



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 8 NIVELES
SOBRE AISLADORES DE BASE ELASTOMÉRICOS**

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. David Ariel Suárez Rodríguez
Br. Grettel Alejandra Morales Garmendia
Br. Rosa Villasmil García Rivera

Tutor

M.Sc. Ing. Julio C. Maltez Montiel

Asesor

M.Sc. Ing. Gilberto Lacayo

Managua, Febrero 2016

Agradecimientos

El desarrollo de un trabajo monográfico es el resultado de una larga trayectoria de esfuerzo y dedicación, muchas han sido las personas claves en este arduo trabajo, pero sin la fortaleza de DIOS, esto no hubiese sido posible.

Queremos agradecer infinitamente a:

Dios por darnos la luz y guía espiritual para perseverar en este largo camino.

A nuestra familia por su apoyo incondicional.

Ph.D. Julio C. Miranda por compartir sus valiosos conocimientos en el inmenso mundo de la investigación y especialmente por encaminarnos en los conocimientos de aislación sísmica basal. Le agradecemos su gran disposición que demostró en todo momento clarificando nuestras dudas.

M.Sc. Gilberto Lacayo por las valiosas observaciones, comentarios oportunos y por acompañarnos en este viaje, demostrando siempre su interés y ánimos en la formación de futuros profesionales.

M.Sc. Julio C. Maltez por su orientación en la tutoría de este trabajo monográfico, así como sus correcciones oportunas durante este proceso.

Agradecemos muy sinceramente, el aporte técnico de aquellos profesionales que han contribuido de cierta manera en este trabajo, entre ellos: Ing. Glenda Solís Moreno e Ing. Camila Calderón.

A la Universidad por abrir las puertas desde el inicio en este trayecto hasta la culminación de nuestros estudios.

Dedicatoria:

*Dedico este trabajo monográfico a mi Señor y salvador **Jesús**, el hijo de Dios, quien me ha dado la fuerza, sabiduría e incondicional amor en todo momento, pues lo mejor que ha pasado en la vida ha sido el conocerle personalmente y sin él ninguno de mis logros cobraría sentido. A Dios sea la honra y la gloria por siempre.*

*A mis padres **José Ramón Suárez** y **Maritza Rodríguez Rubio** por haberme instruido y guiado en la formación de valores, actitudes y motivarme con su ejemplo de vida y sus consejos a luchar por superarme cada día.*

Agradezco a mis hermanos y familiares quienes confiaron en mí y porque de una u otra forma me han ayudado y entregado su apoyo.

David Ariel Suárez R.

Dedicatoria:

El esfuerzo y dedicación que he puesto en este trabajo monográfico ha sido gracias al apoyo incondicional de algunas personas, es por ello que dedico esta monografía a:

Díos nuestro creador, que ha permitido que llegue hasta este punto y me ha dado el entendimiento, sabiduría y fortaleza que necesito, ya que sin él no podría nada; te agradezco Señor por estar en mi vida.

*Así también agradezco infinitamente a mis padres **Marlon Morales** y **Thamara Garmendía** que me han ayudado en este proceso de manera emocional, me han inspirado a superarme ya que con sus esfuerzos han luchado por mi formación personal y profesional y sin ellos en mi camino no tuviera este logro, gracias por confiar en mí.*

*Y gracias a esa mujer que me vio crecer y me hizo la mujer que hoy soy, gracias por el amor, consejos, dedicación que me dio y por ser una madre para mí; le agradezco por tenerme en sus oraciones abuela **Alejandra Miranda**.*

Grettel Alejandra Morales G.

Dedicatoria:

*Dedico este trabajo monográfico primeramente a **Díos** ser maravilloso, por darme la oportunidad de alcanzar esta meta tan importante en el camino que elegí para mi vida.*

*A mi madre **Mayra Rivera G.** que ha sido mi fortaleza y respaldo en cada uno de mis proyectos y quiero expresarle que este logro es tan suyo como mío y de una manera sencilla es un reconocimiento a su sacrificio y esfuerzo.*

*A **Enrique S.** quien ha compartido a mi lado este sueño y ha recorrido de cierta manera este camino, gracias por tu amor, palabras de ánimo y especialmente por creer en mí.*

Rosa Villasmil García R.

RESUMEN

El presente trabajo monográfico contiene el procedimiento de diseño para un edificio de ocho niveles con un sistema de protección sísmica utilizando aisladores de base elastoméricos, para lo cual se tomó como caso de estudio un edificio con sistema constructivo de marcos de acero de ocho niveles, cuyo destino es un condominio. Primeramente se muestra el procedimiento de diseño para la estructura convencional (sin sistema de aislación), seguido del proceso de diseño para el sistema de aislación basal, y una vez que se tiene esto se muestra el análisis sísmico y diseño de la estructura aislada, es decir tomando en cuenta el sistema de aislación previamente diseñado.

Para el análisis sísmico de la estructura convencional y aislada se realiza el método de la fuerza lateral equivalente y el método dinámico de análisis modal, describiendo los requerimientos previos para el desarrollo de estos respectivamente. De estos se obtienen valores tales como el período fundamental de vibración de la estructura, fuerzas sísmicas y desplazamientos laterales. Para ambos métodos de análisis se utilizó como herramienta de cálculo el software computacional ETABS 2013.

El tipo de aislador empleado en el sistema de aislación es un aislador de hule natural (LDR). Las dimensiones y características del aislador son producto de la metodología de diseño empleada.

Finalmente, se realiza un análisis comparativo entre el comportamiento sísmico de la estructura sin sistema de aislación y con sistema de aislación, tomando como referencias los resultados del análisis dinámico modal espectral.

GLOSARIO

- AISC.** American Institute of Steel Construction. Instituto Americano de la Construcción de Acero.
- Aislador.** Elemento estructural del sistema de aislación que es horizontalmente flexible y verticalmente rígido y que permite grandes deformaciones laterales bajo sollicitación sísmica.
- ASCE 7-10.** Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. Cargas Mínimas de Diseño para Edificios y Otras Estructuras.
- ASCE.** American Society of Civil Engineers. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.
- ASD.** Allowable Strength Design. Diseño por Esfuerzos Permisibles
- Distorsión.** Se conoce como distorsión de entrepiso al cociente entre la diferencia de desplazamientos laterales de dos niveles consecutivos de la estructura entre la altura de dicho entrepiso.
- Ductilidad.** Es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión.
- Elastomérico.** Son aquellos tipos de compuestos que muestran un comportamiento elástico. La principal característica de los elastómeros es su alta elongación o elasticidad y flexibilidad.
- HDR.** High Damping Rubber. Aislador elastomérico de alto amortiguamiento.
- Energía Histerética.** Energía basada en la ductilidad de los miembros estructurales.
- Interfaz de Aislación.** Espacio generado por el sistema de aislación que se encuentra limitado en su parte superior por la superestructura y en su parte inferior por la subestructura.
- IMF.** Intermediate Moment Frame. Marco intermedio resistente a Momento. (Ver ASCE 7-10, pág. 59.)
- LDR.** Low Damping Rubber. Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento.
- LRB.** Lead Rubber Bearing. Aislador elastomérico con núcleo de plomo.
- LRFD.** Load and Resistance Factor Design. Diseño por Factores de Carga y Resistencia.
- RNC – 07.** Reglamento Nacional de Construcción, publicado por el Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI) en enero del año 2007 para la República de Nicaragua.
- SMF.** Special Moment Frame. Marco Especial resistente a Momento. (Ver ASCE 7-10, pág. 59.)
- OMF.** Ordinary Moment Frame. Marco Ordinario resistente a Momento. (Ver ASCE 7-10, pág. 59.)

ÍNDICE GENERAL

RESUMEN	V
GLOSARIO.....	VI
ÍNDICE GENERAL	VII
ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	IX
ÍNDICE DE TABLAS.....	X
INTRODUCCIÓN	1
ANTECEDENTES.....	2
JUSTIFICACIÓN.....	3
OBJETIVOS.....	4
ALCANCES.....	5
CAPITULO I: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL	7
1. Introducción.....	7
2. Caracterización y tipología estructural	7
2.1. Descripción del sistema estructural.....	7
3. Determinación de las cargas de diseño	11
3.1. Acciones permanentes: Cargas Muertas	12
3.2. Acciones variables: Cargas Vivas.....	12
3.3. Acciones accidentales: Cargas sísmicas	12
3.4. Combinaciones de cargas	13
4. Análisis sísmico de la estructura convencional.....	13
4.1. Requerimientos Generales	14
4.2. Criterios considerados en la modelación de la estructura convencional (ETABS 2013) 20	
4.3. Análisis de la fuerza lateral equivalente	21
4.4. Método dinámico de análisis modal espectral.....	25
5. Diseño de los elementos estructurales del edificio	34
5.1. Disipación y balance de energía.....	35
5.2. Método de diseño.....	36
CAPITULO II: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS.....	42
1. Sistemas de protección sísmica	42
1.1. Sistemas de Control Estructural Pasivos.....	42
2. Definición y fundamentos del aislamiento sísmico de base.....	43
3. Tipos de aisladores sísmicos de base elastoméricos	44
3.1. Aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR)	44

3.2. Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR)	45
3.3. Aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)	46
4. Ubicación de los aisladores.....	46
5. Ventajas y desventajas.....	47
5.1. Ventajas	47
5.2. Desventajas.....	48
6. Diseño del aislador elastomérico.....	48
6.1. Descripción de las características mecánicas de los aisladores.....	49
6.2. Procedimiento de diseño	50
6.3. Diseño del aislador LDR.....	63
CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA SÍSMICAMENTE	72
1. Principios de aislamiento sísmico de base.....	72
2. Análisis sísmico de la estructura aislada	73
2.1. Requerimientos Generales	73
2.2. Criterios considerados en la modelación de la estructura aislada (ETABS 2013)..	75
2.3. Método Dinámico de Análisis modal espectral	76
3. Diseño de los elementos estructurales del edificio aislado.....	82
CAPITULO IV: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO	
CONVENCIONAL Y EL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE	85
1. Comparación de periodos de las estructuras	85
2. Comparación de cortantes dinámicos	86
3. Comparación de desplazamientos de entrepisos.....	88
4. Comparación de Distorsiones de entrepisos	90
5. Comparación de pesos de los elementos estructurales de la superestructura.....	93
6. Comparación de costos de los elementos estructurales de la superestructura.....	94
CONCLUSIONES.....	96
RECOMENDACIONES	98
BIBLIOGRAFÍA	99
ANEXOS	
Anexo A: Ilustraciones de los resultados del análisis sísmico realizado en ETABS 2013	
Anexo B: Valores de aceleraciones espectrales obtenidos	
Anexo C: Descripción y caracterización de la estructura del edificio	
Anexo D: Diseño de conexión Viga-Columna tipo RBS según AISC 358-10	
Anexo E: Diseño de cimentaciones	
Anexo F: Planos de diseño - vistas de planta y elevaciones estructurales	

Anexo G: Procedimiento realizado para introducir en el programa ETABS 2013 el sistema de aislación.

Anexo H: Procedimiento realizado para introducir el espectro de diseño en el programa ETABS 2013.

Anexo I: Ilustraciones de aisladores de base

Anexo J: Experiencia mundial con aisladores de base

Anexo K: Historia de Aislamiento sísmico en Nicaragua

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN I-1 VISTA DE PLANTA DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL, NIVELES 1 - 8. FUENTE: PROPIO	8
ILUSTRACIÓN I-2 VISTA DE ELEVACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL, EJES A - D. FUENTE: PROPIO....	9
ILUSTRACIÓN I-3 VISTA DE ELEVACIÓN ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL, EJES 1 - 6. FUENTE: PROPIO ..	10
ILUSTRACIÓN I-4 COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS CON RESPECTO AL TIPO DE SUELO (LACAYO BERMUDEZ)	16
ILUSTRACIÓN I-5 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD SOMETIDOS A UN MISMO SISMO PERO DIFERENTE PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN. FUENTE: (BAZÁN & MELÍ)	18
ILUSTRACIÓN I-6 ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO Y REDUCIDO POR DUCTILIDAD Y SOBRERRESISTENCIA DE ACUERDO AL RNC-07. FUENTE: PROPIO.....	19
ILUSTRACIÓN I-7 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO CONVENCIONAL MODELADO EN ETABS 2013.....	20
ILUSTRACIÓN I-8 VISTA EN PLANTA DEL CENTRO DE MASA Y CENTRO DE RIGIDEZ MODELADO EN ETABS 2013	24
ILUSTRACIÓN I-9 EFECTOS BIDIRECCIONALES. FUENTE: (BAZÁN & MELÍ).....	25
ILUSTRACIÓN I-10 OSCILADOR SIMPLE DE UN GRADO DE LIBERTAD. FUENTE: (BAZÁN & MELÍ).....	26
ILUSTRACIÓN I-11 PRIMER MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>Y</i> PARA EL EDIFICIO EMPOTRADO EN SU BASE. FUENTE: PROPIO	28
ILUSTRACIÓN I-12 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>X</i> PARA EL EDIFICIO EMPOTRADO EN SU BASE. FUENTE: PROPIO.....	29
ILUSTRACIÓN I-13 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>Z</i> PARA EL EDIFICIO EMPOTRADO EN SU BASE. FUENTE: PROPIO.....	30
ILUSTRACIÓN I-14 RELACIÓN CARGA DEFORMACIÓN DE UNA ESTRUCTURA. FUENTE: (BAZÁN & MELÍ).....	37
ILUSTRACIÓN I-15 EFECTO DE LA ESBELTEZ DE LA SECCIÓN SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE UNA VIGA. FUENTE: (CONSTRUCTION, 2010).....	38
ILUSTRACIÓN II-1 AISLADOR ELASTOMÉRICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO LDR. FUENTE: (FRANKLIN Y. CHENG)	44
ILUSTRACIÓN II-2 AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO HDR. FUENTE: (KELLY & KONSTANTINIDIS, MECHANICS OF RUBBER BEARING FOR SEISMIC AND VIBRATION ISOLATION, 2011)	45
ILUSTRACIÓN II-3 AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB). FUENTE: (CORPORACIÓN DE DESARROLLO TECNOLÓGICO & CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN).....	46
ILUSTRACIÓN II-4 ESQUEMA FINAL DEL AISLADOR LDR. FUENTE: PROPIO	70
ILUSTRACIÓN III-1 COMPORTAMIENTO DEL EDIFICIO CON SISTEMA DE AISLACIÓN Y DEL EDIFICIO CONVENCIONAL. FUENTE: PROTECCIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS, CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN.	73
ILUSTRACIÓN III-2 EFECTO DE LAS CONDICIONES DEL SUELO EN UNA ESTRUCTURA AISLADA. FUENTE: (QUIROZ, 2010) ...	74
ILUSTRACIÓN III-3 ESPECTRO DE DISEÑO ELÁSTICO, SEGÚN RNC – 07 (VER VALORES EN ANEXO B: DE ESTE DOCUMENTO). FUENTE: PROPIO.	74
ILUSTRACIÓN III-4 VISTA TRIDIMENSIONAL DEL EDIFICIO CON SISTEMA DE AISLACIÓN MODELADO EN ETABS 2013.	75
ILUSTRACIÓN III-5 PRIMER MODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>Y</i> DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE CON AISLADORES DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR). FUENTE: PROPIO	78
ILUSTRACIÓN III-6 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>X</i> DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE CON AISLADORES DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR). FUENTE: PROPIO.....	79
ILUSTRACIÓN III-7 PRIMER MODO DE VIBRACIÓN EN LA DIRECCIÓN <i>Z</i> DEL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE CON AISLADORES DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR). FUENTE: PROPIO.....	80

ILUSTRACIÓN IV-1 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES OBTENIDAS CON EL MÉTODO DINÁMICO MODAL (DIRECCIÓN X) PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO	87
ILUSTRACIÓN IV-2 COMPARACIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES OBTENIDAS CON EL MÉTODO DINÁMICO MODAL (DIRECCIÓN Y) PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO	87
ILUSTRACIÓN IV-3 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO (DIRECCIÓN X) OBTENIDOS CON EL MÉTODO DINÁMICO MODAL PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO	89
ILUSTRACIÓN IV-4 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO (DIRECCIÓN Y) OBTENIDOS CON EL MÉTODO DINÁMICO MODAL PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO	89
ILUSTRACIÓN IV-5 COMPARACIÓN DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO RESULTANTES (DIRECCIÓN X) PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO.....	92
ILUSTRACIÓN IV-6 COMPARACIÓN DE LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO RESULTANTES (DIRECCIÓN Y) PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA. FUENTE: PROPIO	92

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA I-1 COMPOSICIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	11
TABLA I-2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	11
TABLA I-3 PESOS ESPECÍFICOS DE LOS MATERIALES.....	12
TABLA I-4 CARGAS VIVAS. FUENTE: RNC-07, PÁG. 7.	12
TABLA I-5 COMBINACIONES DE CARGAS. COEFICIENTES SEGÚN EL RNC-07 PARA RESISTENCIA ÚLTIMA.	13
TABLA I-6 FUERZAS SÍSMICAS EN LAS DOS DIRECCIONES EN X Y EN Y RESPECTIVAMENTE.	22
TABLA I-7 FUERZAS CORTANTES ESTÁTICAS DE ENTREPISO EN LAS DOS DIRECCIONES EN X Y EN Y RESPECTIVAMENTE.	22
TABLA I-8 CENTROS DE MASA Y RIGIDEZ.....	23
TABLA I-9 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN Y	26
TABLA I-10 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN X	26
TABLA I-11 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN Z.....	27
TABLA I-12 FUERZAS CORTANTES DINÁMICAS EN ENTREPISOS EN LAS DOS DIRECCIONES EN X Y EN Y RESPECTIVAMENTE. .	31
TABLA I-13 DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO EN LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X Y EN Y RESPECTIVAMENTE.	32
TABLA I-14 DISTORSIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	33
TABLA I-15 DISTORSIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE COLAPSO	34
TABLA I-16 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO.....	39
TABLA III-1 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN Y.....	76
TABLA III-2 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN X	76
TABLA III-3 PERIODOS Y PARTICIPACIÓN MODAL DE LAS MASAS EN LA DIRECCIÓN Z.....	76
TABLA III-4 CORTANTES DINÁMICOS PARA ESPECTROS EN DIRECCIONES X Y Y	80
TABLA III-5 DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO EN LAS DOS DIRECCIONES DE ANÁLISIS X Y EN Y RESPECTIVAMENTE.	81
TABLA III-6 DISTORSIONES EN EL ESTADO LÍMITE DE COLAPSO	82
TABLA III-7 ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO CON AISLADORES DE BASE. FUENTE: PROPIO	83
TABLA IV-1 RESULTADOS DE AISLAMIENTO SÍSMICOS EN ACELERACIONES ESPECTRALES	85
TABLA IV-2 COMPARACIÓN DE CORTANTES DINÁMICOS PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA.....	86
TABLA IV-3 COMPARACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA.	88
TABLA IV-4 DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICIONES DE COLAPSO PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA PARA LA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS EN X.....	90
TABLA IV-5 DISTORSIONES DE ENTREPISO EN CONDICIONES DE COLAPSO PARA LAS ESTRUCTURAS CONVENCIONAL Y AISLADA PARA LA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS EN Y.....	91
TABLA IV-6 PESOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL.	93
TABLA IV-7 PESO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO AISLADO.	93
TABLA IV-8 COSTOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO CONVENCIONAL	94
TABLA IV-9 COSTOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA DEL EDIFICIO AISLADO	94

INTRODUCCIÓN

El conocimiento que se tiene sobre los diferentes sistemas de protección sísmica en la actualidad, se ha ido desarrollando debido a la necesidad de construir infraestructuras más resistentes a sismos, ya que las edificaciones vulnerables representan una alta peligrosidad y provocan que los sismos causen mayor daño debido a las fallas, comportamiento indebido o colapso de éstas, dejando como consecuencia un daño más grande a la sociedad en general.

En los últimos años la ingeniería sísmica en todo el mundo ha enfocado mucho de sus esfuerzos a investigar e implementar métodos para mitigar la amenaza sísmica en lugares más vulnerables. Entre estos, los sistemas de aislamiento sísmico con aisladores de base elastoméricos han adquirido gran auge, siendo este un sistema que disminuye la energía de entrada producida por un sismo, además hace que la superestructura se comporte como un cuerpo rígido, y que el mayor desplazamiento o deformación se dé en la interfaz de aislación, haciendo que el periodo fundamental de la estructura aislada sea mucho mayor que el de la misma estructura con base fija.

El presente trabajo contempla el proceso para diseñar un edificio de 8 niveles con sistema de protección sísmica basal, mediante el uso de aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento. Estos se ubican entre la subestructura del edificio y la superestructura, haciendo que ésta última esté aislada de los movimientos del suelo, reduciendo de tal manera la respuesta sísmica de la superestructura y disminuyendo notablemente los daños de los elementos estructurales y no estructurales de dicho sistema.

Asimismo se realizará el diseño paso a paso de los aisladores elastoméricos para el edificio, mediante el cual se determinaran las características dinámicas esenciales que deben tener dichos aisladores para garantizar su buen funcionamiento en la estructura.

Para poder observar claramente las ventajas que este tipo de sistemas provee a las estructuras, se realizará una comparación entre el comportamiento de la estructura convencional, es decir empotrada en su base y el comportamiento de la estructura aislada.

ANTECEDENTES

Los eventos sísmicos son un fenómeno natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirán acompañando en el futuro, incluso con mayor frecuencia; existen lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad. Nicaragua está cada vez más expuesta a sufrir daños causados por sismos debido al incremento de la frecuencia e intensidad de la actividad sísmica, ya que está ubicada en una de las regiones sísmicamente más activas, situándose sobre dos placas tectónicas; la Caribe y Cocos.

Hay que tener claro que los efectos adversos generados por los terremotos la mayor parte del tiempo no son directos del mecanismo del sismo; sino de las fallas de las estructuras construidas por el ser humano, porque aunque los sismos son inevitables, está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables, mediante el control del medio construido y de esta manera reducir la vulnerabilidad de la ciudad ante los sismos.

Una de las opciones de construir edificaciones seguras y además que sean muy efectivas ante el peligro sísmico son los aisladores de base elastoméricos, de los cuales se hablará en el desarrollo de este documento. Cabe mencionar que se desconoce actualmente su aplicación en Nicaragua, sin embargo se han realizado algunos estudios monográficos que describen y profundizan en el conocimiento y las ventajas de aplicar estos mecanismos como una alternativa para reducir las fuerzas sísmicas que actúan sobre las estructuras.

Es importante mencionar que existen en el mercado internacional empresas que fabrican este tipo de tecnologías en países como Japón, Inglaterra, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Chile, Italia y Francia. Cabe mencionar que estos países también han aplicado estos tipos de dispositivos en sus edificaciones resultando beneficiosa la incorporación de estos.

JUSTIFICACIÓN

Dada la vulnerabilidad y la necesidad de construir edificaciones seguras que mejoren el comportamiento sísmico, sobre todo las que están ubicadas en zonas de alta peligrosidad sísmica en la ciudad de Managua, se evidencia la creciente necesidad de técnicas nuevas que pueden ser no convencionales pero muy efectivas con el objetivo de evitar que los daños causados por sismos tengan un mayor impacto, previniendo pérdidas humanas, económicas y daños notables a la infraestructura del país.

Hoy en día en muchos países se ha venido implementando el uso de mecanismos de aislación basal, como los aisladores elastoméricos; estos dispositivos son una alternativa de solución ante la necesidad expuesta anteriormente ya que aportan a las estructuras la resistencia sísmica necesaria, salvaguardando los elementos estructurales, no estructurales y contenidos del edificio y por ende a las personas, manteniendo el funcionamiento inmediato durante y después de un sismo. Esto se logra debido a la reducción de gran parte de la energía sísmica de entrada evitando que se traspase a la superestructura aislada.

El propósito de esta investigación es presentar el proceso de diseño de un edificio de 8 niveles sobre aisladores de base elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR) y de igual manera demostrar las ventajas de usar este sistema con respecto al comportamiento estructural del edificio, es por eso que se realiza una comparación de la respuesta sísmica de la estructura convencional versus la estructura aislada y de esta manera tener una visión más clara de la diferencia entre ambas.

Al incorporar el sistema de aislación se dispone de una alternativa para el diseño y la construcción de estructuras sismo resistentes, de esta manera esta investigación aportará resultados aplicados con respecto al tema y lograr así tener documentos de consulta orientativos y actualizados para las demandas actuales que favorezcan un uso y diseño óptimo de estos dispositivos y asimismo que contribuyan a su incorporación en las nuevas edificaciones que se desarrollen en nuestro país.

OBJETIVOS

Objetivo General

- Presentar el proceso para diseñar un edificio de 8 niveles con sistema de protección sísmica basal utilizando aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento y mostrar una comparación entre el comportamiento de la respuesta estructural convencional versus la estructura aislada.

Objetivos Específicos

- Realizar el diseño y análisis estructural de la superestructura del edificio a aislar sísmicamente haciendo uso del software ETABS 2013.
- Elaborar el diseño del sistema de aislación basal con aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento.
- Modelar y analizar el comportamiento sísmico de la estructura con sistema de aislamiento sísmico basal haciendo uso del software ETABS 2013.
- Hacer una comparación del comportamiento del edificio convencional versus el edificio aislado sísmicamente.

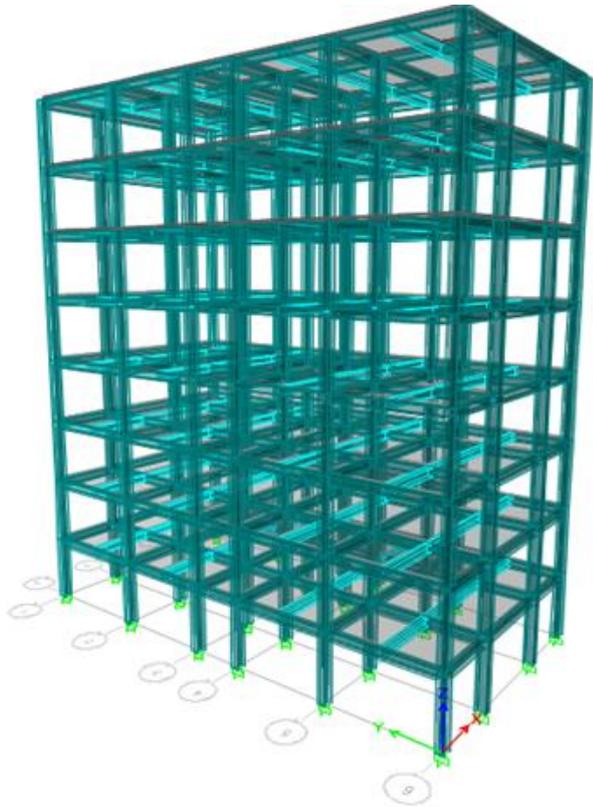
ALCANCES

Para el diseño del edificio de ocho niveles sobre aisladores elastoméricos, se realiza inicialmente el análisis de la estructura convencional; por lo tanto se realiza un análisis sísmico y un dimensionamiento de los elementos estructurales de la superestructura para ambos edificios todo esto utilizando como herramienta el software ETABS 2013.

Debido a la amplitud que comprende el diseño del edificio, se ha delimitado la parte de diseño a elementos estructurales principales como vigas y columnas; puesto a que además de presentar el proceso de diseño del edificio se pretende también realizar un análisis comparativo entre el comportamiento sísmico de la estructura convencional y la estructura sísmicamente aislada; dicho diseño se realizará con el software ETABS 2013 con los parámetros de diseños requeridos.

Así mismo lo que corresponde al diseño del sistema de aislación se presentará en este documento con especial énfasis, describiendo así cada paso de diseño y los parámetros de diseños considerados, esto debido a que es una etapa crucial ya que en esta se definen las características que inciden en el adecuado desempeño de la estructura aislada.

Se presentará un análisis comparativo entre las respuestas que exhibirán tanto la estructura convencional como la estructura aislada tomando como parámetros a analizar, el periodo fundamental de vibración, los desplazamientos de entrepiso, distorsiones máximas de entrepiso, cortantes dinámicos, peso de los elementos estructurales de la superestructura y el costo estimado de estos, incluyendo el costo de sistema de aislación.



CAPITULO I

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

RESUMEN

En este capítulo se muestra el procedimiento de diseño para el edificio de manera convencional, es decir se considera empotrado en su base.

Inicialmente se presenta una descripción del sistema estructural, las características geométricas de este y las consideraciones tomadas para el cálculo de las cargas de diseño. Posteriormente se desarrollarán dos métodos de análisis sísmico, primeramente el método estático de la fuerza lateral equivalente, seguido del método dinámico de análisis modal espectral. Por último se realizará el diseño de los elementos que conforman la superestructura.

Todo este procedimiento es importante ya que permite determinar si la estructura es apta para aislar y también tener una perspectiva del posible beneficio que puede traer consigo el uso de aisladores de base elastoméricos.

CAPITULO I: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

1. INTRODUCCIÓN

Uno de los objetivos principales de un diseño óptimo es minimizar los desplazamientos de entrepiso y las aceleraciones de los diferentes niveles de la estructura, sabiendo que los daños a los componentes estructurales, no estructurales, equipos y conexiones de los diferentes servicios son producto de estos dos parámetros. Pero es complicado lograr ambos objetivos ya que si se minimiza los desplazamientos rigidizando la estructura, además de ser una solución cara conduce a una amplificación de las aceleraciones y por otro lado, si se disminuye las aceleraciones disminuyendo las masas del edificio se llega a un sistema más flexible con problemas de excesivos desplazamientos de entrepiso; la consecuencia de este problema es una tendencia de diseño amparada en la ductilidad de la estructura.

En el diseño de edificios convencionales se reduce y controla las fuerzas dinámicas inducidas por sismos severos, absorbiendo parte de la energía impuesta a través de la ductilidad de la estructura misma, entrando en un rango inelástico, lo que quiere decir que se generan rótulas plásticas en los elementos estructurales y algún tipo de daño es esperado. Esto puede ser riesgoso ya que se suelen asignar a la estructura ductilidades muy difíciles de probar y controlar, además de la incertidumbre en la protección y definición de esas rótulas plásticas las cuales se aceptan con el objetivo de aprovechar la capacidad de disipación de energía disponible en dichos elementos.

En esta unidad se mostrará el diseño y análisis sísmico del edificio convencional. Esto es importante dado que permite conocer las propiedades dinámicas de la estructura, conocer si es posible la aplicación del sistema de aislación y también tener una perspectiva del posible beneficio que puede traer consigo el uso de aisladores de base elastoméricos.

2. CARACTERIZACIÓN Y TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL

2.1. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

El edificio a diseñar se ubicará en la zona urbana de la ciudad de Managua, en el Distrito 5, consta de 8 pisos sobre el nivel del terreno y está destinado a funcionar como condominio. La altura total del edificio es de 28.8 m; con una superficie total de entrepisos a construir de aproximadamente 2,161.6 m². Las dimensiones típicas en planta corresponden al orden de 11.825m por 22.85 m y una altura de entrepiso típica de 3.6 m para todos los niveles.

