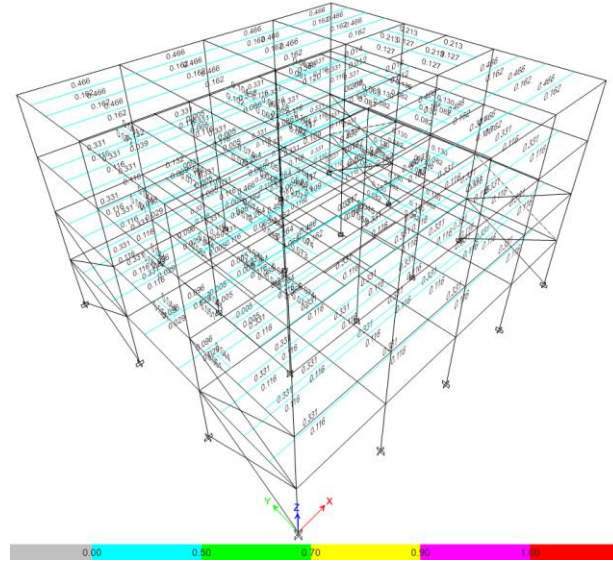
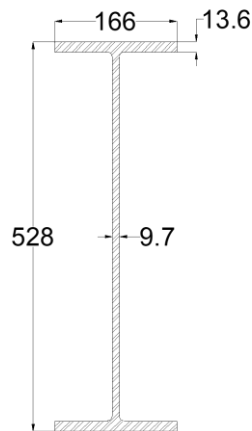


Fig. 3.19.- Relación demanda/capacidad de vigas secundarias (fuente: autoría propia).

Como se observó en las figuras anteriores las demandas a las que son sometidos cada uno de los elementos que conforman la estructura no superan su capacidad resistente. De esta manera se concluye que los elementos estructurales propuestos cumplen de manera adecuada.

3.6.1 Diseño de elementos a flexión.

Diseño de viga de acero sección W21x50 in x lb/ft (IR 573x34.4 mm x kg/ml).



VIGA VM-1
 IR 533x74.4 mm x kg/ml
 IR 21x50 in x lb/ft
 COTAS EN mm
 ESC: 1:10

Fig. 3.20.- Sección VM-1 (fuente: auditoría propia)

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section
Story2	B16	37	20.32	14. 1.1(CM+Wa)-1.1SX2-0.33SY1	Ordinary Moment Frame	W21X50

Element Details (Part 2 of 2)

Classification

Seismic HD

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
550.000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	B	1	1	0.5	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
94.839	47.45	40957.172	1036.416	45.078	50.993

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
1550.468	124.973	1802.577	199.922	20.781	3.306	684506.537

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	C _{pr}	α
2038901.916	3515.348	1.1	1.4	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
20.32	0	-37.636	0	-18.138	0	3.899E-04

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3b,H1-2,M)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.926	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.926	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.926	1	2.175

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3b,H1-2,M)

D/C Ratio =	(M _{r33} / C _b M _{c33})
0.714 =	0.714

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
0	63.449	300.051

Moments and Capacities

	M _u Moment (tonf-m)	φM _n (tonf-m)	φM _n No LTB (tonf-m)	φM _n C _b =1 (tonf-m)
Major Bending	37.636	52.736	57.03	24.245
Minor Bending	0	6.325		

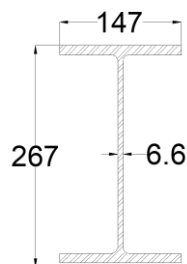
Shear Design

	V _u Force (tonf)	φV _n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	18.138	107.556	0.169
Minor Shear	0	85.571	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
34.125	33. 1.3CM+1.5Wm	34.01	33. 1.3CM+1.5Wm

Diseño de viga de acero sección W10x26 in x lb/ft (IR 254x38.5 mm x kg/ml).



VIGA VM-2
IR 254x38.5 mm x kg/ml
IR 10x26 in x lb/ft



COTAS EN:mm
ESC: 1:10

Fig. 3.21.- Sección VM-2 (fuente: auditoria propia).

Composite Deck Properties

	Deck	Cover (cm)	w_c (kgf/m ³)	f'_c (kgf/mm ²)	Ribs	b_{eff} (cm)	E_c (S) (kgf/mm ²)	E_c (D) (kgf/mm ²)	E_c (V) (kgf/mm ²)
At Left, at Right	Losacero Sec 4	6	2400	2.5	⊥	68.75	2214	2214	2988

Loading (33. 1.3CM+1.5Wm combo)

	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Factored
Line Load (tonf/m) 0 m→5.5 m	0.000	0.039	0.587	0.406	1.422

End Reactions

	Top Cope	Bot. Cope	Constr.	Dead	SDL	Live NR	Combo	Factored
I end, J end (tonf)	1.994 cm	0 cm	0.000	0.106	1.613	1.117	33. 1.3CM+1.5Wm	3.911

Strength Checks

	Combo	Factored	Design	Ratio	Pass
Shear at Ends (tonf)	33. 1.3CM+1.5Wm	3.911	33.664	0.116	✓
Construction Bending (tonf-m)	DCmpC1	0.204	16.228	0.013	✓
Positive Bending (tonf-m)	33. 1.3CM+1.5Wm	5.377	16.228	0.331	✓

Constructability and Serviceability Checks

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Constr. Dead Defl. (cm)	0.037	No Limit	N/A	N/A
Post-concrete Defl. (cm)	0.718	2.292	0.313	✓
Live Load Defl. (cm)	0.156	1.528	0.102	✓
Total Defl. (cm)	0.755	2.292	0.330	✓
Walking Acceleration a_p/g ($\beta = 0.025 P_o = 289$)	0.000024	0.005	0.005	✓

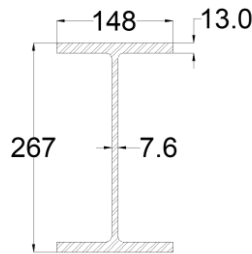
Section Properties

	PNA (cm)	Area (cm ²)	S_{bot} (cm ³)	I (cm ⁴)	ΦM_n (tonf-m)
Steel fully braced	13.081	49.097	458.201	5993.733	16.228
Vibrations Check ($E_c = 2988$)	3.614	191.999	N/A	24808.552	N/A

Vibration Frequency Values

Element	L (m)	b_{eff} (m)	Loading	I_{eff} (cm ⁴)	D (cm ⁴ /m)	B (m)	W (tonf)	Δ (cm)	f_n (Hz)
Slab	22	1.625	0.024+0.02+0.054tonf/m ²	2747.888	2747.888/1.625	19.5			
Beam	5.5	1.625	0.158tonf/m	24808.552	24808.552/1.625	2*3.173	1.5*3.384	0.036	29.504
Girder B24	6.5	2.6	3*0.866tonf + 0.07tonf/m	129982.674	129982.674/5.5	1.8*5.827	1*7.764	0.011	54.241
Panel							5.689	0.047	25.918

Diseño de viga de acero sección W10x30 in x lb/ft (IR 254x44.5 mm x kg/ml).



VIGA VM-3
IR 254x44.5 mm x kg/ml
IR 10x30 in x lb/ft



COTAS EN: mm
ESC: 1:10

Fig. 3.22.- Sección VM-3 (fuente: auditoria propia).

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type	Section	Classification
Story2	B102	117	275	33. 1.3CM+1.5Wm	Ordinary Moment Frame	W10X26	Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
550.000	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0	0	1	0.8	0.8

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
49.097	16.733	5993.733	586.886	32.759	17.277

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
458.201	80.089	512.915	122.903	11.049	3.457	91944.341

Material Properties

E (kgf/cm²)	f_y (kgf/cm²)	R_y	C_{pr}	α
2038901.916	3515.348	1.1	1.4	NA

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P_u (tonf)	M_{u33} (tonf-m)	M_{u22} (tonf-m)	V_{u2} (tonf)	V_{u3} (tonf)	T_u (tonf-m)
275	0	14.075	0	-2.173E-06	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1.3b,H1-2,M)

	L Factor	K₁	K₂	B₁	B₂	C_m
Major Bending	1	1	1	1	1	1
Minor Bending	0.333	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L_{ltb}	K_{ltb}	C_b
0.333	1	1.004

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1.3b,H1-2,M)

D/C Ratio =	(M_{r33} / C_b M_{c33})
0.904 =	0.904

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
0	126.467	155.333

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n (tonf-m)	φM_n No LTB (tonf-m)	φM_n C_b=1 (tonf-m)
Major Bending	14.075	15.568	16.228	15.499
Minor Bending	0	3.888		

Shear Design

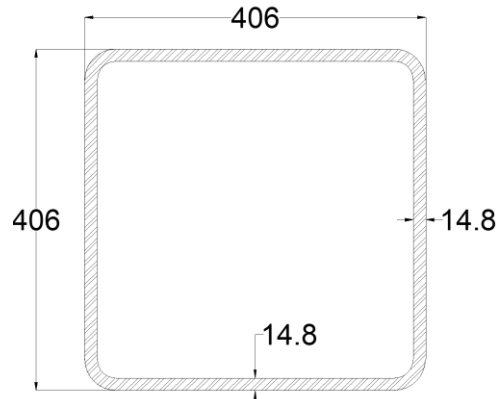
	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	2.173E-06	36.442	0
Minor Shear	0	62.185	0

End Reaction Major Shear Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
8.549	33. 1.3CM+1.5Wm	8.549	33. 1.3CM+1.5Wm

3.6.2 Diseño de elementos a flexocompresión.

Diseño de columna de acero sección HSS 16x5/8 in x in (HSS 406x14.8 mm x mm).



COLUMN CM-1
HSS 406 x 15.9 mm x mm
HSS 16 x 5/8 in x in
COTAS EN: mm
ESC: 1:10

Fig. 3.23.- Sección CM-1 (fuente: auditoria propia).

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)					
Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type
Story1	C16	176	0	8. 1.1(CM+Wa)-1.1SX1-0.33SY2	Ordinary Moment Frame

Element Details (Part 2 of 2)	
Section	Classification
HSS16X16X5/8	Non-Compact

LLRF and Demand/Capacity Ratio		
L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
350.000	0.628	0.95

Analysis and Design Parameters			
Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors				
$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.19	0.011	1	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω ₀	C _d
No	No	Yes	B	1	1	0.5	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ _b	Φ _c	Φ _{TY}	Φ _{TF}	Φ _V	Φ _{V-RI}	Φ _{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
225.806	90322.219	57023.705	57023.705	106.881	106.881

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
2806.285	2806.285	3277.413	3277.413	15.891	15.891	

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	C _{pr}	α
2038901.916	3234.12	1.1	1.4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
0	-550.219	0	0	0	0	0

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.849	1	1	1	1	0.547
Minor Bending	0.849	1	1	1	1	0.389

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
0.849	1	1.83

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.857 =	0.857 + 0 + 0

Axial Force and Capacities

P _u Force (tonf)	φP _{nc} Capacity (tonf)	φP _{nt} Capacity (tonf)
550.219	641.975	657.255

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n (tonf-m)	φM_n No LTB (tonf-m)	φM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0	95.396	95.396	95.396
Minor Bending	0	95.396		

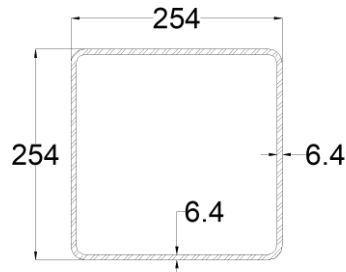
Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	φT_n Capacity (tonf-m)
0	87.606	78.846

Shear Design

	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	186.66	0.086
Minor Shear	0	186.66	0.025

Diseño de columna de acero sección HSS 10x1/4 in x in (HSS 406x14.8 mm x mm).



CONTRAVENTEO CV-1
HSS 254 x 6.4 mm x mm
HSS 10 x 1/4 in x in



COTAS EN: mm
ESC: 1:10

Fig. 3.24.- Sección CV-1 (fuente: auditoria propia).

AISC 360-16 Steel Section Check (Strength Summary)

Element Details (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Location (cm)	Combo	Element Type
Story2	D16	240	369.121	19. 1.1(CM+Wa)+1.1SY1+0.33SX2	Ordinary Moment Frame

Element Details (Part 2 of 2)

Section	Classification
HSS10X10X1/4	Slender

LLRF and Demand/Capacity Ratio

L (cm)	LLRF	Stress Ratio Limit
738.241	1	0.95

Analysis and Design Parameters

Provision	Analysis	2nd Order	Reduction
LRFD	Direct Analysis	General 2nd Order	Tau-b Fixed

Stiffness Reduction Factors

$\alpha P_r / P_y$	$\alpha P_r / P_e$	τ_b	EA factor	EI factor
0.558	0.482	0.986404	0.8	0.8

Seismic Parameters

Ignore Seismic Code?	Ignore Special EQ Load?	Plug Welded?	SDC	I	Rho	S _{DS}	R	Ω_0	C _d
No	No	Yes	B	1	1	0.5	8	3	5.5

Design Code Parameters

Φ_b	Φ_c	Φ_{TY}	Φ_{TF}	Φ_V	Φ_{V-RI}	Φ_{VT}
0.9	0.9	0.9	0.75	0.9	1	1

Section Properties

A (cm ²)	J (cm ⁴)	I ₃₃ (cm ⁴)	I ₂₂ (cm ⁴)	A _{v3} (cm ²)	A _{v2} (cm ²)
57.806	9157.091	5868.863	5868.863	27.963	27.963

Design Properties

S ₃₃ (cm ³)	S ₂₂ (cm ³)	Z ₃₃ (cm ³)	Z ₂₂ (cm ³)	r ₃₃ (cm)	r ₂₂ (cm)	C _w (cm ⁶)
462.115	462.115	535.857	535.857	10.076	10.076	

Material Properties

E (kgf/cm ²)	f _y (kgf/cm ²)	R _y	C _{pr}	α
2038901.916	3234.12	1.1	1.4	NA

HSS Section Parameters

HSS Welding	Reduce HSS Thickness?
ERW	No

Stress Check forces and Moments

Location (cm)	P _u (tonf)	M _{u33} (tonf-m)	M _{u22} (tonf-m)	V _{u2} (tonf)	V _{u3} (tonf)	T _u (tonf-m)
369.121	-104.376	-0.087	-0.196	-0.105	-0.053	0.077

Axial Force & Biaxial Moment Design Factors (H1-1a)

	L Factor	K ₁	K ₂	B ₁	B ₂	C _m
Major Bending	0.5	1	1	1	1	1
Minor Bending	1	1	1	1	1	1

Parameters for Lateral Torsion Buckling

L _{ltb}	K _{ltb}	C _b
1	1	1.444

Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1a)

D/C Ratio =	$(P_r / P_c) + (8/9)(M_{r33} / M_{c33}) + (8/9)(M_{r22} / M_{c22})$
0.91 =	0.89 + 0.006 + 0.014

Axial Force and Capacities

P_u Force (tonf)	φP_{nc} Capacity (tonf)	φP_{nt} Capacity (tonf)
104.376	117.26	168.257

Moments and Capacities

	M_u Moment (tonf-m)	φM_n (tonf-m)	φM_n No LTB (tonf-m)	φM_n Cb=1 (tonf-m)
Major Bending	0.087	12.651	12.651	15.597
Minor Bending	0.196	12.651		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (tonf-m)	T_n Capacity (tonf-m)	φT_n Capacity (tonf-m)
0.077	14.12	12.708

Shear Design

	V_u Force (tonf)	φV_n Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0.105	48.835	0.002
Minor Shear	0.053	48.835	0.001

End Reaction Axial Forces

Left End Reaction (tonf)	Load Combo	Right End Reaction (tonf)	Load Combo
-104.849	19. 1.1(CM+Wa)+1.1SY1+0.33SX 2	-104.849	19. 1.1(CM+Wa)+1.1SY1+0.33SX 2

De las imágenes anteriores se observa de manera más detallada la revisión de cada uno de los elementos, tomando en cuenta cada una de las características geométricas y propiedades de los materiales. Además, se observan de manera puntual los elementos mecánicos a los que son sometidos cada uno de los elementos. De los resultados anteriores se tomaron aquellos elementos que presentaron la demanda mayor de fuerzas, verificando que cumplen de manera satisfactoria las demandas a las que son sometidos.