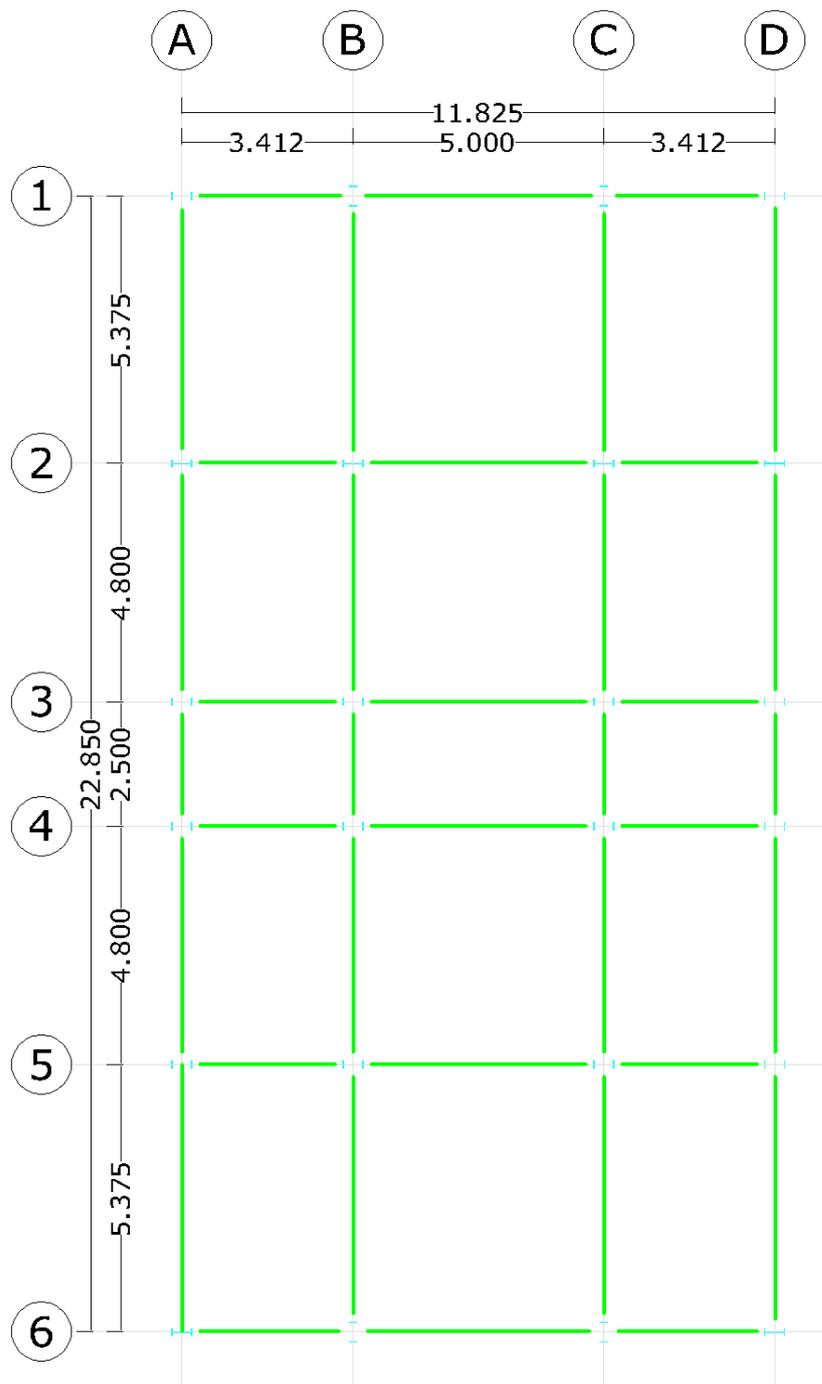


Ilustración I-1 Vista de planta de la estructura convencional, niveles 1 - 8. Fuente: Propio

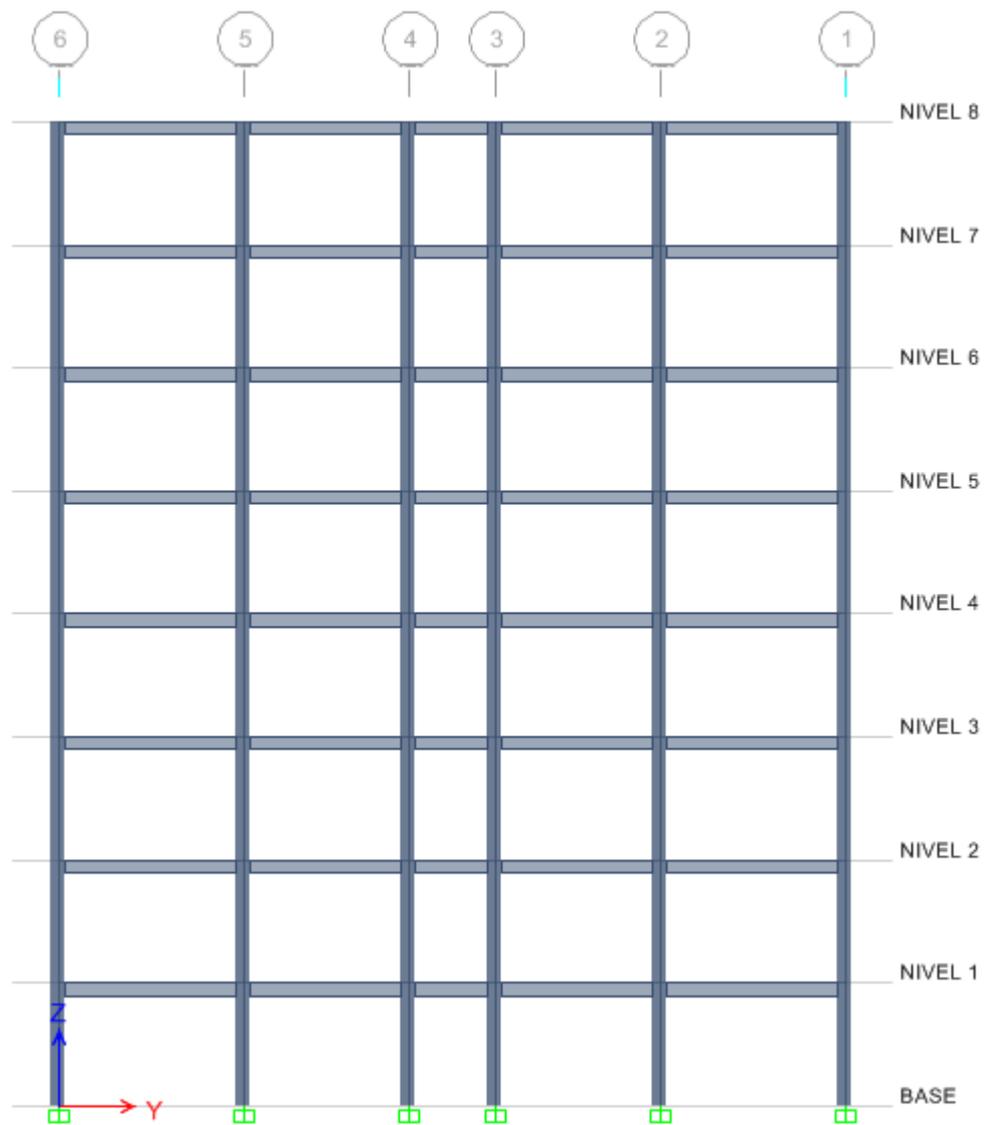


Ilustración I-2 Vista de elevación estructural de la estructura convencional, Ejes A - D. Fuente: Propio

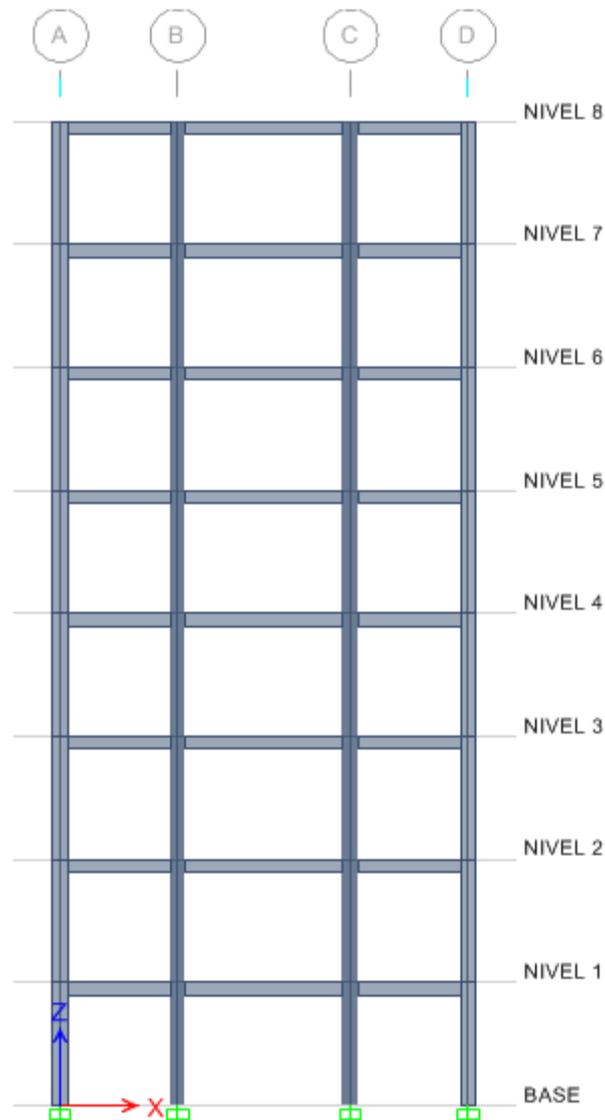


Ilustración I-3 Vista de elevación estructural de la estructura convencional, Ejes 1 - 6. Fuente: Propio

El sistema estructural consiste en un conjunto de marcos de acero estructural resistentes a momentos (SMF). Este tipo de sistema es el más comúnmente usado en zonas de alta sismicidad, del cual se espera que desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño. La mayor parte de esta deformación inelástica tiene lugar en la viga a través de la formación de rótulas.

El sistema está conformado por columnas y vigas de acero ASTM grado 50, con secciones tipo W según el AISC-LRFD, con un sistema de losa aligerada de concreto reforzado sobre lámina de acero troquelada perfil 63; con un espesor de 15 cm en todos los entrepisos. En general el edificio es regular en planta y en elevación.

Una breve descripción de la composición de la estructura se muestra a continuación:

Tabla I-1 Composición de la estructura

Composición de la estructura	
Sistema estructural	Marcos de acero tipo SMF
Paredes exteriores	Cerramiento con paneles de doble electromalla de acero con poli estireno expandido
Paredes interiores	Láminas Gypsum con perfiles de aluminio
Sistema de techo	Losa de techo (Losa de concreto reforzado sobre láminas troqueladas)
Cielo falso	Lámina de gypsum con estructura de aluminio
Sistema de entrepisos	Losa de concreto reforzado sobre láminas troqueladas perfil 63
Tipo de cimentación	Zapata combinada de concreto reforzado

Tabla I-2 Propiedades de los materiales

Propiedades de los materiales		
Acero estructural (ASTM G 50)		
Esfuerzo de fluencia	3,515	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2,038,902	kg/cm ²
Peso volumétrico	7,850	kg/m ³
Concreto		
Esfuerzo de compresión	280	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	252,671.328	kg/cm ²
Peso volumétrico	2,400	kg/m ³
Mortero		
Peso volumétrico	2,400	kg/m ³

3. DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE DISEÑO

Las cargas de diseño a las que estará sometida la estructura se definirán y determinarán según el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07 para Nicaragua, según el Título I, Capítulo II de este mismo.

Para la realización del análisis estructural, se idealiza tanto la geometría de la estructura como las acciones y fuerzas internas a las que estará sometida, para esto, se tomarán en cuenta los criterios de análisis y a partir de la selección de la composición de la estructura, peso volumétricos de los materiales, pesos específicos y propiedades de los materiales a utilizar, se realizarán los cálculos con el fin de conocer cuáles serán las cargas totales que estará sometida dicha estructura y la evaluación de estas en el diseño.

La estructura debe diseñarse para resistir todas las cargas o acciones permanentes, variables y accidentales aplicables tales como cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales (como sismo, viento y cenizas).

3.1. ACCIONES PERMANENTES: CARGAS MUERTAS

Se conoce como cargas permanentes o cargas muertas al peso de todos los elementos estructurales, no estructurales fijos, basados en las dimensiones de diseño (peso propio) y el peso permanente de materiales o artículos, tales como: paredes y muros, cielos rasos, pisos, cubiertas, escaleras, equipos fijos. Estas son cargas que tendrán invariablemente el mismo peso y localización durante el tiempo de vida útil de la estructura

A continuación se detallan los pesos considerados de los materiales, tomados del Anexo A del RNC-07.

Tabla I-3 Pesos específicos de los materiales.

Pesos específicos de los materiales		
Accesorios eléctricos	10	kg/m ²
Cielos rasos de gypsum con estructura de aluminio	8	kg/m ²
Cerámica	30	kg/m ²
Lámina troquelada de acero perfil 63 calibre 22 (G63-22)	8.29	kg/m ²
Paneles de doble electromalla de acero con poli estireno expandido (2.5 cm de repello y fino)	150	kg/m ²
Lámina de Gypsum con estructura de aluminio	25	kg/m ²

3.2. ACCIONES VARIABLES: CARGAS VIVAS

Son todas aquellas cargas producidas por el uso y la ocupación del edificio. Para el análisis de las cargas vivas se deberá calcular las cargas de techo (losa de techo para este caso de estudio) y cargas de entrepiso teniendo en cuenta los criterios del artículo 10 y 11 del RNC-07.

A continuación se detallan los valores de cargas vivas tomados en el diseño

Tabla I-4 Cargas vivas. Fuente: RNC-07, pág. 7.

Destino	Máxima (CV) [kg/m ²]	Incidental (CVR) [kg/m ²]
Residencial	200	80
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40

3.3. ACCIONES ACCIDENTALES: CARGAS SÍSMICAS

Son acciones accidentales que solamente se presentan en la estructura por periodos cortos, minutos o segundos en toda la vida útil de la estructura, estas se calculan para analizar el comportamiento del edificio. Para el análisis de cargas sísmicas se determinaran conforme lo establecido en el RNC-07.

Para la acción de estas cargas sísmicas se considerarán los efectos bidireccionales del movimiento del terreno, que toman el 100 % de los efectos

del componente que actúa en esa dirección y el 30% del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables, esto según el **Arto. 32**, inciso **f)** del **RNC-07**.

3.4. COMBINACIONES DE CARGAS

Las combinaciones de cargas son solicitaciones que se deben determinar y combinar según las normas aplicadas, en el caso de nuestro país con el RNC-07 se consideran las Cargas Vivas (*CV*), Cargas Muertas (*CM*), Carga debido a Sismo (*F_s*) y Presión del Suelo (*P_s*); como se muestran a continuación. Cabe destacar que para este caso de estudio no se consideran cargas de vientos por ser una zona urbana en donde las cargas sísmicas son predominantes. Con esta aclaración, se procede a mostrar en la Tabla I-5 las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo.

Tabla I-5 Combinaciones de Cargas. Coeficientes según el RNC-07 para Resistencia última.

N°	Cargas Mayoradas	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	Sismo en dirección X (F _s)	Sismo en dirección Y (F _s)	Presión del Suelo (P _s)	Presión del Viento (P _z)
1	1.4 CM	1.4					
2	1.2(CM) + 1.6(CV + P _s)	1.2	1.6			1.6	
3	1.2(CM) + 1.6(P _z) + CV	1.2	1				1.6
	1.2 (CM) + F _s + CV						
4	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	-1	0.3		
5	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	-1	0.3		
6	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	-0.3	-1		
7	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	-0.3	1		
8	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	1	-0.3		
9	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	1	0.3		
10	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	0.3	-1		
11	1.2 (CM) + F _s + CV	1.2	1	0.3	1		
	0.9(CM) + 1.6(P _z) + 1.6(P _s)						
12	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		-1	-0.3	1.6	
13	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		-1	0.3	1.6	
14	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		-0.3	-1	1.6	
15	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		-0.3	1	1.6	
16	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		1	-0.3	1.6	
17	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		1	0.3	1.6	
18	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		0.3	-1	1.6	
19	0.9(CM) + F _s + 1.6(P _s)	0.9		0.3	1	1.6	

4. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

El análisis sísmico se desarrollará conforme a lo establecido en el RNC-07, Título II, utilizando los métodos de análisis por sismo establecidos en el Capítulo V de este mismo título, realizando en este caso el método estático equivalente y el método dinámico de análisis modal espectral.

4.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

4.1.1. Grupo:

Dado que el edificio está destinado a ser un condominio este se clasifica en el **Grupo B** como una “estructura de normal importancia”, en el que el grado de seguridad requerido es intermedio y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia, como viviendas, edificios de oficinas, locales comerciales. **Arto. 20 RNC-07**

4.1.2. Factor de reducción por ductilidad:

El factor de reducción Q' se tomará para este caso $Q' = Q$ debido a que el valor de $T > T_a$

Factor de comportamiento sísmico Q: Para el edificio convencional se tomará $Q = 4$, debido a que la estructura está compuesta por *marcos rígidos de acero* y estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las normas de acero ANSI/AISC, **Arto. 21 RNC-07**, considerando un sistema de marcos SMF (*Special Moment frame*).

4.1.3. Factor de reducción por sobrerresistencia:

Según el artículo 22 del RNC-07, la reducción por sobrerresistencia está dada por el factor $\Omega = 2$.

4.1.4. Corrección por irregularidad:

El RNC-07 establece que cuando se trata de una estructura irregular, el factor de reducción Q' se debe multiplicar por un factor de reducción, por ello se procede a verificar si la estructura es regular o no según los requisitos establecidos en el **inciso a), Artículo 23** de este código:

Condiciones de regularidad:

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales por lo que toca a masas. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio; La condición se cumple.
2. La relación de la altura a la dimensión menor de la base es de $28.80\text{ m} / 11.825 = 2.4$, siendo $2.4 < 2.5$; por lo tanto la condición se cumple.
3. La relación de largo a ancho de la base es de $11.825\text{ m} / 22.85\text{ m} = 0.52$, siendo $0.52 < 2.5$; por lo tanto la condición se cumple.
4. En planta el edificio no tiene entrantes ni salientes; por lo tanto la condición se cumple.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente; por lo tanto la condición se cumple.

6. No hay aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; por lo tanto la condición se cumple.
7. El peso de todos los niveles de piso es el mismo, excepto la cubierta que es un poco menor. Por esta razón los pesos no difieren del peso del nivel inferior y la condición se cumple.
8. Todos los entrepisos tienen la misma área construida, razón por la cual no difiere del área de piso inferior; por lo tanto la condición se cumple.
9. Las columnas de todos los pisos están restringidas por diafragmas rígidos horizontales y por trabes o losas; por lo tanto la condición se cumple.
10. La rigidez al corte no varía en ningún entrepiso, debido a que las secciones no cambian en altura; por lo tanto la condición se cumple.
11. La rigidez al corte no varía en ningún entrepiso, igual que en el punto anterior para la resistencia al corte; por lo tanto la condición se cumple.
12. Por la simetría, al calcular el punto de ubicación del centro de torsión este coincide con el centro de masa de la estructura, razón por la cual la excentricidad torsional calculada será nula, por tanto la condición cumple.

Como se puede observar, en este caso de estudio se cumple con todas las condiciones de regularidad por lo tanto se considera como una estructura regular. Debido a esto, el factor de ductilidad Q' no debe reducirse.

4.1.5. Coeficiente sísmico:

Es un valor adimensional que define la fuerza cortante horizontal que actúa en la base de un edificio como una fracción del peso total del mismo. Está dado según el **RNC-07** por la expresión:

$$c = \frac{V_0}{W_0} = \frac{S(2.7*a_0)}{Q'*\Omega} \quad (1)$$

Donde:

$V_0 =$ Cortante Basal

$W_0 =$ Carga muerta + Carga viva reducida

$S =$ factor de amplificación por tipo de suelo (Ver sección 4.1.6 de este documento)

$a_0 =$ Aceleración máxima del terreno. Tomada del mapa de isoaceleraciones del anexo C del RNC- 07.

$Q' =$ factor de reducción por ductilidad (Ver sección 4.1.2 de este documento)

$\Omega =$ factor de reducción por sobrerresistencia (Ver sección 4.1.3 de este documento)

Zonificación sísmica de Nicaragua: La estructura está ubicada en la **Zona C**, perteneciente al Pacífico de Nicaragua con un valor de aceleración máxima del terreno a_0 igual a 0.30 **Arto. 24 RNC-07**.

Resolviendo la ecuación (1) se obtiene

$$c = 0.1518$$

4.1.6. Influencia del Suelo:

El grado de consistencia del suelo juega un importante rol en la evaluación del riesgo sísmico y del comportamiento sismo resistente, dado que en los estratos de suelos se operan cambios importantes en las ondas sísmicas reduciéndose considerablemente la velocidad de propagación de las ondas de cortante V_s . Esto significa que la energía transportada por la perturbación sísmica se concentra en un volumen reducido, aumentándose la oscilación y las amplitudes de vibración de los estratos.

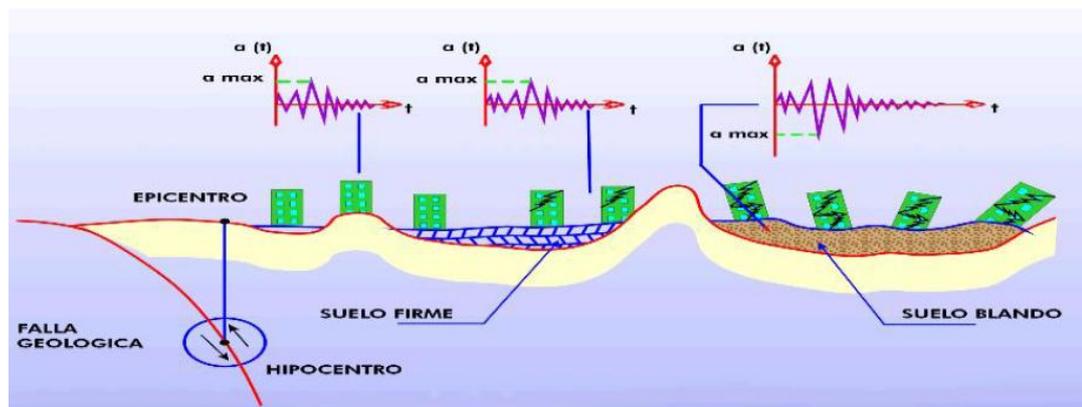


Ilustración I-4 Comportamiento de los edificios con respecto al tipo de suelo (Lacayo Bermudez)

En la Ilustración I-4 se puede observar que se presenta mayor intensidad sísmica en terrenos blandos, registrándose mayores daños que en terrenos firmes, por esta razón las ondas sísmicas son más peligrosas propagándose en estratos blandos de suelos que en formaciones rocosas, es decir, cuando los movimientos del suelo son bruscos con predominio de ondas de periodos cortos, repercuten en edificaciones rígidas y pesadas; mientras que cuando el movimiento del terreno es lento, con periodos predominantes largos, los estructuras altas y flexibles son las afectadas por la amplificación de las aceleraciones y las fuerzas de inercia.

Para las estructuras que se asienten sobre suelos blandos no es recomendado el uso de aislación basal, por ello la elección y/o reconocimiento del sitio es crucial cuando se diseña estructuras que se desean aislar; por ejemplo los suelos que según el RNC-07 se clasifican como suelo Tipo III no presentan características aptas para asentar una estructura aislada sísmicamente, debido a que estos se clasifican como moderadamente blandos con velocidades promedio de ondas de corte entre $180 \leq V_s \leq 360$ m/s, por ello los suelos más adecuados serían los suelos tipos I y II que clasifica esta norma.

Habiendo dicho esto, se determinará el factor de amplificación por tipo de suelo S , para la formación de suelo explorada donde se emplazará el edificio analizado, del cual se concluye lo siguiente:

1. El suelo clasifica según el RNC-07 como tipo II, para el cual se asigna un valor para el factor de amplificación del suelo $S = 1.5$, las características del suelo para este caso de estudio, corresponden a un suelo firme con velocidades promedio de ondas de corte $360 < V_s \leq 750 \text{ m/s}$, según el **Arto. 25 RNC-07**.

Dado que para este caso de estudio el edificio estará asentado sobre un tipo de suelo caracterizado como suelo firme, se puede deducir, por lo antes expuesto, que el sistema de aislación basal con aisladores elastoméricos es aplicable. Esta deducción es importante puesto que las características del suelo son un parámetro fundamental que puede limitar o no el uso de esta técnica.

4.1.7. Espectro para diseño sísmico

Los espectros son una herramienta de gran utilidad en el diseño de construcciones sismorresistentes, debido a que el ingeniero estructural puede estimar el valor máximo de la respuesta (usualmente en términos de aceleración) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad, en el cual se representa en abscisas el periodo propio de la estructura y en ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento.

“Para explicar en forma conceptual el procedimiento de construcción de un espectro de respuesta consideremos una serie de estructuras de un grado de libertad u osciladores simples con diferentes periodos de vibración T , y con igual factor de amortiguamiento. Si sometemos todos estos osciladores a la acción de un mismo terremoto (utilizando un registro de aceleraciones, $\ddot{u}_g(t)$), cada uno de ellos exhibirá una respuesta diferente, la cual puede representarse, por ejemplo, a través de la historia de desplazamientos, $u(t)$. Una vez que hemos calculado la respuesta de los osciladores es posible determinar el máximo de cada uno de ellos y volcarlos en un gráfico en función del periodo de vibración, para obtener así un espectro de respuesta.”¹

¹ Francisco Crisafulli, E. Villafañe, Espectros de Respuesta y de Diseño. Argentina, (2002), pág.1

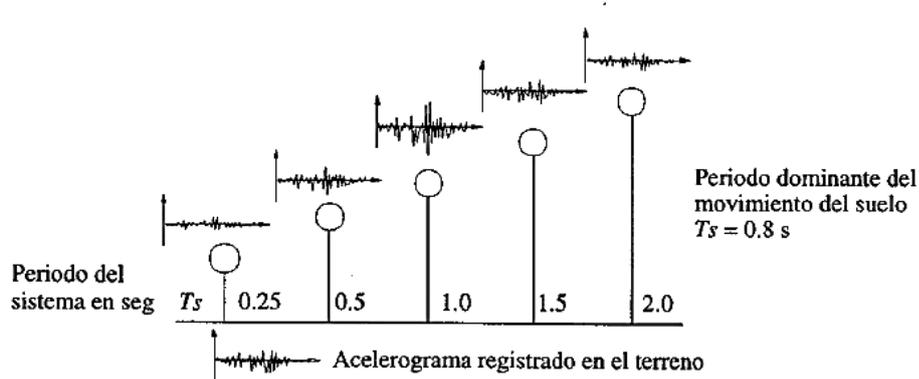


Ilustración I-5 Sistemas de un grado de libertad sometidos a un mismo sismo pero diferente periodo fundamental de vibración. Fuente: (Bazán & Meli)

En la Ilustración I-5 se someten varios sistemas de un grado de libertad con diferentes periodos a una misma excitación sísmica, en el cual “la respuesta de dichos osciladores será diferente; siendo así la amplitud de su respuesta dependiente esencialmente de la relación entre el periodo del sistema y el periodo dominante del terreno².”

Es muy importante mencionar que las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros de diseño que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo. (Véase al respecto en la *Guía de Estudio: Espectros de Respuesta y Diseño*. Francisco Crisafulli, Elbio Villafañe pag.3).

En este trabajo monográfico se genera un espectro de diseño de acuerdo a la localización del edificio, destino, factor de ductilidad, tipo de suelo, condiciones de regularidad del edificio y para el caso de analizar la estructura convencional se utiliza el espectro de diseño reducido, debido a que los códigos de diseño sismo resistente admiten el comportamiento en rango no-lineal como mecanismo de disipación de energía, para lo cual los valores de aceleración espectral deben disminuirse mediante un factor de reducción Q , que depende principalmente de la ductilidad del sistema estructural y del periodo de vibración.

² Enrique Bazán, Roberto Meli. *Diseño Sísmico de Edificios*. México

Se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresadas como fracción de la aceleración de la gravedad, de acuerdo al **Arto. 27 RNC-07**. (Ver detalles en **Anexo B** de este documento)

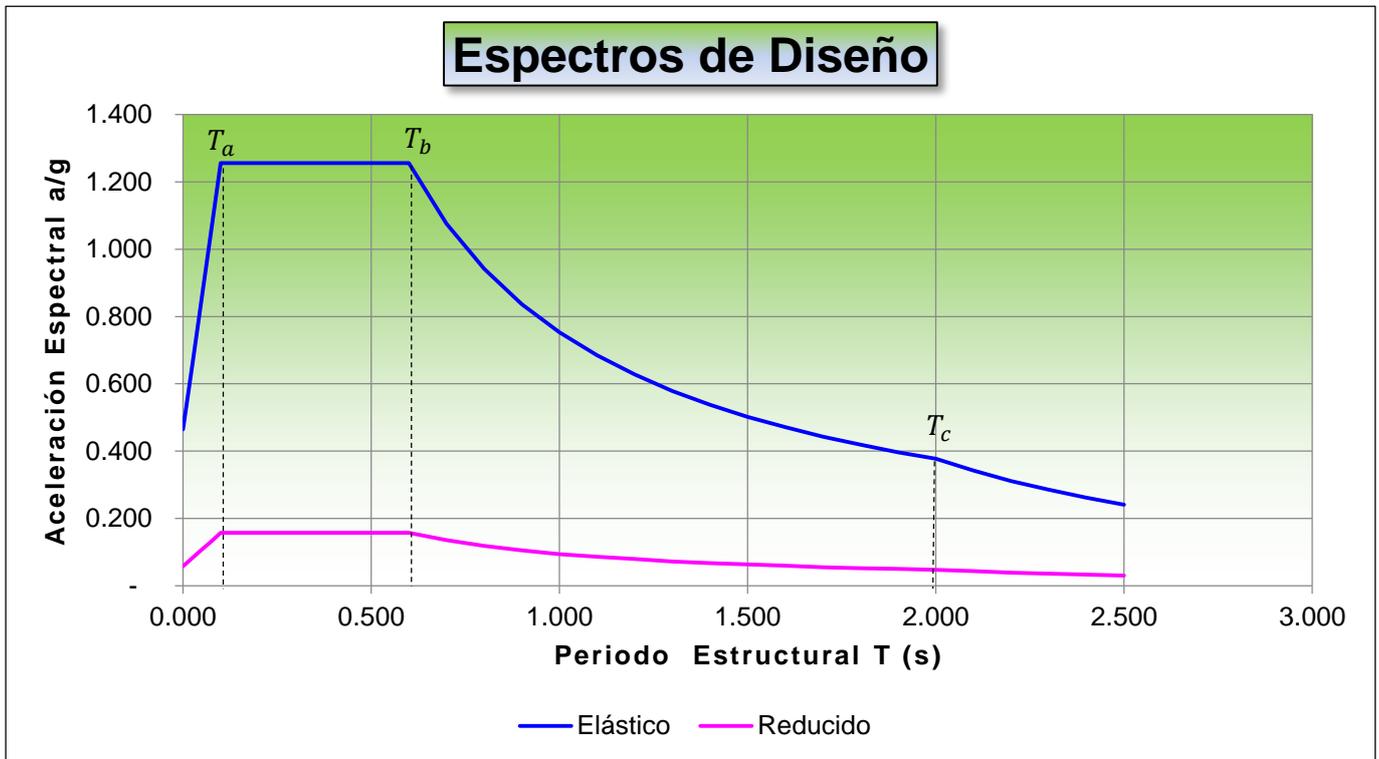


Ilustración I-6 Espectro de diseño Elástico y reducido por ductilidad y sobrerresistencia de acuerdo al RNC-07. Fuente: Propio

4.2. CRITERIOS CONSIDERADOS EN LA MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (ETABS 2013)

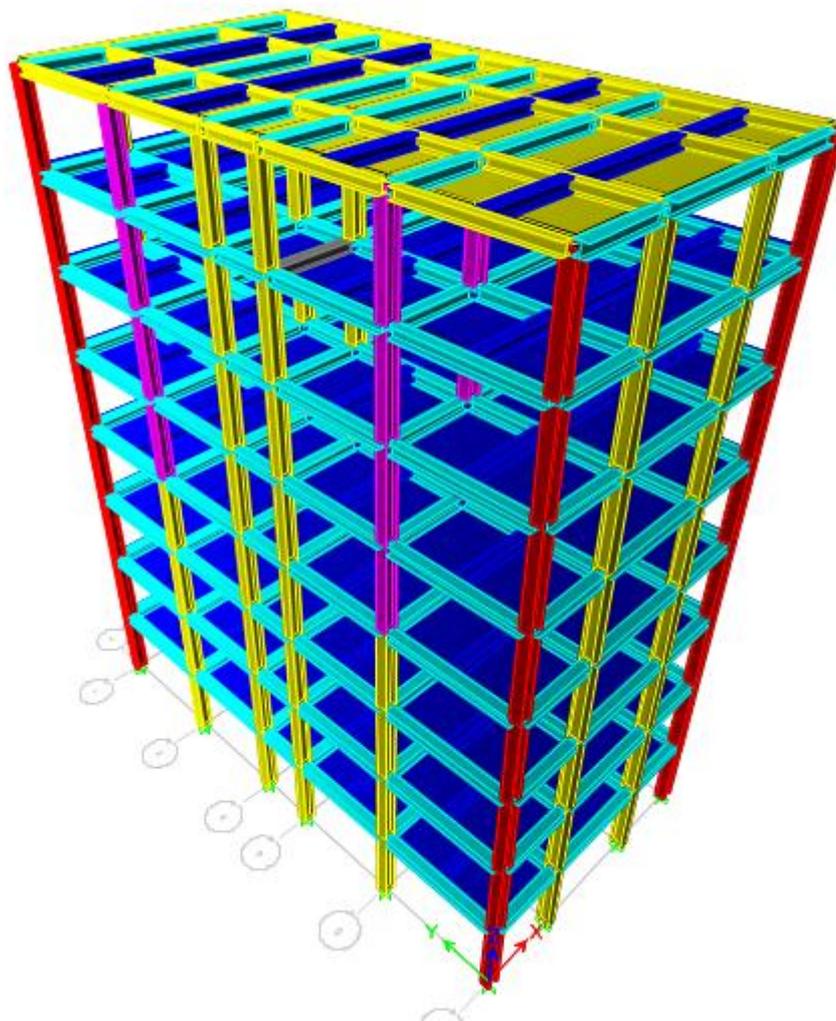


Ilustración I-7 Vista tridimensional del edificio convencional modelado en ETABS 2013.

La modelación de la estructura con base fija y con base aislada se realizó utilizando como herramienta de cálculo el programa computacional ETABS 2013.

ETABS 2013 es un programa de análisis y diseño estructural basado en el método de los elementos finitos con características especiales para el análisis y diseño estructural de edificaciones. En este programa se puede modelar sin problema la estructura tridimensional, incluir en el modelo el sistema de aislación y aplicar varios tipos de análisis sísmicos, que para este caso de estudio corresponde a un análisis sísmico estático y dinámico lineal. Para el caso del análisis estático se consideró el coeficiente sísmico, realizando el análisis en dos direcciones ortogonales entre sí y para el análisis modal espectral se ingresó el espectro de diseño reducido por ductilidad y sobrerresistencia.

La modelación de la estructura convencional se realiza en forma detallada con todos los elementos de la estructura, se considera la base del edificio empotrada al suelo, se asigna un diafragma rígido a cada uno de los entresijos.

Las cargas que son necesarias para el análisis se consideran a través de los elementos, es decir, el programa calculará el peso propio de cada uno de ellos, más una sobrecarga resultante del análisis de cargas en la que se incluye carga muerta *CM*, carga viva *CV* y carga viva reducida *CVR*, definidas por medio del comando "Load Patterns" y el comando "Load Cases", aplicadas como cargas por área.

A continuación se describen los dos tipos de análisis desarrollados utilizando el software ETABS 2013.

4.3. ANÁLISIS DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Este método de análisis es previo para el método de análisis dinámico. En edificios sujetos a fuerzas laterales, según reglamentos modernos de diseño sísmico, aceptan que el análisis estructural ante cargas sísmicas puede efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal. Aunque se reconoce que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento inelástico, esto se toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados del análisis estático.

Es importante señalar que en el análisis estático equivalente se busca conocer los desplazamientos y esfuerzos que se generan en las estructuras cuando estas se ven sometidas a cargas estáticas que no varían con el tiempo, además este método suministra resultados basados en el modo fundamental de vibración del edificio, en el cual todas las fuerzas horizontales tienen el mismo sentido.

Según el RNC-07, el método estático equivalente puede ser utilizado para analizar estructuras regulares de altura no mayores de 40 m, y estructuras irregulares de no más de 30 m, por lo antes mencionado se puede deducir que para este caso de estudio este método es aplicable.

A continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis de la fuerza lateral equivalente realizado a la estructura en el programa ETABS 2013.

4.3.1. Fuerzas cortantes

Las fuerzas cortantes son el resultado de la sumatoria del acumulado de las fuerzas sísmicas por cada nivel, como se puede observar en la Tabla I-7 la mayor fuerza está en la base del edificio que es donde se concentra el total de las fuerzas cortantes, es decir, el cortante basal.

En Tabla I-6 se muestran los resultados de las fuerzas sísmicas calculadas para cada entresijo en cada una de las direcciones ortogonales del análisis *X* y *Y* obtenidas del software ETABS 2013.

Tabla I-6 Fuerzas sísmicas en las dos direcciones en X y en Y respectivamente.

Nivel	Elevación m	Dir. X Kgf	Dir. Y kgf
8	28.8	41,631.51	41,631.51
7	25.2	53,686.22	53,686.22
6	21.6	46,038.68	46,038.68
5	18	38,365.56	38,365.56
4	14.4	30,732.26	30,732.26
3	10.8	23,109.13	23,109.13
2	7.2	15,426.41	15,426.41
1	3.6	7,713.2	7,713.2

Como se puede observar en la Tabla I-6 las fuerzas laterales sísmicas tienden a crecer a medida que aumentan los niveles de entrepiso siendo mayor en los pisos superiores.

Cabe destacar que las fuerzas sísmicas son directamente proporcionales a las masas y mientras menor sea la masa que se tenga en un sistema será mucho mejor ya que las fuerzas de inercia serán menores.

A continuación se muestran en la Tabla I-7 las fuerzas cortantes estáticas de cada entrepiso en dirección *X* y *Y*, las cuales fueron obtenidas mediante la sumatoria de las fuerzas sísmicas mostradas en la Tabla I-6, sumadas para cada nivel de manera decreciente.

Tabla I-7 Fuerzas cortantes estáticas de entrepiso en las dos direcciones en X y en Y respectivamente.

Nivel	Elevación m	Dir. X Kgf	Dir. Y kgf
8	28.8	41,631.51	41,631.51
7	25.2	95,317.73	95,317.73
6	21.6	141,356.4	141,356.40
5	18	179,721.97	179,722.00
4	14.4	210,454.23	210,454.20
3	10.8	233,563.36	233,563.40
2	7.2	248,989.76	248,989.80
1	3.6	256,702.97	256,702.97

4.3.2. Efectos de torsión

Para considerar los efectos de torsión es necesario calcular la excentricidad torsional de rigideces en cada entrepiso (e_s); esta excentricidad es la distancia existente entre el centro de torsión del nivel correspondiente y el punto de aplicación de la fuerza cortante en dicho nivel. Para fines de diseño, el

momento torsionante se tomará por lo menos igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$e_D = \{1.5e_s + 0.1b\} \quad (2)$$

$$e_D = \{e_s - 0.1b\} \quad (3)$$

En donde:

e_D = Excentricidad torsional de diseño

b = Es la dimensión en planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica

e_s = Excentricidad torsional de rigidez en cada entrepiso

En estructuras para las que el factor de ductilidad Q especificado en el Artículo 21 del RNC-07 sea mayor o igual a 3, en ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente deberá exceder de $0.2b$.

Por lo antes expuesto, se procede a mostrar los resultados obtenidos del programa, donde se indican los centros de masas y centro de rigidez de la estructura en las dos direcciones X y Y .

Entendiéndose como centro de masa ($C.M$) el lugar geométrico en el cual se considera concentrada toda la masa; si están distribuidas uniformemente, el centro de masas coincidirá con el centroide geométrico de la planta del piso, y será el punto donde se considerará aplicada la fuerza horizontal que incide en ese nivel. El centro de rigidez ($C.R$) es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los pórticos. Si el edificio presenta rotaciones estas serán con respecto a este punto.

Tabla I-8 Centros de masa y rigidez

Nivel	Diafragma	Coordenadas C.M		Coordenadas C.R	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
8	D8	5.9125	11.425	5.9125	11.429
7	D7	5.9125	11.426	5.9125	11.427
6	D6	5.9125	11.425	5.9125	11.425
5	D5	5.9125	11.425	5.9125	11.425
4	D4	5.9125	11.425	5.9125	11.425
3	D3	5.9125	11.425	5.9125	11.425
2	D2	5.9125	11.425	5.9125	11.425
1	D1	5.9125	11.425	5.9125	11.425

Se puede apreciar en la Tabla I-8 que debido a la "Simetría" del edificio en cuestión, el centro de rigidez coincide con el centro de masa en todos los niveles y también las coordenadas de cada uno de estos son las mismas en todos los niveles, es decir, las coordenadas del punto de aplicación de la fuerza sísmica son las mismas que las del centro de rigidez y por lo tanto la excentricidad calculada será $e_s = 0$. A continuación se presenta una vista en

planta del primer nivel del edificio, donde se puede observar que coincide su centro de masa y rigidez.

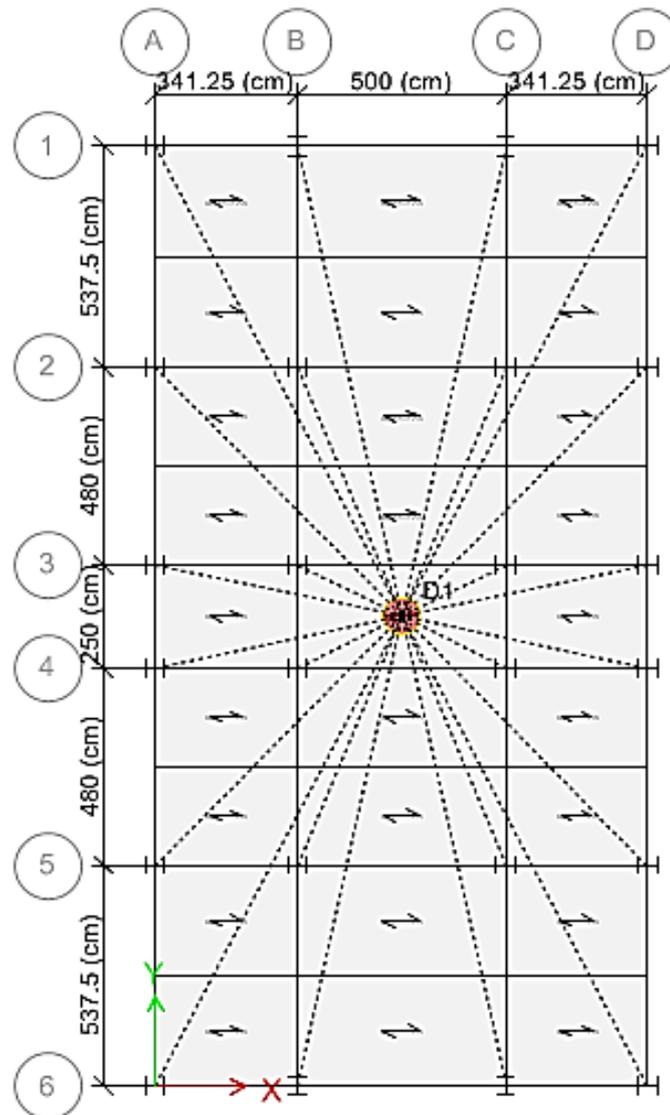


Ilustración I-8 Vista en planta del centro de masa y centro de rigidez modelado en ETABS 2013

Debido a que no existe excentricidad se procede a calcular la excentricidad accidental e_D , la cual se obtiene mediante la expresión $e_D = \pm 0.1b$, donde b es la dimensión en planta que se considera, medida perpendicularmente a la acción sísmica.

$$e_{Dx} = 22.85 * 0.1 = 2.285 \text{ m}$$

$$e_{Dy} = 11.825 * 0.1 = 1.1825 \text{ m}$$

4.3.3. Efectos bidireccionales

Los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los

signos que resulten más desfavorables para cada concepto. En este apartado se toman en cuenta estos efectos en ambas direcciones horizontales, resultando más combinaciones de cargas en sentido positivos y negativos.

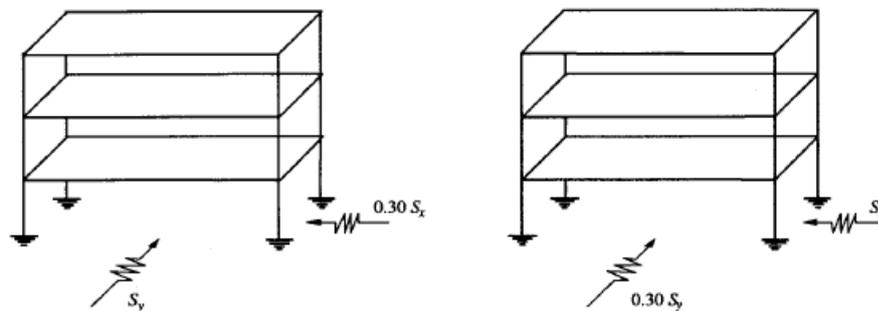


Ilustración I-9 Efectos bidireccionales. Fuente: (Bazán & Melí)

4.4. MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Después de haber obtenido los datos preliminares por medio del análisis estático, se procede a la realización del análisis dinámico, este se refiere al análisis de oscilaciones o vibraciones que puede sufrir una estructura alrededor de su posición de equilibrio.

Cuando se presenta una excitación del suelo, este movimiento sísmico transfiere energía al edificio que está cimentado sobre el suelo, de tal manera que la base del edificio sigue el movimiento del terreno, pero por otro lado está la masa del edificio que se opone a este movimiento generando fuerzas de inercia, que son las causantes del peligro y daño de la estructura. La flexibilidad de la estructura ante efectos de las fuerzas de inercia provoca que esta vibre de manera diferente a la del suelo, las fuerzas que se inducen en la estructura dependen tanto de la intensidad del movimiento, como también de las propiedades que posee la estructura como tal.

Los movimientos del suelo se amplifican por la vibración de la estructura de tal manera que las aceleraciones que estas tienen suelen ser varias veces mayores a las del terreno, la magnitud de dichas aceleraciones dependen del amortiguamiento inherente de la estructura, así como también de la relación entre el periodo de la estructura y del suelo.

En edificios es generalmente aceptable la hipótesis de suponer que los pisos son diafragmas rígidos en su plano, es decir, que pueden distribuir las cargas horizontales según las rigideces de los elementos resistentes de apoyo, lo que permite expresar el movimiento lateral de cualquier punto del piso en términos de tres grados de libertad: dos desplazamientos horizontales y un giro alrededor de un eje vertical³.

Para estimar una aproximación de la respuesta de la estructura, se considera en la Ilustración I-10 un sistema simple de un grado de libertad, el cual está conformado por una masa concentrada y un elemento resistente a cierta

³ Enrique Bazán, Roberto Meli. Diseño Sísmico de Edificios. México, Pág. 95

rigidez lateral y cierto amortiguamiento; el cual se caracteriza por su periodo fundamental de vibración.

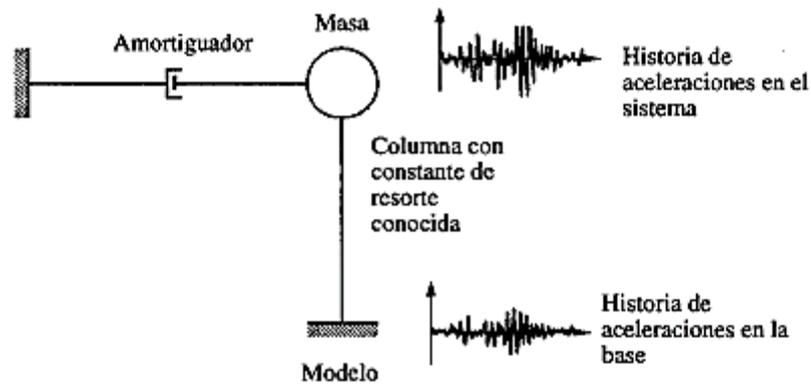


Ilustración I-10 Oscilador simple de un grado de libertad. Fuente: (Bazán & Melí)

El análisis modal espectral (o método de la respuesta espectral), es un método que permite estimar los modos de vibrar de la estructura, aceleraciones, fuerzas en los elementos de un sistema estructural y desplazamientos de entrepisos.

4.4.1. Modos de vibrar en el análisis dinámico

A continuación se presenta un resumen de los resultados del análisis modal espectral realizado a la estructura obtenidos por el software ETABS 2013, mostrando los periodos y las participaciones modales de las masas en cada dirección de análisis, dos traslacionales X y Y , y uno rotacional respecto a Z . Entendiéndose que el modo de vibración con periodo mayor es llamado modo fundamental de vibración y su frecuencia es baja, mientras que los modos con periodos cortos son llamados modos armónicos y sus frecuencias son altas.

Tabla I-9 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección Y

Modo	Periodo (s)	UY
1	0.924	0.8111
2	0.3	0.1014
3	0.171	0.0386

Tabla I-10 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección X

Modo	Periodo (s)	UX
1	0.851	0.7943
2	0.268	0.1098

3	0.26	0.00000775
---	------	------------

Tabla I-11 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección Z

Modo	Periodo (s)	UZ
1	0.812	0.8053
2	0.268	0.000007
3	0.26	0.1044

Para la Tabla I-9 el primer modo en la dirección *Y* tiene un periodo fundamental **0.92** segundos que corresponde a una estructura rígida (lo que indica que es una estructura apta para ser aislada), donde el factor de participación modal mayor es igual a **0.81**, asimismo se puede apreciar que la suma de los pesos efectivos de los tres primeros modos naturales en esta dirección es mayor al 90% del peso total de la estructura, cumpliendo de esta manera lo que indica el **Arto. 33 del RNC-07**. Nótese que en la dirección *Y* es donde se presenta el periodo más alto, por lo que se puede decir que este es el eje más flexible.

Para el caso de la Tabla I-10 el primer modo en la dirección *X* tiene un periodo de **0.85** segundos y el mayor factor de participación modal es igual a **0.79**. De igual manera las sumatoria de los pesos de los tres primeros modos de vibración suman el 90% del peso total de la estructura.

Con respecto a la Tabla I-11 el primer modo de vibración de la estructura es predominante de rotación por ser su factor respecto a *Z*, con un periodo igual a **0.81** segundos y su participación modal es igual a **0.80**. También se cumple la condición, ya que al sumar los pesos efectivos de los primeros 3 modos de vibrar estos suman el 90% de las masas.

A continuación se muestra el comportamiento de los primeros modos de vibración para las direcciones correspondientes.

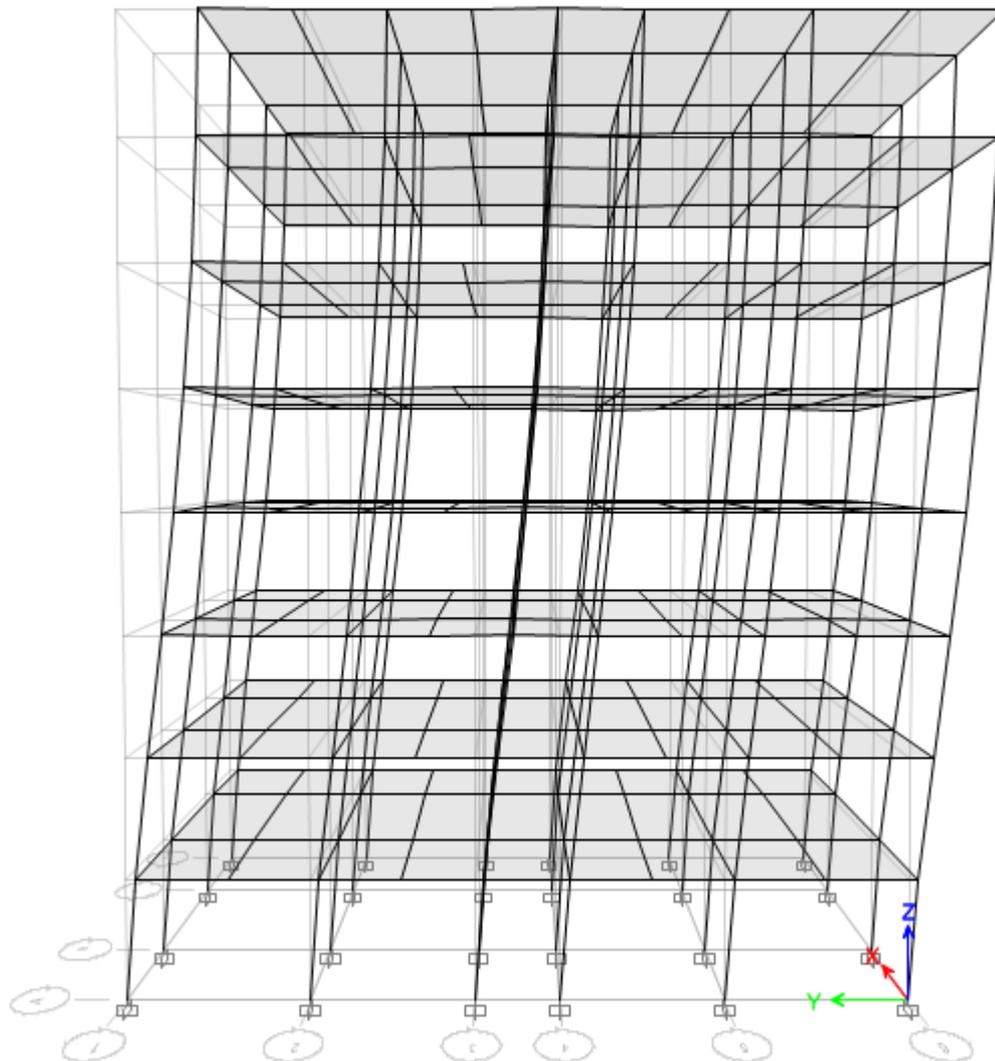
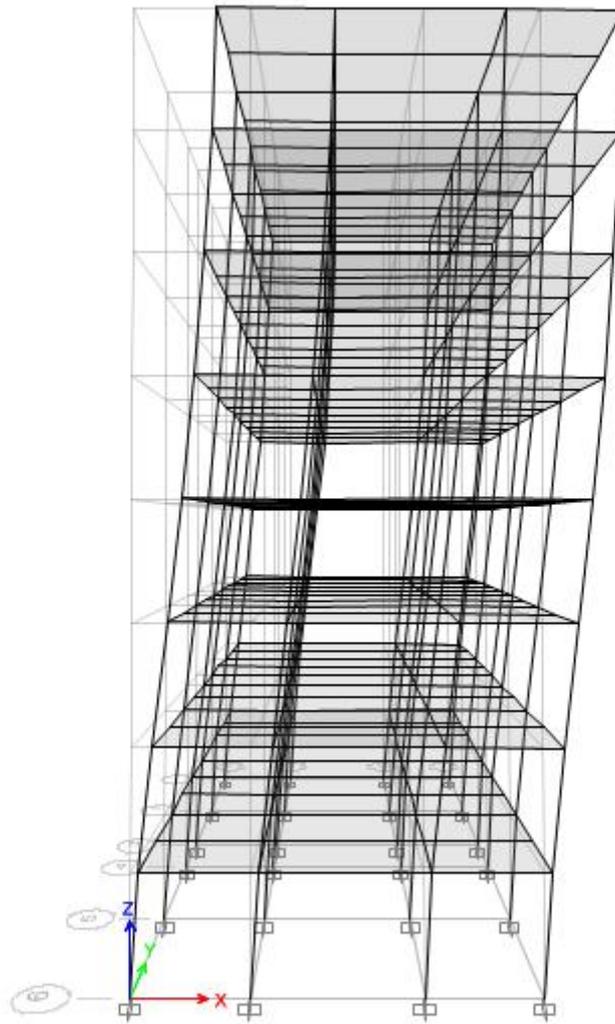
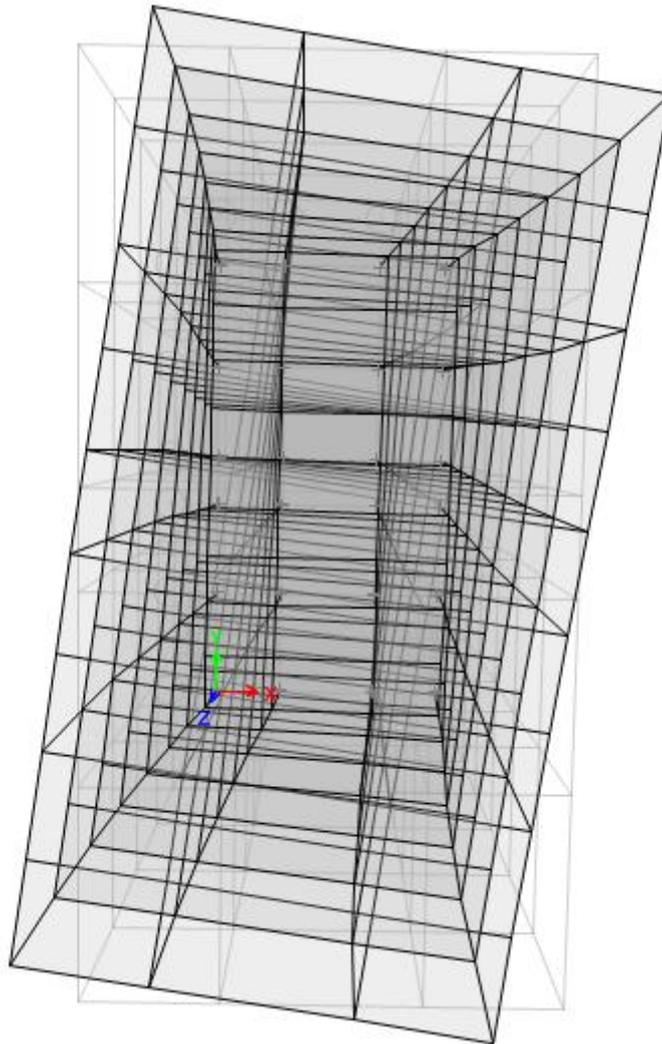


Ilustración I-11 Primer modo fundamental de vibración en la dirección Y para el edificio empotrado en su base. Fuente: Propio



*Ilustración I-12 Primer modo de vibración en la dirección X para el edificio empotrado en su base.
Fuente: Propio*



*Ilustración I-13 Primer modo de vibración en la dirección Z para el edificio empotrado en su base.
Fuente: Propio*

4.4.2. Revisión de cortante Basal (RNC-07 Art. 33)

Si con el método de análisis dinámico que se ha aplicado se encuentra que, en la dirección que se considera la fuerza cortante basal V_0 , es menor que:

$$0.8 \frac{a}{Q \cdot \Omega} \quad (4)$$

Es decir que si la relación entre el cortante dinámico y el estático es menor al 0.8 se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos correspondientes, en una proporción tal que V_0 , iguale a este valor; “a” y Q' se calculará para el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

Esta condición no cumplió para el primer caso de análisis obteniéndose estos resultados:

Para la dirección X

$$\frac{Cortante\ Dinámico_X}{Cortante\ Estático_X} = \frac{152,361.45}{256,718.85} = 0.5934 < 0.8$$

Para la dirección Y

$$\frac{Cortante\ Dinámico_Y}{Cortante\ Estático_Y} = \frac{143,252.79}{256,718.85} = 0.5580 < 0.8$$

Debido a que no se cumplió con la condición, el espectro de diseño tuvo que ser escalado para el edificio empotrado en la base, es decir se usó un factor de amplificación para este con el objetivo de cumplir esta condición.

A continuación se presentan los resultados finales una vez que se cumplió la condición:

Tabla I-12 Fuerzas cortantes dinámicas en entresijos en las dos direcciones en X y en Y respectivamente.

Nivel	Elevación m	Dir. X kgf	Dir. Y kgf
8	28.8	48,110.71	44,673.37
7	25.2	105,727.87	97,708.49
6	21.6	153,750.65	142,333.00
5	18	193,828.97	179,731.00
4	14.4	226,927.65	210,924.60
3	10.8	253,111.17	236,119.20
2	7.2	271,245.79	254,163.10
1	3.6	279,460.23	262,845.50
Base	0	279,460.23	262,845.50

Se puede observar en la Tabla I-12 los cortantes dinámicos para X y Y respectivamente.

Se puede evidenciar que se cumple con la revisión del cortante basal mencionado en el **RNC-07 Art. 33**.

Para la dirección X

$$\frac{Cortante\ Dinámico_X}{Cortante\ Estático_X} = \frac{279,460.23}{256,702.97} = 1.08 > 0.8$$

Para la dirección Y

$$\frac{Cortante\ Dinámico_Y}{Cortante\ Estático_Y} = \frac{262,845.50}{256,702.97} = 0.97 > 0.8$$

4.4.3. Desplazamientos de entrepiso

Cuando se realiza el análisis modal espectral se calculan los desplazamientos de entrepiso para la dirección sismo en X y sismo en Y para cada entrepiso de la estructura.

Este parámetro es importante conocerlo principalmente por dos motivos, para verificar posteriormente si las distorsiones generadas por estos desplazamientos se encuentran dentro del intervalo dado por el RNC-07, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo, y además sirve para definir valores para la junta de separación entre el edificio y el terreno u otros elementos circundantes.

Tabla I-13 Desplazamientos de entrepiso en las dos direcciones de análisis X y en Y respectivamente.

Nivel	Elevación Cm	Dir. X cm	Dir. Y cm
8	2880	4.8322	5.1759
7	2520	4.5703	4.9387
6	2160	4.1613	4.5497
5	1800	3.6014	3.9889
4	1440	2.9084	3.2741
3	1080	2.1135	2.4362
2	720	1.2654	1.5138
1	360	0.4606	0.5871

Se puede observar en la Este parámetro es importante conocerlo principalmente por dos motivos, para verificar posteriormente si las distorsiones generadas por estos desplazamientos se encuentran dentro del intervalo dado por el RNC-07, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo, y además sirve para definir valores para la junta de separación entre el edificio y el terreno u otros elementos circundantes.

Tabla I-13 los desplazamientos de entrepiso para la estructura convencional, en el cual el desplazamiento máximo se da en el último nivel con un desplazamiento de 4.83cm para la dirección en X y de 5.17 cm para la dirección en Y , considerando que se utilizó para el análisis el espectro reducido por ductilidad y sobrerresistencia. Para las estructuras convencionales los desplazamientos de los diferentes niveles se va amplificando a medida que aumenta la altura, puesto que la deformación de los elementos en cada nivel es la que permite disipar energía.

4.4.4. Distorsiones de entrepiso

4.4.4.1. Distorsiones de entrepiso en condiciones de servicio

Las distorsiones de entrepiso o *story drift ratio* son un parámetro importante de diseño debido a que está relacionado de manera muy directa con el daño a elementos estructurales y no estructurales, por lo tanto su eficiencia en este aspecto se traduce en una mayor protección de la estructura.

Los desplazamientos para las condiciones de servicio serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por $Q\Omega/2.5$ según el **Arto 34 del RNC-07**. Para revisión de la seguridad del estado límite de servicio, el valor de la distorsión para cada entrepiso no será mayor que 0.002.

Tabla I-14 Distorsiones en el estado límite de servicio

Distorsiones en el estado límite de servicio (Distorsión máxima permitida 0.002)							
$Q =$	4						
$\Omega =$	2						
NIVEL	h_i (cm)	δ_x	$\delta_x T$	$\Delta_x T$	δ_y	$\delta_y T$	$\Delta_y T$
Cubierta	360	4.8322	15.46304	0.00233	5.1759	16.5629	0.00211
Nivel 7	360	4.5703	14.62496	0.00364	4.9387	15.8038	0.00346
Nivel 6	360	4.1613	13.31616	0.00498	4.5497	14.559	0.00498
Nivel 5	360	3.6014	11.52448	0.00616	3.9889	12.7645	0.00635
Nivel 4	360	2.9084	9.30688	0.00707	3.2741	10.4771	0.00745
Nivel 3	360	2.1135	6.7632	0.00754	2.4362	7.79584	0.00820
Nivel 2	360	1.2654	4.04928	0.00715	1.5138	4.84416	0.00824
Nivel 1	360	0.4606	1.47392	0.00409	0.5871	1.87872	0.00522
BASE	0	-	-	-	-	-	-



Cumple la condición



No cumple la condición

Donde:

δ_x = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección X

$\delta_x T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_x T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección X

δ_y = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección Y

$\delta_y T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_y T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección Y

En la Tabla I-14 se muestran las distorsiones de entrepiso obtenidas para cada uno de los niveles, que corresponde al caso en el que se consideran los efectos de torsión y periodo de la estructura. Puede observarse que en ninguna de las dos direcciones de análisis se cumple con las condiciones de servicio, es decir que los desplazamientos relativos sobrepasan el límite permitido, esto indica que el edificio presentará perturbaciones, vibraciones molestas y pequeños daños a los elementos no estructurales.

4.4.4.2. Distorsiones de entrepiso en condiciones de colapso

Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$. Para la

seguridad contra el colapso, los valores de las distorsiones de entrepisos calculadas no excederán el valor de distorsión de entrepiso dado para marcos dúctiles de acero con $Q = 4$ el cual es de 0.03, según el Arto. 34 del RNC-07.

Tabla I-15 Distorsiones en el estado límite de colapso

Distorsiones en el estado límite de colapso (Distorsión máxima Permitida 0.03)							
$Q =$	4						
$\Omega =$	2						
NIVEL	h_i (cm)	δ_x	$\delta_x T$	$\Delta_x T$	δ_y	$\delta_y T$	$\Delta_y T$
Cubierta	360	4.8322	38.6576	0.00582	5.1759	41.4072	0.00527
Nivel 7	360	4.5703	36.5624	0.00909	4.9387	39.5096	0.00864
Nivel 6	360	4.1613	33.2904	0.01244	4.5497	36.3976	0.01246
Nivel 5	360	3.6014	28.8112	0.01540	3.9889	31.9112	0.01588
Nivel 4	360	2.9084	23.2672	0.01766	3.2741	26.1928	0.01862
Nivel 3	360	2.1135	16.908	0.01885	2.4362	19.4896	0.02050
Nivel 2	360	1.2654	10.1232	0.01788	1.5138	12.1104	0.02059
Nivel 1	360	0.4606	3.6848	0.01024	0.5871	4.6968	0.01305
BASE	0	-	-	-	-	-	-

 Cumple la condición  No cumple la condición

Donde:

δ_x = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección X

$\delta_x T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_x T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección X

δ_y = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección Y

$\delta_y T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_y T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección Y

Cuando se evalúa la condición de colapso la estructura cumple satisfactoriamente el requisito del RNC-07 en las dos direcciones de análisis y de esta manera se demuestra que la estructura estará segura ante daños sustanciales a los elementos estructurales del edificio y brindar seguridad a los ocupantes.

5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO

En un diseño estructural se debe permitir que algunos elementos irrumpan en el rango inelástico, es decir que estos sean capaces de disipar energía por medio de la fricción interna y deformación plástica. Cuanto mayor ductilidad desarrolle la estructura, mayor será la energía disipada y mayor la reducción de las fuerzas de diseño. Cuando la estructura se comporta en el rango inelástico el diseño está orientando a que los elementos horizontales sean los primeros que entren en el rango plástico formando rótulas plásticas en sus extremos y los elementos verticales sean los últimos en incursionar en este rango, de esta manera se evitaría el posible colapso de la estructura.

Una estructura debe poseer una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración; que posea resistencia a carga lateral suficiente para absorber las fuerzas de inercia inducidas por la vibración; y que tenga alta capacidad de disipación de energía mediante deformaciones inelásticas, ya que esta resiste los efectos del sismo; porque reduce la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y además pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento.

Con el propósito de lograr una mayor comprensión sobre la disipación de energía, en el siguiente enunciado explica cómo se transforma la energía y como se representa su balance.

5.1. DISIPACIÓN Y BALANCE DE ENERGÍA

La energía liberada por un sismo se propaga desde la zona de ruptura, mediante diversos tipos de ondas que hacen vibrar la corteza terrestre, estas ondas se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza y ondas superficiales que se deben a reflexiones y refracciones de las ondas de cuerpo cuando éstas llegan a la superficie o a una interface entre estratos.

La ingeniería sísmica intenta proveer de una protección adecuada a las estructuras de los llamados fenómenos naturales, en otras palabras limita la transmisión de energía mecánica de estos fenómenos hacia la estructura. Entre los mecanismos de disipación de energía que frecuentemente se han venido implementando son los amortiguadores, gracias a ellos los edificios tienden a oscilar cada vez menos, estos dispositivos son insertados en puntos estratégicamente en la estructura.

Cabe mencionar que gracias a los progresos alcanzados han resultado nuevas estrategias de diseño, por ejemplo la aislación basal, de los cuales se presentará su aplicación en los capítulos posteriores de este documento.

Por lo anterior, se describe a continuación como se presenta el balance de energía:

Considérese la siguiente ecuación de balance de energía

$$E_{entrada} = E_{almacenada} + E_{Disipada}$$

La energía $E_{almacenada}$ se puede almacenar de dos maneras distintas:

$$E_{almacenada} = E_{Deformacion\ elástica\ recuperable} + E_{Cinética}$$

La energía $E_{Deformacion\ elástica\ recuperable}$ por otro lado también se puede disipar por dos mecanismos diferentes:

$$E_{Disipada} = E_{amortiguamiento\ viscoso} + E_{Histerética}$$

La energía está asociada *con las fuerzas que dependen solo de la velocidad* a través $E_{amortiguamiento\ viscoso}$ de diferentes leyes constitutivas, mientras

que la energía $E_{Histerética}$ está asociada con *fuerzas que depende solo de las deformaciones o desplazamientos*. Se puede resumir todo lo dicho en la siguiente ecuación de equilibrio energético:

$$E_{Entrada} = E_{deformacion\ elástica\ recuperable} + E_{cinética} + E_{amortiguamiento\ viscoso} + E_{Histerética}$$

En la ecuación anterior se refleja la energía de entrada absoluta para el sistema, ésta se equilibra por medio de la energía de deformación elástica recuperable, más la energía cinética absoluta, más la energía de amortiguamiento, más la energía histerética por ductilidad, es decir, que la estructura convencional disipará energía por medio de la energía almacenada en los elementos estructurales. ⁴

5.2. MÉTODO DE DISEÑO

Las especificaciones para construcciones de acero (AISC) consideran dos métodos generales de diseño: método de “Tensiones Admisibles” (ASD por las siglas en ingles de *Allowable Strength Design*), y el más moderno, método de “Factores de Carga y Resistencia (LRFD por las siglas en ingles de *Load and Resistance Factor Design*).