3.7 Discusión sobre el diseño de estructura con base fija.

Se examinó la resistencia de los elementos estructurales (Fig. 3.18), los desplazamientos verticales y los desplazamientos relativos se compararon con los límites de la normativa correspondiente, para determinar el comportamiento de la estructura. De las revisiones anteriores

se puede concluir que la estructura analizada con base rígida cumple con las revisiones de resistencia y estado límite de servicio. Los desplazamientos verticales de la estructura fueron comparados con la siguiente ecuación (NTCCRITERIOS, 2017)

$$\Delta = \frac{L}{240}$$

Ec. 3.1

Donde:

Δ =Desplazamiento máximo permitido.

L= Claro libre sin apoyo intermedio.

Una vez realizado el análisis y diseño de la estructura con base rígida se pueden emitir ciertas conclusiones:

- De la revisión anterior se observó que los desplazamientos verticales de las losas y vigas metálicas del edificio se encuentran dentro de los parámetros normativos.
- Se revisaron las zonas más críticas en cuanto desplazamiento lateral y se observa que las distorsiones de entrepiso no exceden los valores máximos de distorsión, tanto en la dirección “X” como en la dirección “Y” (Tabla 3.5).
- La relación demanda/capacidad de todos y cada uno de los elementos estructurales se encuentra por debajo de la unidad.
- Por lo tanto, se concluye que la estructura diseñada con base fija cumple con condiciones de servicio y resistencia de elementos.

A partir de los resultados obtenidos del análisis y diseño estructural de la edificación con base fija, se llevó a cabo el análisis de la misma con aislamiento sísmico en su base.

4. ESTRUCTURA DISEÑADA CON BASE FLEXIBLE.

4.1 Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE.

4.1.1 Consideraciones del terreno y pre dimensionamiento.

Para el diseño del sistema de aislamiento con apoyos de neopreno laminado con núcleo de plomo (ALNP) se consideró un terreno tipo II, considerando que la edificación se encuentra fuera de una falla activa, con una aceleración máxima del terreno según su ubicación geográfica igual con un $a_0^f=116.87 \text{ cm/s}^2$, un periodo de vibración del terreno $T_s=0.01 \text{ s}$ y velocidad de ondas de cortante de 700 m/s , el cual se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1 Parámetros sísmicos del terreno.

Parámetros Sísmicos		
$F_{\text{Sit}}=$	2.35	Adm
$F_{\text{Res}}=$	3.57	Adm
$a_0=$	274.6445	cm/s^2
$c=$	980.481	cm/s^2
$T_a=$	0.20	s
$T_b=$	1.40	s
$T_c=$	2.00	s
$k =$	1.00	Adm
$r =$	0.67	Adm

Donde:

F_{Sit} . – Factor de Sitio.

F_{Res} . – Factor de Respuesta.

a_0 . – Aceleración máxima del terreno.

c . – Aceleración Máxima espectral.

T_a . – Límite inferior de la meseta del espectro de diseño.

T_b . – Límite superior de la meseta del espectro de diseño.

T_c . – Periodo de inicio de la rama descendente.

k . – Parámetro que controla la caída de la ordenada espectral $T_e > T_c$.

T_e = Periodo de la estructura.

r . – Parámetro que controla la caída de la ordenada espectral $T_b > T_e > T_c$.

Del capítulo anterior se obtiene la Tabla 4.2, en la cual se muestran las descargas máximas de la estructura diseñada con base fija. Para esta condición se consideró la combinación de cargas 1.0 CM+1.0W_a.

Tabla 4.2 Descargas máximas en los apoyos.

Eje	Ubicación	P	P _{máx}	P _{máx}
		tonf	tonf	kN
A-4	Esquina	47.84	51.98	509.87
E-4		51.98		
A-1		47.83		
E-1		51.97		
B-4	Borde	71.22	83.81	822.14
C-4		80.24		
D-4		71.09		
A-3		57.27		
E-3		83.81		
A-2		57.26		
E-2		83.80		
B-1		71.33		
C-1		82.96		
D-1		71.20		
B-3		Central		
C-3	117.84			
C-3	126.79			
B-2	101.72			
C-2	120.56			
D-2	126.90			

Para el dimensionamiento del ALNP se propone de manera conservadora utilizar el valor máximo de las descargas obtenidas en la Tabla 4.2, el cual corresponde a P=126.90 ton (1244.87 kN) para

un apoyo central, para el cálculo de la sección transversal del aislador, se considerará que el Neopreno cuenta con las propiedades de la Tabla 4.3

Tabla 4.3 Propiedades mecánicas del Neopreno.

Dureza Shore ¹⁰ =	40.00	Adm
$\sigma_{\text{máx}}$ =	6.00	MPa
E=	1.50	MPa
G=	0.45	MPa
k=	0.85	Adm
DMR=	600.00	%

Donde:

$\sigma_{\text{máx}}$.- Esfuerzo admisible de compresión del neopreno.

E.- Módulo de elasticidad del neopreno.

G.- Modulo de cortante del neopreno.

k.- Constante del material.

DMR. - Deformación mínima de rotura.

Para el cálculo del área de la sección transversal (A_b) se utiliza la siguiente ecuación:

$$A_b = \frac{P}{\sigma_{\text{máx}}}$$

Ec. 4.1

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior se obtiene un área bruta del apoyo de neopreno:

$$A_b = \frac{1244.89 \text{ kN}}{6000 \text{ kPa}} = 0.207 \text{ m}^2$$

Considerando que el apoyo es circular se obtiene un apoyo con diámetro $D_b=0.51$ m., por lo tanto, se propone un apoyo con un diámetro igual a 0.525 m, obteniendo así una sección transversal $A_b=0.216 \text{ m}^2$.

¹⁰ Dureza Shore. - Escala de medida de la dureza elástica de los materiales, determinada a partir de la reacción elástica del material cuando se deja caer sobre él un objeto.

4.1.2 Modelo lineal equivalente.

Para determinar las propiedades de rigidez efectiva $(k)_{ef}$ y amortiguamiento efectivo $(\zeta)_{ef}$ de los apoyos se utilizan las Ec. 2.1 y Ec. 2.4 donde es necesario conocer la ductilidad (μ), debido a que esta variable se desconoce al inicio del procedimiento del análisis, se puede proponer un desplazamiento inicial, el cual tendrá que ser verificado al final del procedimiento. Se tendrán que llevar los acabo un proceso de iteraciones hasta que el valor propuesto y el valor calculado sean similares, es importante mencionar que se debe partir de un desplazamiento máximo igual a la mitad del diámetro del apoyo, el desplazamiento inicial propuesto es:

$$x_{m\acute{a}x} = 0.21 \text{ m.}$$

Una vez propuesto el desplazamiento inicial, se procede a determinar la fuerza de fluencia del apoyo, para este caso se propone un valor de $F_y = 25\text{kN}$ y un esfuerzo de fluencia del apoyo $\sigma_y = 1.00 \text{ MPa}$. Con los datos anteriores se procede a calcular el área transversal del núcleo de plomo del aislador:

$$A_{pl} = \frac{F_y}{\sigma_y N}$$

Ec. 4.2

Donde:

A_{pl} . - Área del núcleo de plomo.

F_y . - Fuerza de fluencia.

σ_y . - Esfuerzo de fluencia.

N . - Número de apoyos.

Sustituyendo los valores en la Ec. 4.2 se obtiene:

$$A_{pl} = \frac{25\text{kN}}{1000\text{kPa} * 20} = 0.125 \text{ m}^2 = 12.5 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el diámetro calculado del núcleo de plomo es 3.99 cm, por cuestiones constructivas se propone que el diámetro del núcleo de plomo sea igual a 5.08 cm (2 in).

Para la fuerza de fluencia mencionada anteriormente se propone una ductilidad esperada del apoyo, de manera que se logre un trabajo eficiente del aislador. Para la obtención del desplazamiento de fluencia se utiliza la siguiente ecuación:

$$x_y = \frac{x_{m\acute{a}x}}{\mu}$$

Ec. 4.3

Proponiendo una ductilidad $\mu = 36.7$ y sustituyendo en la Ec. 4.3 se obtiene un desplazamiento de fluencia igual a:

$$x_y = \frac{0.21 \text{ m}}{36.7} = 0.0057 \text{ m}$$

De la misma manera, el desplazamiento de fluencia se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$x_y = \frac{F_y}{10 \frac{GA_b}{T_r}}$$

Ec. 4.4

Despejando el valor T_r se obtiene la siguiente ecuación:

$$T_r = \frac{10GA_b}{F_y} x_y$$

Ec. 4.5

Donde.

T_r . – Altura necesaria de las capas de neopreno.

Sustituyendo los valores del neopreno mencionados en la Tabla 4.3 se obtiene el un espesor de las capas del neopreno igual a:

$$T_r = \frac{(10)(450kPa)(0.216m^2)}{25kN} (0.0057m) = 0.223 \text{ m}$$

Del resultado anterior se proponen 14 placas de neopreno con espesor de 5/8" dando un espesor total de 0.223 m.

4.1.2.1 Obtención de propiedades equivalentes (rigidez y amortiguamiento)

a) Rigidez Efectiva.

Para el cálculo de la rigidez efectiva del aislador se tienen que calcular la relación (α) la cual corresponde al valor de la rigidez inelástica (k)_p entre la rigidez elástica (k)_e, dichos valores se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$(k)_e = \frac{10GA_b}{T_r}$$

Ec. 4.6

$$(k)_p = \frac{1.1GA_b}{T_r}$$

Ec. 4.7

Sustituyendo los valores en las ecuaciones anteriores se obtiene:

$$(k)_e = \frac{10(450 \text{ kPa})(0.216 \text{ m}^2)}{0.223 \text{ m}} = 4369.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$(k)_p = \frac{1.1(450 \text{ kPa})(0.216 \text{ m}^2)}{0.223 \text{ m}} = 480.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Aplicando la ecuación Ec. 2.2 y sustituyendo los valores anteriores $\alpha = \frac{(k)_p}{(k)_e} = 0.11$

Aplicando la ecuación Ec. 2.1 y sustituyendo los valores anteriores se obtiene que la rigidez efectiva del aislador es:

$$(k)_{ef} = (k)_e \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} = 4369.05 \text{ kN/m} \left(\frac{1 + 0.11(36.7 - 1)}{36.7} \right)$$

$$(k)_{ef} = 586.55 \text{ kN}$$

b) Amortiguamiento Efectivo.

El amortiguamiento histerético del aislador $(\zeta)_{his}$ se obtiene con la Ec. 2.3:

$$(\zeta)_{his} = \frac{2(1 - \alpha)(1 - \frac{1}{\mu})}{\pi(1 + \alpha(\mu - 1))} = \frac{2(1 - 0.11)(1 - \frac{1}{36.7})}{\pi(1 + 0.11(36.7 - 1))} = 0.104$$

El amortiguamiento efectivo del aislador $(\zeta)_{ef}$ se calculará con la ecuación Ec. 2.4. Se propone un amortiguamiento viscoso $(\zeta)_v$ igual a 0.05. Por lo tanto:

$$(\zeta)_{ef} = (\zeta)_{his} + (\zeta)_v = 0.112 + 0.05 = 0.1619.$$

El amortiguamiento del sistema conjunto edificio-aislador se obtiene con la Ec. 2.5. Suponiendo que el edificio arriba del sistema de aislamiento se mueve como cuerpo rígido, de manera que la sumatoria en la ecuación anterior se reduce al nivel del aislamiento, es decir $n=1$. Por lo tanto, la rigidez de la estructura se determina con la siguiente ecuación:

$$(K_1)_{es} = \frac{4\pi^2 W_T}{T_{el}^2}$$

Ec. 4.8

Donde:

W_T . -Peso total de la estructura.

T_{el} . - Periodo de la estructura con base fija.

Considerando que el periodo de la estructura con base fija es igual a $T_{el}=0.915$ s, que el peso de la misma es igual a $W_T=15949.69$ kN y que su amortiguamiento es igual a $\zeta_i=3\%$, se obtiene que la rigidez de la estructura es $(k_1)_{es} = 7666.67 \frac{kN}{m}$

El amortiguamiento del sistema estructura-aislador se obtiene con la siguiente ecuación:

$$(\zeta)_{sis} = \frac{(\zeta)_{ef} + \frac{(\zeta_i)_{es} (K_i)_{ef}}{(K_i)_{es}}}{1 + \frac{(K_i)_{ef}}{(K_i)_{es}}}$$

Ec. 4.9

Sustituyendo los valores el amortiguamiento del sistema estructura-aislador es $(\zeta)_{sis} = 0.1444$

c) Obtención del desplazamiento final.