El diseño del edificio se hará por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) ya que es considerado el más racional y hace posible, en general, proyectos más económicos y seguros, además este método se basa en los conceptos de estados límites, considerándose como estado limite a una condición en la que una estructura o parte de ella deja de cumplir su pretendida función.

Los estados límites se dividen en dos grupos:

Los estados límites de servicio son aquellos vinculados al comportamiento de las estructuras bajo cargas normales de servicio, como ejemplo, puede mencionarse el control de deflexiones excesivas, deslizamientos, vibraciones y agrietamientos.

Los estados límites de resistencia (o últimos) son los relacionados con la capacidad resistente ante cargas últimas y se vinculan directamente con la seguridad estructural para prevenir el daño y el colapso.

La estructura no solo debe ser capaz de soportar las cargas de diseños últimos, sino también las de servicio o trabajo, en forma tal, que se cumplan los requisitos de los usuarios de ella. Por ejemplo, un edificio alto debe diseñarse de manera que las deflexiones laterales no sean excesivas durante tormentas ordinarias, para que sus ocupantes no se atemoricen o padezcan mareos debido a ellas. Respecto al estado límite de resistencia la estructura se diseñará para resistir con seguridad la carga última asociada a la mayor

⁴ R. Aguiar, J. Almazan, P. Dechent, V. Suarez, Aisladores de Base elastoméricos y FPS. Ecuador, (2008). Págs. 16-17.

tormenta de un periodo de 50 años, aunque se presenten daños menores en el edificio y los ocupantes sufran algunas molestias.

Para este caso, por lo antes mencionado, se hará uso del método de **Factores de Carga y Resistencia**.

5.2.1. Elementos de la Superestructura.

Para sistemas estructurales con un nivel de ductilidad significativo, se espera que los elementos estructurales sufran grandes incursiones en el rango inelástico y que esto ocurra varias veces durante un terremoto. En elementos dúctiles de acero esto significa que luego de la primera incursión en el rango inelástico quedan deformaciones remanentes en el elemento, las que se van acumulando después de cada ciclo adicional de deformación inelástica.

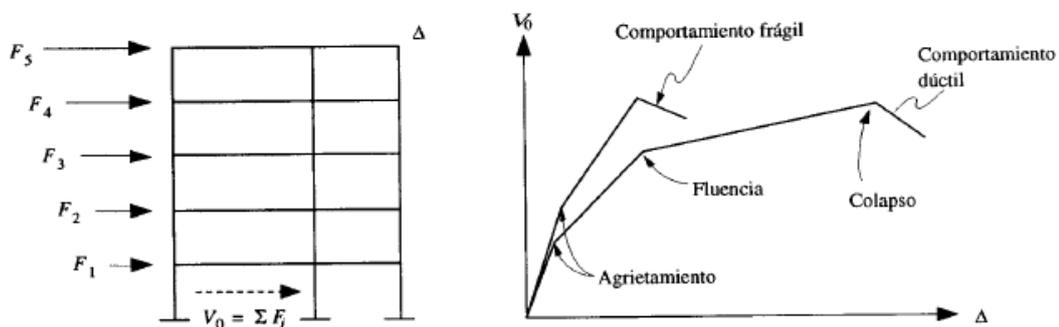


Ilustración I-14 Relación carga deformación de una estructura. Fuente: (Bazán & Melí)

Mediante la Ilustración I-14 se puede observar el comportamiento de una estructura dúctil versus una de comportamiento frágil, observándose las diferencias en su comportamiento y a la vez se percibe cuál de ellas es la que mejor se comporta.

5.2.1.1. Clasificación de las secciones según pandeo local

Para compresión, las secciones se clasifican como no esbeltas y esbeltas. Para elementos con una sección *no esbelta*, la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe de exceder los valores λ_r . Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento en compresión excede el valor λ_r , la sección se considera *esbelta*.

Para flexión, las secciones se clasifican como compactas, no compactas y esbeltas. Para que una sección califique como *compacta*, sus alas deben estar continuamente conectadas al alma (o las almas) y la razón ancho-espesor de sus elementos comprimidos no debe exceder la razón ancho-espesor λ_p . Si la razón de uno o más de uno de los elementos comprimidos excede λ_p , pero no supera λ_r la sección se denomina *no compacta*. Si la razón ancho-espesor de cualquier elemento comprimido excede λ_r , la sección califica como *esbelta*.

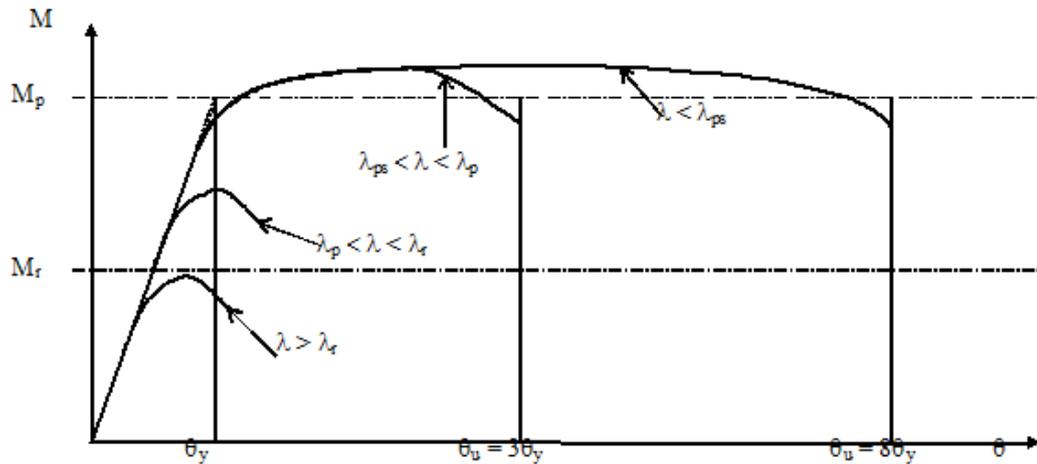


Ilustración I-15 Efecto de la esbeltez de la sección sobre el comportamiento de una viga. Fuente: (Construction, 2010)

En la Ilustración I-15 se muestra el efecto de esbeltez de la sección para la cual se observa sobre el comportamiento de una viga, en la que para secciones *esbeltas* ($\lambda > \lambda_r$) la sección llega al estado límite de pandeo local antes de que se produzca fluencia en el elemento, alcanza su capacidad y rápidamente pierde resistencia y ocurre la falla. Para secciones no compactas ($\lambda_p < \lambda < \lambda_r$), el pandeo local ocurre cuando parte del elemento ya se ha plastificado, y nuevamente la viga alcanza su capacidad y falla rápidamente. Finalmente, para secciones compactas ($\lambda < \lambda_p$), el elemento no sufre pandeo local y mantiene su capacidad para un rango de deformación inelástica, antes de llegar a la falla.⁵

El límite de compactidad λ_p en la especificación general está definido considerando una capacidad de deformación inelástica de 3 veces la deformación de fluencia. Esta capacidad de deformación inelástica es suficiente para que los elementos estructurales puedan alcanzar su capacidad bajo acciones monotónicas, pero no para el caso de sucesivas incursiones en el rango inelástico, como ocurre en un terremoto. Teniendo en cuenta este efecto, las *Disposiciones* definen una nueva categoría de secciones compactas, denominadas secciones “sísmicamente compactas”. Para que una sección sea sísmicamente compacta la esbeltez b/t de cada una de sus partes debe ser menor o igual al valor límite λ_{ps} , el que es más restrictivo que λ_p . Un elemento estructural sísmicamente compacto será capaz de soportar deformaciones inelásticas mayores a 6 ó 7 veces la deformación de fluencia.

Para sistemas estructurales de ductilidad limitada, entonces, se deben utilizar elementos estructurales compactos, mientras que para sistemas estructurales de ductilidad moderada a alta se puede usar sólo elementos sísmicamente compactos.

⁵ Juan F. Beltrán, R. Herrera Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC. (1997), Pág. 5

A continuación se detalla la simbología:

λ = *Parámetro de esbeltez*

λ_r = *Parámetro límite de esbeltez para elementos no compactos*

λ_p = *Parámetro límite de esbeltez para elementos compactos*

λ_{ps} = *Parámetro límite de esbeltez para elementos sísmicamente compactos*

Por lo antes mencionado es que los elementos de la estructura en cuestión se clasifican para elementos en compresión de miembros a flexión (vigas), como elementos estructurales *sísmicamente compacto* y para miembros sujetos a compresión axial (columnas) estas se clasifican como *no esbeltas* ya que cumplen la relación *ancho – espesor* $< \lambda_r$ según la sección B4 del código ANSI/AISC 360 – 10.

5.2.1.1. Diseño de los elementos de la superestructura

Basándose en la ductilidad que debe tener la estructura convencional y considerando la alta sismicidad de la región donde se ubicará el edificio, se opta por considerar un marco especial de acero tipo *SMF*, ya que este se espera que desarrolle una cantidad significativa de deformación inelástica en la que la mayor parte es proporcionada por las vigas, al ser sometido a fuerzas que resultan al considerar el sismo de diseño y es el más utilizado en altas zonas sísmicas.

Tomando en cuenta las consideraciones del método antes mencionado, se diseñan los elementos estructurales de la superestructura asistiéndose del programa ETABS 2013, se muestra la siguiente tabla de las secciones de vigas y columnas, las cuales cumplen las condiciones por pandeo local por compresión y por pandeo local por flexión, así como también la relación viga-columna ya que se comporta como viga débil-columna fuerte.

Tabla I-16 Elementos que conforman la superestructura del edificio

Nivel	Elemento	Sección	Cant	Total Long (m)	Peso total (kgf)
8	Viga de techo 1	W12X96	20	91.4	11,826.43
	Viga secundaria de techo	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Viga de techo 2	W14X132	18	70.95	12,498.39
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14x342	8	28.8	14,700.51
7	Columnas	W14X370	12	43.2	23,797.36
	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14x342	8	28.8	14,700.51
6	Columnas	W14X370	12	43.2	23,797.36
	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14x342	8	28.8	14,700.51

Nivel	Elemento	Sección	Cant	Total Long (m)	Peso total (kgf)
	Columnas	W14x342	8	28.8	14,700.51
	Columnas	W14X370	12	43.2	23,797.36
5	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14x342	8	28.8	14,700.51
	Columnas	W14X370	12	43.2	23,797.36
4	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14x342	4	14.4	7,350.25
	Columnas	W14X370	16	57.6	31,729.81
3	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14X370	20	72	39,662.26
2	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14X370	20	72	39,662.26
1	Vigas de entrepiso	W14X132	38	162.35	21,006.79
	Vigas secundarias de entrepiso	W14X109	12	47.3	7,649.44
	Columnas	W14x311	4	14.4	6,651.62
	Columnas	W14X370	20	72	39,662.26
	Viga losa base 1	0.5x0.35	18	70.95	29,799.00
	Viga losa base 2	0.5x0.35	20	91.4	38,388.00
	Vigas secundarias losa de base	0.5x0.25	12	47.3	14190

En la Tabla I-16 se puede observar las secciones de los elementos estructurales para cada nivel que conforman la superestructura del edificio, con sus respectivas cantidades, longitudes y pesos en kilogramos fuerza. Nótese que las secciones mostradas tienen dimensiones considerables, para dotar al sistema estructural de rigidez y ductilidad.



CAPITULO II

DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Resumen

En este capítulo se presenta la introducción al aislamiento sísmico de base, la concepción y fundamentos de este sistema, los diferentes tipos de aisladores sísmicos de base elastoméricos, sus características principales, así como sus ventajas y desventajas en la aplicación de estos dispositivos, además se plantean los principios que rigen su diseño. Se pone especial énfasis en el estudio de los aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR), siendo estos aisladores objeto de estudio y aplicación en el diseño del edificio en cuestión, definiendo en primera instancia los datos comunes o datos de entrada para iniciar el procedimiento de diseño de un aislador de hule natural. Se define la conformación de este, se hacen las debidas comprobaciones de los aisladores a pandeo, cargas máximas, desplazamientos incluyendo carga bi-axial más torsión, frecuencias verticales y el máximo desplazamiento lateral que el aislador puede desarrollar, por último finaliza con un esquema que presenta las características finales del aislador.

CAPITULO II: DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN BASAL CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS

1. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

El control estructural ante acciones sísmicas se está planteando como una alternativa al diseño sismo resistente convencional.

En la actualidad existen dispositivos dedicados a la disipación de energía que interactúa con la estructura. De esta forma, los elementos estructurales están sometidos a una sollicitación menor y por consiguiente, su nivel de daño sería minimizado.

Empleando estos sistemas, es posible controlar o disminuir los desplazamientos de la estructura haciendo uso de alguno o varios de los siguientes recursos:

- La modificación de las propiedades dinámicas del edificio, de forma que éste reduzca su energía de entrada o evite actitudes resonantes.
- La disipación de energía introducida al sistema estructural a partir de dispositivos mecánicos.
- El control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica.

Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar como:

- Sistemas de Control Estructural Pasivos
- Sistemas de Control Estructural Activos
- Sistemas de Control Estructural Híbridos

1.1. SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL PASIVOS

Los sistemas estructurales de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica, a diferencia del resto de los sistemas, además de no requerir aporte energético para su funcionamiento.

Los dispositivos de control pasivo producen fuerzas en respuesta al movimiento de la estructura. La energía total en un sistema estructural controlado pasivamente, incluyendo los dispositivos pasivos, no aumenta por dichos dispositivos.

Los sistemas pasivos de disipación de energía para el diseño y reforzamiento de estructuras han tomado gran apogeo, gracias a la ayuda de los procesadores electrónicos y la dinámica estructural, hoy en día existen numerosos ejemplos de estructuras construidas o reforzadas en países del mundo más propensos a amenazas sísmicas.⁶

En la actualidad se han desarrollado cuatro diferentes sistemas de control pasivo, que son:

⁶ Lily Bonilla Sosa, Teoría del Aislamiento Sísmico Para Edificaciones. México, (2012). Págs. 9 -11.

- Disipadores de energía
- Osciladores sintonizados
- Cables de preesfuerzo
- Aisladores de base

En este trabajo monográfico solamente se describirá el sistema de control estructural pasivo de aisladores de base, puesto que es el tema de interés y aplicación para el caso de estudio. A continuación se describe la teoría del aislamiento sísmico de base.

2. DEFINICIÓN Y FUNDAMENTOS DEL AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

Basándose en la teoría de diseñar estructuras que sean capaces de soportar sismos de diseños, sin provocar daños significativos en los elementos estructurales y no estructurales y el no colapso ante sismos máximos, una de las maneras generalmente usadas para lograr esto, es recurriendo a la ductilidad de los elementos en estructuras convencionales, pero se sabe que esto no logra disminuir los desplazamientos y aceleraciones al mismo tiempo, es decir si se logra disminuir los desplazamientos habrá mayores amplificaciones en las aceleraciones y viceversa.

Es por esta razón que se llega a la concepción de sistemas de aislación sísmica de base, cuya función es disminuir la energía de entrada acompañado conjuntamente por el amortiguamiento y flexibilidad que estos proveen y de esta manera reducir la respuesta de la estructura, ya que permite que se comporte en un rango elástico comportándose como una estructura rígida. Dichos sistemas se incorporan entre la cimentación y la superestructura lo que permite separarla del movimiento del terreno.

La alta flexibilidad horizontal, rigidez vertical alta y resistencia para cargas de servicio de los aisladores alarga el periodo fundamental de la estructura, disminuyendo las vibraciones laterales en el edificio, reduciendo las cargas sísmicas, soportando las deformaciones de corte, minimizando los desplazamientos y aceleraciones, siendo efectivos en sismos de diseños y sismos máximos de diseño y después de un periodo de vida útil al menos igual al de la estructura. Todo lo antes mencionado conlleva a brindar un mayor grado de seguridad a las personas garantizando que el edificio sea operacional durante y después de un sismo para soportar posibles réplicas.

Los sistemas de aislación basal son aplicables cuando existen suelos firmes y estructuras rígidas, esto debido a que los aisladores están dotados de baja rigidez horizontal; si se presentan suelos blandos y estructuras flexibles, a la hora de un sismo la estructura estará sometida a mayor amplificación de la aceleración y desplazamiento lo que provocaría mayores daños y flexibilidad, lo cual no es deseable. También “es recomendable en estructuras que no tengan una elevada relación altura-anchura, dado que pueden presentar grandes momentos de vuelco generando la pérdida de equilibrio. Además, al

incrementar la altura, las ventajas obtenidas de la variación del periodo de vibración disminuyen.”⁷

Existen dos tipos de sistemas de aislamiento de base: los aisladores elastoméricos y los apoyos deslizantes.

A su vez, hay tres tipos de aisladores elastoméricos ampliamente usados: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR), aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) y aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB).

3. TIPOS DE AISLADORES SÍSMICOS DE BASE ELASTOMÉRICOS

Como se mencionó anteriormente existen tres tipos de sistemas de apoyos elastoméricos ampliamente usados, “cada uno con sus características propias en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, estudios teóricos acerca de ellos y tipos de estructuras en donde es más conveniente usar. Todos ellos buscan el mismo fin, desacoplar la estructura del movimiento del suelo.”⁸

A continuación se describen los diferentes tipos de aisladores elastoméricos:

3.1. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR)

Los aisladores elastoméricos de hule natural de bajo amortiguamiento, están compuestos por dos placas de acero externas y varias láminas delgadas de acero internas, intercaladas con un conjunto de capas de hule unidas por un proceso de vulcanización; el hule es vulcanizado y unido a las láminas delgadas de acero a través de una operación simple bajo presión y temperatura en un molde.

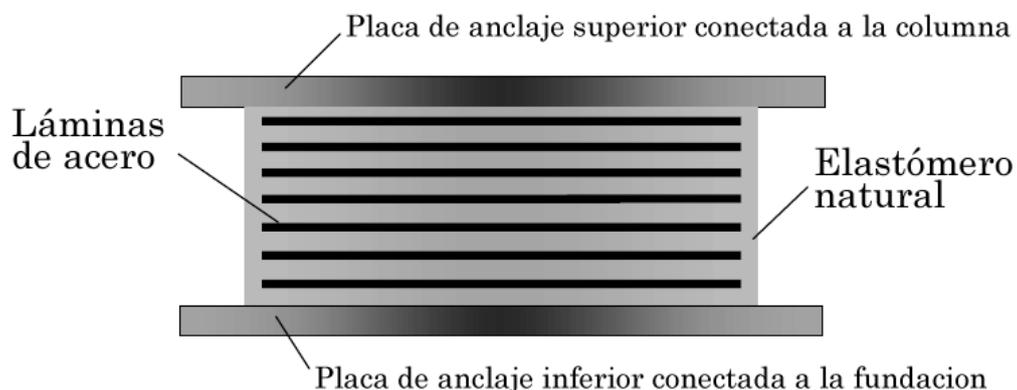


Ilustración II-1 Aislador elastomérico de bajo amortiguamiento LDR. Fuente: (Franklin Y. Cheng)

⁷ Lily Bonilla Sosa, Teoría del Aislamiento Sísmico Para Edificaciones. México, (2012). Pág. 23

⁸ Jaime A. Arriagada Rosas. Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional). Chile, (2005), Págs.13-16.

Las capas alternadas de hule pueden deformarse en un plano horizontal entregando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo. Por otro lado las láminas de acero previenen el abultamiento, las expansiones laterales del hule y proveen de alta rigidez vertical al aislador, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo módulo al esfuerzo de corte del hule que posee el elastómero. “Este tipo de aisladores presentan un amortiguamiento entre 2 y 5%”⁹

Las ventajas de aisladores de hule de bajo amortiguamiento son muchas: La fácil manufactura, moldeado simple, y sus propiedades mecánicas no son afectadas por el tiempo, ambiente, temperatura u otras condiciones ambientales. La única desventaja es que a menudo van acompañados por sistemas de amortiguamiento adicional.

3.2. AISLADORES ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento tiene la misma disposición mencionada en el punto anterior de ir intercalando capas de hule con capas de acero, pero en este caso se utiliza un hule que lleva aditivos como carbón en polvo, aceites, resinas, polímeros u otros elementos que además de entregar la flexibilidad y rigidez requerida, se diferencia de los elastómeros comunes porque posee un alto amortiguamiento entre 10% y 20% y mejor comportamiento ante altas deformaciones.

La rigidez horizontal del aislador es controlada por el espesor de las capas de hule, de esta forma mientras más gruesas son estas capas más flexibles es el aislador en la dirección horizontal. En cambio, la rigidez vertical del apoyo es controlada por la alta rigidez en planta de las placas de acero que impide la expansión lateral del hule que resulta de la presión vertical.



Ilustración II-2 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento HDR. Fuente: (Kelly & Konstantinidis, MECHANICS OF RUBBER BEARING FOR SEISMIC AND VIBRATION ISOLATION, 2011)

⁹ Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción. Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Chile

Este aislador tiene dos funciones importantes que son: flexibilidad y amortiguamiento. Dichas funciones evitan el tener que utilizar sistemas de apoyo y amortiguamiento por separado.

3.3. AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Los aisladores elastoméricos de núcleo de plomo, tienen la misma disposición de los aisladores naturales de bajo amortiguamiento, con la diferencia que en el centro se incorpora un núcleo de plomo con fines que este proporcione a las estructuras mayor amortiguamiento.

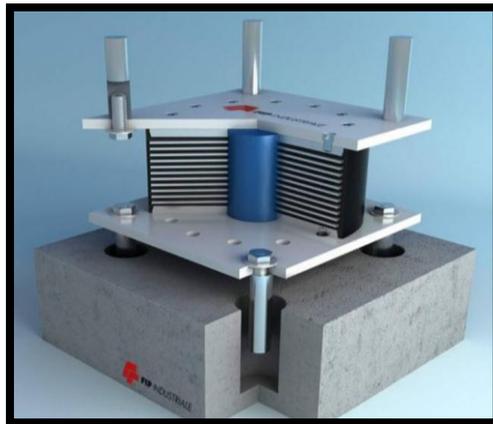


Ilustración II-3 Aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB). Fuente: (Corporación de Desarrollo Tecnológico & Cámara Chilena de la Construcción)

Esta incorporación se da haciendo un agujero a través de las placas de acero y el hule en el centro para la agregación del núcleo de plomo y posteriormente se realiza una fusión de estos componentes para que el aislador funcione como uno solo.

Este tipo de aislador aporta un incremento en el amortiguamiento desde un 15% hasta un 35%, así como también mayor deformación lateral.

Esto gracias a que el núcleo de plomo tiene como función aumentar el amortiguamiento del aislador, pues el plomo puede fluir bajo deformación lateral.

Todos estos dispositivos mencionados anteriormente son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida.

4. UBICACIÓN DE LOS AISLADORES

La ubicación de estos dispositivos es generalmente entre la superestructura y la subestructura. Para garantizar un desempeño eficaz se recomienda considerar las siguientes recomendaciones:

- La ubicación del aislador debe permitir su inspección y reemplazo, en caso de ser necesario. Es preferible la existencia de un diafragma rígido

completo arriba de la interfaz de aislación para distribuir uniformemente las fuerzas hacia cada aislador.

- Debe permitirse el movimiento libre de la estructura para el máximo desplazamiento horizontal calculado.
- “Los ductos, canalizaciones, tuberías, y otros sistemas distribuidos que cruzan la interfaz de aislación, deben ser diseñados de manera de acomodar los movimientos horizontales de la interfaz de aislación. Para ello, deben utilizarse conexiones flexibles o sistemas de articulaciones.”¹⁰
- Se debe considerar los detalles de fachada si esta se va a extender debajo del plano de aislación.
- Ya que los aisladores están ubicados entre la superestructura y subestructura, se debe procurar que no existan elementos estructurales que generen interferencia impidiendo el libre desplazamiento del sistema de aislación, como núcleos de circulación vertical ya sean pozos de elevadores y/o escaleras. Es por ello que en estructuras aisladas las escaleras y ascensores típicamente se apoyan en la superestructura aislada y deslizan sobre la estructura bajo el nivel de aislación (en caso de tener sótano). Para los casos en los que no hay sótano se debe de incluir el pozo de los ascensores en la superestructura.

5. VENTAJAS Y DESVENTAJAS

5.1. VENTAJAS

La ventaja fundamental de aislar un edificio es la reducción de daños esperados en elementos estructurales, no estructurales y contenido del mismo. A continuación se describirán algunas ventajas de los sistemas de aislamiento de manera general:

- Son fáciles para diseñar y construir; son compactos simplificando el proceso de instalación.
- Aumentan el periodo fundamental de vibración de la estructura reduciendo las aceleraciones sísmicas y por ende las fuerzas sísmicas de diseño, esto se debe a su gran flexibilidad horizontal.
- Evitan que gran parte de la energía sísmica se traspase a la estructura aislada, reduciendo los esfuerzos; ya que logra disminuir la energía de entrada.
- Se obtienen menores desplazamientos horizontales en los entresijos, ayudando a un mejor comportamiento de la estructura (disminuyendo significativamente las distorsiones de entresijo) reduciendo las demandas de deformaciones, debido a que el mayor desplazamiento horizontal se da en la interfaz de aislación.
- Presentan una mayor rigidez para las cargas de servicios ya que al presentarse una excitación sísmica la estructura poseerá oscilaciones

¹⁰ Corporación de Desarrollo Tecnológico, Cámara Chilena de la Construcción. Protección Sísmica de Estructuras - Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía. Chile

las cuales no afectarán significativamente la respuesta del edificio y por ende las cargas de servicio.

5.2. DESVENTAJAS

Una de las desventajas es el costo inicial adicional en la fabricación de los aisladores, en general la inversión inicial en una estructura con sistemas de protección sísmica suele ser mayor que una estructura convencional. No obstante, la reducción de la probabilidad de daño estructural y no estructural durante un evento sísmico severo, la operatividad de esta durante un sismo, la reducción de molestas vibraciones y el peligro a la vida humana, compensa la inversión inicial, ya que al permanecer la estructura funcional ante un evento sísmico y evitar daños a dicha estructura, los costos se disminuyen considerablemente haciendo que los aisladores sean una excelente inversión.

Debido a este costo inicial adicional, las estructuras que conviene aislar son aquellas que necesiten operatividad inmediata después de un sismo (hospitales, estaciones de bomberos, edificios de gobierno, escuelas) asimismo las estructuras cuya falla total o parcial representen un riesgo para la población (depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, templos) y también aquellas que su falla total o parcial causarían pérdidas económicas o culturales excepcionales dado que el contenido de estas es de mayor importancia (puentes, museos, monumentos).

6. DISEÑO DEL AISLADOR ELASTOMÉRICO

En este punto se presenta el proceso de diseño de los aisladores de hule natural (LDR) tipo GAPEC, este proceso es una compilación del método de diseño que propone el Ph.D. Ing. Julio C. Miranda¹¹ el cual es bastante práctico y este considera en su diseño el modo de falla de los aisladores ante cargas axiales y deformación lateral.

Cabe mencionar que el proceso es iterativo y que el punto de partida dependerá mucho de los datos y características de entrada que se dispongan. Las fórmulas con las que se obtienen las características de los aisladores se describen en el libro.¹²

¹¹ El Nicaragüense Ph.D Julio C. Miranda estudió Ingeniería Civil en la Universidad Centroamericana en la ciudad de Managua-Nicaragua. Posteriormente obtuvo el título en DEA y el diploma de Doctor Ingeniero en la universidad de Provence, en Marsella-Francia. Él es un ingeniero civil especializado en ingeniería estructural, registrado profesionalmente en el estado de California, Estados Unidos. Ha elaborado y participado en varias publicaciones entre ellas: "Fundamentals of Tuned Mass Dampers (TMDs) for Seismic Response Reduction" para la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) 2015 en su Convention Proceedings. Asimismo la Publicación del Libro "Notes on Energy-Based Structural Dynamics and Structural Control" (2014), entre otros.

¹² James M. Kelly y Dimitrios A. Konstantinidis. (2011). Mechanics of Rubber Bearing for Seismic and Vibration Isolation. United Kingdom.

James Kelly, es un profesor emérito de la Universidad de California en Berkeley. Él ha sido miembro de la Facultad en el departamento de Ingeniería civil y ambiental desde 1965. Obtuvo

6.1. DESCRIPCIÓN DE LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS AISLADORES

La frecuencia vertical de un sistema de aislación, a menudo es un importante criterio de diseño en un proyecto de aislación sísmica. Esta frecuencia vertical es controlada por la rigidez vertical de los soportes que comprimen el sistema, el diseñador solo necesita calcular la rigidez vertical de las capas bajo una específica carga y para esto es adecuado un análisis lineal.

Otra importante propiedad del aislador que debe ser analizado para el diseño es el comportamiento del pandeo del aislador. La rigidez de flexión juega un importante rol en la estimación de la carga de pandeo en un soporte (o aislador) y también es necesaria para determinar la influencia de la carga vertical en la rigidez (cortante) horizontal de un soporte, es decir, cuando el aislador es sujeto a deformación por cortante, un momento de flexión es generado por el desbalance de las fuerzas cortantes arriba y debajo del soporte. Estos momentos de flexión causan cortantes de tensión en el hule que es importante para el diseño, y ellos también afectan las tensiones en las cuñas de acero, es decir las placas de acero.

La característica esencial de los aisladores es la gran proporción de la rigidez vertical con respecto a la rigidez horizontal, esta rigidez vertical puede ser cientos de veces mayor que la horizontal, proporción que se obtiene gracias a las placas reforzadas, las cuales son delgadas placas de acero o bien nombradas cuñas. Las cuñas previenen el abultamiento lateral del hule, pero permite que este se desplace libremente en la dirección transversal. El refuerzo de acero de los soportes tiene un efecto de generar tensión de cortante en el hule, y estas tensiones actúan en las placas de acero para causar esfuerzos de tracción, las cuales, si ellas se convirtieran en los suficientemente grandes, podrían resultar en la falla de las cuñas de acero ya sea a través de ceder o fracturarse. La presión externa sobre el aislador al que éste podría someterse es muy importante en el diseño, y por tanto es necesario poder estimar estos esfuerzos de tensión bajo las cargas externas aplicadas.

“En la mayoría de los diseños de aisladores elastoméricos se utiliza la geometría de un cilindro en su sección transversal, ya que con esto las propiedades del aislador no se ven afectadas por la dirección de la carga horizontal aplicada, repartiéndose los esfuerzos uniformemente.”¹³

Un aislador con multicapas de hule puede ser susceptible a un tipo de inestabilidad por pandeo, para tal caso se debe realizar la revisión de este pandeo bajo la carga axial más la capacidad de desplazamiento lateral a la que el aislador estará sometido.¹⁴

su doctorado en la Universidad de Stanford. Ha llevado a cabo numerosos estudios experimentales a gran escala de sistemas de aislamientos.

¹³ Jaime A. Arriagada Rosas, Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional). Chile. (2005).

¹⁴ James M. Kelly y Dimitrios A. Konstantinidis, Mechanics of Rubber Bearing for Seismic and Vibration Isolation. United Kingdom, (2011).

Previo al diseño del aislador se debe establecer los datos iniciales que se utilizarán posteriormente en el diseño, primero se extraen las reacciones de la base del edificio empotrado incluyendo la losa inmediata de dichos aisladores y los datos de entrada comunes para el sistema de aislamiento.

Se considera que el sistema una vez aislado se comportará como un sistema de un grado de libertad, asumiendo toda la masa del edificio concentrada en una ubicación a la mitad de la altura, por lo tanto ésta se desplazará como un cuerpo rígido, el cual posteriormente al incorporarle el sistema de aislación se procederá a la realización del análisis respectivamente.

Se debe mencionar, que se decidió diseñar un sólo tipo de aislador para este edificio, esto tomando en cuenta el costo que representaría tener muchos moldes de aisladores a la hora de hacer encargos a casas fabricantes y sobre todo las pruebas de cargas que además de indispensables son muy caras, debiendo hacerse éstas por cada tipo de aislador que se utilice. Al final de este capítulo se tendrá las características finales tanto de propiedades como de geometría del aislador propuesto para la estructura.

6.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

Se determinan algunos datos preliminares para el sistema:

- Número de Aisladores N .

Definido por la cantidad de puntos en los que se intersectará cada columna principal con el sistema de cimentación.

- Peso sísmico W

Este es el peso sísmico de la edificación por encima del nivel de base, obtenido con la expresión

$$W = CM + CVR \text{ (ton)} \quad (5)$$

Donde CM es la carga muerta y CVR la carga viva reducida.

- Periodo Objetivo deseado T_D (s).

Como se mencionó anteriormente, con el uso de aisladores sísmicos se logra un incremento en el periodo fundamental de vibración de la estructura, por lo que se debe estimar o proponer un valor del periodo al cual se pretende llevar la estructura, para luego, en función de este valor definir las características que deberá tener el sistema de aislación.

- Reacciones en puntos portantes

Es el valor de las cargas para cada punto portante en donde se situará cada aislador. Estos valores se toman de las reacciones en las bases, obtenidas del análisis estructural.

Conociendo que los aisladores se deben ubicar entre la subestructura y la superestructura, entonces se deberá colocar un aislador intersectando cada punto en donde una columna principal se conecta a la cimentación, llamándose a cada uno de estos puntos un “punto portante”.

➤ Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación

Es el porcentaje de amortiguamiento que proporciona el sistema de aislación, lo cual depende de las características del tipo de aislador que se está empleando.

Paso 1. Se calcula la demanda sísmica de aceleración y demanda de desplazamiento.

Para diseñar un aislador típico se debe calcular el desplazamiento lateral al que éste va estar sometido, es decir, se estima de manera preliminar la demanda en desplazamiento; esto se hace asumiendo que el desplazamiento $u(t)$, la velocidad $\dot{u}(t)$ y la aceleración $\ddot{u}(t)$ tienen una relación armónica y así, partiendo de una aceleración espectral $\ddot{u}(t)$ el desplazamiento correspondiente se puede aproximar.