Conocidas las propiedades equivalentes del modelo (rigidez y amortiguamiento), se realizó el análisis de la estructura para obtener el desplazamiento final del aislador.

Para obtener el desplazamiento final de la estructura se obtendrá el periodo efectivo estimado de la estructura con base aislada con la siguiente ecuación:

$$(T)_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{W_T}{gN(k)_{ef}}}$$

Ec. 4.10

Sustituyendo los valores se obtiene que el periodo con base aislada es $(T)_{ef} = 2.34 \text{ s}$

Posteriormente se obtendrá el factor de amortiguamiento para el amortiguamiento del sistema $(\zeta)_{sis}$ con la siguiente ecuación:

$$\beta_i(T_e, (\zeta)_{sis}) = \frac{(\zeta)_{es}^{0.45}}{(\zeta)_{sis}}$$

Ec. 4.11

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se obtiene que $\beta_i(T_e, (\zeta)_{sis}) = 0.493$

Para determinar la ordenada espectral de diseño transparente normalizada por una fracción de la gravedad, se evalúa la ordenada espectral de diseño transparente normalizada con periodo $(T)_{ef}$.

Por lo tanto, a_{ef} es:

$$a_{ef} = 0.2841 g$$

Por último, se calcula el desplazamiento total con la siguiente ecuación:

$$x_{i+1} = \frac{W_T a(T_e, \beta)}{\mu(k)_{ef}}$$

Ec. 4.12

Sustituyendo valores en la ecuación anterior se obtiene:

$$x_{i+1} = \frac{15949.69 \text{ kN}(0.2841)}{36.7 \left(586.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}}\right)} = 0.21 \text{ m.}$$

Una vez que se ha llegado a la convergencia entre el desplazamiento propuesto y el calculado se decide que los valores de prediseño son adecuados. Se puede emplear un modelo tridimensional analizado con algún software especializado de análisis y diseño estructural considerando elementos barra, dichos elementos deberán de contar con las propiedades elásticas para representar todos y cada uno de los elementos del edificio.

4.1.3 Modelación de la estructura con base aislada.

Actualmente existen diversos softwares de análisis y diseño estructural de edificaciones en los cuales se puede incorporar las propiedades de los aisladores. Para nuestro caso de estudio se optó por utilizar el software comercial, en dicho programa se puede modelar el aislador mediante elementos “Links”, Fig. 4.1.

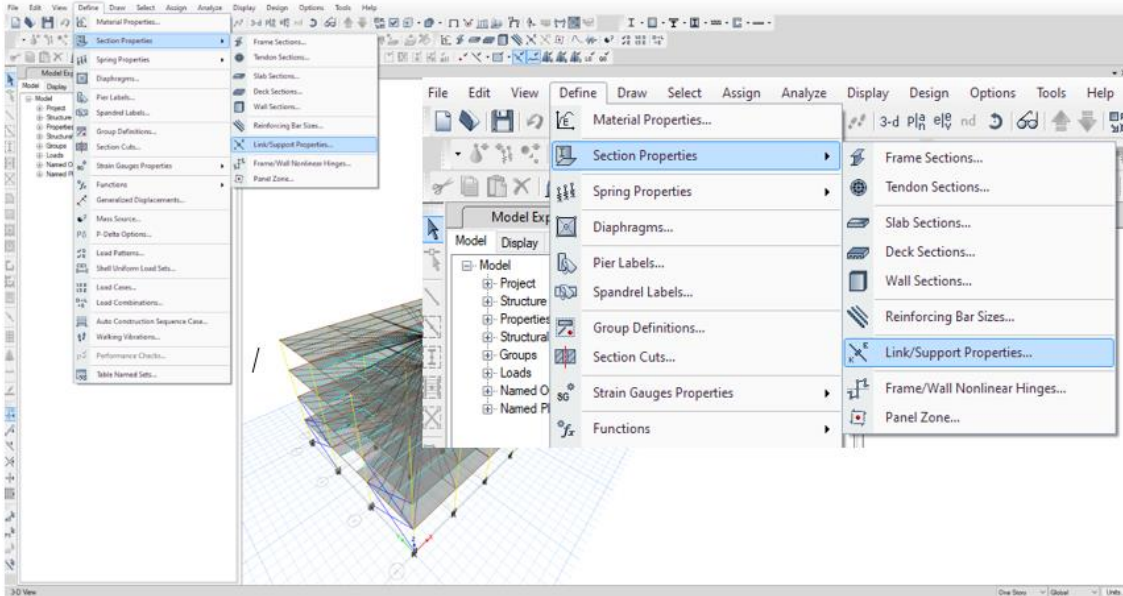


Fig. 4.1.- Definición del elemento “Link” en el programa de análisis.

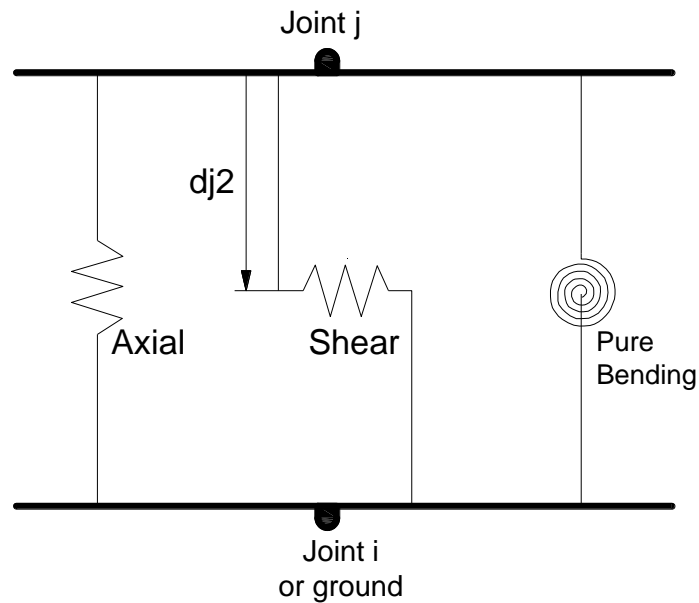


Fig. 4.2.- Esquema de propiedades del Link (fuente: (Pontón, 2018)).

Se define este tipo de elemento en el programa con la finalidad de conectar dos puntos de inicio (i) y fin (j), los cuales se encuentran separados por una distancia “L”. A los elementos “Links” se le pueden asignar diferentes propiedades, las cuales pueden ser lineales, no lineales y de amortiguamiento para cada uno de sus 6 grados de libertad que posee. Para nuestro caso se utilizará el tipo “Rubber Isolator”, Fig. 4.3.

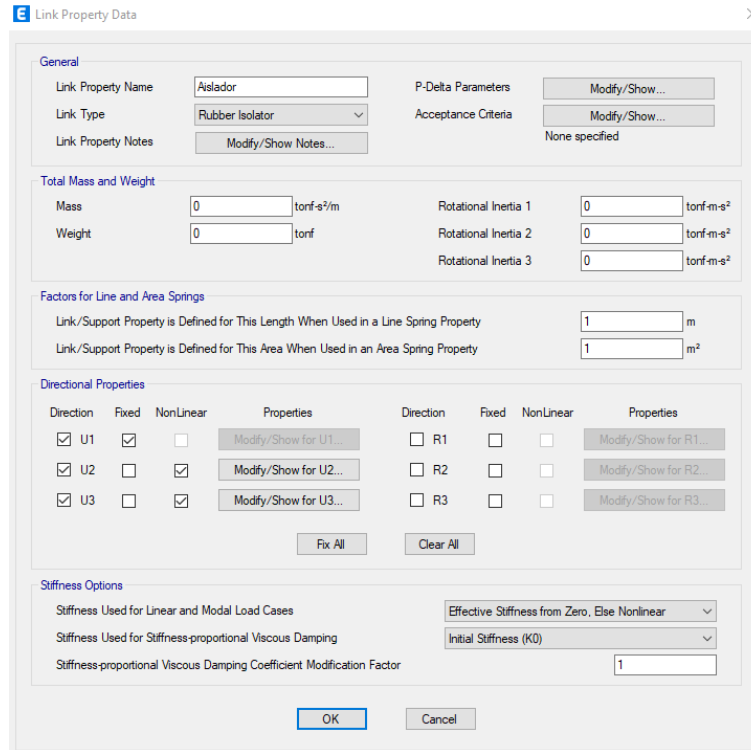


Fig. 4.3.- Ventana de ETABS para definición de propiedades del ALNP.

Como se puede observar en la Fig. 4.3 se puede definir la masa y el peso del aislador, si bien dichos elementos tienen un peso considerable, estos no se pueden comparar con el peso total de la estructura, por lo tanto, se desprecia. De esta manera se define que la dirección U1 (rojo) corresponde al eje longitudinal del aislador, mientras que las direcciones U2 y U3 (verde y azul respectivamente) corresponden a los ejes transversales traslacionales en los cuales se definirán las propiedades para el comportamiento bilineal del aislador. En la Fig. 4.4 se muestran de manera gráfica los ejes locales del Link. En la Fig. 4.5 se muestra la ventana donde se asignan las propiedades del aislador para su comportamiento bilineal.

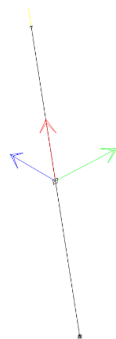


Fig. 4.4.- Ejes locales del elemento Link.

Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: Aislador

Direction: U2

Type: Rubber Isolator

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 53.069 tonf/m

Effective Damping: 9.69 tonf-s/m

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0 m

Nonlinear Properties

Stiffness: 342.454 tonf/m

Yield Strength: 2.283 tonf

Post Yield Stiffness Ratio: 0.0947

OK Cancel

Fig. 4.5.- Ventana de propiedades para ejes traslacionales.

De la figura Fig. 4.5 se mencionan a continuación los parámetros a introducirse.

- Rigidez Efectiva, " K_{eff} ".
- Amortiguamiento efectivo, " c ".
- Rigidez inicial o elástica, " K_1 ".
- Fuerza de Fluencia, " F_y ".
- Relación de la rigidez Post-fluencia en relación de la rigidez inicial " K_2/K_1 ".

Con los parámetros mencionados anteriormente se puede definir el modelo bilineal del aislador.

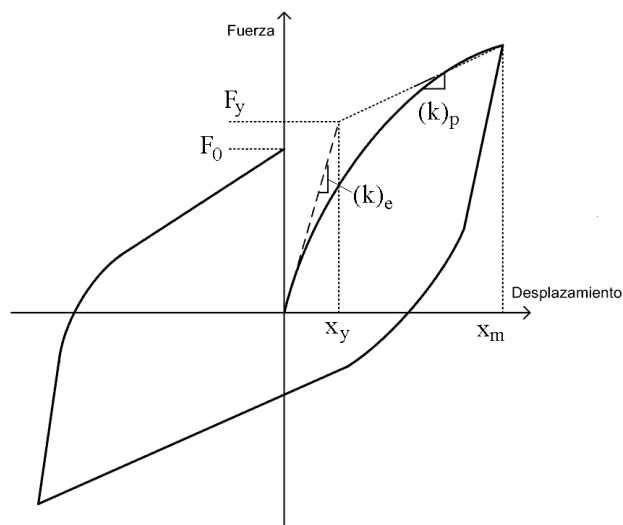


Fig. 4.6.- Ciclo histérico típico de un aislador laminado con núcleo de plomo ALNP (fuente: (MDOCCFE, 2015)).

De los datos obtenidos en el apartado 4.1.2.1 se puede observar que el único valor que se desconoce es el amortiguamiento efectivo “c”, por lo cual se propone utilizar la metodología citada en la tesina “Respuesta Sísmica de edificios con asilamiento de base” (Pontón, 2018), para el cálculo del amortiguamiento efectivo, para que los datos sean congruentes se partirá del valor de amortiguamiento del sistema edificio-aislador calculado con la Ec. 4.9, tomando así un $(\zeta)_{sis}=14.44\%$.

4.1.4 Cálculo de propiedades del aislador

Para el análisis y diseño preliminar del aislador se tomarán en cuenta los siguientes valores, los cuales se mencionan a continuación:

$W_{m\acute{a}x} =$	1244.89	kN
$W_s =$	15943.07	kN
$M_s =$	1625.19	Ton.

Donde:

$W_{m\acute{a}x}$. -Descarga máxima de columna, (kN).

W_s . -Peso total del edificio, (kN).

M_s .-Masa total del edificio, (Ton).

A continuación, se proponen los siguientes pasos para la obtención de las propiedades del aislador.

1. Proponiendo que el periodo de la estructura asilada sea 3 veces el periodo de la estructura con base fija.

$$T_{total} = T_s * n$$

Dónde:

T_s . - Periodo de la estructura con base fija, (s).

n . - Se propone un valor objetivo que multiplica a la estructura con base fija.

T_{total} . - Periodo de la estructura con aislamiento en su base propuesto.

$T_s =$	0.915	s.
$n =$	3	
$T_{total} =$	2.745	s.

2. Cálculo del periodo con el sistema de aislamiento requerido.

$$T_b = \sqrt{T_{tot}^2 - T_s^2}$$

Dónde:

T_b . -Periodo de la estructura con base aislada (s).

$$T_b = 2.59 \text{ s}$$

3. Cálculo de la rigidez efectiva (K_{eff}) que debe tener el sistema de aislamiento para obtener el periodo total objetivo.

$$K_{efftot} = M_s * \frac{4\pi^2}{T_b^2} = \frac{W_s}{g} * \frac{4\pi^2}{T_b^2}$$

$$K_{efftot} = 9579.23 \text{ kN/m}$$

4. Considerando que se colocará el mismo aislador para todas las columnas, se calcula la rigidez de un solo aislador.

$$K_{effi} = \frac{K_{efftot}}{\#aisladores}$$

5. Se obtiene el desplazamiento de la estructura que se producirá con el nuevo periodo. Se propone una relación de amortiguamiento.

$$Bm = \frac{4}{1 - \ln((\zeta)_{sis})}$$

Dónde:

Bm = Factor que altera el espectro con base en el factor de amortiguamiento.

$$(\zeta)_{sis} = 14.44\%$$

$$Bm = 1.36 \text{ adm}$$

La pseudo-aceleración se tiene con el periodo de la estructura (S_a).

$$D_{tot} = \frac{S_{D1} * T_{tot}}{4\pi^2 Bm}$$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T_{tot}}$$

Dónde:

S_a . -Pseudo-aceleración correspondiente al periodo de la estructura aislada.

S_{D1} . -Pseudo-desplazamiento en un periodo mayor de 1 segundo.

$T_{tot} =$	2.745	s
$S_a =$	0.0868	g's
$S_{D1} =$	0.2383	
$D_{tot} =$	0.119	m

6. Estimando el desplazamiento que ocurrirá en el nivel del sistema de aislamiento (D_{asil}).

$\frac{T_b^2}{T_{tot}^2} =$	0.89	Adm
$D_{asil} =$	0.106	m

7. Se calcula la energía disipada por ciclo de histéresis (W_D).

$$W_D = 2\pi K_{eff} D^2 \zeta$$

Dónde:

ζ . - Factor de amortiguamiento.

K_{eff} . -Rigidez efectiva (kN/m).

D . -Desplazamiento máximo del aislador.

$W_D =$	4.88	kJ	Kilo Joules
---------	------	----	-------------

8. Se obtiene la fuerza característica (Q), suponiendo $D_y=0$.

$$Q = \frac{W_D}{4(D - D_y)}$$

Dónde:

D_y . - Desplazamiento de fluencia.

W_D . -Energía disipada por ciclo de histéresis (Kilo Joules).

Dy=	0	m
Q=	11.52	kN

9. Se calcula la rigidez Post-fluencia (K_2).

$$K_2 = K_{eff} - \frac{Q}{D}$$

K_2 =	370.32	kN/m
---------	--------	------

10. Calculando el desplazamiento de fluencia (D_y) correcto se tiene.

$$D_y = \frac{Q}{K_1 - K_2}$$

Si $K_1 = 10K_2$.

$$D_y = \frac{Q}{9 * K_2}$$

K_2 =	0.1	K_1
D_y =	0.003	m

11. Corrigiendo Q y K_2 .

Q=	11.90	kN
K_2 =	366.66	kN/m

12. Obteniendo la fuerza de fluencia (F_y).

$$F_y = Q + K_2 * D_y$$

F_y =	13.17	kN
---------	-------	----

13. De acuerdo con el espesor de la goma (h_r) obtenido en la última iteración (con $\gamma=100\%$ para este caso) es el siguiente:

$$h_r = \frac{D_{aisl}}{\gamma}$$

Donde:

γ . - Distorsión angular de apoyo (100% - 150%).

D_{aisl} . - Desplazamiento estimado que ocurrirá en el nivel del sistema de aislamiento (m).

$\gamma=$	100%	
$h_r=$	0.106	m

14. El área transversal de la goma requerida ($A_{r req}$) es:

$$A_{r req} = \frac{K_2 * h_r}{G_r}$$

Donde:

G_r . -Módulo de cortante de la goma, (con valores de 0.4 MPa hasta 1MPa).

K_2 . - Rigidez post-fluencia, (kN/m).

h_r . - Espesor de la goma, (m).

$G_r=$	0.45	MPa
$A_{r req}=$	0.09	m ²

15. Cálculo del área transversal del núcleo de plomo ($A_{p req}$).

$$A_{p req} = \frac{F_y}{\tau_p} - \frac{G_r * A_r}{G_p}$$

$$\phi_{p req} = \sqrt{\frac{4 * A_{p req}}{\pi}}$$

Donde:

G_r . - Módulo de cortante de la goma, (con valores de 0.4 Mpa hasta 1Mpa).

F_y . - Fuerza de fluencia, (kN).

A_r . - Área transversal, (m²).

τ_p . -Esfuerzo cortante de fluencia del plomo, el cuál es aproximadamente $\tau_p = 10MPa$.
 $\phi_{p req}$. -Diámetro del núcleo del plomo (m).

$\tau_p =$	10	Mpa
$G_p =$	350	Mpa
$A_{p req} =$	0.001	m ²
$\phi_{p req} =$	0.039	m
$\phi_{p req} =$	1.8	in
$\phi_{p propuesto} =$	0.0508	m

16. Obteniendo el diámetro del apoyo completo se obtiene de área total requerida ($\phi_{tot req}$).

$$A_{tot req} = A_{p req} + A_{r req}$$

$$\phi_{tot req} = \sqrt{\frac{4 * A_{tot req}}{\pi}}$$

Donde:

$A_{tot req}$ = Área total requerida, (m²).

$\phi_{tot req}$ = Diámetro total requerido (m).

$A_{tot} =$	0.09	m ²
$\phi_{req} =$	0.334	m

17. Redondeando a dimensiones constructivas.

$\phi_r =$	0.500	m
$h_r =$	0.185	m
$\phi_p =$	0.0508	m

18. La capacidad de carga del aislador deformado es:

$$W_{m\acute{a}x} = A' * G_r * S * \gamma_w$$

$$A' = r^2(\theta - \text{sen}\theta) \quad \text{con } \theta \text{ en radianes}$$

$$S = \frac{\phi}{4t_r}$$

Dónde:

$W_{m\acute{a}x}$. - Capacidad de carga del aislador (kN, Ton).

A' . -Área de traslape, (m²).

r . -Radio, (m).

G_r .- Módulo de cortante de la goma, (con valores de 0.4 MPa hasta 1Mpa).

S . - Factor de forma, (adm).

γ_w . - Deformación mínima de rotura.

t_r . -Espesor de las placas de neopreno.

$r =$	0.25	m
theta=	2.58	rad
$A' =$	0.13	m ²
$\frac{A'}{A} =$	1.46	Adm
$t_r =$	0.008	m
$S =$	15.63	
$\gamma_w =$	200%	
$W_{m\acute{a}x} =$	1800	kN
$W_{m\acute{a}x} =$	183	Ton

19. Se concluyó el proceso iterativo.

20. Corrigiendo las propiedades mecánicas del aislador con las siguientes ecuaciones.

$$K_1 = \frac{1}{h_r} * (G_r A_r + G_p A_p)$$

$$K_2 = \frac{G_r * A_r}{h_r}$$

$$F_y = \tau_{py} * A_p \left(1 + \frac{G_r A_r}{G_p A_p} \right)$$

$$Q = \left(1 - \frac{K_2}{K_1} \right) * F_y$$

$$D_y = \frac{F_y}{K_1}$$

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q}{D}$$

$$W_D = 4Q(D - D_y)$$

$$\zeta = \frac{W_D}{2\pi K_{eff} D^2}$$

$$T_b = 2\pi * \sqrt{\frac{M_s}{K_{eff tot}}}$$

$$c = \frac{4\pi + \xi * W_s}{T_b * g}$$

$A_r=$	0.1963	m^2
$A_p=$	0.0020	m^2
$G_r A_r=$	88.3573	kN
$G_p A_p=$	709.3905	kN
$K_1=$	4312.1501	kN/m
$K_2=$	477.6070	kN/m
$G_r A_r / G_p A_p=$	0.1246	Adm
$F_y=$	22.7928	kN
$Q=$	20.2683	kN
$D_y=$	0.0053	m
$D=$	0.1193	m
$K_{eff}=$	647.5607	kN/m
$W_D=EDC=$	9.2401	kNm
$\zeta=$	15.97	%
$B_m=$	1.4111	
$K_{eff\ tot}=$	12951.2139	kN/m
$T_b=$	2.2257	s
$C=$	1465.1387	kN s/m
$c=$	73.2569	kN s/m

De la tabla anterior se observa que el amortiguamiento final calculado no es igual al propuesto por lo tanto se tiene que iterar tomando el ultimo valor calculado, en la Tabla 4.4 se muestran los valores nuevos del aislador en donde el amortiguamiento del sistema propuesto y el calculado son iguales.

Tabla 4.4 Propiedades mecánicas del aislador.

$A_r=$	0.1963	m^2
$A_p=$	0.0020	m^2
$G_r A_r=$	88.3573	kN
$G_p A_p=$	709.3905	kN
$K_1=$	4312.1501	kN/m
$K_2=$	477.6070	kN/m
$G_r A_r / G_p A_p=$	0.1246	adm
$F_y=$	22.7928	kN
$Q=$	20.2683	kN
$D_y=$	0.0053	m
$D=$	0.1139	m
$K_{eff}=$	655.5730	kN/m
$WD=EDC=$	8.8048	kNm
$\zeta=$	16.48	%
$B_m=$	1.4270	
$K_{eff\ tot}=$	13111.4595	kN/m
$T_b=$	2.2121	s
$C=$	1521.4730	kN s/m
$c=$	76.0736	kN s/m

De los datos obtenidos en la tabla anterior a continuación se muestran aquellos que se introducirán en el programa.

Propiedades del aislador para el programa		
$K_{eff}=$	655.5730	kN/m
$c=$	76.0736	kN s/m
$K_1=$	4312.1501	kN/m
$F_y=$	22.7928	KN/m
$K_2/K_1=$	0.1108	adm

4.1.5 Comparativa de resultados.

De los datos obtenidos en el apartado anterior se definen las propiedades del elemento “Link” que fue asignado en el programa. En la siguiente figura se muestran las propiedades definidas en el programa.

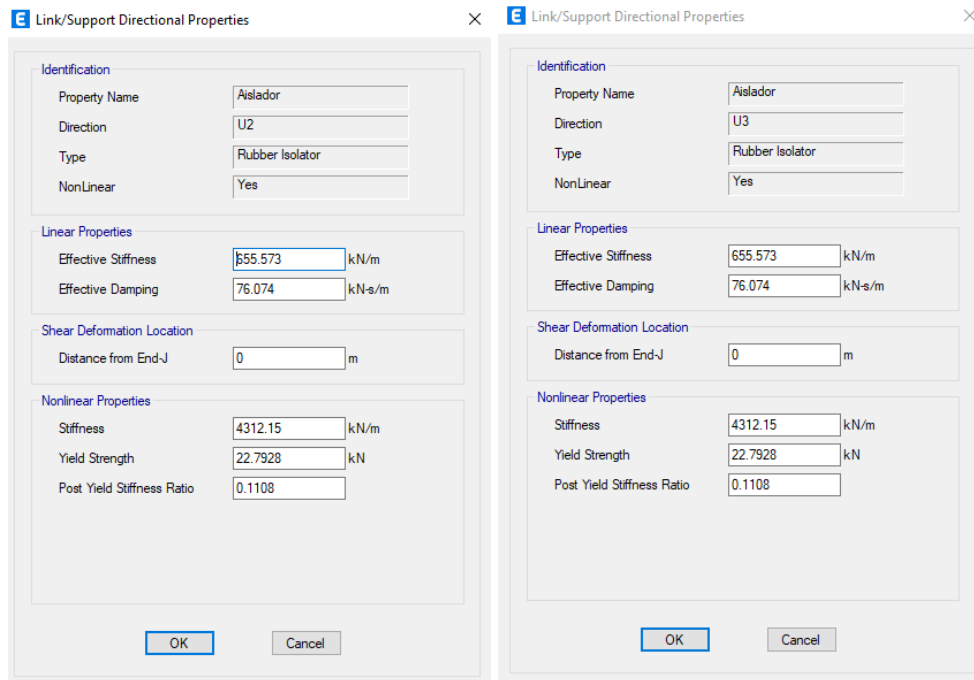


Fig. 4.7 Propiedades del aislador definidas en el programa para ambas direcciones de análisis.

Una vez introducidas las propiedades del aislador al programa se muestran los valores obtenidos haciendo el uso del software.

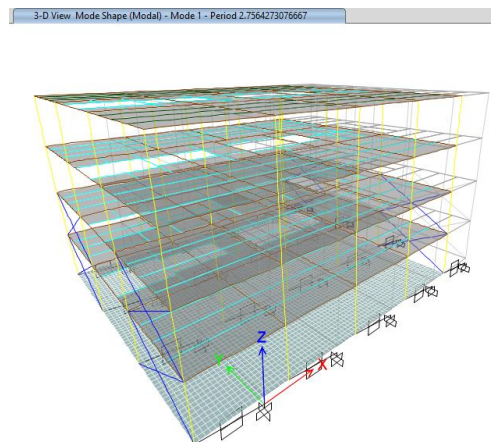


Fig. 4.8 Periodo de la estructura con aislamiento en su base utilizando el programa, $T_b=2.764s$.

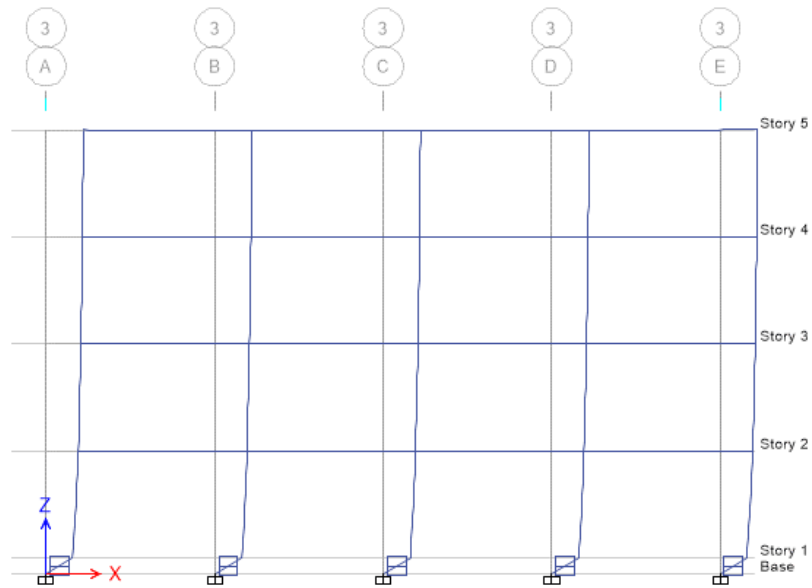


Fig. 4.9 Desplazamientos laterales en dirección "X".