A continuación la variación de los desplazamientos se describe mediante la función armónica simple donde:

a) $u(t) = U_0 \text{Sen } \omega t;$ (6)

Donde:

$u(t)$ = Desplazamiento en función del tiempo

ω = Frecuencia natural del sistema

U_0 = Desplazamiento inicial de la estructura

b) $\dot{u}(t) = \omega U_0 \text{Cos } \omega t;$ (7)

Donde:

$\dot{u}(t)$ = velocidad en función del tiempo

c) $\ddot{u}(t) = -\omega^2 U_0 \text{Sen } \omega t;$ (8)

Donde:

$\ddot{u}(t)$ = Aceleración en función del tiempo (9)

Sustituyendo la ecuación (6) en la ecuación (8), la aceleración en función del tiempo resulta igual a

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 * u(t) \quad (10)$$

Despejando a $u(t)$ en la ecuación (10) se obtiene

$$u(t) = \frac{1}{\omega^2} * \ddot{u}(t) \quad (11)$$

Conociendo que la frecuencia natural es

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (12)$$

(Ver Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, García Reyes Luis E., P. 17.¹⁵)

Sustituyendo el valor de la frecuencia natural en la ecuación (11) se obtiene

$$u(t) = \frac{1}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} * \ddot{u}(t) \quad (13)$$

Ordenando, se obtiene

$$u(t) = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 * \ddot{u}(t) \quad (14)$$

Teniendo esta aproximación se procede a determinar la demanda de aceleración A y demanda de desplazamiento D . Primeramente, del espectro elástico se toma el valor de la aceleración correspondiente para el periodo objetivo deseado T_D . Es importante mencionar que el espectro de diseño considerado fue calculado tomando en cuenta un amortiguamiento crítico de la estructura de 5%, que en este caso de estudio coincide con el amortiguamiento que posee el sistema de aislación, por lo que no es necesario escalar los valores del espectro por la provisión de más o menos amortiguamiento.

$$D = \left(\frac{T_D}{2\pi}\right)^2 * A \quad (15)$$

Donde:

D = Demanda de desplazamiento [cm]

A = Demanda de aceleración

T_D = Periodo deseado

1.1. Se calcula la demanda de desplazamiento que se amplifica por:

- a) Torsión (D')
- b) movimiento Bi-Axial (D'')

Donde:

¹⁵ Luis E, García Reyes, Dinámica Estructural aplicada al diseño sísmico. Colombia, (1998). Pág.17.

$D' = \text{Desplazamiento amplificado por torsión}$

$D'' = \text{Desplazamiento amplificado por movimiento Bi – Axial}$

Considerando que habrá ciertos aisladores (en especial los esquineros) que estarán sometidos a mayores desplazamientos debido a los efectos de torsión real más accidental, se procede a calcular dichos desplazamientos aproximados.

Para el primer caso, se debe considerar torsión. El porcentaje asumido para representar esta amplificación del desplazamiento es 10% de incremento, por recomendación del Ph. D. Julio C. Miranda. (Comunicación personal con Ph. D. Julio C. Miranda, 2015)

Obteniéndose:

$$D' = D * 1.10 \quad (16)$$

Para el segundo caso, el RNC-07 asume efectos en ambos componentes horizontales del movimiento del terreno, se combinarán tomando en cada dirección en que se analice la estructura, el cual se indica en el CAPITULO I sección 4.3.3.

En base a este artículo se tiene como resultante:

$$R = \sqrt{1^2 + 0.3^2} = 1.04 \quad (17)$$

Obteniéndose:

$$D'' = D' * 1.04 \quad (18)$$

Paso 2. Se calculan las cargas actuantes en los aisladores

Tomando en cuenta las reacciones en los puntos portantes se procede a determinar cuáles serán los aisladores más cargados considerando la carga lateral y el momento de volteo.

2.1. Carga lateral

Partiendo de la expresión

$$V = A * W \quad (19)$$

Donde:

$V = \text{Carga lateral}$

$W = \text{Peso sísmico}$

2.2. Carga Axial debido al momento de volteo

$$I = Area * d^2 \quad (20)$$

$$I_T = I_1 + I_2 \quad (21)$$

Donde:

I = momento de Inercia

I_T = momento de Inercia total

d = Distancia

$$M = V * (0.5 * H_E) \quad (22)$$

Donde:

M = Momento de volteo

H_E = Altura del edificio

2.2.1. Carga aisladores:

$$T = C = \pm M * \frac{d_{ext}}{I_T} * \frac{1}{6} \quad (23)$$

Donde:

T = carga a tensión sobre el aislador [ton]

C = carga a compresion sobre el aislador [ton]

d_{ext} = Distancia a la fibra externa

2.3. Cargas sobre puntos portantes

$$CM + CVR \pm T/C \quad (24)$$

Donde:

CM = reacción en la base bajo acción de cargas muertas

CVR = reacción en la base bajo acción de carga viva reducida

T/C = carga a tensión o compresion sobre el aislador

De los valores obtenidos de la ecuación (24), se toma el valor mayor como P_{max} y el valor menor como P_{min} .

Ya obtenidos estos datos de los pasos anteriores, se puede proceder a realizar los pasos que definirán las propiedades geométricas y características propias del aislador elastomérico de hule natural, el cual es un proceso iterativo de cálculo.

Paso 3. Se calcula la rigidez horizontal de cada aislador en forma independiente K_{iso} , este es un parámetro muy importante ya que controla la flexibilidad que va tener el sistema de aislación.

Partiendo de la expresión

$$F_H = \sqrt{\frac{N \cdot K_{iso} \cdot g}{W}} * \frac{1}{2\pi} = \frac{1}{T} \quad (\text{Frecuencia Horizontal}) \quad (25)$$

Donde:

N = Número de aisladores

K_{iso} = Rigidez horizontal de cada aislador [ton/ cm]

g = Aceleración de la gravedad

W = Peso sísmico

T_D = Periodo deseado

F_H = Frecuencia Horizontal

Despejando K_{iso} de la ecuación (25) se obtiene

$$K_{iso} = \left(\frac{2\pi}{T_D}\right)^2 * \frac{W}{N \cdot g} \quad (26)$$

Paso 4. Se calcula el área nominal A_n del aislador y área adherida $A_{adherida}$ necesaria para el hule del aislador, además se propone un diámetro nominal D_n . Esto teniendo en cuenta que los aisladores tipo GAPEC solo se fabrican con forma circular en su sección transversal.

$$A_n = \frac{\pi \cdot (D_n)^2}{4} \quad (27)$$

$$A_{adherida} = \frac{\pi \cdot (D_{adherido})^2}{4} \quad (28)$$

Donde:

A_n = Área nominal del aislador

$A_{adherida}$ = Área adherida necesaria para el hule

D_n = Diámetro nominal

$D_{Adherido}$ = Diámetro adherido

Se considera diámetro nominal al diámetro total que tiene el aislador, y el diámetro adherido es aquel en el que se excluye de este el espesor de la

capa vertical de recubrimiento (ver Ilustración II-4), para esta última, en este caso de estudio se asumió un valor de 0.003 m¹⁶

Paso 5. Se calcula un valor de la altura total del hule L_r , donde se estima un valor para el espesor de la capa de hule t_r , y el número de capas n . “Los espesores oscilan generalmente entre los 8 mm a 20 mm”.¹⁷

$$L_r = n * t_r \quad (29)$$

Donde:

L_r = Altura total del hule [cm]

n = Número de capas de hule.

t_r = Espesor de la capa de hule [mm]

Paso 6. Se calcula el valor del módulo de corte G , tal valor se le proporcionará al fabricante, ya que es una característica que debe poseer el hule. Para esto se utilizan los datos de los pasos anteriores. El módulo de corte G controla la rigidez horizontal del aislador K_{iso} .

Partiendo de

$$K_{iso} = \frac{A_n * G}{L_r} \quad (30)$$

Donde:

G = Módulo de corte [kg/cm²]

Despejando G en ecuación (30)

$$G = \frac{K_{iso} * L_r}{A_n} \quad (31)$$

Paso 7. Se calcula el factor de forma S , el cual es un parámetro adimensional que mide el “tamaño relativo” de una capa de hule.

$$S = \frac{D_{Adherido}}{4t_r} \quad (32)$$

Donde:

¹⁶ Trevor Kelly, Base Isolation of Structures - Design Guidelines. New Zealand, (2001).

¹⁷ James M. Kelly y Dimitrios A. Konstantinidis. Mechanics of Rubber Bearing for Seismic and Vibration Isolation. United Kingdom, (2011).

$S =$ Factor de forma

“Los aisladores elastoméricos son generalmente diseñados con un alto valor de factor de forma, típicamente de 12 a 20”¹⁸ esto para asegurar que la rigidez vertical será la adecuada.

Nota: Si este valor esta fuera del rango se debe repetir el Paso 5

Paso 8. Se calcula la altura parcial h y la altura total del aislador H , se asigna un valor para el espesor de láminas de acero t_s [mm] de igual manera para las placas de acero externas t_{ext} [mm]. Ver *Ilustración II-4* en el punto 6.3 donde especifica cuáles son las láminas de acero y cuales las placas de acero externas de manera gráfica.

$$h = L_r + (n - 1)t_s \quad (33)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (34)$$

Donde:

$h =$ Altura parcial del aislador

$H =$ Altura total del aislador

$t_s =$ Espesor de las láminas de acero internas

$t_{ext} =$ Espesor de las placas de acero externas

Paso 9. Se calcula rigidez vertical K_V y frecuencia vertical F_V siendo esta última muchas veces mayor a la frecuencia horizontal. “Se debe verificar que el sistema de aislación posea una rigidez vertical mínima de manera de disminuir deformaciones verticales y amplificaciones de las aceleraciones, esto se logra con una frecuencia vertical que sea superior a 10 Hz.”¹⁹

Por lo antes mencionado se verifica que la frecuencia vertical se encuentre dentro de los rangos normales, esto permite verificar que los aisladores poseerán una rigidez vertical adecuada que deberá ser mayor que la horizontal para evitar un volcamiento de la estructura.

La frecuencia vertical debe ser superior a 10 Hz.

$$K_V = \frac{A_{adherida} * 6 * G * S^2}{L_r} \quad (35)$$

¹⁸ Federal Emergency Management Agency. (Chapter 9) Seismic Isolation and Energy Dissipation.

¹⁹ Jaime A. Arriagada Rosas, *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Chile, (2005). Pág. 87

Donde:

$K_V =$ Rigidez vertical del aislador

$$F_V = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{N * K_{iso} * g}{W}} \quad (36)$$

Donde:

$F_V =$ Frecuencia vertical [Hertz]

Si $F_V > 10$ Hz la condición se cumple

$$F_H = \frac{1}{T_D} \quad (37)$$

Donde:

$F_H =$ Frecuencia horizontal

Se verifica el factor de forma S

$$F_V = \sqrt{6} * S * F_H \quad (38)$$

Despejando S y F_V

$$S = \frac{F_V}{\sqrt{6} F_H} \quad (39)$$

Paso 10. Se verifica que la carga crítica de pandeo $P_{crít}$ entregue un factor de seguridad adecuado y se verifica la estabilidad ante carga axial más desplazamiento lateral γ_u .

Debido a que los aisladores podrían fallar por inestabilidad bajo combinación de carga axial combinada con desplazamiento lateral, se procede a calcular el pandeo bajo la combinación de estos.

“A la fecha, los códigos no proporcionan una fórmula analítica para predecir la estabilidad, y se estima por medio de experimentos sobre aisladores a escala real; o si proporcionan fórmulas, estas fórmulas son por lo general conceptualmente incorrectas, y poco a poco éstas se han venido eliminando.

Una notable excepción, es la fórmula italiana que se encuentra en el documento²⁰ esta fórmula ha sido experimentalmente verificada en Francia, y da resultados realísticos.” (Comunicacion personal con Ph. D. Julio C. Miranda, 2015)

$$P_{Crítica} = \frac{\sqrt{2} \pi * G * A_{adherida} * S * D_{Adherido}}{4 * L_r} \quad (40)$$

Fórmula para pandeo debido a carga axial más desplazamiento lateral

$$\beta + \frac{\gamma_u}{0.9 * \delta} = 1 \quad (41)$$

$$\gamma_u = 0.9 * \delta * (1 - \beta) \quad (42)$$

Donde:

β = Relación entre la carga máxima actuante y la carga crítica del aislador

δ = Parámetro de esbeltez global .

γ_u = Distorsión admisible. Fórmula experimental europea

$$\beta = \frac{P_{máx}}{P_{Crítica}} < 1 \quad (43)$$

Donde:

$P_{Crítica}$ = Carga crítica del aislador (carga de pandeo bajo carga axial)

$P_{máx}$ = Carga máxima actuante en cada aislador

Parámetro de esbeltez global

$$\delta = \frac{D_{Adherido}}{t_e} = \frac{D_{Adherido}}{N' * t_r + 2 * t_r * 1.4} \quad (44)$$

Donde:

N' = Número de capas de hule menos 2

²⁰ Residenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici Servizio Técnico Centrale, LINEE GUIDA PER PROGETTAZIONE, ESECUZIONE E COLLAUDO DI STRUTTURE ISOLATE DAL SISMA. (1998).

Paso 11. Revisar la capacidad de desplazamiento lateral del aislador

$$\Delta_{Lateral} = \gamma_u * L_r \quad (45)$$

$$\text{Si } \frac{D''}{\Delta_{Lateral}} < 1 \text{ La condición se cumple} \quad (46)$$

Donde:

$\Delta_{Lateral}$ = Capacidad última permisible de desplazamiento lateral

Paso 12. Se verifica que la deformación del hule $\gamma_{m\acute{a}x}$ este dentro del límite.

$$\gamma_{m\acute{a}x} = \gamma_s + \gamma_c \quad (47)$$

Donde:

$\gamma_{m\acute{a}x}$ = Deformación angular máxima del hule

γ_s = Deformación angular asociada al corte

γ_c = Deformación angular asociada a la compresión

$$\gamma_s = \frac{D''}{L_r} \quad (48)$$

$$\gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (49)$$

$$\varepsilon_c = \frac{f_a}{E_D} \quad (50)$$

Donde:

f_a = Esfuerzo actuante de compresión

$$f_a = P_{Max}/A_{adherida} \quad (51)$$

Se recomienda que los aisladores no se sometan a cargas permanentes que produzcan esfuerzos de compresión de más de 1000 PSI \approx 70 Kg/cm² (Comunicación personal con Ph. D. Julio C. Miranda, 2015)

$$f_a \leq 70 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_D = 6 * G * S^2 \quad (52)$$

Donde:

E_D = Módulo de compresión

Si $\gamma_{m\acute{a}x} < 3$ La condición se cumple

Paso 13. Se estima un valor para el espesor de láminas de acero t_s [mm], y se verifica la tensión actuante en las placas internas f_t , las cuales proporcionan a los aisladores la rigidez vertical y evitan el abultamiento de las capas de hule.

$$f_t = 1.5 \frac{t_r}{t_s} f_a \quad (53)$$

$$F_a = 0.75 F_y \quad (54)$$

Si $f_t \leq F_a$ **La condición se cumple**

$$\frac{f_t}{F_a} < 1 \quad (55)$$

Si esta condición no se cumple se debe cambiar el espesor de las capas de acero t_s , y se debe repetir el paso.

Donde:

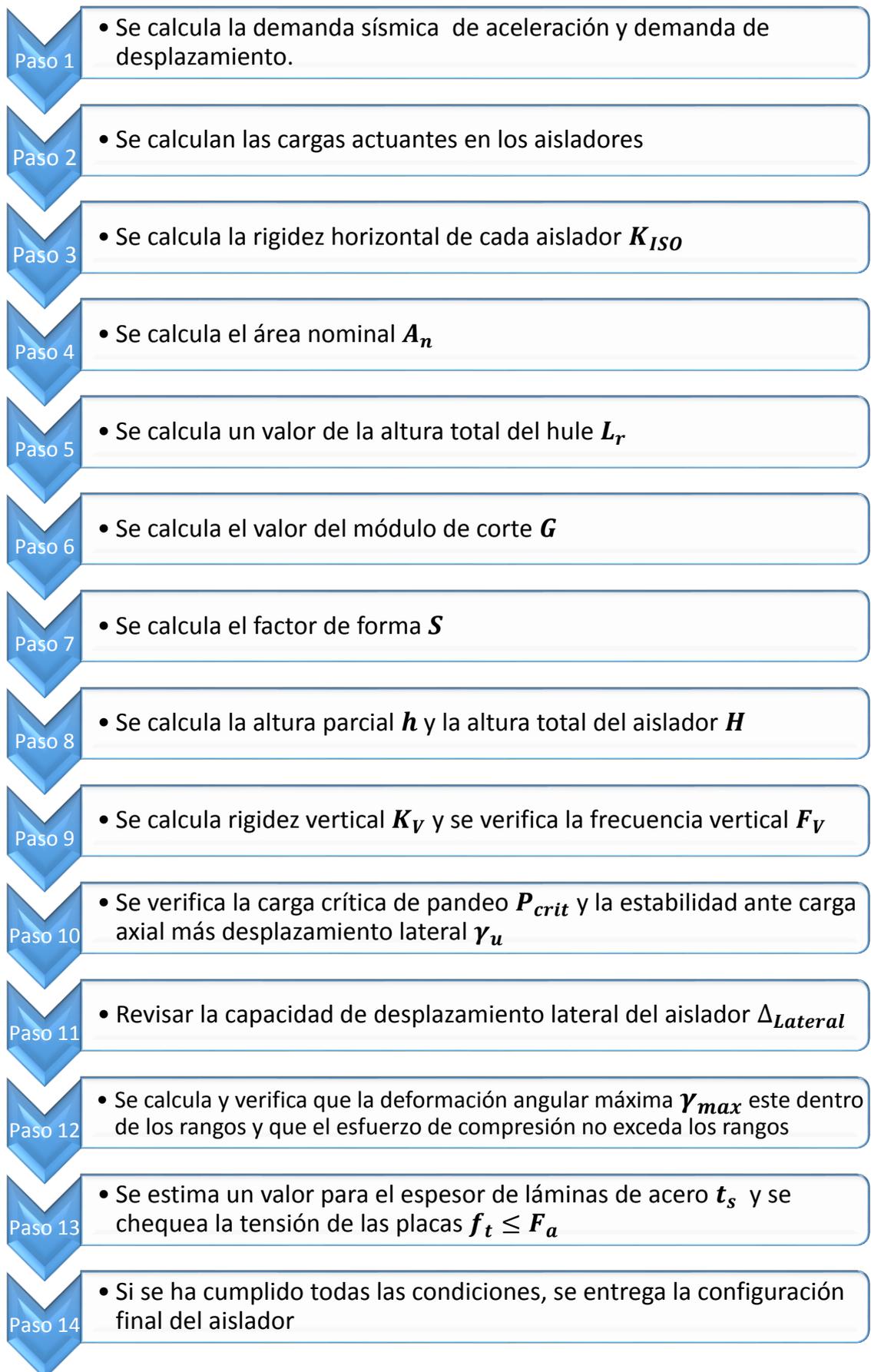
F_a = Tensión admisible [kg/cm²]

f_t = Tensión actuante

F_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Paso 14. Si se ha cumplido todas las condiciones, se entrega la configuración final del aislador.

En la siguiente página se muestra un resumen de manera esquemática del procedimiento de diseño del aislador LDR.



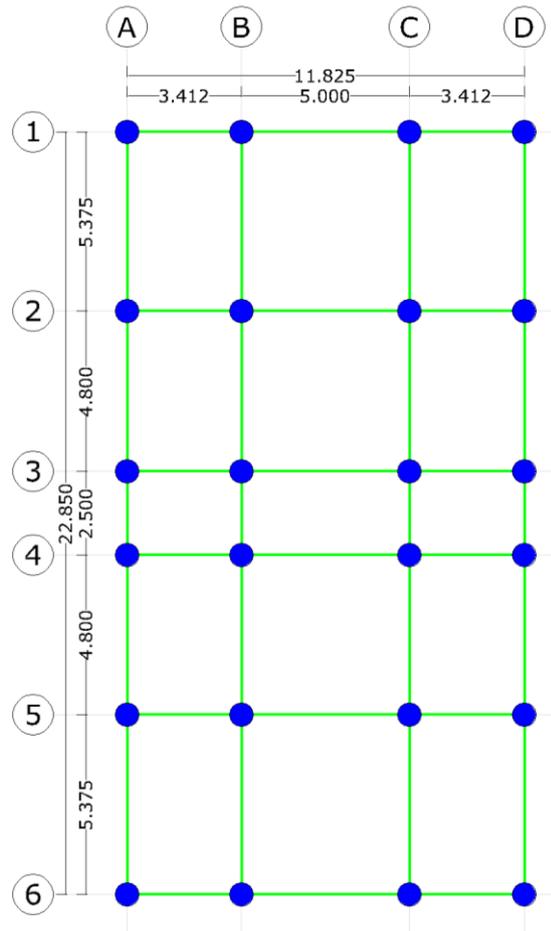
Esquema de procedimiento de diseño del aislador elastomérico LDR

6.3. DISEÑO DEL AISLADOR LDR

Se determinan algunos datos preliminares para el sistema

- Numero de aisladores: 24 unidades.

A continuación se muestra una vista en planta del nivel de base del edificio con la distribución en planta de los aisladores.



- Peso sísmico: 1979 ton
- Periodo objetivo deseado $T_D = 2 s$
- Reacciones en los puntos portantes

Los valores correspondientes a las reacciones en los puntos portantes pueden verse en el **Anexo A** de este documento.

- Amortiguamiento efectivo del sistema de aislación: 5 %.

Paso 1. Se calcula la demanda sísmica de aceleración A y demanda de desplazamiento D

Primeramente, del espectro elástico se toma el valor de la aceleración correspondiente cuando $T_D = 2 s$, el cual para este caso corresponde a $0.377 g$ (ver el **Anexo B** de este documento).

$$D = \left(\frac{2}{2\pi}\right)^2 * 0.377 * 9.81m/seg^2$$

$$D = 0.3747m \approx 37.47cm$$

1.1. Se calcula la demanda de desplazamiento que se amplifica por:

a) Torsión (D')

$$D' = 37.47cm * 1.10 = 41.22cm$$

b) movimiento Bi-Axial (D'')

$$R = \sqrt{1^2 + 0.3^2} = 1.04$$

$$D'' = 1.04 * 41.22 = 43 cm$$

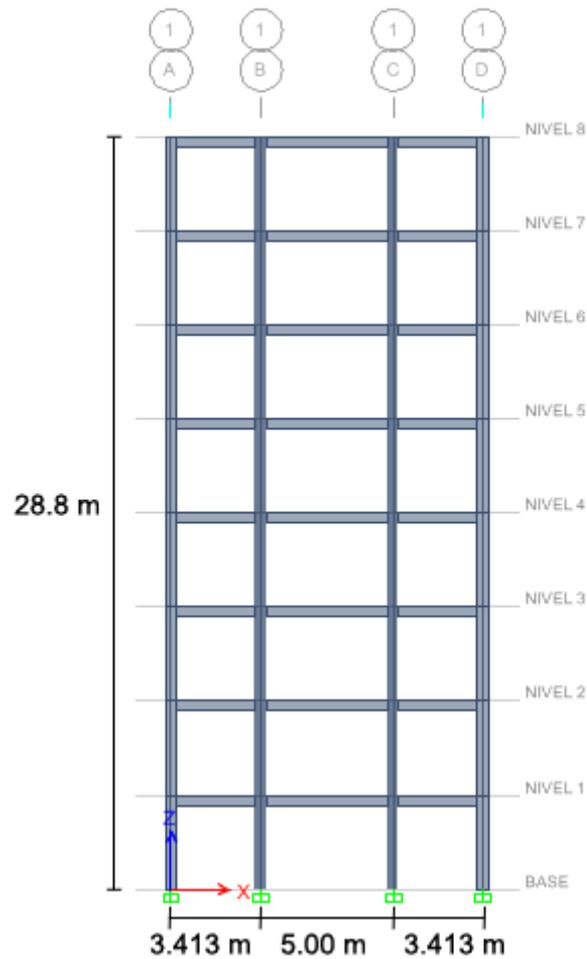
Paso 2. Cargas actuantes en los aisladores

Tomando en cuenta las reacciones en los puntos portantes se procede a determinar cuáles serán los aisladores más cargados considerando la carga lateral y el momento de volteo

2.1. Carga lateral

$$V = 0.377 * 1979 ton = 746.08 ton$$

2.2. Carga Axial debido al momento de volteo



$$I_1 = 6 * (2.5m + 3.413m)^2 * 2 = 419.563m^4$$

$$I_2 = 6 * (2.5m)^2 * 2 = 75m^4$$

$$I_T = 494.563m^4$$

$$M = 746.08 \text{ ton} * (0.5 * 28.8m) = 10,743.595 \text{ ton} \cdot m$$

2.2.1. Carga aisladores

a) Aisladores externos:

$$T = C = 10,743.595 * \frac{5.913}{494.563} * \frac{1}{6} = \pm 21.41 \text{ ton}$$

b) Aisladores internos:

$$T = C = 10,743.595 * \frac{2.5}{494.563} * \frac{1}{6} = \pm 9.05 \text{ ton}$$

2.3. Cargas sobre puntos portantes

Carga eje B-2

$$115.92 \text{ ton} + 12.639 \text{ ton} + 9.05 \text{ ton} = \mathbf{137.61 \text{ ton}}$$

$$115.92 \text{ ton} + 12.639 \text{ ton} - 9.05 \text{ ton} = \mathbf{119.51 \text{ ton}}$$

Carga eje A-2

$$72.039 \text{ ton} + 6.518 \text{ ton} + 21.41 \text{ ton} = \mathbf{99.97 \text{ ton}}$$

$$72.039 \text{ ton} + 6.518 \text{ ton} - 21.41 \text{ ton} = \mathbf{57.15 \text{ ton}}$$

La carga axial que gobierna sobre los aisladores en relación con los demás puntos portantes esta en la intersección entre los ejes B - 2 (ver vista en planta del edificio), por ello este eje son considera el más crítico, por tanto los valores de las cargas mínimas y máximas consideradas en los puntos portantes serán:

$$P_{max} = \mathbf{137.61 \text{ ton}}$$

$$P_{min} = \mathbf{119.51 \text{ ton}}$$

Paso 3. Calcular la rigidez horizontal de cada aislador en forma independiente K_{iso}

$$K_{iso} = \left(\frac{2\pi}{2s}\right)^2 * \frac{1979 \text{ ton}}{24*981 \text{ cm/s}^2}$$

$$K_{iso} = 0.83 \text{ ton/cm}$$

Paso 4. Se Calcula el área nominal A_n del aislador y área adherida $A_{adherida}$ necesaria para el hule del aislador, proponiendo un diámetro nominal de 80 cm.

$$A_n = \frac{4*(80 \text{ cm})^2}{4} = 5026.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{adherida} = \frac{4*(79.4 \text{ cm})^2}{4} = 4,951.433 \text{ cm}^2$$

Paso 5. Se calcula un valor de la altura total del hule L_r , donde se estima un valor para el espesor de la capa de hule $t_r = 12 \text{ mm}$ y el número de capas $n = 36$.

$$L_r = 36 * 1.2 \text{ cm} = 43.2 \text{ cm}$$

Paso 6. Se calcula el valor del módulo de corte G .

$$G = \frac{0.83 \text{ ton/cm} * 43.2 \text{ cm} * 1000 \text{ kg}}{5026.55 \text{ cm}^2} = 7.133 \text{ kg/cm}^2$$

Proporcionar hule con estas características de módulo de corte al fabricante

Paso 7. Se calcula el factor de forma S

$$S = \frac{794 \text{ mm}}{4 * 12 \text{ mm}} = 16.542$$

Se obtiene un valor S de 16.542, obteniéndose de esta manera un valor dentro del intervalo recomendado.

Paso 8. Se calcula la altura parcial h y la altura total del aislador H , se asigna un valor para el espesor de láminas de acero $t_s = 4\text{mm}$ y para las placas de acero externas se asigna un valor de $t_{ext} = 25\text{mm}$.

$$h = 43.2\text{cm} + (36 - 1) * 0.4\text{cm} = 57.2\text{ cm}$$

$$H = 57.2\text{cm} + 2 * 2.5\text{cm} = 62.2\text{ cm}$$

Paso 9. Se calcula rigidez vertical K_V y frecuencia vertical F_V verificando que esta última se encuentre dentro de los rangos normales.

$$K_V = \frac{4951.433\text{cm}^2 * 6 * 7.133\text{kg/cm}^2 * 16.542^2}{43.2\text{cm}} = 1342.29\text{ ton/cm}$$

$$F_V = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{24 * 1342.29\text{ton/cm} * 981\text{cm/s}^2}{1979\text{ ton}}} = 20.10\text{ Hz}$$

20.10 Hz > 10 Hz Ok ∴ Rígido verticalmente, la condición se cumple

$$F_H = \frac{1}{2s} = 0.5\text{ Hertz}$$

Se verifica el factor de forma S

$$S = \frac{20.1}{\sqrt{6 * 0.5}} = 16.41$$

Se usa $S = 16.542 > 16.412$ ok

Paso 10. Se verifica la carga crítica de pandeo P_{crit} y la estabilidad ante carga axial más desplazamiento lateral γ_u .

$$P_{Crítica} = \frac{\sqrt{2} \pi * (7.133\text{kg/cm}^2) * 4951.433\text{ cm}^2 * 16.542 * 79.4\text{cm}}{4 * 43.2\text{cm}}$$

$$P_{Crítica} = 1,192,704.29\text{ kg} = \mathbf{1,192.70\text{ ton}}$$

$$\beta = \frac{137.61 \text{ ton}}{1192.7 \text{ ton}} = 0.115$$

0.115 < 1 ∴ *La condición se cumple*

Parámetro de esbeltez global

$$\delta = \frac{794 \text{ cm}}{34 * 12 \text{ mm} + 2 * 12 \text{ mm} * 1.4} = 1.798$$

Fórmula para pandeo debido a carga axial más desplazamiento lateral

$$\gamma_u = 0.9 * 1.798 * (1 - 0.115)$$

$$\gamma_u = 1.431$$

Paso 11. Revisar la capacidad de desplazamiento lateral del aislador

$$\Delta_{\text{Lateral}} = 1.431 * 43.2 \text{ cm} = 61.82 \text{ cm}$$

$$\frac{D''}{\Delta_{\text{Lateral}}} = \frac{43 \text{ cm}}{61.82} = 0.7 < 1 \quad \text{La condición se cumple}$$

El aislador propuesto se puede deformar hasta 62 cm, lo que es más de los 43 cm requeridos, esto confirma que la capacidad excede la demanda.

Paso 12. Se verifica que la deformación del hule $\gamma_{\text{máx}}$ este dentro del límite.

$$\gamma_s = \frac{43 \text{ cm}}{43.2 \text{ cm}} = 1$$

$$f_a = 137.61 \text{ ton} / 4,951.433 \text{ cm}^2$$

$$f_a = 0.0278 \text{ ton/cm}^2 \approx 27.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$27.80 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq 70 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \therefore \text{La condición se cumple}$$

$$E_D = 6 * 7.133 \text{ kg/cm}^2 * (16.542)^2 = 11,711.1490 \text{ kg/cm}^2$$

$$\epsilon_c = \frac{27.80 \text{ kg/cm}^2}{11,711.1490 \text{ kg/cm}^2} = 0.00237$$

$$\gamma_c = 6 * 16.542 * 0.00237 = 0.2352$$

$$\gamma_{\text{máx}} = 1 + 0.2352 = 1.235 < 3 \quad \therefore \text{La condición se cumple}$$

Paso 13. Se estima un valor para el espesor de láminas de acero $t_s = 4mm$, y se verifica la tensión actuante de las placas internas f_t

$$f_t = 1.5 \frac{1.2cm}{0.4cm} * 27.80kg/cm^2$$

$$f_t = 125.1kg/cm^2$$

$$F_a = 0.75 * 2,520kg/cm^2 = 1890kg/cm^2$$

$$125.1 \frac{kg}{cm^2} \leq 1890 \frac{kg}{cm^2}$$

Comprobando

$$\frac{f_t}{F_a} = \frac{125.1kg/cm^2}{1890kg/cm^2} = 0.0662 < 1 \therefore \text{La condición se cumple}$$

Paso 14. Si se ha cumplido todas las condiciones, se entrega la configuración final del aislador.

A continuación se muestran las características finales del aislador:

Tabla II-1 Configuración final de los aisladores (LDR)

$D_{adherido}$	D_n	H	L_r	n	t_r	t_{ext}	t_s	# placas int	# placas ext
cm	cm	cm	cm		cm	cm	cm		
79.4	80	62.2	43.2	36	1.2	2.5	0.4	34	2

Donde:

placa int = número de placas de acero internas

placa ext = número de placas de acero externas

Finalmente se presenta un esquema del aislador que resulta del diseño:

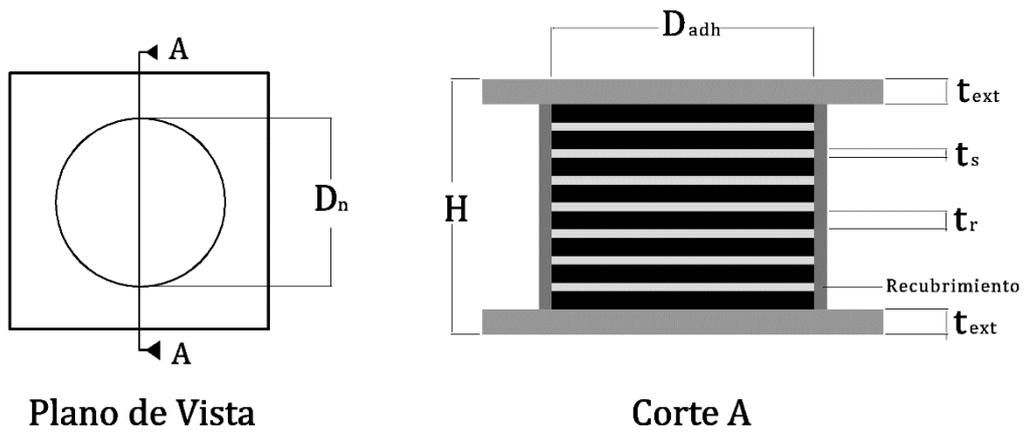
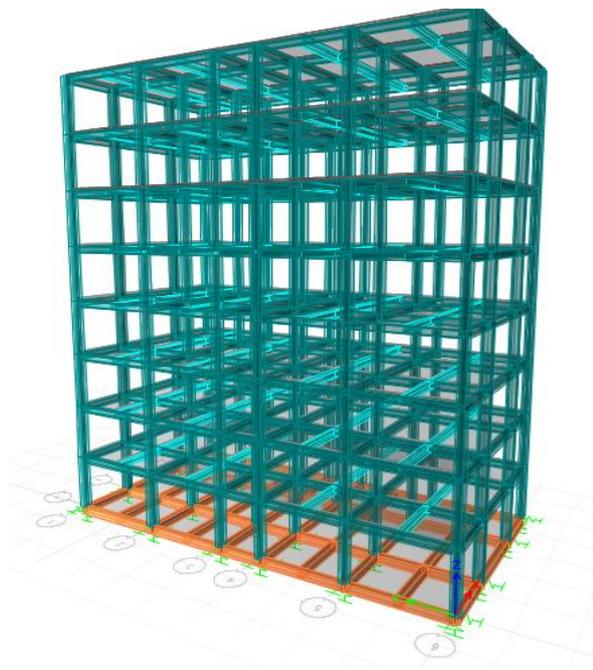


Ilustración II-4 Esquema final del aislador LDR. Fuente: Propio

Tabla II-2 Características de los aisladores LDR.