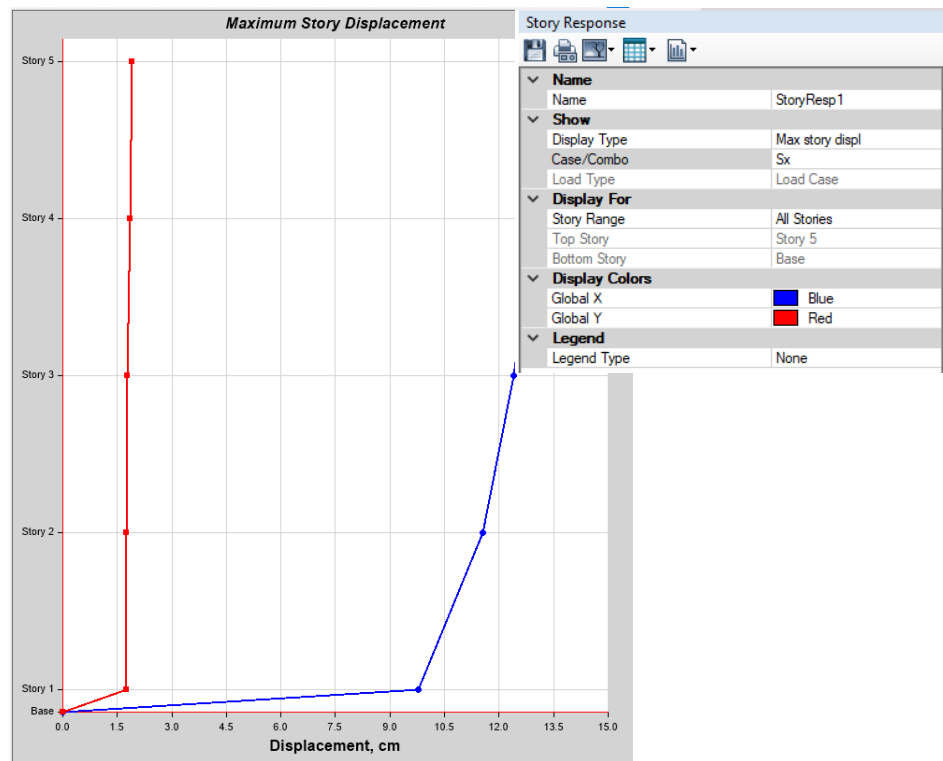


Fig. 4.10 Grafica de desplazamientos obtenida con el programa.

En la siguiente tabla se muestran los valores numéricos obtenidos por el programa.

Tabla 4.5 Tabla de desplazamientos obtenida mediante el programa.

Nivel	Elevación (cm)	ubicación	Dirección X (cm)
N3	1450	Top	12.79
N4	1100	Top	12.52
N1	750	Top	12.08
PB	400	Top	11.54
Sistema de aislamiento	50	Top	11.1
Base	0	Top	0

De los datos anteriores se muestra la siguiente tabla comparativa en la que se muestran los datos obtenidos mediante la metodología de cálculo y el programa comercial.

Tabla 4.6 Tabla comparativa de resultados.

	Método	Programa	Variación
T_{tot} (s)=	2.48	2.764	10.27%
D_{tot} (cm)=	10.12	11.1	8.83%
D_{aisl} (cm)=	11.4	12.79	10.87%

De la tabla anterior se puede observar que la variación de los resultados obtenidos mediante el procedimiento analítico no presenta grandes variaciones con respecto a los resultados obtenidos por el programa. Para hacer una mejor comparativa contra el procedimiento del Manual ASCE/SEI 7-16 que se presentara en el siguiente capítulo, con ayuda del software se obtuvieron las fuerzas que actúan en cada nivel. Los valores se muestran a continuación:

Tabla 4.7 Fuerzas actuantes por nivel.

Nivel de entresiso	Fuerza actuante en el i-ésimo nivel	
	Tonf	kNf
N ₄ =	35.75	350.71
N ₃ =	28.44	279.00
N ₂ =	26.60	260.95
N ₁ =	25.07	245.94

4.2 Chapter 17, Seismic Design Requirements for seismically isolated structures, ASCE/SEI 7-16.

Como se mencionó en el capítulo 2, se implementará el método de la fuerza lateral equivalente del capítulo 17 (ASCE/SEI C. , 2016). Con la finalidad de comparar los resultados de manera adecuada entre la metodología citada en el título 4.1 y la que se presentará en este apartado, se tomarán las propiedades del aislador de la Tabla 4.4 correspondientes a la rigidez efectiva total del sistema ($K_{eff\ tot}$) y el amortiguamiento efectivo del sistema edificio-aislador (ζ_{sis}).

$$K_{eff\ Total} = K_M = 13111.4595\ kN/m$$

$$K_M = 13.11\ kN/mm$$

$$\zeta_{sis} = \beta_m = 16.48\%$$

Donde:

K_M . - Rigidez efectiva del sistema aislado al máximo desplazamiento D_M .

β_m . - Amortiguamiento efectivo del Sistema de aislamiento.

Para comenzar con el procedimiento se mencionarán de nueva cuenta el periodo de la estructura con base fija, el peso total de la edificación y el peso de la losa que se encuentra entre el sistema de aislamiento y la superestructura (base-isolation floor, Fig. 4.11), para nuestro caso de estudio se consideró una losa con dimensiones en planta de 12.00 m de ancho por 23 metros de largo y un espesor de 70 cm. Los datos mencionados anteriormente se muestran a continuación:

$$T_{fb} = 0.915\ s.$$

$$W_s = 15949.69\ kNf.$$

$$W_{bf} = 4548.70\ kNf.$$

$$W = W_s + W_{bf} = 20948.39\ kNf.$$

Donde:

T_{fb} . - Periodo de la estructura con base fija.

W_s . - Peso de la estructura en sismo.

W_{bf} . - Peso del nivel de aislamiento de base (Base-isolation floor).

W . - Peso efectivo en sismo de la estructura sobre el sistema de aislamiento.

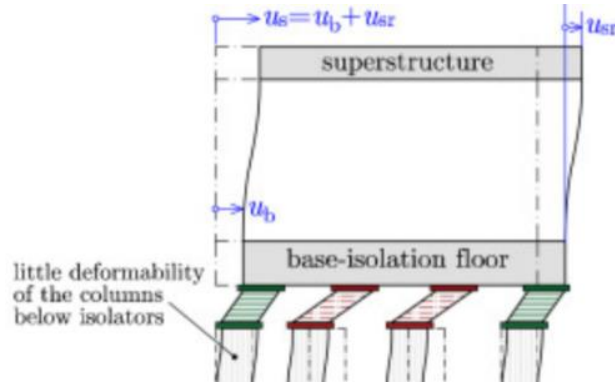


Fig. 4.11 Ejemplificación grafica del nivel de asilamiento de base (base-isolation floor).

4.2.1 Cálculo de desplazamientos.

Para el cálculo del periodo de la edificación con aislamiento en la base (T_M) se obtendrá con la Ec. 2.9, la cual se muestra a continuación:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_M g}} = 2\pi \sqrt{\frac{20948.39 \text{ kNf}}{13.11 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} * 9810 \frac{\text{mm}}{\text{s}^2}}} = 2.51 \text{ s}$$

El desplazamiento al centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis obtendrá con la Ec. 2.8:

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

De la ecuación anterior el valor S_{M1} se obtendrá despejando y sustituyendo de las ecuaciones mencionadas a continuación:

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

Ec. 4.13

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

Ec. 4.14

Donde:

S_{D1} . - Pseudo-aceleración espectral para un periodo después de un segundo, para un espectro amortiguado al 5%.

S_{M1} . - El coeficiente de sitio y de riesgo objetivo máximo para un sismo considerado (MCE_R) Parámetro de aceleración espectral de respuesta para un periodo después de un segundo.

S_a . - Pseudo-aceleración (g).

T . - Periodo fundamental de la estructura.

B_M . - Coeficiente numérico para el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

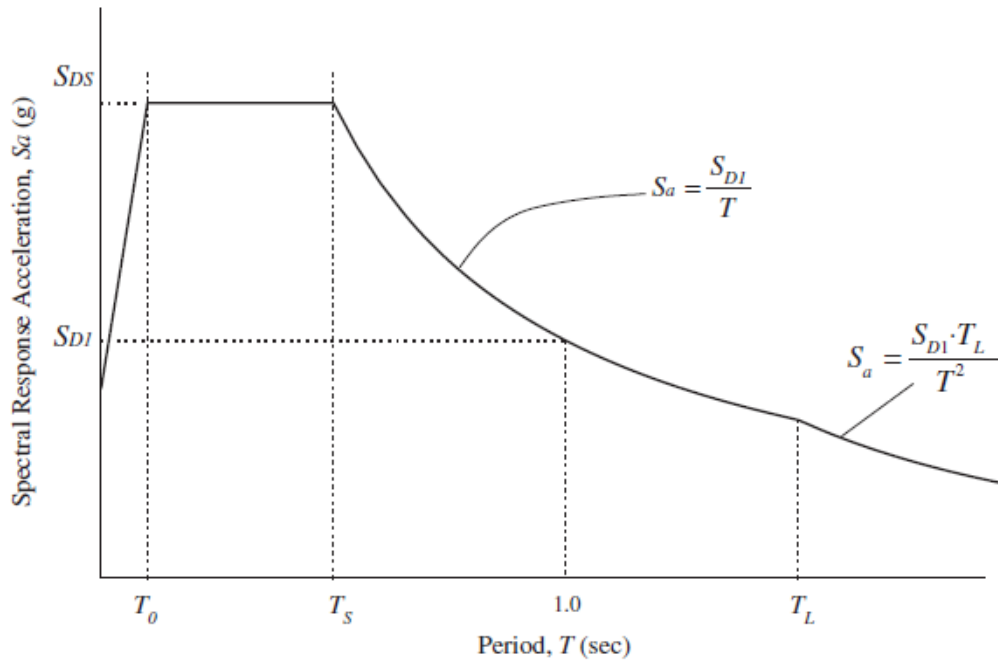


Fig. 4.12.- Espectro de respuesta de diseño (ASCE/SEI C. , 2016).

De la Ec. 4.14 el valor de la Pseudo-aceleración (S_a) se estimará con respecto al valor del periodo de la estructura con aislamiento en su base, en la Tabla 4.8. se muestran los valores correspondientes al espectro de diseño del sitio de estudio.

Tabla 4.8 (Parte I) Valores para obtención del espectro de respuesta utilizando el programa PRODISIS.

T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)	T (seg)	Sa (g)
0.00	0.0747	2.51	0.106	4.95	0.0279	7.50	0.0122
0.05	0.1471	2.52	0.1052	5.00	0.0273	7.55	0.0121
0.10	0.223	2.53	0.1044	5.05	0.0268	7.60	0.0119
0.15	0.3045	2.55	0.1028	5.10	0.0263	7.65	0.0118
0.20	0.3825	2.60	0.0989	5.15	0.0258	7.70	0.0116
0.25	0.3697	2.65	0.0953	5.20	0.0253	7.75	0.0115
0.30	0.3578	2.70	0.0919	5.25	0.0248	7.80	0.0113
0.35	0.3466	2.75	0.0887	5.30	0.0244	7.85	0.0112
0.40	0.3361	2.80	0.0856	5.35	0.0239	7.90	0.011
0.45	0.3262	2.85	0.0827	5.40	0.0235	7.95	0.0109
0.50	0.3168	2.90	0.0799	5.45	0.0231	8.00	0.0108
0.55	0.308	2.95	0.0773	5.50	0.0226	8.05	0.0106
0.60	0.2997	3.00	0.0748	5.55	0.0222	8.10	0.0105
0.65	0.2918	3.05	0.0724	5.60	0.0219	8.15	0.0104
0.70	0.2843	3.10	0.0701	5.65	0.0215	8.20	0.0103
0.75	0.2772	3.15	0.0679	5.70	0.0211	8.25	0.0101
0.80	0.2704	3.20	0.0659	5.75	0.0207	8.30	0.01
0.85	0.264	3.25	0.0639	5.80	0.0204	8.35	0.0099
0.90	0.2578	3.30	0.062	5.85	0.02	8.40	0.0098
0.95	0.252	3.35	0.0602	5.90	0.0197	8.45	0.0097
1.00	0.2464	3.40	0.0585	5.95	0.0194	8.50	0.0096
1.05	0.241	3.45	0.0568	6.00	0.0191	8.55	0.0094
1.10	0.2359	3.50	0.0552	6.05	0.0188	8.60	0.0093
1.15	0.231	3.55	0.0537	6.10	0.0185	8.65	0.0092
1.20	0.2262	3.60	0.0523	6.15	0.0182	8.70	0.0091
1.25	0.2217	3.65	0.0509	6.20	0.0179	8.75	0.009
1.30	0.2174	3.70	0.0495	6.25	0.0176	8.80	0.0089
1.35	0.2132	3.75	0.0482	6.30	0.0173	8.85	0.0088
1.40	0.2092	3.80	0.047	6.35	0.017	8.90	0.0087
1.45	0.2043	3.85	0.0458	6.40	0.0168	8.95	0.0086
1.50	0.1997	3.90	0.0446	6.45	0.0165	9.00	0.0085
1.55	0.1954	3.95	0.0435	6.50	0.0163	9.05	0.0084
1.60	0.1913	4.00	0.0425	6.55	0.016	9.10	0.0083
1.65	0.1875	4.05	0.0414	6.60	0.0158	9.15	0.0083
1.70	0.1838	4.10	0.0405	6.65	0.0155	9.20	0.0082
1.75	0.1802	4.15	0.0395	6.70	0.0153	9.25	0.0081
1.80	0.1769	4.20	0.0386	6.75	0.0151	9.30	0.008
1.85	0.1737	4.25	0.0377	6.80	0.0149	9.35	0.0079
1.90	0.1706	4.30	0.0368	6.85	0.0147	9.40	0.0078
1.95	0.1677	4.35	0.036	6.90	0.0145	9.45	0.0077
2.00	0.1649	4.40	0.0352	6.95	0.0142	9.50	0.0077
2.05	0.1572	4.45	0.0344	7.00	0.014	9.55	0.0076
2.10	0.15	4.50	0.0337	7.05	0.0138	9.60	0.0075
2.15	0.1433	4.55	0.0329	7.10	0.0137	9.65	0.0074
2.20	0.137	4.60	0.0322	7.15	0.0135	9.70	0.0073
2.25	0.1312	4.65	0.0316	7.20	0.0133	9.75	0.0073
2.30	0.1257	4.70	0.0309	7.25	0.0131	9.80	0.0072
2.35	0.1205	4.75	0.0303	7.30	0.0129	9.85	0.0071
2.40	0.1157	4.80	0.0296	7.35	0.0128	9.90	0.0071
2.45	0.1111	4.85	0.029	7.40	0.0126	9.95	0.007
2.50	0.1068	4.90	0.0285	7.45	0.0124	10.00	0.0069

De las tablas anteriores se observa que para un periodo $T_M = 2.51$ s. le corresponde un valor de pseudo aceleración $S_a = 0.1060$. Despejando el valor S_{D1} de la Ec. 4.14 se obtiene que:

$$S_{D1} = S_a * T$$

Sustituyendo los valores se obtiene que:

$$S_{D1} = 0.1060g * 2.51 s = 0.2659$$

Despejando el valor S_{M1} de la Ec. 4.13 se obtiene la siguiente ecuación:

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

Sustituyendo los valores en la ecuación anterior se obtiene el siguiente resultado:

$$S_{M1} = \frac{3}{2} (0.2659) = 0.39882$$

El coeficiente numérico B_M correspondiente al amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento se obtendrá de la Fig. 4.13.