K_{iso} ton/cm	K_V ton/cm	G Kg/cm ²	S	$P_{crít}$ ton	Δ_{Lat} cm	F_V Hz	f_t Kg/cm ²	γ_u
0.83	1342.29	7.133	16.54	1,192.7	61.82	20.1	125.1	1.431



CAPITULO III

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA SÍSMICAMENTE

RESUMEN

En el capítulo que se muestra a continuación se presentará el análisis sísmico del edificio con el método dinámico modal espectral, incorporando el sistema de aislación que se diseñó en el Capítulo II, tomando en consideración los requerimientos generales de diseño que caracterizan a dicha estructura.

Esta etapa es muy importante en el diseño de una estructura aislada, dado que permite conocer la respuesta de la estructura con el sistema de aislación, además, sirve para corroborar que las estimaciones hechas respecto a la respuesta de la estructura cuando se diseñó el sistema de aislación fueron alcanzadas, como por ejemplo que el valor del periodo fundamental de vibración alcanzado coincida con el valor de periodo de diseño al que se propuso llegar cuando se diseñó el sistema de aislación.

Se realizará también nuevamente el diseño de los elementos que conforman la superestructura, debido a que con la participación del sistema de aislación en la respuesta de la estructura las sollicitaciones de esfuerzos en esta son menores.

CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA SÍSMICAMENTE

1. PRINCIPIOS DE AISLAMIENTO SÍSMICO DE BASE

Un principio fundamental que sirve para entender más el funcionamiento del aislamiento es el de la conservación de energía, que establece un equilibrio entre la energía de entrada provocada por el sismo a la estructura, y la energía de respuesta de la estructura.

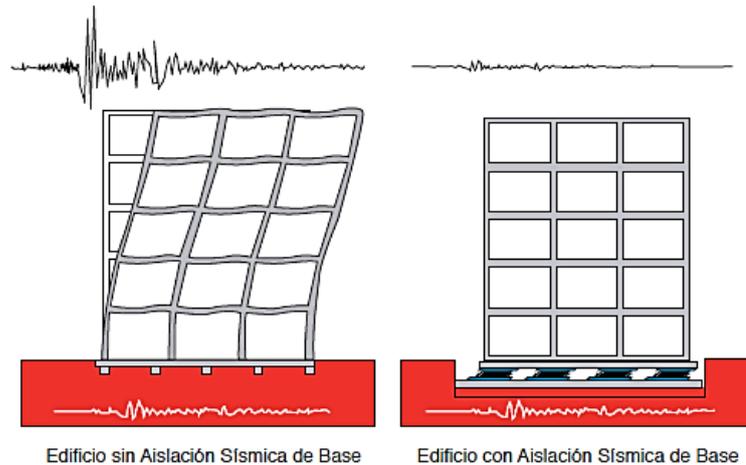
Una estructura tiene dos posibilidades de disipar energía, una de ellas es por medio de energía de amortiguamiento (*E amortiguamiento*) y la otra es por medio de energía histerética (*E histerética*), la cual se basa en la ductilidad de sus miembros.

Al usar un sistema de aislación, la energía de entrada es balanceada de tal forma que la energía de amortiguamiento incrementa su participación, comprometiendo menos la capacidad elástica e inelástica de la estructura.

En la actualidad, las nuevas tecnologías para mejorar el comportamiento sísmico de las estructuras indican que la tendencia no debe ser rigidizar la estructura, sino más bien reducir la energía de entrada ($E_{entrada}$), o incrementar su capacidad en reflectar energía ($E_{Deformacion\ elástica\ recuperable}$). La aislación basal hoy en día se considera como un diseño estratégico, que está dirigido a reflectar la cantidad de energía de entrada a las fundaciones de una estructura.

Dicha estrategia logra su efectividad mediante los siguientes mecanismos:

- 1) A través de la reducción de la respuesta sísmica como una consecuencia al aumento del periodo fundamental de la estructura.
- 2) A través de una limitación de las fuerzas transmitidas a la fundación. Una alta capacidad de amortiguamiento y deformación de los aisladores permite controlar y reducir los desplazamientos relativos.



*Ilustración III-1 Comportamiento del edificio con sistema de aislación y del edificio convencional.
Fuente: Protección sísmica de estructuras, Cámara Chilena de la Construcción.*

2. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

2.1. REQUERIMIENTOS GENERALES

Para la realización del análisis sísmico de la estructura se deberán tomar en cuenta los siguientes requerimientos establecidos en el capítulo 17 del ASCE 7-10, los cuales determinan las características que debe presentar el edificio aislado, desarrollándolos según el RNC-07.

2.1.1. Influencia del Suelo

Cuando se realizó el análisis sísmico para la estructura convencional (ver sección 4.1.6 del CAPITULO I) se consideraron características básicas como es el caso del tipo de suelo en el que estará cimentada dicha estructura, de lo cual se dedujo que este tipo de terreno es apto para emplazar una estructura con un sistema de aislación basal.

En estructuras aisladas asentadas sobre suelo firme se reducen las ordenadas espectrales al aumentar su periodo y para suelo blando sucede lo contrario, para explicar mejor este fenómeno considere el par de espectros de Pseudo-aceleración mostrados en la Ilustración III-2.

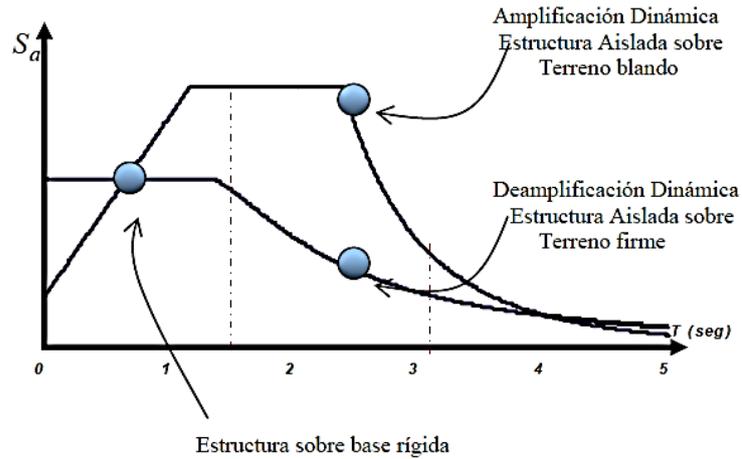


Ilustración III-2 Efecto de las condiciones del suelo en una estructura aislada. Fuente: (Quiroz, 2010)

2.1.2. Espectro de diseño sísmico

Considerando que se está realizando el análisis de la estructura sísmicamente aislada se parte principalmente de un sismo de diseño. Por otra parte, se debe tener en cuenta la filosofía de que una estructura aislada presenta una menor sollicitud de plasticidad y que por ello los elementos estructurales de la superestructura experimentarán un comportamiento sensiblemente elástico.

Por lo antes mencionado, en el caso del edificio aislado se utiliza el espectro de diseño elástico, teniendo en cuenta que éste no es afectado por ningún factor de ductilidad ni sobrerresistencia.

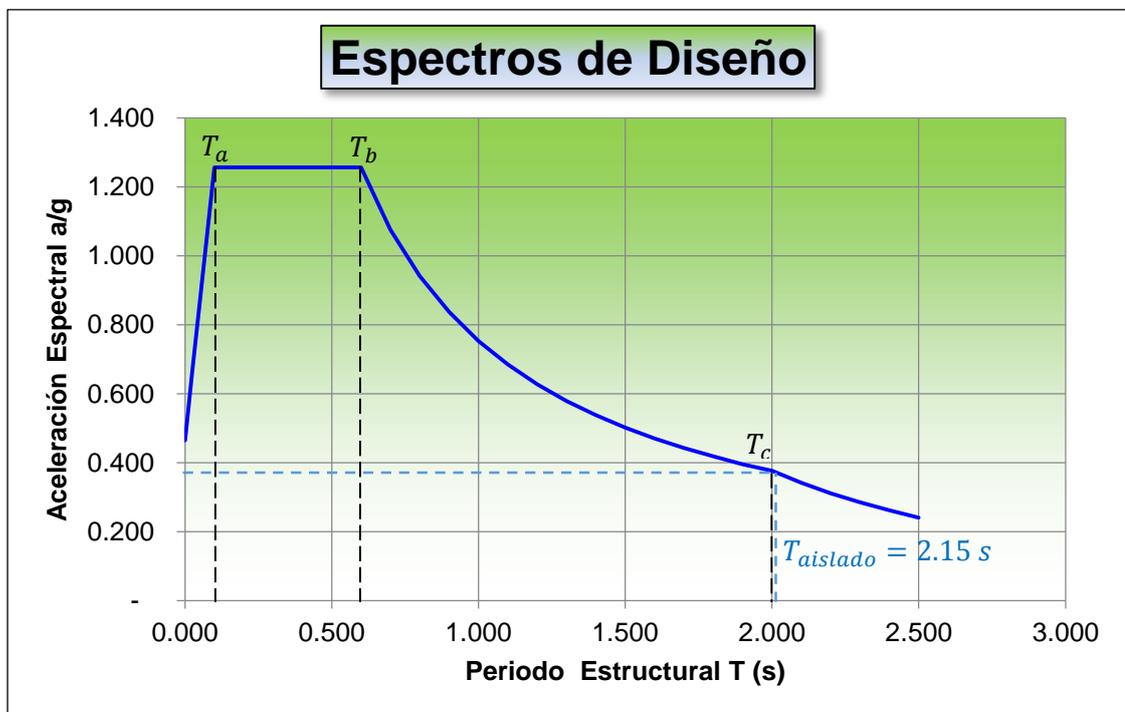


Ilustración III-3 Espectro de diseño elástico, según RNC – 07 (Ver valores en Anexo B de este documento). Fuente: Propio.

2.2. CRITERIOS CONSIDERADOS EN LA MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA (ETABS 2013)

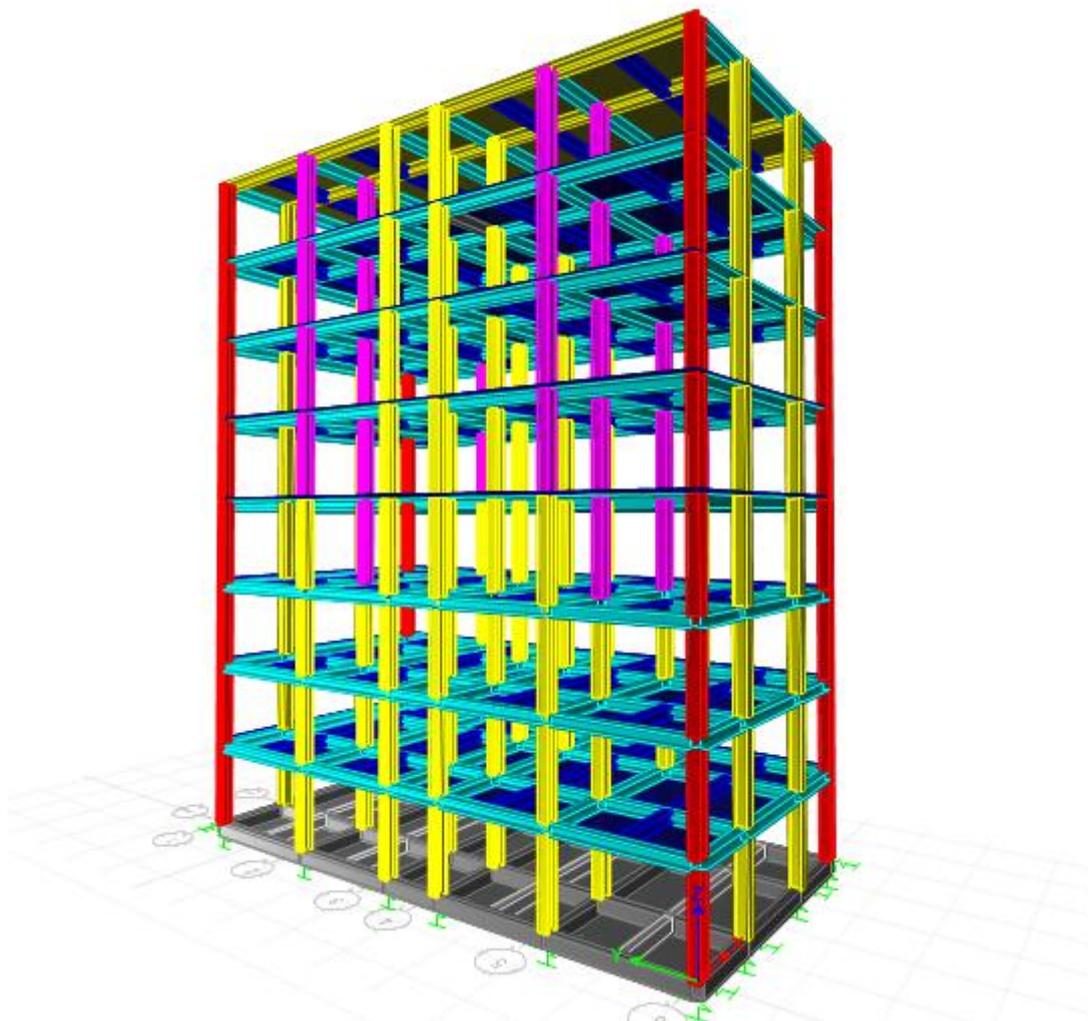


Ilustración III-4 Vista tridimensional del edificio con sistema de aislación modelado en ETABS 2013.

El modelo estructural que se emplea para el análisis de la estructura con base aislada es prácticamente el mismo que el de la estructura convencional, la diferencia radica en la incorporación del sistema de aislación y el tipo de espectro que se introdujo para el análisis. En este caso se utiliza el espectro de diseño elástico, como se explicó en la sección anterior de Requerimientos Generales.

Debido a que la ubicación del sistema de aislación será bajo las columnas de primer nivel y por lo tanto se requiere de un diafragma rígido sobre el sistema de aislación para distribuir las cargas uniformemente, se incluyó en la modelación una losa maciza de concreto reforzado bajo las columnas del primer nivel.

Para la incorporación del sistema de aislación se asignaron los aisladores elastoméricos por medio del comando “Springs”, previo a este paso se introdujo la rigidez vertical y horizontal calculada en el procedimiento de diseño

del aislador (ver CAPITULO II sección 6.3). Para mejor comprensión puede verse el **Anexo G** donde se muestra paso a paso la incorporación de este sistema en el programa ETABS 2013.

2.3. MÉTODO DINÁMICO DE ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Para el edificio aislado, al igual que con el edificio convencional, se desarrollará el método dinámico de análisis modal del **Artículo 33 del RNC-07** con el objetivo de establecer un punto de partida para una comparación efectiva entre los resultados de diseño del edificio convencional y el aislado.

A continuación se presentan los resultados del método dinámico desarrollado para edificio aislado sísmicamente.

2.3.1. Modos de vibrar en la estructura aislada

En las siguientes tablas se muestran los modos de vibrar y se puede analizar la participación de las masas en cada dirección de análisis, dos traslacionales y una rotacional.

Tabla III-1 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección Y

Modo	Periodo (s)	UY
1	2.159	0.9919
2	0.502	0.0076
3	0.251	0.0004

Tabla III-2 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección X

Modo	Periodo (s)	UX
1	2.13	0.9938
2	0.475	0.0059
3	0.224	0.0003

Tabla III-3 Periodos y Participación Modal de las Masas en la dirección Z

Modo	Periodo (s)	UZ
1	1.948	0.9928
2	0.443	0.0068
3	0.216	0.0003

Como se puede observar en la Tabla III-1 en la dirección Y se muestra el periodo fundamental de vibración de la estructura que corresponde a 2.16 s,

este valor, a como se esperaba, alcanza el valor del periodo objetivo deseado de 2 s, valor que se consideró cuando se diseñó el sistema de aislación. En el primer modo de vibración se muestra que la participación de las masas pasa del 90%, siendo los modos siguientes de menor relevancia en el movimiento de la estructura.

En la Tabla III-2 se puede apreciar que en la dirección X el primer periodo más importante es 2.13 s y su mayor participación modal es de 0.99 en el primer modo de vibración.

Para la Tabla III-3 el primer modo de vibración con respecto a Z es igual a 1.95 s. Como se puede observar para las tres direcciones de análisis los factores de participación modal tanto los traslacionales como el rotacional alcanzan el 100% de su participación para los primeros modos.

Los dos primeros modos traslacionales en X y Y son casi idénticos con una relación de 1 entre ellos y también con respecto al modo torsional con la misma relación. Nótese también que no existe interferencia de las otras direcciones en la dirección predominante y también no hay influencia respecto a la torsión en los primeros dos modos de vibración. También se puede observar en los modos de vibrar, por el aumento del periodo fundamental, que la flexibilización del edificio es aportado por la interfaz de aislación.

A continuación se muestra el comportamiento de los primeros modos de vibración para las direcciones correspondientes.

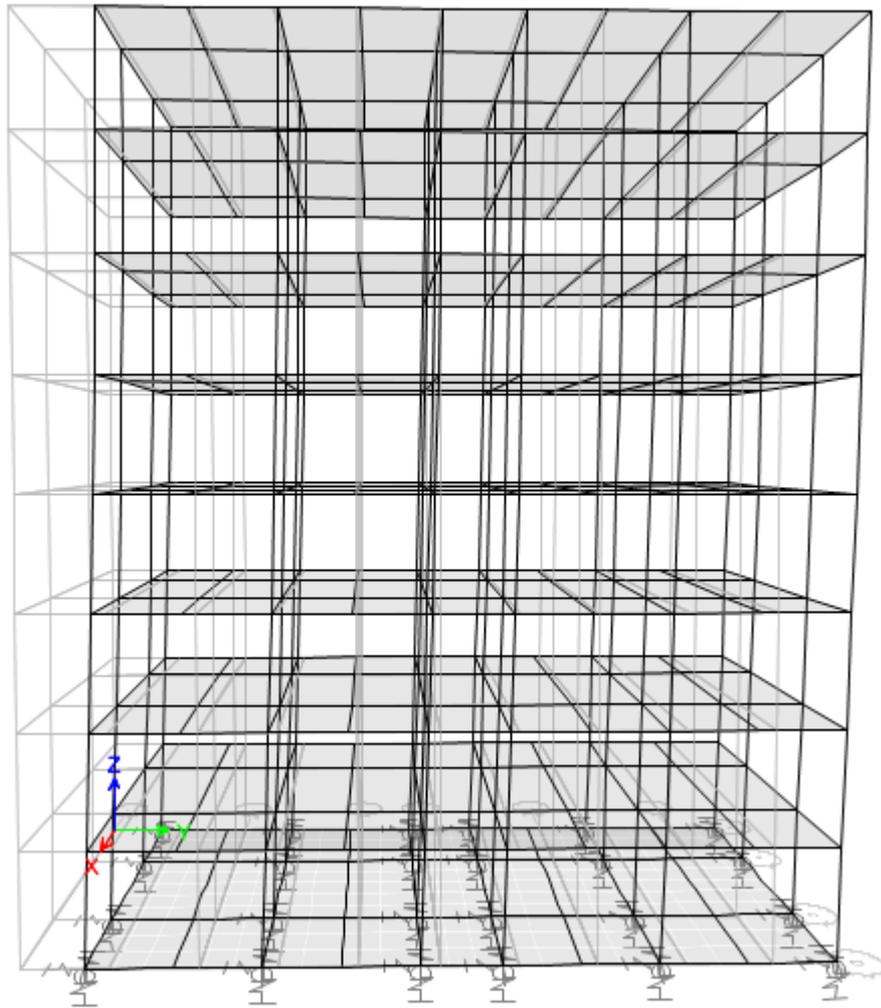


Ilustración III-5 Primer modo Fundamental de vibración en la dirección Y del edificio aislado sísmicamente con aisladores de bajo amortiguamiento (LDR). Fuente: Propio

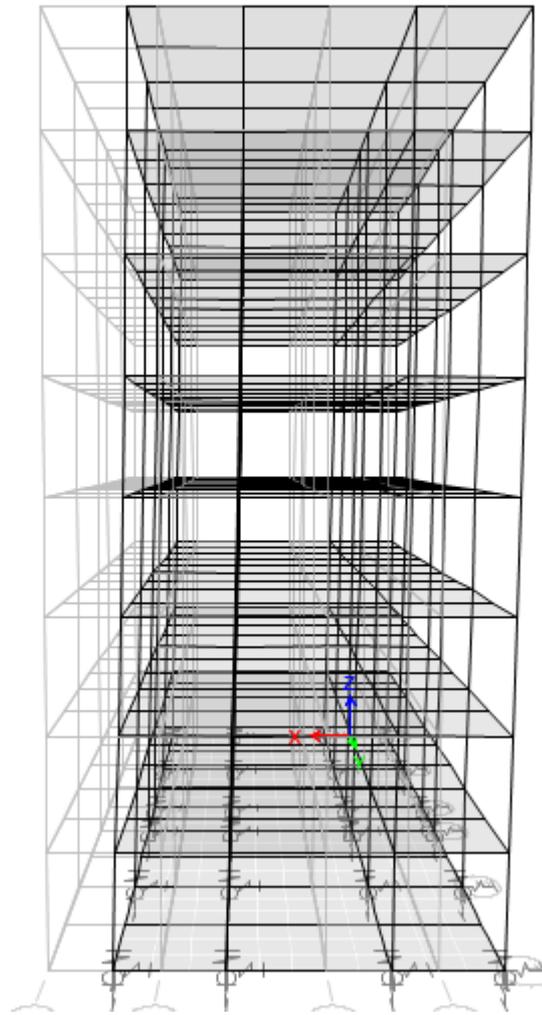


Ilustración III-6 Primer modo de vibración en la dirección X del edificio aislado sísmicamente con aisladores de bajo amortiguamiento (LDR). Fuente: Propio

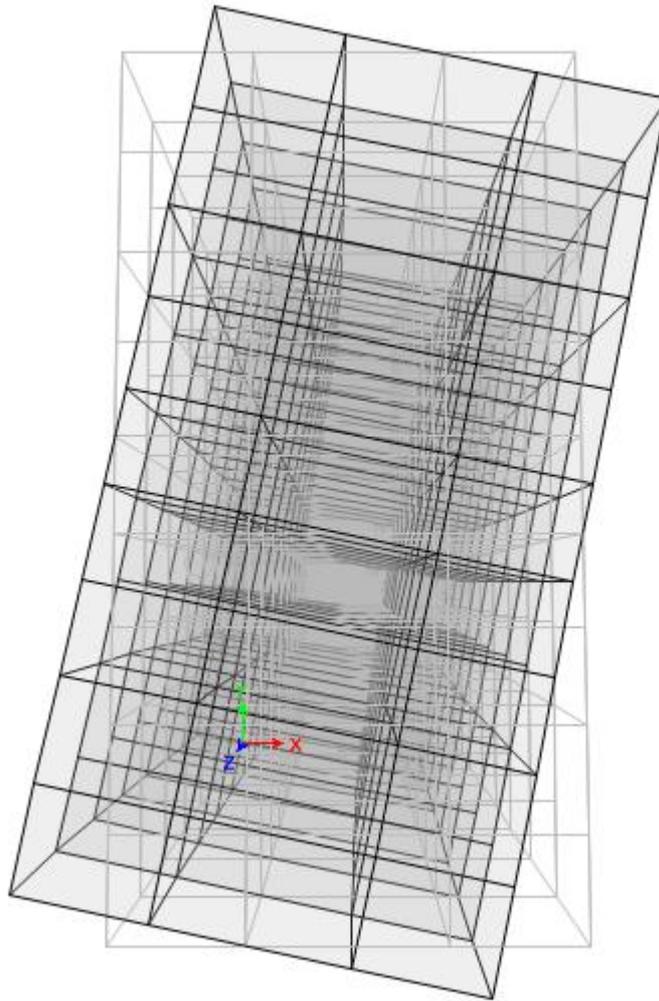


Ilustración III-7 Primer modo de vibración en la dirección Z del edificio aislado sísmicamente con aisladores de bajo amortiguamiento (LDR). Fuente: Propio

2.3.2. Cortantes Dinámicos

Tabla III-4 Cortantes dinámicos para espectros en direcciones X y Y

Nivel	Elevación cm	Dir. X Kgf	Dir. Y Kgf
NIVEL 8	2880	58,369.90	58,294.10
NIVEL 7	2520	141,846.10	141,312.40
NIVEL 6	2160	221,853.90	220,364.20
NIVEL 5	1800	297,887.80	294,772.50
NIVEL 4	1440	370,134.40	364,753.30
NIVEL 3	1080	439,169.80	431,057.90
NIVEL 2	720	505,568.80	494,457.20
NIVEL 1	360	569,937.10	555,646.50

En la Tabla III-4 se pueden apreciar los cortantes dinámicos calculados para cada uno de los niveles del edificio, el cortante basal es el correspondiente al

nivel 1. Se puede observar que tanto en la dirección X como en Y son bastante similares siendo un poco mayor el valor del corte en la dirección X .

2.3.3. Desplazamientos de entrepiso

Idealmente, la mayor parte del desplazamiento lateral en una estructura aislada debería concentrarse en el sistema de aislamiento. En la siguiente tabla se revisan los desplazamientos de entrepiso del edificio aislado.

Tabla III-5 Desplazamientos de entrepiso en las dos direcciones de análisis X y en Y respectivamente.

Nivel	Elevación	Dir. X	Dir. Y
	cm	cm	Cm
8	2880	8.528	9.718
7	2520	8.151	9.364
6	2160	7.557	8.771
5	1800	6.718	7.887
4	1440	5.634	6.711
3	1080	4.325	5.265
2	720	2.832	3.572
1	360	1.261	1.702
Base	0	32.462	31.536

Los resultados de la Tabla III-5, confirman lo que se dijo anteriormente, el mayor desplazamiento lateral se da en la interfaz de aislación con 32.46cm , este resultado es aproximado a los cálculos elaborados para el diseño de los aisladores el cual es mostrado en el *Paso 1* sección 6.3 del CAPITULO II , asimismo se puede observar que en los pisos superiores los desplazamientos son mínimos en relación a la base. Cabe mencionar que estos desplazamientos no están afectados por ningún factor que los amplifique a diferencia a los desplazamientos de la estructura convencional.

2.3.4. Distorsiones de entrepiso

2.3.4.1. Distorsiones de entrepiso en condiciones de colapso

Para estructuras aisladas en la base, el código ASCE 7-10 establece en el Capítulo 17, que el valor de la distorsión para cada entrepiso (ΔxT) no será mayor que 0.015.

Tabla III-6 Distorsiones en el estado límite de colapso

Distorsiones en el estado límite de colapso							
Distorsión máxima permitida 0.015							
NIVEL	h_i (cm)	δ_x	$\delta_x T$	$\Delta_x T$	δ_y	$\delta_y T$	$\Delta_y T$
Cubierta	360	8.528	8.528	0.0010	9.718	9.718	0.0010
Nivel 7	360	8.151	8.151	0.0017	9.364	9.364	0.0016
Nivel 6	360	7.557	7.557	0.0023	8.771	8.771	0.0025
Nivel 5	360	6.718	6.718	0.0030	7.887	7.887	0.0033
Nivel 4	360	5.634	5.634	0.0036	6.711	6.711	0.0040
Nivel 3	360	4.325	4.325	0.0041	5.265	5.265	0.0047
Nivel 2	360	2.832	2.832	0.0044	3.572	3.572	0.0052
Nivel 1	360	1.261	1.261	0.0035	1.702	1.702	0.0047
BASE	0	32.462		-	31.536		-

 Cumple la condición  No cumple la condición

Donde:

δ_x = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección X

$\delta_x T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_x T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección X

δ_y = Desplazamientos de cada entrepiso en la dirección Y

$\delta_y T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_y T$ = Distorsiones de entrepiso en la dirección

Como se puede observar en la Tabla III-6, los valores de distorsión obtenidos no exceden los valores máximos que norma el ASCE 7-10.

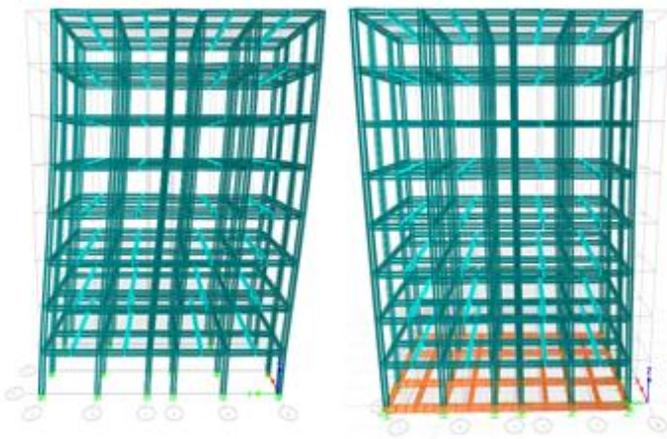
3. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO AISLADO

Considerando que se incorporó a la estructura un sistema de aislación capaz de reflejar la energía de entrada al edificio, se realizó el diseño de la superestructura, sabiendo que los elementos de ésta no sufrirán de excesivos esfuerzos ante el actuar de un sismo. El sistema estructural se considerará como un sistema de marcos ordinarios *OMF* (Ordinary Moment Frame, por sus siglas en inglés) dado que de éste se espera que sufra una cantidad de deformación inelástica limitada; permitiendo la reducción de las secciones de los miembros estructurales.

Tabla III-7 Elementos que conforman la superestructura del edificio con aisladores de base. Fuente: Propio

Nivel	Elemento	Sección	Cant. (unidad)	Total Long (m)	Peso/long	Peso total (kg)
8	Viga de techo	W18X55	38	162.35	76.75	12460.6
	Viga secundaria de techo	W12X30	12	47.30	44.42	2101.2
	Columnas	W14X53	24	86.40	78.84	6811.7
7	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Viga secundaria de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X53	24	86.40	78.84	6811.7
6	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X61	24	86.40	90.46	7816.0
5	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X74	24	86.40	110.17	9518.9
4	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X82	24	86.40	121.29	10479.6
3	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X82	24	86.40	121.29	10479.6
2	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X90	24	86.40	133.93	11571.2
1	Vigas de entrepiso	W18X76	38	162.35	104.44	16955.7
	Vigas secundarias de entrepiso	W16X36	12	47.30	53.57	2533.9
	Columnas	W14X90	24	86.40	133.93	11571.19
Base	Viga ppal. losa base (concreto reforzado)	0.5m x 0.35m	38	162.35	420.46	68261.32
	Vigas secundarias de losa de base (concreto reforzado)	0.5m x 0.25m	12	47.30	420.46	19887.65

En la Tabla III-7 se pueden apreciar los elementos estructurales que conforman la superestructura del edificio aislado, nótese la evidente reducción de las dimensiones de las secciones estructurales de los elementos; observándose el beneficio que entrega la aislación con respecto a las dimensiones de las secciones estructurales de la estructura convencional.



CAPITULO IV

COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y EL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE

RESUMEN

En este capítulo se realiza una comparación de las repuestas estructurales que exhiben tanto la estructura convencional como la estructura aislada. Esto se logra comparando los valores del periodo fundamental de vibración, fuerzas cortantes y distorsiones máximas de entrepiso; así también las dimensiones de las secciones estructurales de acero que éstas poseen

Para realizar estas comparaciones se debe considerar que tanto la estructura convencional como la aislada sísmicamente están sometidas a las mismas características de ubicación como tipo de suelo, grupo y zona sísmica. También se realizaran los mismos métodos de análisis sísmico que se aplicaron para la estructura convencional, de tal forma que se podrá apreciar las ventajas y desventajas que ambas estructuras presentan.

CAPITULO IV: COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO CONVENCIONAL Y EL EDIFICIO AISLADO SÍSMICAMENTE

Al realizar la comparación entre la estructura convencional y la aislada se podrá observar si implementar un sistema de aislación para el caso particular en estudio es realmente ventajoso y produce reducciones en los parámetros de análisis de respuesta de estructura que cuantitativamente justifiquen la posible mayor inversión, pero que como resultado tengan un comportamiento más óptimo del edificio aislado.

La comparación del comportamiento del edificio convencional versus el edificio aislado se hará bajo los mismos parámetros arquitectónicos y estructurales aplicando el mismo método de análisis dinámico en ambos casos.