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

^aThe damping factor shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.2.8.6.

^bThe damping factor shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

Fig. 4.13.- Tabla 17.5-1, factor de amortiguamiento B_M (ASCE/SEI C. , 2016).

De la figura anterior se interpolaron los datos para obtener el siguiente valor:

$$B_M = 1.3944$$

Sustituyendo los valores en la Ec. 2.8 se obtiene que el desplazamiento máximo al nivel de aislamiento es igual a:

$$D_M = \frac{9810 \frac{mm}{s^2} * 0.39882 * 2.51 s}{4\pi^2 * 1.3944} = 178.27 mm$$

También deberá incluirse un desplazamiento adicional a los elementos del sistema de aislamiento causado por la torsión accidental, la cual se calculará a partir de la distribución espacial de la

rigidez lateral del sistema de aislamiento perteneciente a la ubicación más desfavorable del centro de masas. Este desplazamiento se tomará como el máximo total D_{TM} y no será menor que el calculado con la siguiente ecuación:

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

Ec. 4.15

Donde:

D_{TM} . - Desplazamiento máximo total.

D_M . - Desplazamiento al centro de rigidez del sistema de aislamiento en la dirección de análisis.

y . - La distancia en mm entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento de interés, medido en dirección perpendicular de la dirección de análisis.

e . - La excentricidad actual medida en el plano entre el centro de masas de la estructura sobre la interfaz del sistema de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento más una excentricidad accidental (mm), la cual se tomará como el 5% de la dimensión más grande de la estructura perpendicular a la dirección de análisis.

b . - La dimensión más corta de la estructura medida perpendicularmente a d .

d . - La dimensión más grande de la estructura.

P_T . - Radio del periodo de traslación efectivo del sistema de aislamiento al periodo torsional efectivo del sistema de aislamiento, el cual se calculará mediante un análisis dinámico, dicho valor no se tomará menor que la unidad y podrá calcularse con la siguiente ecuación:

$$P_T = \frac{1}{r_I} \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (x_i^2 + y_i^2)}{N}}$$

Ec. 4.16

Donde:

x_i, y_i . - Distancia horizontal entre el centro de masas y el i -ésimo aislador en los dos ejes del sistema de aislamiento.

N . - Número de aisladores.

r_I . - Radio de giro del sistema de aislamiento (mm), el cual se tomará igual a:

$$r_I = \sqrt{\frac{b^2 + d^2}{12}}$$

El desplazamiento máximo total, D_{TM} , no deberá ser menor a 1.15 D_M .

Sustituyendo los valores de las ecuaciones anteriores se obtiene que:

$$y = 11000 \text{ mm.}$$

$$e = 0.05 * 11000 \text{ mm} = 550 \text{ mm.}$$

$$b = 19500 \text{ mm.}$$

$$d = 22000 \text{ mm.}$$

$$b^2 = 3.8 \times 10^8 \text{ mm}^2.$$

$$d^2 = 4.84 \times 10^8 \text{ mm}^2.$$

$$b^2 + d^2 = 8.64 \times 10^8 \text{ mm}^2.$$

$$r_l = \sqrt{\frac{8.64 \times 10^8 \text{ mm}^2}{12}} = 8.49 \times 10^3 \text{ mm.}$$

$$N = 20 \text{ aisladores.}$$

Para el cálculo de la Ec. 4.16 se utilizará la Tabla 4.9 la cual corresponde a la ubicación del centro de masas del sistema de aislamiento y la Tabla 4.10 en la cual se menciona la ubicación de cada uno de los aisladores.

Tabla 4.9 Coordenadas de ubicación del centro de masas.

X (mm)	Y (mm)
11544	9750

Tabla 4.10 Coordenadas de ubicación de los aisladores.

N _i	Coordenadas Aisladores		Distancias		Distancias ²		Σ _{Parcial}
	x mm	y mm	x _i mm	y _i mm	x _i ² mm ²	y _i ² mm ²	x _i ² + y _i ² mm ²
N ₁	0	0	11544.00	9750.00	133263936.00	95062500.00	228326436.00
N ₂	5500	0	6044.00	9750.00	36529936.00	95062500.00	131592436.00
N ₃	11000	0	544.00	9750.00	295936.00	95062500.00	95358436.00
N ₄	16500	0	4956.00	9750.00	24561936.00	95062500.00	119624436.00
N ₅	22000	0	10456.00	9750.00	109327936.00	95062500.00	204390436.00
N ₆	0	6500	11544.00	3250.00	133263936.00	10562500.00	143826436.00
N ₇	5500	6500	6044.00	3250.00	36529936.00	10562500.00	47092436.00
N ₈	11000	6500	544.00	3250.00	295936.00	10562500.00	10858436.00
N ₉	16500	6500	4956.00	3250.00	24561936.00	10562500.00	35124436.00
N ₁₀	22000	6500	10456.00	3250.00	109327936.00	10562500.00	119890436.00
N ₁₁	0	13000	11544.00	3250.00	133263936.00	10562500.00	143826436.00
N ₁₂	5500	13000	6044.00	3250.00	36529936.00	10562500.00	47092436.00
N ₁₃	11000	13000	544.00	3250.00	295936.00	10562500.00	10858436.00
N ₁₄	16500	13000	4956.00	3250.00	24561936.00	10562500.00	35124436.00
N ₁₅	22000	13000	10456.00	3250.00	109327936.00	10562500.00	119890436.00
N ₁₆	0	19500	11544.00	9750.00	133263936.00	95062500.00	228326436.00
N ₁₇	5500	19500	6044.00	9750.00	36529936.00	95062500.00	131592436.00
N ₁₈	11000	19500	544.00	9750.00	295936.00	95062500.00	95358436.00
N ₁₉	16500	19500	4956.00	9750.00	24561936.00	95062500.00	119624436.00
N ₂₀	22000	19500	10456.00	9750.00	109327936.00	95062500.00	204390436.00
Σ _{total} =							2272168720

Sustituyendo los valores en la Ec. 4.16 se obtiene:

$$P_T = \frac{1}{8.49 \times 10^3 \text{ mm}} \sqrt{\frac{2272168720 \text{ mm}^2}{20}} = 1.26$$

Como el valor de P_T es mayor a la unidad se puede utilizar el valor y sustituirlo en la Ec. 4.15 obteniendo el siguiente valor:

$$D_{TM} = 178.27 \text{ mm} \left[1 + \left(\frac{11000 \text{ mm}}{1.26^2} \right) \left(\frac{12(550 \text{ mm})}{8.64 \times 10^8 \text{ mm}^2} \right) \right] = 187.76 \text{ mm}.$$

El valor anterior se comparará contra la siguiente ecuación:

$$D_{TM} \geq 1.15 D_M = 1.15(178.27 \text{ mm}) = 205.01 \text{ mm}.$$

Dado que el resultado calculado es menor a $1.15 D_M$ el valor de D_{TM} se tomará como:

$$D_{TM} = 205.01 \text{ mm}.$$

4.2.2 Cálculo de fuerzas laterales mínimas requeridas para diseño.

La fuerza lateral sísmica mínima requerida para activar el sistema de aislamiento se calculará con la siguiente ecuación:

$$V_b = K_M D_M$$

Sustituyéndose los valores de la ecuación anterior se obtiene:

$$V_b = 13.11 \frac{\text{kN}}{\text{mm}} (178.27 \text{ mm}) = 2337.38 \text{ kNf}$$

Los elementos situados sobre la base de aislamiento deberán diseñarse usando los requerimientos aplicables para una estructura sin aislamiento, el diseño de cada uno de los elementos se llevará a cabo para una fuerza cortante mínima V_s la cual se calculará con la siguiente ecuación:

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

Ec. 4.17

Donde:

R_I . - Coeficiente numérico relacionado al tipo de sistema sismo-resistente sobre el sistema de aislamiento.

V_{st} . - Fuerza lateral de diseño no reducida o fuerza cortante sobre los elementos sobre el nivel base.

El valor R_I se obtendrá de la Fig. 4.14, el máximo valor que puede tomar no deberá exceder de 2 ni ser menor que 1.

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_o^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h_x (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^f
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^g	NP ^h	NP ⁱ
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ^j	NP ^j	NP ^j
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½	160	160	100	NP	NP
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ⁿ	14.1	3½	3 ^o	3½	35	35	35	35	35

Fig. 4.14.- Tabla 12.2.1, Coeficientes de diseño y factores sísmicos para diferentes sistemas sismo-resistentes (ASCE/SEI C. , 2016).

De la tabla anterior se observa que el valor correspondiente a nuestro caso de estudio es de un $R_I=3.5$, por ser un sistema de marcos ordinarios a momento de acero, por lo tanto, de manera conservadora se tomará el valor de $R_I=1$.

La fuerza V_{st} se determinará con la siguiente ecuación:

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

Ec. 4.18

Para los sistemas de aislamiento de comportamiento histerético es importante mencionar que estos son caracterizados por tener transiciones abruptas de la prefluencia a la postfluencia o del comportamiento de predeslizamiento al postdeslizamiento, por lo tanto, el exponente de la ecuación Ec. 4.18 deberá ser ajustado de la siguiente manera:

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-3.5\beta_m)}$$

Sustituyendo los valores se obtiene $V_{st} = 2102.30 \text{ kNf}$

Sustituyendo los valores en la ecuación Ec. 4.17 $V_s = 2102.30 \text{ kNf}$

4.2.3 Distribución vertical de la Fuerza.

La fuerza lateral sísmica V_s deberá distribuirse en cada uno de los entresijos de la estructura sobre el nivel de aislamiento, tomando en cuenta los límites superior e inferior de las propiedades del sistema de aislamiento con las siguientes ecuaciones:

$$F_1 = \frac{(V_b - V_{st})}{R_I}$$

$$F_x = C_{vx} V_s$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=2}^n w_i h_i^k}$$

$$k = 14\beta_M T_{fb}$$

Donde:

F_1 . - La fuerza lateral sísmica inducida en el nivel 1, el nivel de aislamiento.

F_x . - Fuerza lateral sísmica para los niveles superiores.

C_{vx} . - Factor de distribución vertical.

V_s . - Fuerza sísmica lateral de diseño o cortante en los elementos sobre el sistema de aislamiento.

w_i, w_x . - Parte proporcional del peso W_s la cual actúa sobre el i -ésimo nivel.

h_i, h_x . - La altura sobre la interfaz de aislamiento del i -ésimo nivel.

T_{fb} . - Periodo fundamental en segundos de la estructura con base fija.

k . - constante que toma en cuenta la relación del periodo de la estructura con base fija y el amortiguamiento efectivo del sistema de aislamiento.

Sustituyendo valores se encuentra la fuerza $F_1 = 235.08 \text{ kNf}$

Para la obtención de fuerzas de los niveles superiores se creó la Tabla 4.11 la cual se presenta a continuación:

Tabla 4.11 Fuerzas de entrepiso.

Nivel n	w_i (kNf)	h_i (m)	k (Adm)	$w_i h_i^k$ (kNf-m)	$\sum_{i=2}^n w_i h_i^k$ (kNf-m)	C_{vx} (Adm)	V_s (kNf)	F_x (kNf)
2	5314.13	7.00	2.11	323227.63	2272457.57	0.14	2102.30	299.02
3	5314.13	10.50	2.11	760768.66		0.33		703.80
4	4522.81	14.00	2.11	1188461.29		0.52		1099.47

Los resultados anteriores se introdujeron al programa para hacer la comparación de resultados obtenidos con el método de la fuerza lateral equivalente y los que se obtienen del software. En la siguiente tabla se muestra un resumen de resultados.

Tabla 4.12 Tabla de desplazamientos obtenida mediante el programa, metodología ASCE.

Nivel	Elevación (cm)	ubicación	Dirección X (cm)
N3	1450	Top	22.74
N4	1100	Top	21.85
N1	750	Top	20.50
PB	400	Top	18.95
Sistema de aislamiento	50	Top	17.85
Base	0	Top	0

Tabla 4.13 Tabla comparativa de resultados.

	Método ASCE	Programa	Variación
T_M (s)=	2.508	2.764	9.19%
D_{TM} (cm)=	20.50	22.74	9.85%
D_M (cm)=	17.83	17.85	0.11%

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.

5.1 Comparativa entre metodologías.

Con base en los resultados anteriores se presentan las siguientes tablas en las cuales se muestra el resumen de cada uno de los cálculos obtenidos con la aplicación de las metodologías (MDOCCFE, 2015) y (ASCE/SEI C. , 2010); a su vez, estos se compararán contra los obtenidos con ayuda del software comercial, con la finalidad de verificar que dichos resultados sean congruentes con los obtenidos por ambas metodologías. Las variaciones entre cada uno de los resultados se obtendrán de la diferencia entre ellos dividida sobre su valor promedio.

Tabla 5.1 Tabla comparativa de resultados entre metodologías.