Para hacer la comparación se tomarán en cuenta los aspectos que se consideran más significativos a fin de apreciar los cambios en la respuesta de la estructura, como podemos citar:

- Periodo fundamental de la estructura
- Aceleración espectral
- Fuerzas cortantes de los entresijos
- Desplazamientos de entresijos
- Distorsiones máximas de entresijos
- Secciones estructurales

A continuación se describen cada uno de los puntos mencionados anteriormente para hacer las respectivas comparaciones:

1. COMPARACIÓN DE PERIODOS DE LAS ESTRUCTURAS

Tabla IV-1 Resultados de aislamiento sísmicos en aceleraciones espectrales

ÍTEM	CONVENCIONAL	AISLADO	COMENTARIO
Periodo fundamental	0.92 s	2.15 s	Más del doble
Aceleración (espectro elástico)	0.8188 g	0.3259 g	Reducción 60%
Aceleración (espectro reducido por Q y Ω)	0.1023 g	-	-

En la Tabla IV-1 se aprecia el efecto que tiene la incorporación del sistema de aislamiento, que provoca un aumento de más del doble en el periodo fundamental de la estructura, de **0.92** segundos a **2.15** segundos, el cual permite que la estructura aislada presente aceleraciones menores, lográndose así uno de los propósitos del uso de la aislación sísmica.

2. COMPARACIÓN DE CORTANTES DINÁMICOS

Tabla IV-2 Comparación de cortantes dinámicos para las estructuras convencional y aislada.

Cortantes Dinámicos en Dirección de Análisis en X y Y					
Nivel	Elevación cm	Convencional		Aislada	
		Dir. X kgf	Dir. Y kgf	Dir. X kgf	Dir. Y kgf
8	2880	192442.84	178693.48	58369.90	58294.10
7	2520	422911.48	390833.96	141846.10	141312.40
6	2160	615002.6	569332	221853.90	220364.20
5	1800	775315.88	718924	297887.80	294772.50
4	1440	907710.6	843698.4	370134.40	364753.30
3	1080	1012444.68	944476.8	439169.80	431057.90
2	720	1084983.16	1016652.4	505568.80	494457.20
1	360	1117840.92	1051382	569937.10	555646.50
BASE	0	0	0	0	0

En la Tabla IV-2 se puede observar la comparación de los cortantes dinámicos respecto a la sollicitación de interés entre la estructura convencional y la aislada en las dos direcciones de análisis *X* y *Y* respectivamente. Se pueden apreciar agrupaciones de resultados correspondientes a los 8 niveles que tiene el edificio y se ve que los menos solicitados a cortantes se dan en la estructura aislada resultando menores hasta un 50% con respecto a la estructura convencional, permitiendo de esta manera una importante disminución en los esfuerzos de los elementos estructurales de la estructura. Los cortantes dinámicos mostrados para la estructura convencional fueron amplificados por el factor de reducción por ductilidad para efectos de comparación con respecto a la estructura aislada debido que esto exhibirá de mejor manera el comportamiento real de la estructura con base fija.

Para una mejor apreciación se muestra en la Ilustración IV-1 e Ilustración IV-2 la comparación de manera gráfica.

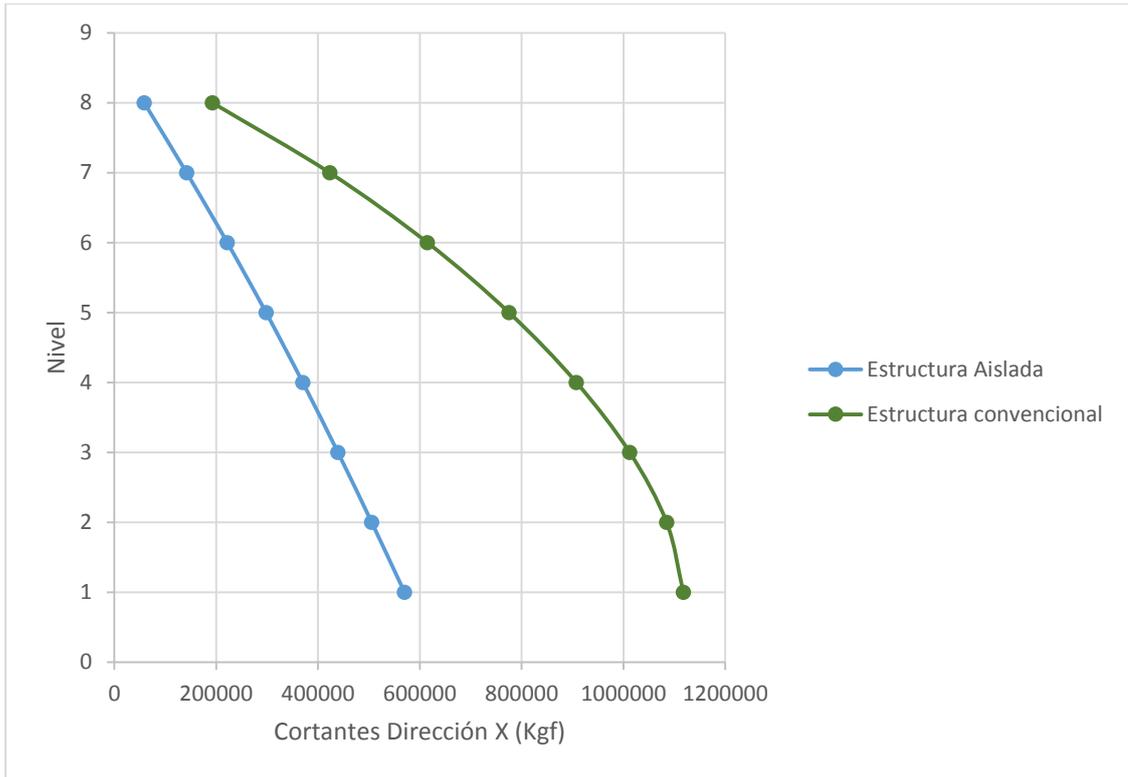


Ilustración IV-1 Comparación de las fuerzas cortantes obtenidas con el método dinámico modal (dirección X) para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

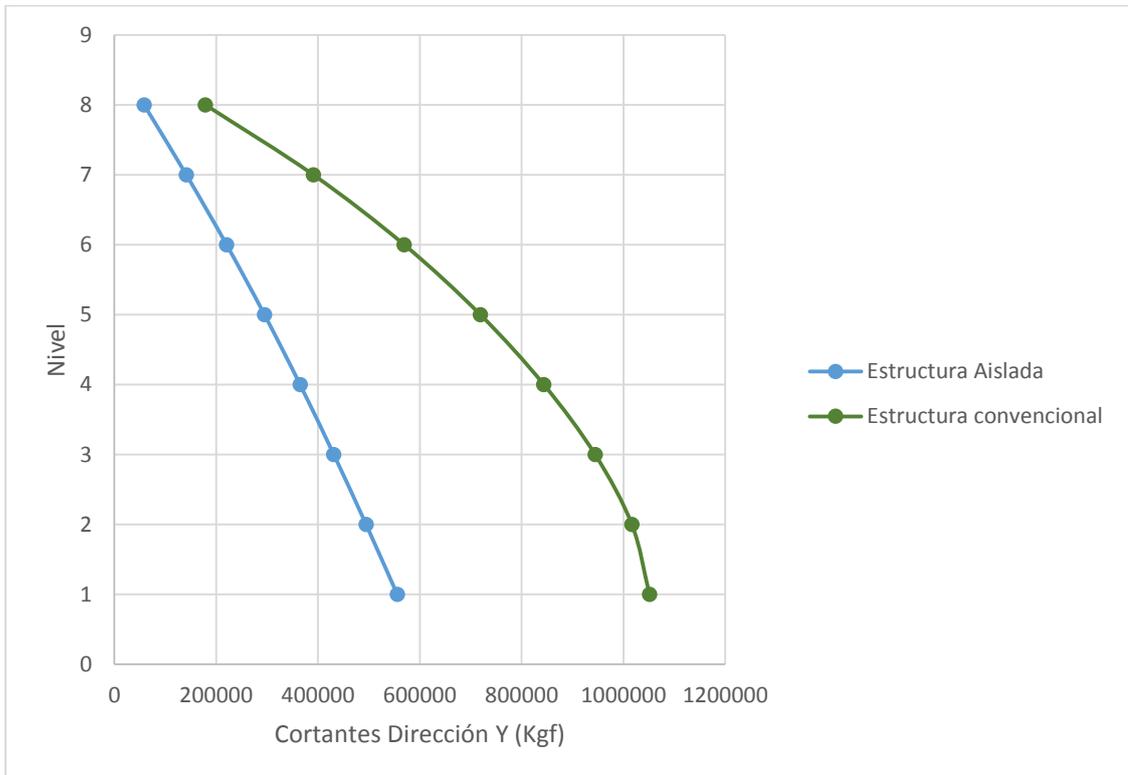


Ilustración IV-2 Comparación de las fuerzas cortantes obtenidas con el método dinámico modal (dirección Y) para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

3. COMPARACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISOS

Se realiza la comparación de los desplazamientos de entrepiso, este es un parámetro fundamental para observar la conducta de una estructura. En esta sección se presentan los desplazamientos obtenidos en la estructura convencional y aislada para efectos de comparación.

A continuación se muestran los desplazamientos expresados numéricamente en la siguiente tabla.

Tabla IV-3 Comparación de los desplazamientos de entrepiso para las estructuras convencional y aislada.

Desplazamientos de entrepiso					
Nivel	Elevación Cm	Convencional		Aislada	
		Dir. X cm	Dir. Y cm	Dir. X cm	Dir. Y cm
8	2880	38.66	41.41	8.53	9.72
7	2520	36.56	39.51	8.15	9.36
6	2160	33.29	36.40	7.56	8.77
5	1800	28.81	31.91	6.72	7.89
4	1440	23.27	26.19	5.63	6.71
3	1080	16.91	19.49	4.33	5.27
2	720	10.12	12.11	2.83	3.57
1	360	3.68	4.70	1.26	1.70
BASE	0	0	0	32.46	31.54

Los desplazamientos de la estructura convencional presentados en la Tabla IV-3 se multiplicaron por el factor de ductilidad, para demostrar el valor real del desplazamiento con respecto a la estructura aislada sísmicamente.

Para una mejor apreciación se muestra en Ilustración IV-3 e Ilustración IV-4 la comparación de manera gráfica.

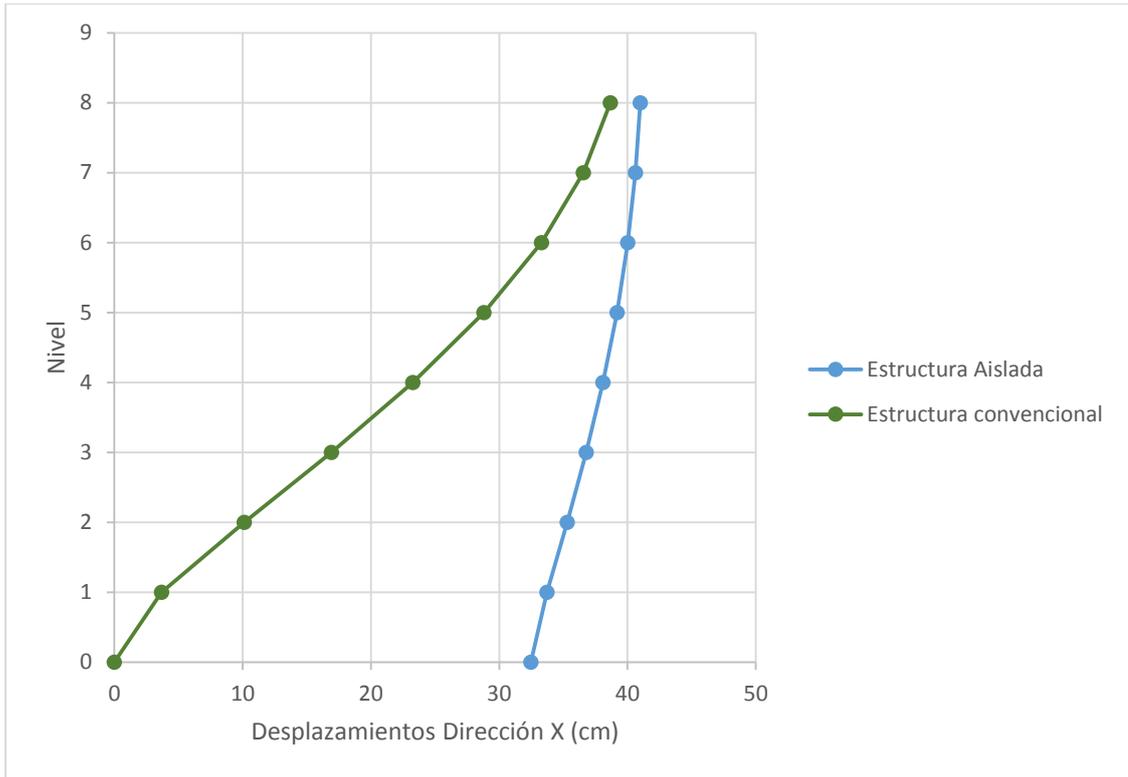


Ilustración IV-3 Comparación de los desplazamientos de entrepiso (dirección X) obtenidos con el método dinámico modal para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

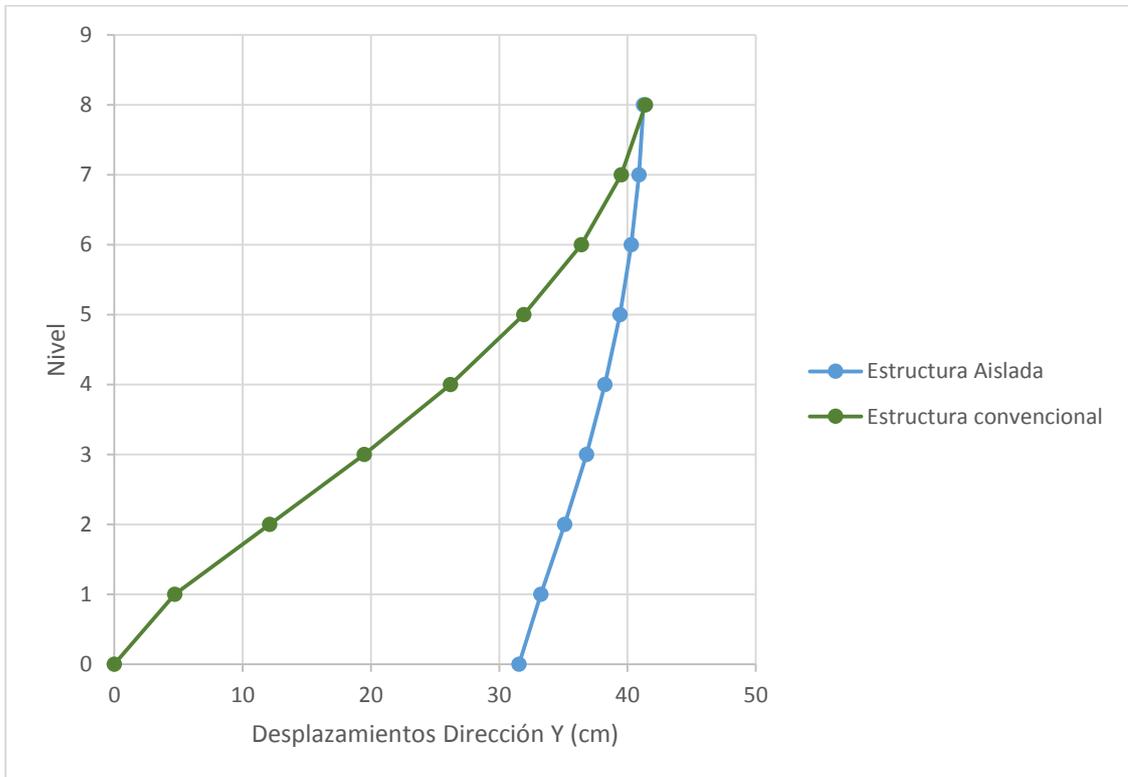


Ilustración IV-4 Comparación de los desplazamientos de entrepiso (dirección Y) obtenidos con el método dinámico modal para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

Como se muestra en la Ilustración IV-3 y la Ilustración IV-4, el edificio aislado presenta menores desplazamientos de entrepiso en la superestructura con respecto al edificio con base fija. Nótese que para la estructura convencional el desplazamiento es cero en su base debido a que está empotrada en la base, mientras que para la estructura aislada el desplazamiento en la base corresponde al desarrollado por la interfaz de aislación que es lo que idealmente se espera.

4. COMPARACIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISOS

El nivel de respuesta de una estructura está gobernado principalmente por dos parámetros; el desplazamiento del sistema y las distorsiones de entrepiso. Este último es responsable de los daños a los que puede estar expuesta la estructura. En esta sección se muestra una comparación entre los resultados.

Tabla IV-4 Distorsiones de Entrepiso en Condiciones de Colapso para las estructuras convencional y aislada para la dirección de análisis en X.

Eje X		ESTRUCTURA CONVENCIONAL			ESTRUCTURA AISLADA		
NIVEL	hi (cm)	Distorsión máx. permitida (0.03)			Distorsión máx. permitida (0.015)		
		δ_x (cm)	$\delta_x T$ (cm)	$\Delta_x T$	δ_x (cm)	$\delta_x T$ (cm)	$\Delta_x T$
Cubierta	360	4.8322	38.6576	0.0058	8.528	8.528	0.0010
Nivel 7	360	4.5703	36.5624	0.0091	8.151	8.151	0.0017
Nivel 6	360	4.1613	33.2904	0.0124	7.557	7.557	0.0023
Nivel 5	360	3.6014	28.8112	0.0154	6.718	6.718	0.0030
Nivel 4	360	2.9084	23.2672	0.0177	5.634	5.634	0.0036
Nivel 3	360	2.1135	16.908	0.0188	4.325	4.325	0.0041
Nivel 2	360	1.2654	10.1232	0.0179	2.832	2.832	0.0044
Nivel 1	360	0.4606	3.6848	0.0102	1.261	1.261	0.0035
BASE	0	-	-	-	32.462	32.462	-

 Cumple la condición  No cumple la condición

Donde:

δ_x = Desplazamientos de cada entrepiso

$\delta_x T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_x T$ = Distorsiones de entrepiso

Tabla IV-5 Distorsiones de Entrepiso en Condiciones de Colapso para las estructuras convencional y aislada para la dirección de análisis en Y.

Eje Y		ESTRUCTURA CONVENCIONAL			ESTRUCTURA AISLADA		
NIVEL	hi (cm)	Distorsión máx. permitida (0.03)			Distorsión máx. permitida (0.015)		
		δ_Y (cm)	$\delta_Y T$ (cm)	$\Delta_Y T$	δ_Y (cm)	$\delta_Y T$ (cm)	$\Delta_Y T$
Cubierta	360	5.1759	41.4072	0.0053	9.718	9.718	0.0010
Nivel 7	360	4.9387	39.5096	0.0086	9.364	9.364	0.0016
Nivel 6	360	4.5497	36.3976	0.0125	8.771	8.771	0.0025
Nivel 5	360	3.9889	31.9112	0.0159	7.887	7.887	0.0033
Nivel 4	360	3.2741	26.1928	0.0186	6.711	6.711	0.0040
Nivel 3	360	2.4362	19.4896	0.0205	5.265	5.265	0.0047
Nivel 2	360	1.5138	12.1104	0.0206	3.572	3.572	0.0052
Nivel 1	360	0.5871	4.6968	0.0130	1.702	1.702	0.0047
BASE	0	-	-	-	31.536	31.536	-

 Cumple la condición  No cumple la condición

Donde:

δ_Y = Desplazamientos de cada entrepiso

$\delta_Y T$ = Desplazamientos amplificados según Arto. 24 del RNC – 07

$\Delta_Y T$ = Distorsiones de entrepiso

Habiendo observado dichos resultados, se pudo determinar que la estructura aislada en su base presenta menores valores de distorsiones, experimentando reducciones que oscilan entre 65% y 82% en comparación con los valores obtenidos para el edificio convencional.

Para una mejor apreciación se muestra en la *Ilustración IV-5* e *Ilustración IV-6* la comparación de manera gráfica.

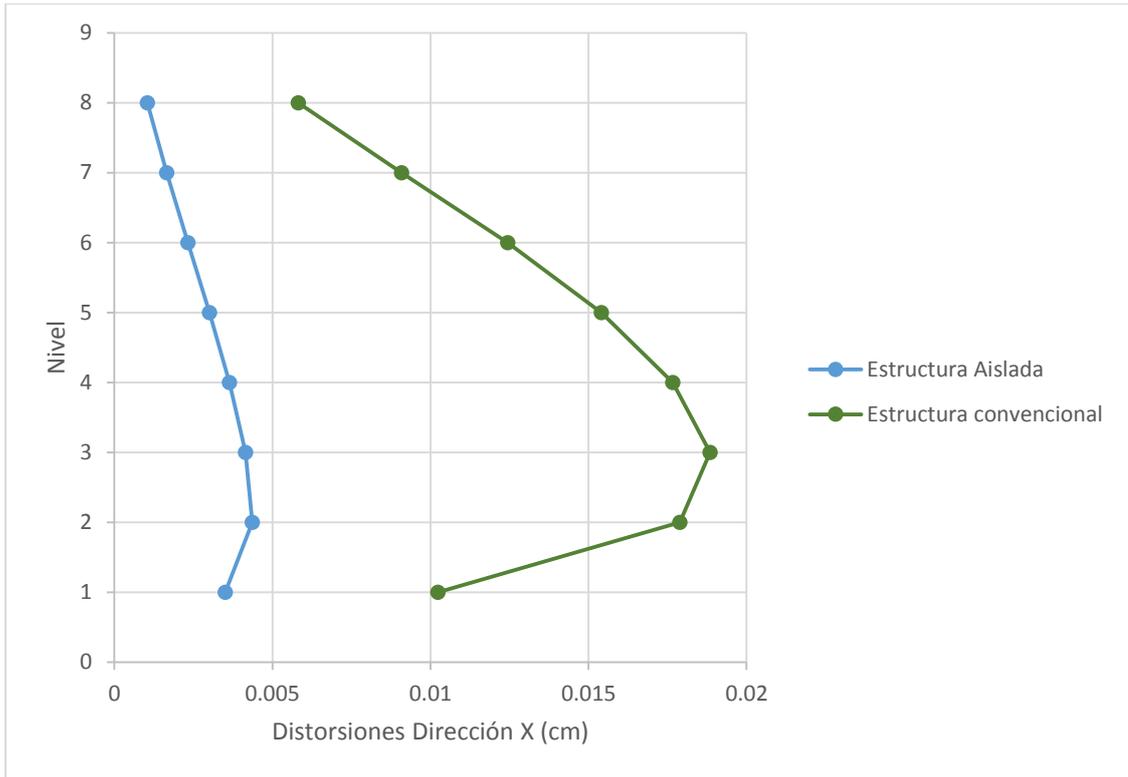


Ilustración IV-5 Comparación de las distorsiones de entrepiso resultantes (dirección X) para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

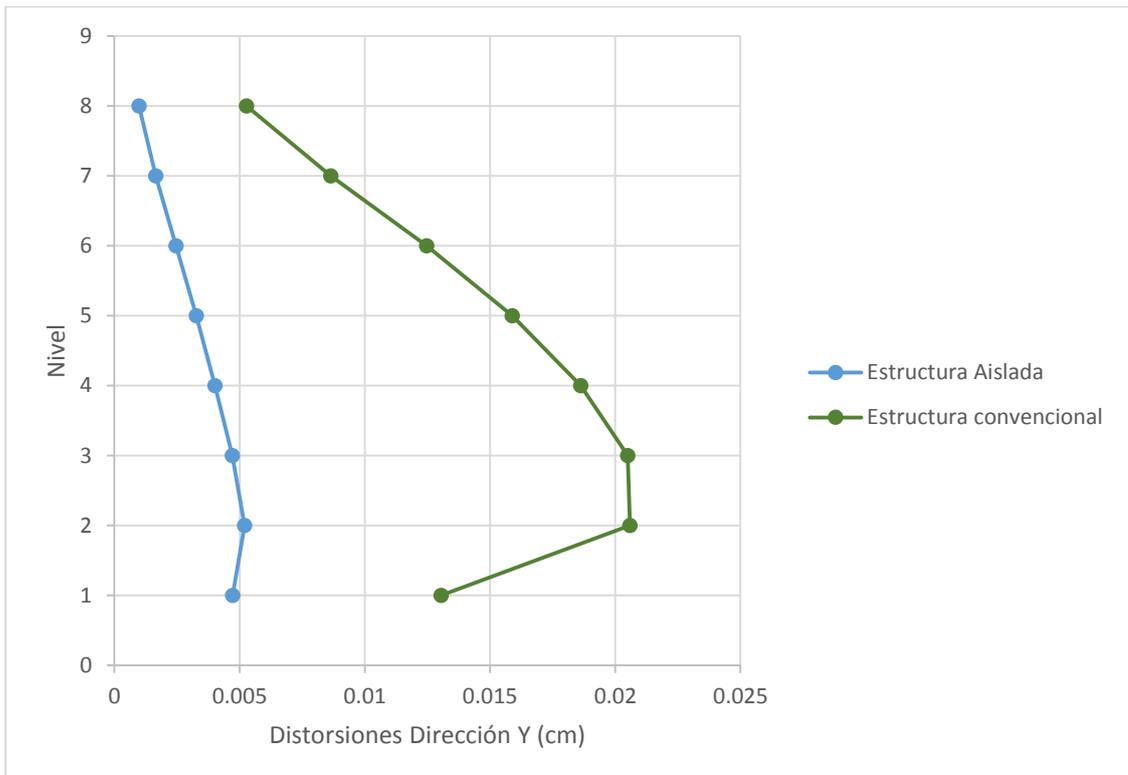


Ilustración IV-6 Comparación de las distorsiones de entrepiso resultantes (dirección Y) para las estructuras convencional y aislada. Fuente: Propio

5. COMPARACIÓN DE PESOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA

A continuación se presentan los pesos de los elementos estructurales de la estructura convencional y de la estructura aislada sísmicamente, para la cual se realizó un cálculo de pesos en base a la masa de ambas estructuras, considerando para esto los pesos de elementos que se especifican a continuación: vigas principales y secundarias de entrepiso, columnas principales, losas de entrepisos y para el caso del edificio aislado la losa en la base.

Tabla IV-6 Pesos de elementos estructurales de la superestructura del edificio convencional.

Edificio Convencional				
Sección Acero G50	Elemento	Cant. Piezas	Long Total	Peso Total
			cm	ton
W12X96	Viga	20	9140	11.8264
W12X120	Viga	2	682.5	1.0554
W14X109	Viga	96	37840	61.1955
W14X132	Viga	282	120057.5	211.5328
W14X311	Columna	32	11520	53.2129
W14X342	Columna	36	12960	66.1523
W14X370	Columna	124	44640	245.9060
Losa Entrepiso	Piso	8	-	647.4960
TOTAL		600	236840	1298.3774

Tabla IV-7 Peso de elementos estructurales de la superestructura del edificio aislado.

Edificio Aislado				
Sección Acero G50	Elemento	Cant. Piezas	Long Total	Peso Total
			cm	ton
W12X30	Viga	12	4730	2.1012
W14X53	Columna	48	17280	13.6234
W14X61	Columna	24	8640	7.8160
W14X74	Columna	24	8640	9.5189
W14X82	Columna	48	17280	20.9591
W14X90	Columna	48	17280	23.1424
W16X36	Viga	84	33110	17.7371
W18X55	Viga	38	16235	12.4606
W18X76	Viga	266	113645	118.6899
Losa Entrepiso	Piso	8	-	647.4960
Losa de base	Piso	1	-	97.3800
TOTAL		601	236840	970.9248

El peso total de los elementos estructurales del edificio convencional es de 1,298.38 ton como lo muestra la Tabla IV-6, mientras que el peso del edificio aislado es de 970.92 ton indicado en la Tabla IV-7, por lo tanto el peso del

edificio aislado se reduce en un 25.22% con respecto a la convencional. Por consiguiente se puede deducir que referente a pesos la estructura con sistema de aislación tiene mayor ventaja ya que resulta menos pesada con respecto a los elementos estructurales antes citados.

6. COMPARACIÓN DE COSTOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA SUPERESTRUCTURA

En la sección anterior se dedujo que el peso de la superestructura con sistema de aislación tomando en cuenta los pesos de los elementos estructurales principales, es menor en comparación con la estructura convencional; esto por consiguiente tiene consecuencias positivas en lo referente a costos, por ello se presenta a continuación una estimación aproximada del costo de adquisición de materiales para ambos casos partiendo de los pesos obtenidos en la sección anterior.

Tabla IV-8 Costos de los elementos estructurales de la superestructura del edificio convencional

Edificio Convencional					
Sección Acero G50	Elemento	Cant. Piezas	Long Total	Peso Total	Costo Total ton
			cm	tonf	\$
W12X96	Viga	20	11.83	11.8264	\$ 24,835.50
W12X120	Viga	2	1.06	1.0554	\$ 2,216.24
W14X109	Viga	96	61.20	61.1955	\$ 128,510.59
W14X132	Viga	282	211.53	211.5328	\$ 444,218.92
W14X311	Columna	32	53.21	53.2129	\$ 111,747.15
W14X342	Columna	36	66.15	66.1523	\$ 138,919.81
W14X370	Columna	124	245.91	245.9060	\$ 516,402.66
Losa Entrepiso	Piso	8	-	647.4960	\$ 108,080.0
TOTAL		600	236,840	1,298.37	\$ 1,474,930.88

Tabla IV-9 Costos de elementos estructurales de la superestructura del edificio aislado

Edificio Aislado					
Sección Acero G50	Elemento	Cant. Piezas	Long Total	Peso Total	Costo Total ton
			cm	tonf	\$
W12X30	Viga	12	4730	2.10	\$ 4,412.54
W14X53	Columna	48	17280	13.62	\$ 28,609.22
W14X61	Columna	24	8640	7.81	\$ 16,413.62
W14X74	Columna	24	8640	9.51	\$ 19,989.77
W14X82	Columna	48	17280	20.95	\$ 44,014.19
W14X90	Columna	48	17280	23.14	\$ 48,599.00
W16X36	Viga	84	33110	17.73	\$ 37,247.99
W18X55	Viga	38	16235	12.46	\$ 26,167.32

Sección Acero G50	Elemento	Cant. Piezas	Long Total	Peso Total	Costo Total ton
			cm	tonf	\$
W18X76	Viga	266	113645	118.68	\$ 249,248.73
Losa Entrepiso	Piso	8	-	647.49	\$ 108,080.00
Losa de base	Piso	1	-	97.38	\$ 13,510.00
GAPEC	Aislador	25	-	-	\$ 125,000.00
TOTAL		626	236,840	970.9248	\$ 721,292.40

El precio considerado fue de 2,100 dólares la tonelada de acero y 5,000 dólares el precio de cada aislador elastomérico.

Respecto al costo estimado de los elementos estructurales del edificio convencional según la Tabla IV-8 es de \$ 1,474,930.88 y el costo del edificio aislado es de \$721,292.40 expuesto en la Tabla IV-9 respectivamente incluyendo el sistema de aislación y la losa inmediata a los aisladores, esto quiere decir que el costo del edificio para los elementos estructurales de la superestructura se reducen en un 51.1% con respecto al edificio convencional.

CONCLUSIONES

Para el desarrollo de los objetivos definidos para esta investigación se planteó aislar sísmicamente un edificio. Este se diseñó previamente sin ningún mecanismo de protección sísmica por lo que es llamado edificio convencional y posteriormente se diseñó con la inclusión de un sistema de aislación basal el cual fue previamente diseñado por lo que este es llamado edificio aislado. Se realizó posteriormente una comparación entre los resultados de ambos casos lo que permitió juzgar el impacto que tuvo el sistema de aislación en el comportamiento sísmico del edificio. A continuación se presentarán las conclusiones basadas en el análisis de los resultados obtenidos del diseño de ambas estructuras:

1. A como se esperaba, la incorporación del sistema de aislación con aisladores elastoméricos mejoró considerablemente el comportamiento sísmico de la estructura aislada en comparación al comportamiento de la estructura convencional. Considerando que el sistema de aislación se diseñó únicamente usando aisladores LDR tipo GAPEC con 5% de amortiguamiento los resultados en la mejora del comportamiento sísmico fueron satisfactorios.
2. Se demostró uno de los principales objetivos de los sistemas de aislación basal como lo es separar a la estructura del suelo, disminuyendo así grandemente la energía de entrada; esto se pudo evidenciar ya que las fuerzas cortantes que se presentan en la estructura aislada son menores que las presentadas en la estructura convencional
3. Se comprobó que al incorporar el sistema de aislación basal se obtiene un aumento del periodo fundamental de vibración, que para este caso el valor de periodo fundamental pasa de **0.92** segundos a **2.15** segundos, valor que asegura buenos niveles de respuesta, porque aleja a la estructura de las zonas de mayor energía sísmica, es decir, las aceleraciones caen lejos de la meseta del espectro, esto se traduce en menores aceleraciones, menores esfuerzos y por lo tanto menores daños al edificio.
4. Se evidencio la contribución del sistema de aislación a mejorar el comportamiento del edificio provocando que la superestructura se desplace como un cuerpo rígido, obteniéndose que los desplazamientos en el edificio aislado se redujeron un 78% con respecto al edificio convencional, además, estos desplazamientos de cada piso describen un comportamiento bastante lineal y uniformes en su distribución.
5. Debido a que las dimensiones de los elementos de la superestructura del edificio aislado se lograron reducir notablemente en comparación a la estructura convencional, se puede afirmar que la superestructura recibe menor cantidad de energía sísmica ya que no requerirá que sus

elementos desarrollen un comportamiento inelástico, puesto que la sollicitación de esfuerzos en sus elementos estructurales será relativamente menor en comparación a la estructura convencional. Esto a su vez se traduce en una reducción de costos, lo cual compensaría considerablemente el aumento en el monto de la inversión inicial por el costo del sistema de aislación.

RECOMENDACIONES

1. Se debe tomar en cuenta la factibilidad económica de construir un edificio aislado debido al costo inicial de estos, las estructuras que conviene aislar son aquellas que necesiten operatividad inmediata después de un sismo o que tengan contenido de alto costo.
2. Se recomienda en lo posible utilizar un solo tipo o variante de aislador respecto a geometría y características para todo el edificio cuando el sistema de aislación requiera una cantidad reducida de aisladores. Esto por el costo elevado que representaría realizar las pruebas de ensayos para cada tipo de aislador, teniendo en cuenta que esto implica la solicitud de un aislador adicional por cada tipo de aislador diseñado.
3. Dada la carencia de nuestra normativa nacional de normar los requerimientos de diseño sísmico para estructuras sísmicamente aisladas, se recomienda a las autoridades competentes (MTI) considerar la inclusión de los requerimientos de diseño para estructuras aisladas en la normativa nacional.