Comparativa	Metodología		Variación
	MDOC CFE 2015.	ASCE/SEI 7/16.	
Periodo de la estructura con sistema de aislamiento en su base.	$T_b = 2.48 s$	$T_M = 2.51 s$	1.20%
Desplazamiento máximo obtenido en el sistema de asilamiento	$D_{aisl} = 10.12 cm$	$D_M = 17.83 cm$	43.24%
Desplazamiento máximo total de la estructura sobres el sistema de asilamiento	$D_{tot} = 11.40 cm$	$D_{TM} = 20.50 cm$	44.39%

De la tabla anterior se puede discutir lo siguiente:

- Los desplazamientos en el sistema de aislamiento y los desplazamientos totales de la estructura difieren hasta casi un 45% entre metodologías. Las variaciones entre metodologías difieren mucho ya que para la metodología del ASCE utiliza un análisis estático en el cual se toman en cuenta únicamente los pesos y alturas de cada nivel para la obtención de fuerzas equivalentes, mientras que en la metodología MDOCCFE se hace un análisis modal espectral. Esta diferencia podrá entenderse de mejor manera cuando se comparen las fuerzas de entrepiso por nivel para cada una de las metodologías.

A continuación, en la tabla siguiente se muestran los desplazamientos de ambas metodologías comparadas contra los obtenidos mediante la implementación de software comercial.

Tabla 5.2 Tabla comparativa de resultados de desplazamientos.

Modelo Lineal Equivalente			
Comparativa	MDOC CFE 2015	Programa	Variación
Periodo de la estructura con sistema de aislamiento en su base.	$T_b = 2.48 \text{ s}$	$T = 2.764 \text{ s}$	10.27%
Desplazamiento máximo obtenido en el sistema de aislamiento	$D_{\text{aisl}} = 10.12 \text{ cm}$	$D = 11.10 \text{ cm}$	8.83%
Desplazamiento máximo total de la estructura sobre el sistema de aislamiento	$D_{\text{tot}} = 11.40 \text{ cm}$	$D_T = 12.79 \text{ cm}$	10.87%
Amortiguamiento	$\zeta_{\text{sis}} = 16.48\%$	$\zeta_{\text{sis}} = 15.25\%$	8.07%
Fuerza Lateral Equivalente			
Comparativa	ASCE/SEI-7/16	Programa	Variación
Periodo de la estructura con sistema de aislamiento en su base.	$T_M = 2.51 \text{ s}$	$T = 2.764 \text{ s}$	9.19%
Desplazamiento máximo obtenido en el sistema de aislamiento	$D_M = 17.83 \text{ cm}$	$D = 17.85 \text{ cm}$	0.11%
Desplazamiento máximo total de la estructura sobre el sistema de aislamiento	$D_{TM} = 20.50 \text{ cm}$	$D_T = 22.74 \text{ cm}$	9.85%
Amortiguamiento	$\beta_m = 16.48\%$	$\zeta_{\text{sis}} = 15.22\%$	8.28%

De la tabla anterior se puede discutir lo siguiente:

- El periodo obtenido con el software comparado con ambas metodologías difiere en un máximo de 10%.
- Los desplazamientos obtenidos con el software al nivel de aislamiento comparados contra ambas metodologías difieren en un máximo de 8.5 %.
- Los desplazamientos máximos totales obtenidos con el software comparados con ambas metodologías difieren en un máximo de 11.00 %.
- La variación de amortiguamientos entre el software y las metodologías es de un máximo del 8.5%.

- Los resultados obtenidos con el software comercial, una vez que se introducen las propiedades mecánicas del aislador, son congruentes para ambas metodologías con un porcentaje de variación máximo del 10%, por lo tanto, se puede decir que el programa ha sido calibrado de manera aceptable y que los resultados obtenidos con esta herramienta pueden ser muy aproximados a los reales.

Con ayuda del software se presentarán las tablas de distorsiones máximas para ambas metodologías con la finalidad de compararlas contra sus límites establecidos. También, se mostrarán los resultados en dirección “X” de la Tabla 3.5 (se consideró esta dirección por ser la más desfavorable) para hacer una comparativa entre las distorsiones obtenidas mediante un análisis tradicional que considera a la estructura con base fija contra ambos análisis donde se consideró a la edificación con base flexible; para los dos casos correspondientes a las metodologías se excluyó la distorsión obtenida en el sistema de aislamiento. A continuación, se muestran los estados límite de servicio para cada una de las metodologías:

- Para la metodología del ASCE/SEI-7/16.- La distorsión máxima de entrepiso para la estructura sobre el sistema de aislamiento no deberá exceder de $0.015h_{sx}$ (h_{sx} es la altura de entrepiso). La distorsión permisible se encuentra en el apartado 17.5.6.
- Para la metodología del MDOC CFE 2015.- La distorsión máxima permisible por entrepiso para el caso de estudio corresponde al orden de 0.015, este valor se obtiene de la Fig. 5.1, sin embargo, es importante mencionar que dicha distorsión corresponde a un valor de ductilidad $Q=2$, por lo tanto para ser congruente con la metodología MDOC CFE 2015 en la cual menciona que para el análisis de estructuras con aislamiento sísmico en su base el valor de la ductilidad no deberá exceder de 1.5; para nuestro caso de estudio y de manera conservadora se considerará un valor de ductilidad de $Q=1$, por lo tanto, la distorsión máxima permisible será igual a 0.0075.

Tabla 3.5 Distorsiones permisibles de entrecaposo

SISTEMA ESTRUCTURAL	Q	DISTORSIÓN
Marcos dúctiles de concreto reforzado	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de acero	4	0.030
	3	0.025
Marcos dúctiles de sección compuesta de acero y concreto reforzado	4	0.030
	3	0.020
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad intermedia	1.25	0.008
Marcos de acero, de concreto reforzado o compuestos de ambos materiales con ductilidad limitada	2	0.015
Marcos con losas planas sin muros o contravientos	2	0.015

Fig. 5.1.- Tabla 3.5 Distorsiones máximas de entrecaposo (MDOCCFE, 2015).

Tabla 5.3 Distorsiones de entrecaposo metodología MDOC CFE 2015.

MDOC CFE 2015							
Nivel	Desplazamiento (cm)		Desplazamiento Relativo Δ_r (cm)	Altura H (cm)	(Δ_r/H)	Distorsión Admisible	Revisión
	$\Delta_{superior}$	$\Delta_{inferior}$					
3	12.8	12.52	0.28	350	0.0008	0.015	Ok
2	12.52	12.08	0.44	350	0.0013	0.015	Ok
1	12.08	11.54	0.54	350	0.0015	0.015	Ok
PB	11.54	11.1	0.44	350	0.0013	0.015	Ok

Tabla 5.4 Distorsiones de entrecaposo metodología ASCE/SEI-7/16.

ASCE/SEI-7/16							
Nivel	Desplazamiento (cm)		Desplazamiento Relativo Δ_r (cm)	Altura H (cm)	(Δ_r/H)	Distorsión Admisible	Revisión
	$\Delta_{superior}$	$\Delta_{inferior}$					
3	22.74	21.85	0.89	350	0.0025	0.015	Ok
2	21.85	20.5	1.35	350	0.0039	0.015	Ok
1	20.5	18.95	1.55	350	0.0044	0.015	Ok
PB	18.95	17.85	1.1	350	0.0031	0.015	Ok

Tabla 3.5.- Desplazamientos relativos de entrepiso.

Desplazamientos Relativos. Dirección X							
Nivel	Desplazamiento (cm)		Altura H (cm)	Q'	$(\Delta_r/H) * Q$	Δ_r	Revisión
	$\Delta_{superior}$	$\Delta_{inferior}$				Admisible	
3	7.34	5.96	350	2	0.0079	0.015	Ok
2	5.96	3.86	350	2	0.0120	0.015	Ok
1	3.86	1.57	350	2	0.0131	0.015	Ok
PB	1.57	0	350	2	0.0090	0.015	Ok

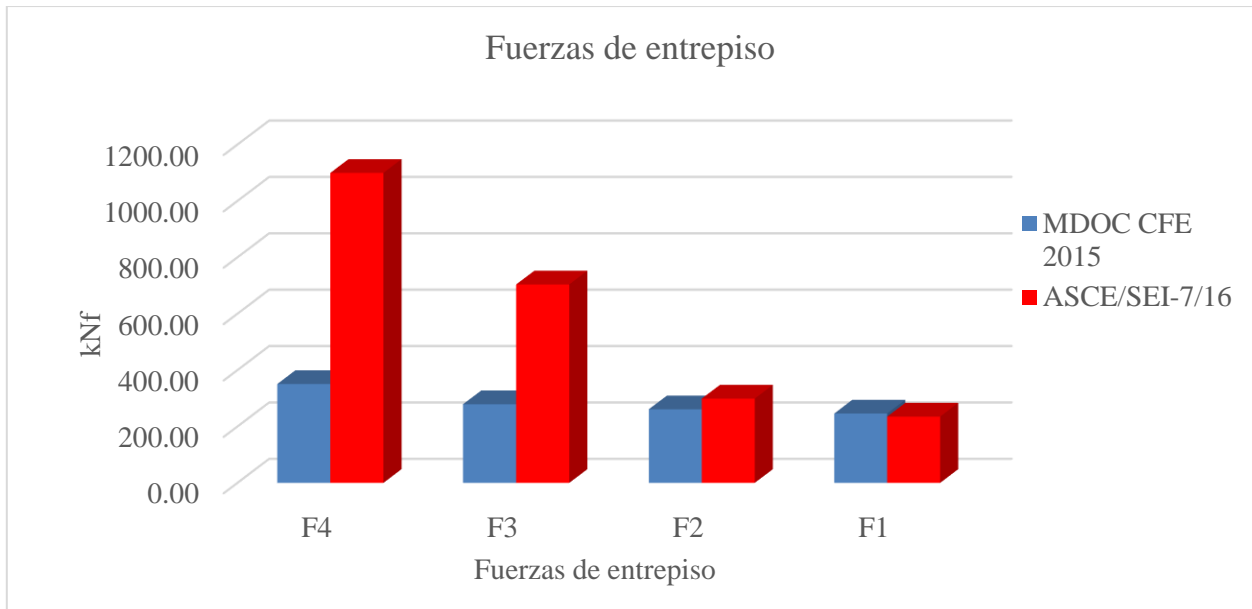
Tabla 5.5 Comparativa de distorsiones de la estructura con base fija y la estructura con base flexible.

Distorsión de la estructura con base fija	MDOC CFE 2015		ASCE/SEI 7/16	
	Distorsión de la estructura con base flexible	Porcentaje con respecto a la distorsión con base fija	Distorsión de la estructura con base flexible	Porcentaje con respecto a la distorsión con base fija
0.008	0.001	10.1%	0.003	32.2%
0.012	0.001	10.5%	0.004	32.1%
0.013	0.002	11.8%	0.004	33.8%
0.009	0.001	14.0%	0.003	34.9%
	Media	11.6%	Media	33.3%

Como se observó en las tablas anteriores, las distorsiones obtenidas para la edificación con aislamiento sísmico en su base se encuentran muy por debajo de los límites citados en ambas metodologías; mientras que las distorsiones obtenidas para la estructura con base fija se encuentran muy cercanas a los límites establecidos.

Tabla 5.3 Tabla comparativa de resultados de fuerzas de entrepiso.

Comparativa de fuerzas de entrepiso.	MDOC CFE 2015	ASCE/SEI 7/16	Variación
	kNf		
F ₄	350.71	1099.47	68.10%
F ₃	279.00	703.80	60.36%
F ₂	260.95	299.02	12.73%
F ₁	245.94	235.08	4.62%
V _b	1136.59	2337.38	51.37%



En la tabla y gráfica anterior se observa lo siguiente:

- Los últimos dos niveles presentan grandes variaciones en las fuerzas cortantes de entrepiso, las fuerzas obtenidas con la metodología de ASCE/SEI-7/16 son del orden de tres veces más grandes que las obtenidas con la metodología MDOC CFE 2015.
- Las fuerzas en los niveles N1 y N2 son muy similares para ambas metodologías.
- Se puede observar que las fuerzas van en aumento conforme se incrementa la altura, esto se debe a que la obtención de fuerzas se hace de manera estática, siendo este más conservador.
- Las fuerzas de entrepiso para la metodología MDOC CFE 2015 se obtuvieron con base en los desplazamientos y las rigideces de entrepiso, para ambos casos no existe gran variación entre los resultados, por lo tanto, las fuerzas son muy similares en cada entrepiso.

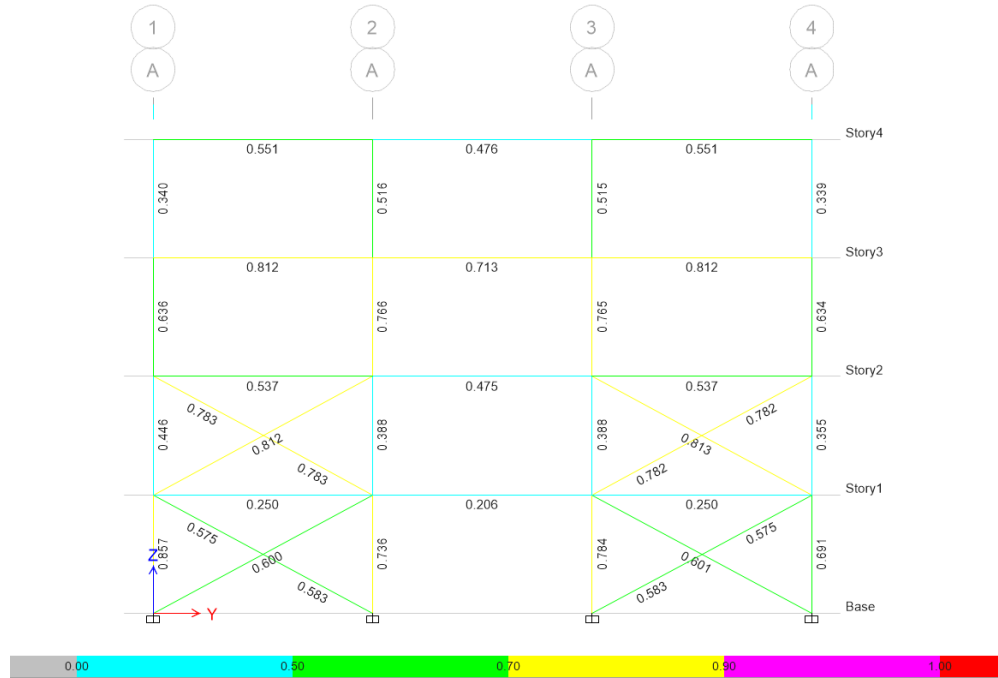


Fig. 5.2.- Trabajo de los elementos estructurales sobre eje A, estructura con base fija.

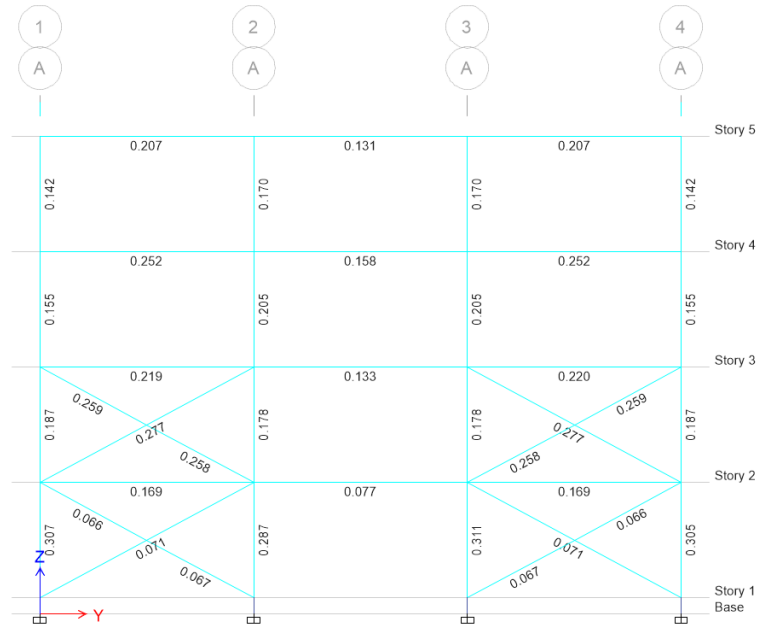


Fig. 5.3.- Trabajo de los elementos estructurales sobre eje A, estructura con base flexible, metodología MDOC CFE 2015.

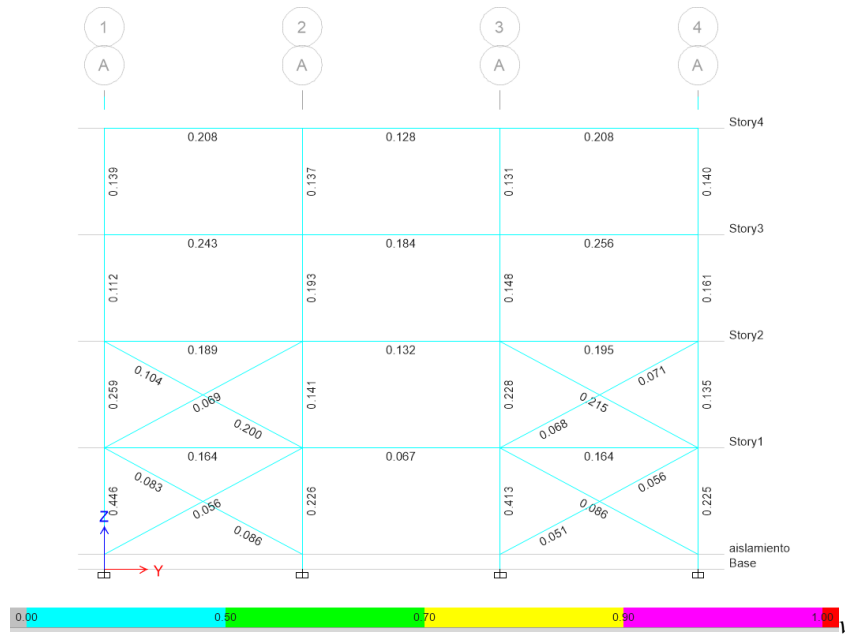


Fig. 5.4.- Trabajo de los elementos estructurales sobre eje A, estructura con base flexible, metodología ASCE/SEI-7/16.

De manera general se observa que la metodología ASCE/SEI-7/16 presenta valores más grandes en el cálculo de desplazamientos, esto se debe a que se hace un análisis estático para la obtención de las fuerzas laterales equivalentes, mientras que para la metodología MDOC CFE 2015 dichas fuerzas se obtienen mediante un análisis dinámico modal espectral. Para ambas metodologías las distorsiones se encuentran muy por debajo de sus límites máximos, en las últimas tres figuras podemos observar que la relación demanda/capacidad en los elementos estructurales se redujo de manera considerable, lo que indica que la estructura puede optimizarse aún más, esto con la finalidad de generar un ahorro económico en la superestructura; sin embargo, se deberán tomar en cuenta los costos que se generan por la implementación del sistema de aislamiento sísmico en la base. Debido a que los alcances de este documento se limitan únicamente al estudio de la comparativa entre metodologías, no se llevó a cabo una optimización de secciones estructurales.

5.2 Ventajas y desventajas metodología MDOC CFE 2015.

Ventajas.

- Proporciona un procedimiento para la obtención de propiedades mecánicas del aislador y poder llevar a cabo un predimensionamiento de la estructura.

- Los desplazamientos obtenidos por esta metodología son menores a los obtenidos a su homóloga en Estados Unidos.
- El procedimiento de análisis no requiere de la ubicación exacta de los aisladores.

Desventajas.

- El uso de aisladores se limita únicamente a estructuras del Grupo B.
- El uso de aisladores se limita únicamente a terrenos con características de tipo I.
- El porcentaje de amortiguamiento se limita hasta un 30%.

5.3 Ventajas y desventajas metodología ASCE/SEI-7/16.

Ventajas.

- El porcentaje de amortiguamiento del sistema de aislamiento no se limita a un porcentaje en específico.
- Puede utilizarse para cualquier tipo de estructuras.

Desventajas.

- No existe un método para calcular las propiedades del aislador.
- El procedimiento requiere de la ubicación exacta de cada uno de los aisladores.

6. CONCLUSIONES

Se mostró que, para ambas metodologías empleadas, las ecuaciones simplificadas citadas en cada una de ellas para la obtención de resultados presentan valores muy similares, existen ligeras variaciones cuando se implementa el uso de programas de cómputo, esto se debe a que las ecuaciones simplifican la superestructura a un solo grado de libertad, mientras que con el uso del software se modela toda la estructura.

La implementación de ambas metodologías para un mismo caso de estudio arroja datos muy similares en la obtención de los periodos de la estructura con aislamiento sísmico en su base. Los resultados de desplazamientos en el sistema de aislamiento y desplazamientos máximos en la superestructura son más conservadores para la metodología ASCE/SEI-7/16. Esto se debe a que las fuerzas laterales de entrepiso se siguen obteniendo con un análisis estático, en ningún momento se incluyen la rigidez de la superestructura.

Las distorsiones para ambos casos son muy pequeñas y esto se debe a que el mayor desplazamiento ocurre en el nivel de aislamiento. Las distorsiones fueron mas conservadoras para la metodología ASCE/SEI-7/16.

7. Recomendaciones

Si se requiere llevar a cabo un diseño conservador para una estructura con aislamiento sísmico en la base, la implementación de la metodología de la Fuerza Lateral Equivalente es el indicado, ya que las fuerzas y desplazamientos obtenidos son mayores que los obtenidos con un análisis modal espectral.

Cuando se requiera un grado mayor de optimización de la estructura con base aislada, utilizar la metodología del Modelo Lineal Equivalente es la mejor opción. Pues las fuerzas de diseño y distorsiones son menores.

Se deberán calibrar los modelos matemáticos tridimensionales para verificar que los resultados obtenidos con el software sean los esperados, independientemente de la metodología utilizada.

8. Bibliografía

- Aiken, I. D., & et.al. (1993). Testing of Passive Energy Dissipation Systems. *Earthquake Spectra*, Vol. 9, No. 3, 36.
- ASCE/SEI, C. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI, C. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings And Other Structures*. Estados Unidos.
- Bayraktar, A. (2012). *Capas de piedra cortadas y sin mortero para permitir deslizamiento en tumba de Ciro*.
- Boroschek, R. (2012). *Edificio de mampostería aislado sísmicamente en Chile*. Comunidad Andalucía.
- Carvajal, G. (28 de Octubre de 2016). *La tumba de Ciro el Grande, la construcción más antigua del mundo con aislamiento sísmico*. Obtenido de <https://www.labrujulaverde.com>
- Chopra, A. K. (2013). *Dinamica de Estructuras Cuarta Edición*. Pearson.
- Colunga, A. T. (2016). Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 1-25.
- CONSTRUCTION, A. I. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Illinois: American National Standard.
- Ganji, M. R. (s.f.). Tumba de Ciro el grande. *Un caso de aislamiento sísmico en la antigüedad*.
- Genatios, C. L. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas.
- IMCA. (2015). *Manual de Construcción en Acero 5ta Edición*. Ciudad de México: LIMUSA.
- Kirikov, B. A. (1992). *History of Earthquake Resistant Construction from Antiquity to our times*. Madrid: Fundación MAPFRE.
- Kitamura, H. T. (1991). *Advanced technology in response control of high-rise buildings*. Los Ángeles.
- MDOCCFE. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad*. Mexico: Comisión Federal de Electricidad.
- Mena, U., Pérez, E., & Comite. (2015). Sección 3.12 Estructuras Tipo 10 Aislamiento Sísmico y Disipación de Energía. En *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo* (págs. 314-316). México: Comisión Federal de Electricidad.
- Mexico, G. d. (2017). Normas Técnicas Complementarias. En *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Ciudad de México.

- Montanaro, M. I. (2001). *Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura*.
- NTC ESTRUCTURAL, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC SISMO, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC SISMO17, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del libro Tercero Capítulo 17 del Código Reglamentario para el Municipio de Puebla*. Puebla.
- NTC, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias*. Ciudad de México: Corporación Mexicana de Impresión S.A de C.V.
- NTCCRITERIOS, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Oviedo, J. A., & Del Pilar Duque, M. (2006). Sistemas de control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *EIA*, 16.
- Pavone, S. (15 de Enero de 2013). *123RF*. Obtenido de <https://es.123rf.com/>
- Pontón, J. A. (2018). *Tesina, Respuesta Sísmica de Edificios con Aislamiento de Base*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- RCDF, C. (2016). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En Comité, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- SDRSI, C. (2017). Chapter 17, Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures. En Committee, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (págs. 167-179). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Sladek, J. K. (1983). *Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response*.
- Toxqui, J. P., & Ruiz, S. E. (2010). Factor de reducción B por incremento de amortiguamiento viscoso, para estructuras desplantadas sobre roca. *Revista de Ingeniería sísmica No. 83*, 1-23.
- Wagner, D. (2017). *Aislamiento Sísmico en Edificios Prefabricados en la zona de Transición de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

9. Referencias

- Aiken, I. D., & et.al. (1993). Testing of Passive Energy Dissipation Systems. *Earthquake Spectra, Vol. 9, No. 3*, 36.

- ASCE/SEI, C. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Estados Unidos: American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI, C. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings And Other Structures*. Estados Unidos.
- Bayraktar, A. (2012). *Capas de piedra cortadas y sin mortero para permitir deslizamiento en tumba de Ciro*.
- Boroschek, R. (2012). *Edificio de mampostería aislado sísmicamente en Chile*. Comunidad Andaluía.
- Carvajal, G. (28 de Octubre de 2016). *La tumba de Ciro el Grande, la construcción más antigua del mundo con aislamiento sísmico*. Obtenido de <https://www.labrujulaverde.com>
- Chopra, A. K. (2013). *Dinamica de Estructuras Cuarta Edición*. Pearson.
- Colunga, A. T. (2016). Método simplificado para el diseño de estructuras con base en muros de carga aisladas sísmicamente. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 1-25.
- CONSTRUCTION, A. I. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Illinois: American National Standard.
- Ganji, M. R. (s.f.). Tumba de Ciro el grande. *Un caso de aislamiento sísmico en la antigüedad*.
- Genatios, C. L. (2016). *Introducción al uso de aisladores y disipadores en estructuras*. Caracas.
- IMCA. (2015). *Manual de Construcción en Acero 5ta Edición*. Ciudad de México: LIMUSA.
- Kirikov, B. A. (1992). *History of Earthquake Resistant Construction from Antiquity to our times*. Madrid: Fundación MAPFRE.
- Kitamura, H. T. (1991). *Advanced technology in response control of high-rise buildings*. Los Ángeles.
- MDOCCFE. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad*. Mexico: Comisión Federal de Electricidad.
- Mena, U., Pérez, E., & Comite. (2015). Sección 3.12 Estructuras Tipo 10 Aislamiento Sísmico y Disipación de Energía. En *Manual de Diseño de Obras Civiles Diseño por Sismo* (págs. 314-316). México: Comisión Federal de Electricidad.
- Mexico, G. d. (2017). Normas Técnicas Complementarias. En *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. Ciudad de México.
- Montanaro, M. I. (2001). *Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura*.
- NTC ESTRUCTURAL, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.

- NTC SISMO, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- NTC SISMO17, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del libro Tercero Capítulo 17 del Código Reglamentario para el Municipio de Puebla*. Puebla.
- NTC, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias*. Ciudad de México: Corporación Mexicana de Impresión S.A de C.V.
- NTCCRITERIOS, C. (2017). *Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*. Ciudad de México: Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
- Oviedo, J. A., & Del Pilar Duque, M. (2006). Sistemas de control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *EIA*, 16.
- Pavone, S. (15 de Enero de 2013). *123RF*. Obtenido de <https://es.123rf.com/>
- Pontón, J. A. (2018). *Tesina, Respuesta Sísmica de Edificios con Aislamiento de Base*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- RCDF, C. (2016). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. En Comité, *Gaceta Oficial del Distrito Federal*.
- SDRSI, C. (2017). Chapter 17, Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures. En Committee, *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures* (págs. 167-179). Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Sladek, J. K. (1983). *Effect of Tuned-Mass Dampers on Seismic Response*.
- Toxqui, J. P., & Ruiz, S. E. (2010). Factor de reducción B por incremento de amortiguamiento viscoso, para estructuras desplantadas sobre roca. *Revista de Ingeniería sísmica No. 83*, 1-23.
- Wagner, D. (2017). *Aislamiento Sísmico en Edificios Prefabricados en la zona de Transición de la Ciudad de México*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.