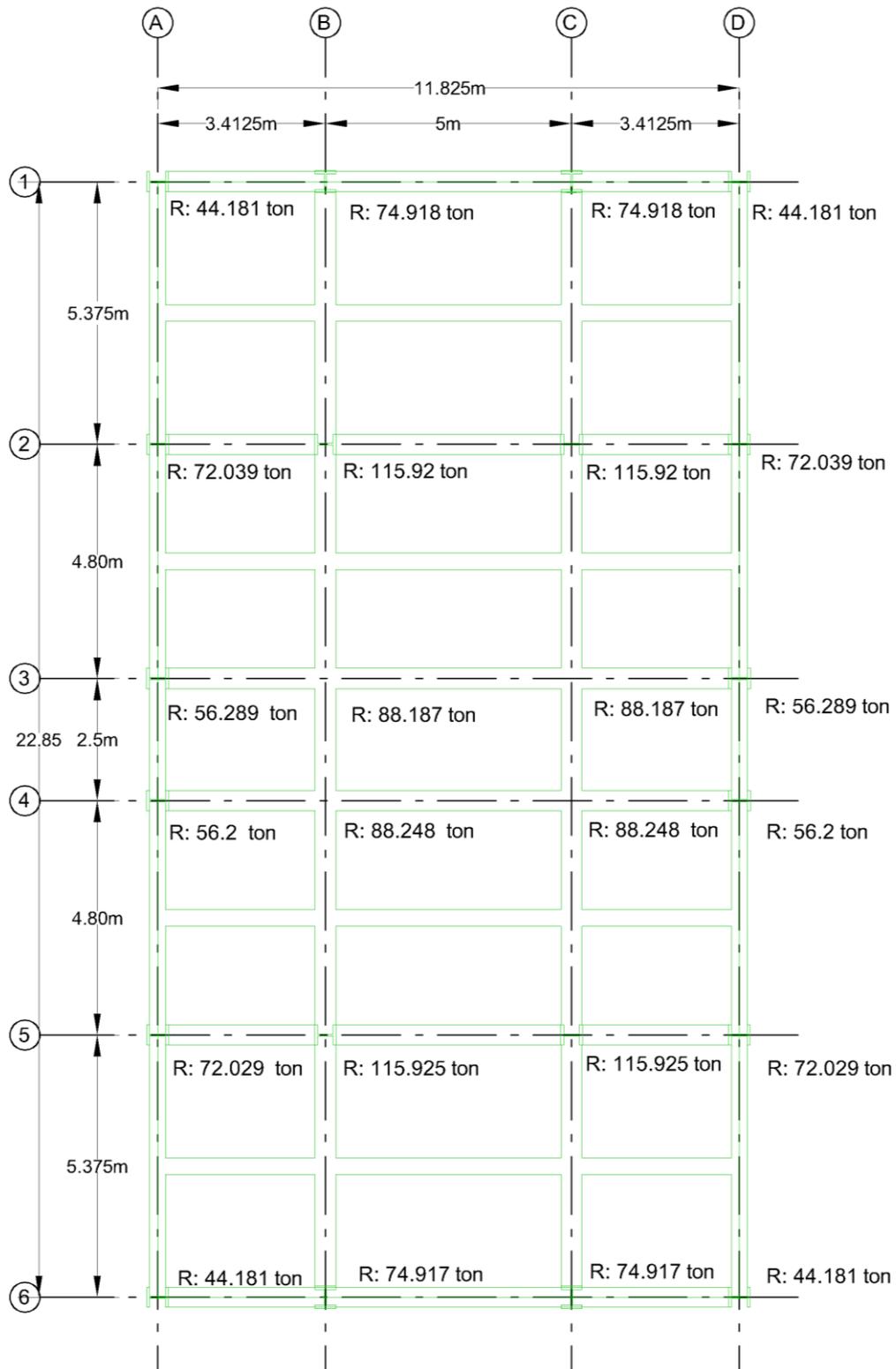
BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., Almazán, J. L., Dechent, P., & Suárez, V. (2008). *Aisladores de base elastoméricos y FPS* (Primera ed., Vol. I). Quito, Ecuador.
- AISC. (1994). *Load and Resistance Factor Design*. United States.
- AISC 341. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, United State.
- AISC 358. (2010). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*. Chicago, United States.
- AISC 360. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, United States .
- American Institute of Steel Construction. (2010). *ANSI/AISC 360-10*. United States.
- Arriagada Rosas, J. A. (2005). *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)*. Tesis para optar al grado de Ingeniero Civil, Universidad Austral de Chile, Estructuras, Chile. Recuperado el 5 de Julio de 2014
- ARZE, RECINE Y ASOCIADOS, INGENIEROS CONSULTORES. (2000). *MANUAL DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE ACERO - METODO DE FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA*. Chile.
- ASCE 7-10. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures*. Reston, Virginia, United States.
- Bazán, E., & Meli, R. (s.f.). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: LIMUSA, Noriega Editores.
- Caja de Herramientas de la Ingeniería*. (9 de Agosto de 2015). Obtenido de <https://cajadeherramientasdelaingenieria.wordpress.com/2014/05/22/generador-de-espectros-de-respuestas-segun-el-rnc-07/>
- Comunicación personal con Ph. D. Julio C. Miranda. (30 de Abril de 2015).
- Construction, A. I. (2010). *ANSI-AISC 360-10*. United States.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico, & Cámara Chilena de la Construcción. (s.f.). Protección Sísmica de Estructuras. *Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*, 43.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *ESPECTROS DE RESPUESTA Y DE DISEÑO*. Universidad Nacional de Cuyo.
- Ejercito, E. P. (s.f.). *Capítulo II: Aisladores de Base*.
- Escuela Politécnica del Ejército. (s.f.). *COMPORTAMIENTO DE EDIFICIOS ABIERTOS UTILIZANDO AISLADORES DE BASE ELASTOMERICOS*.

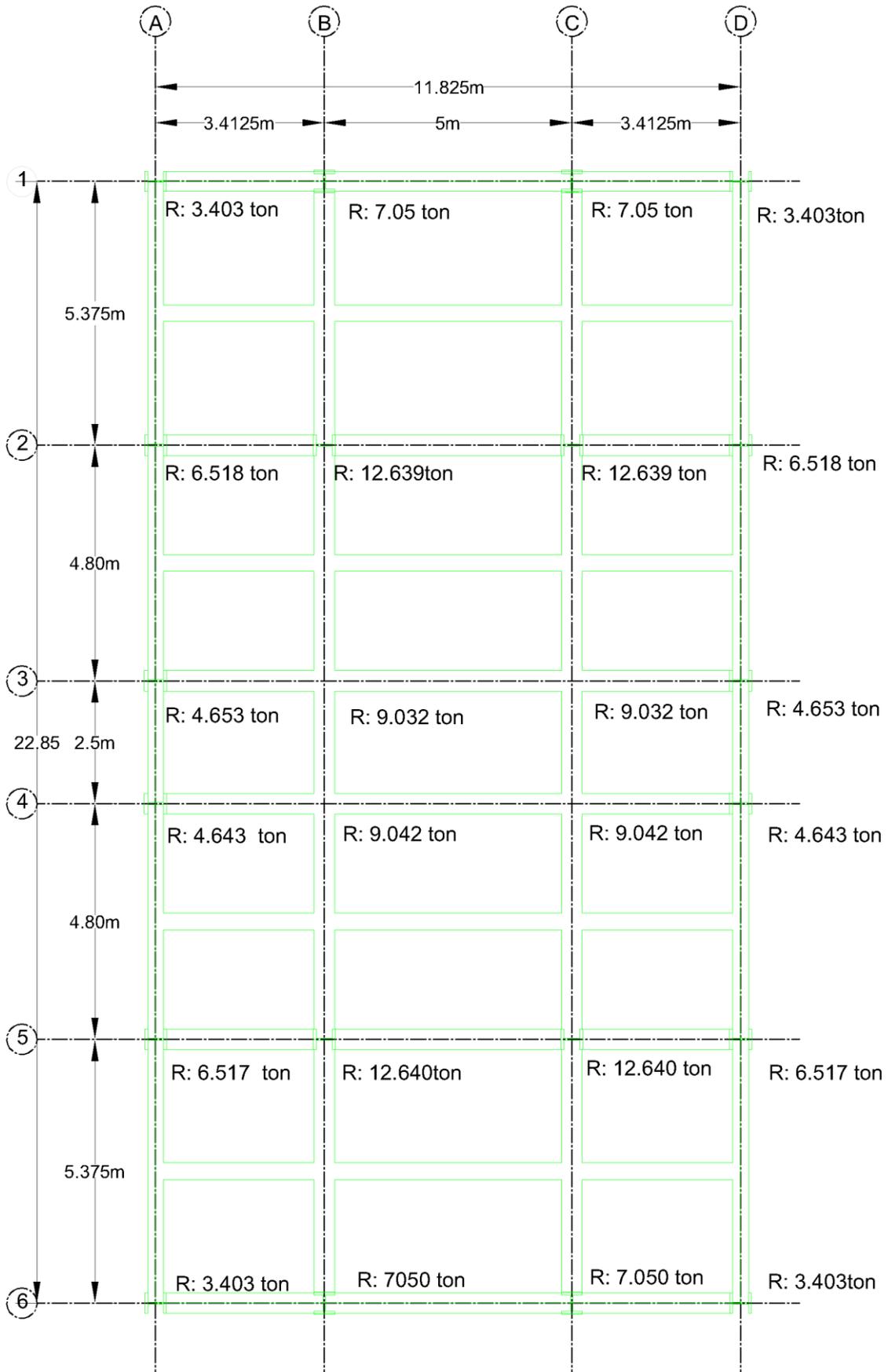
- Federal Emergency Management Agency. (s.f.). (Chapter 9) Seismic Isolation and Energy Dissipation. En *FEMA 356*.
- Franklin Y. Cheng, H. J. (s.f.). *SMART STRUCTURES -Innovative Systems for Seismic Response Control*. New York: CRC Press. Taylor & Francis Group.
- García Reyes, L. (1998). *Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico*. Bogotá, Colombia.
- Kelly , T. E. (July 2001). *Base Isolation Of Structures - Design Guidelines*. New Zealand.
- Kelly, J. M., & Farzad Naeim. (1999). *Design of Seismic Isolated Structures. From theory to practice*. United States of América: Wiley.
- Kelly, J. M., & Konstantinidis, D. A. (2011). *MECHANICS OF RUBBER BEARING FOR SEISMIC AND VIBRATION ISOLATION*. United Kingdom: Wiley.
- Lacayo Bermudez, G. (s.f.). *Análisis Modal Elástico para un Edificio de Cinco Niveles*. Managua.
- Lacayo Bermudez, G. (s.f.). Análisis Modal Espectral Edificio "Le Papillon" considerando dos fuentes de Riesgo sísmico. Conferencia dictada en A.N.I.A. Managua 15 de Octubre 2009., (pág. 46).
- McCormac, J. C. (2002). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO METODO LRFD* (Vol. 2da Edición). (J. De la Cera Alonso, Trad.) Recuperado el 27 de Junio de 2014
- MTI. (2007). Reglamento Nacional de la Construcción. Managua, Nicaragua, Nicaragua.
- Presidencia del Consejo Superior de Obra Públicas . (Diciembre 1998). *Linea Guia para el Diseño, Construcción y Prueba de Terremoto de Estructuras Aisladas*.
- Proaño, I. L. (2011). *Boletín Informativo ASOCEM . PERU .*
- Quiroz, J. M. (2010). *Coeficiente de Fricción optimo para el diseño de estructuras en la Costa de Guerrero . México*.
- Sosa, L. M. (2012). *Teoría del Aislamiento Sísmico Para Edificaciones*. Tesis, Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, México.
- Tataje, M. I. (2012). *DISEÑO ESTRUCTURAL CON AISLADORES DE BASE DE LA NUEVA BIBLIOTECA DE LA FIC-UNI (1ra Parte)*. BOLETÍN INFORMATIVO ASOCEM 2011, Asociacion de Productores de Cemento, Lima, Perú. Recuperado el 8 de Julio de 2014

ANEXOS

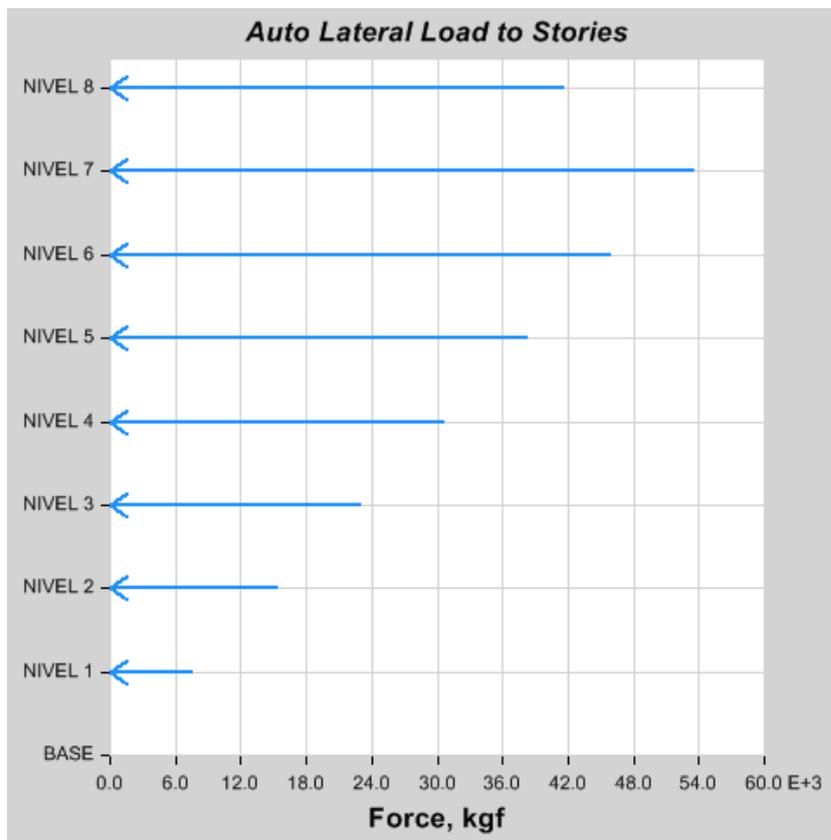
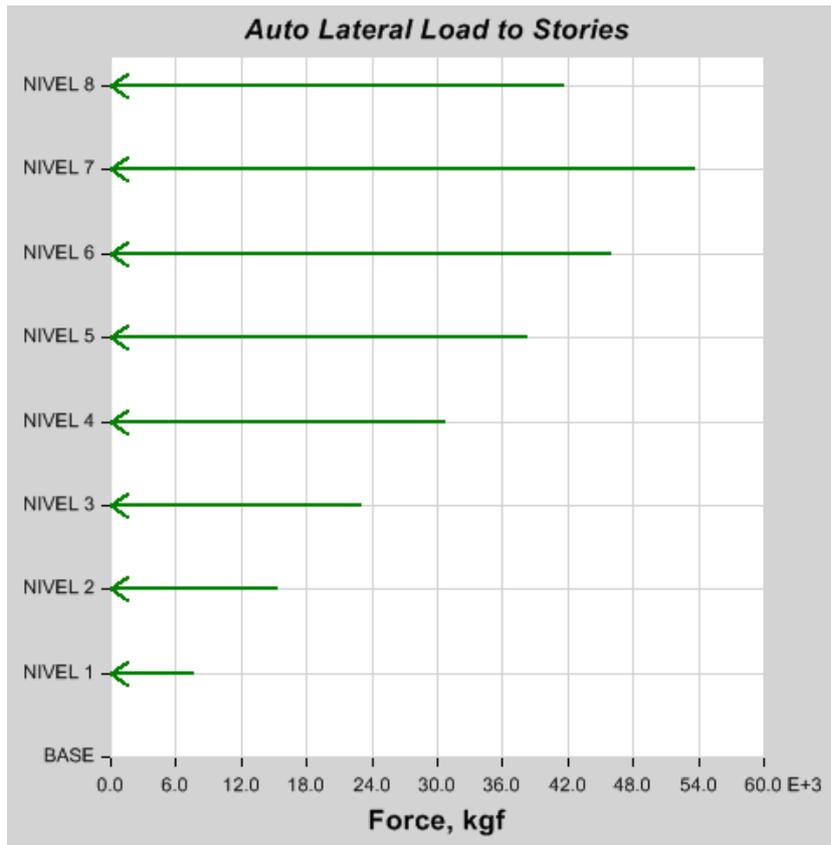
ANEXO A: ILUSTRACIONES DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS SISMICO REALIZADO EN ETABS 2013



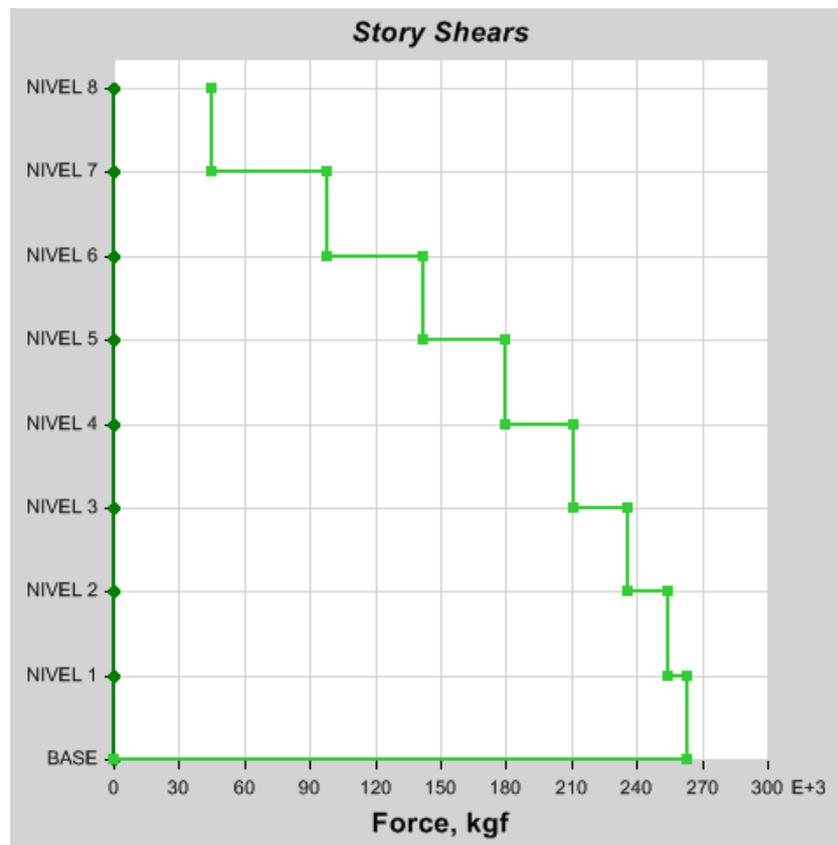
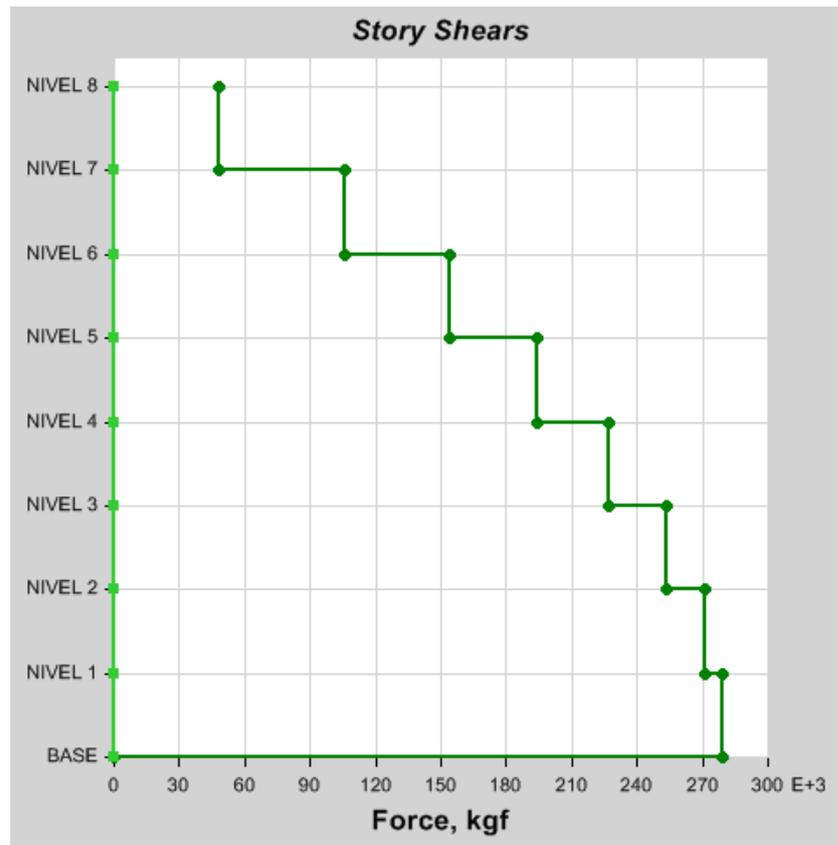
Vista de la planta a nivel de base del edificio con las reacciones en los apoyos bajo la acción de las cargas muertas. Fuente: Propia



Vista de la planta a nivel de base del edificio con las reacciones en los apoyos bajo la acción de las cargas vivas reducidas.

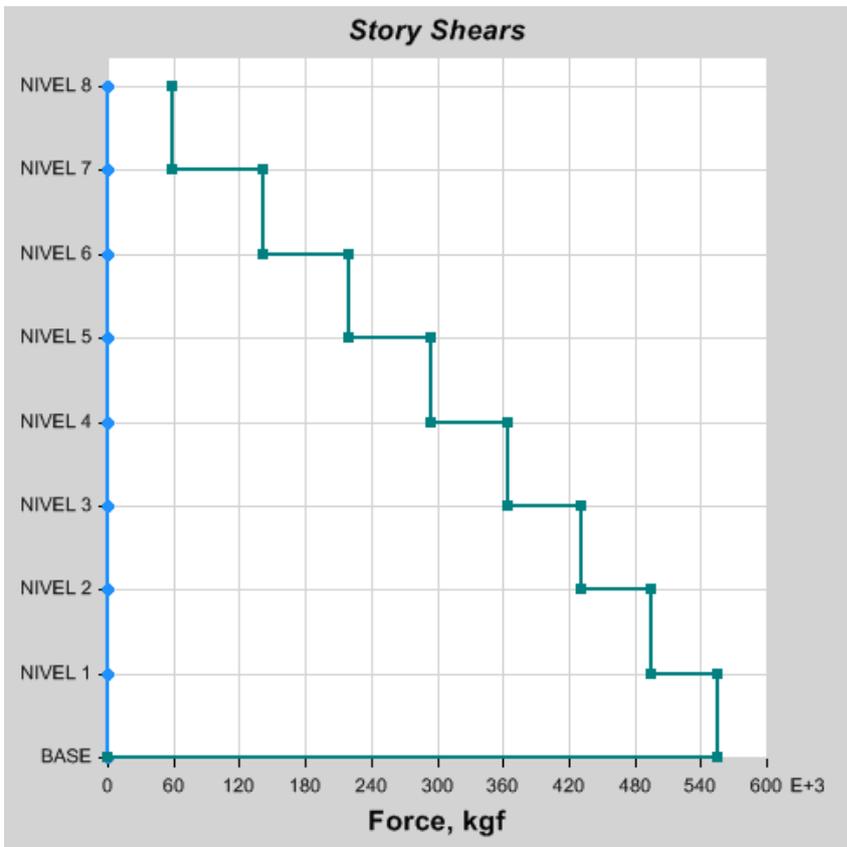
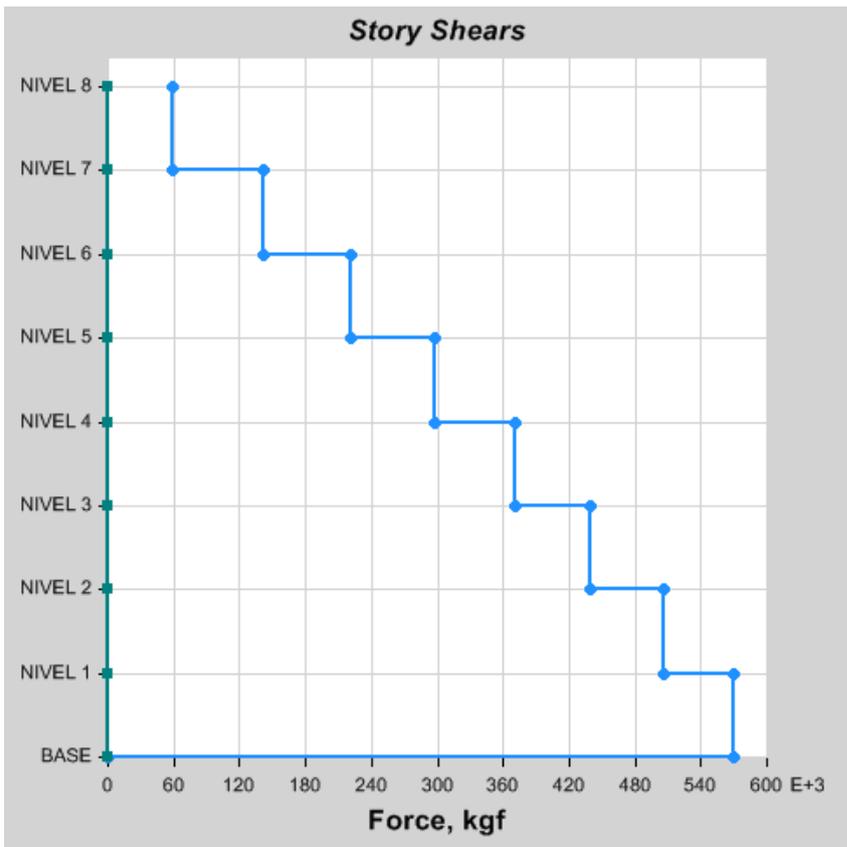


Fuerzas sísmicas sismo X y Y Edificio Convencional (Arriba) y Edificio Aislado (Abajo). Fuente Propia



Cortantes Dinámicos del edificio convencional, dirección X (Arriba) y dirección Y (Abajo). Fuente Propia.

Cortantes



Dinámicos del edificio aislado, dirección X (Arriba) y dirección Y (Abajo). Fuente Propia

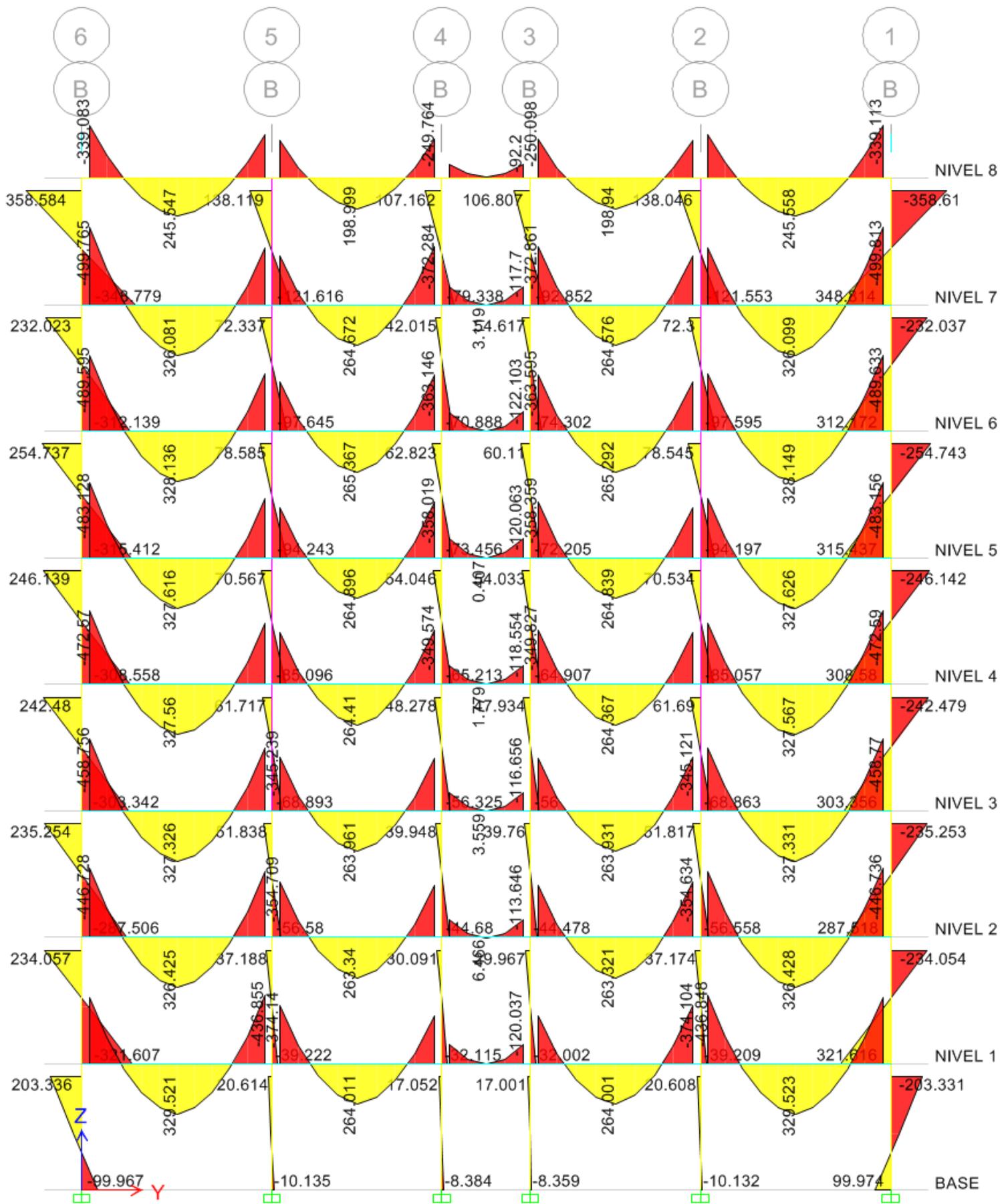


Diagrama de Momento por acción de cargas muertas - Eje A, Edificio Convencional. Fuente: Propia

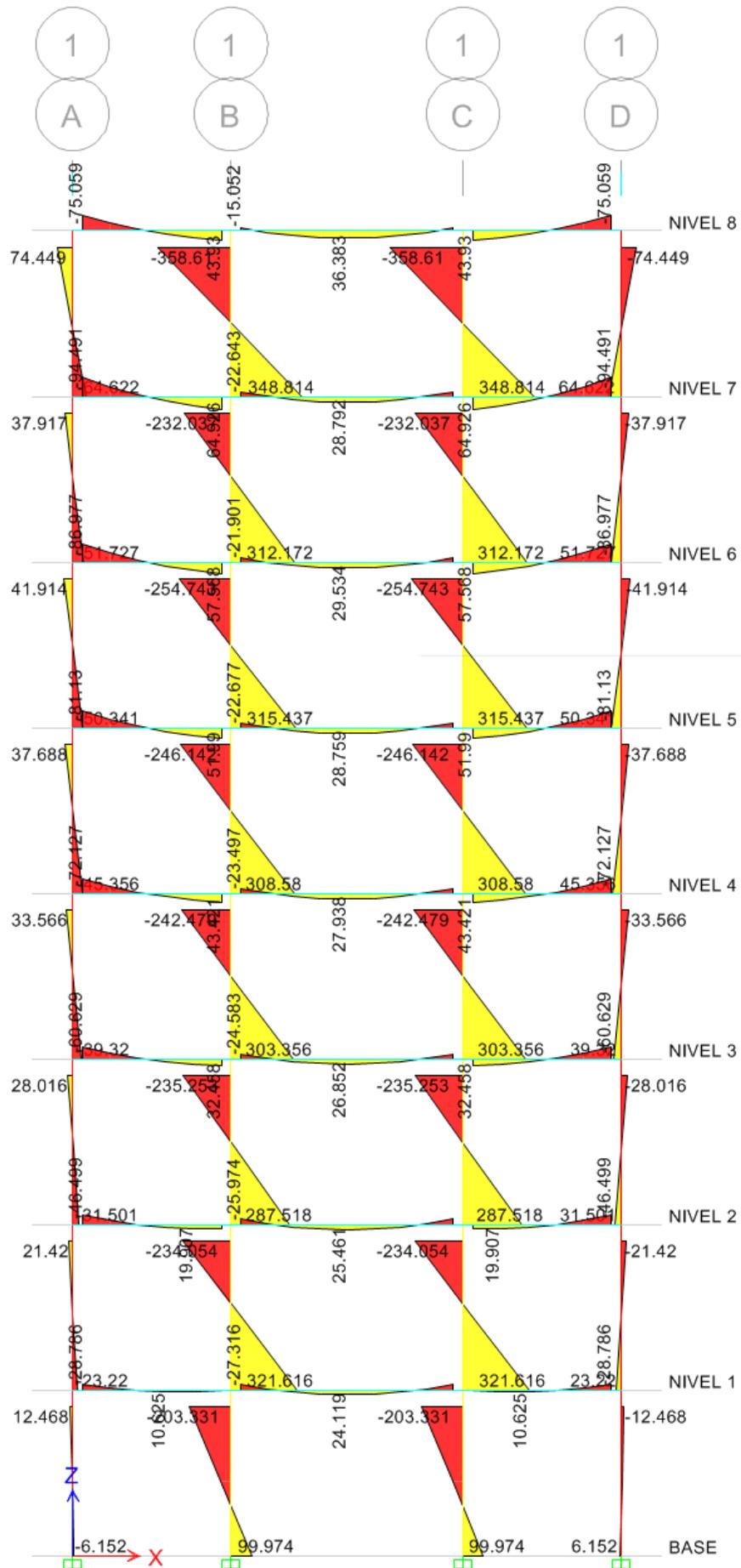


Diagrama de Momento por acción de cargas muertas - Eje 1, Edificio Convencional. Fuente: Propia

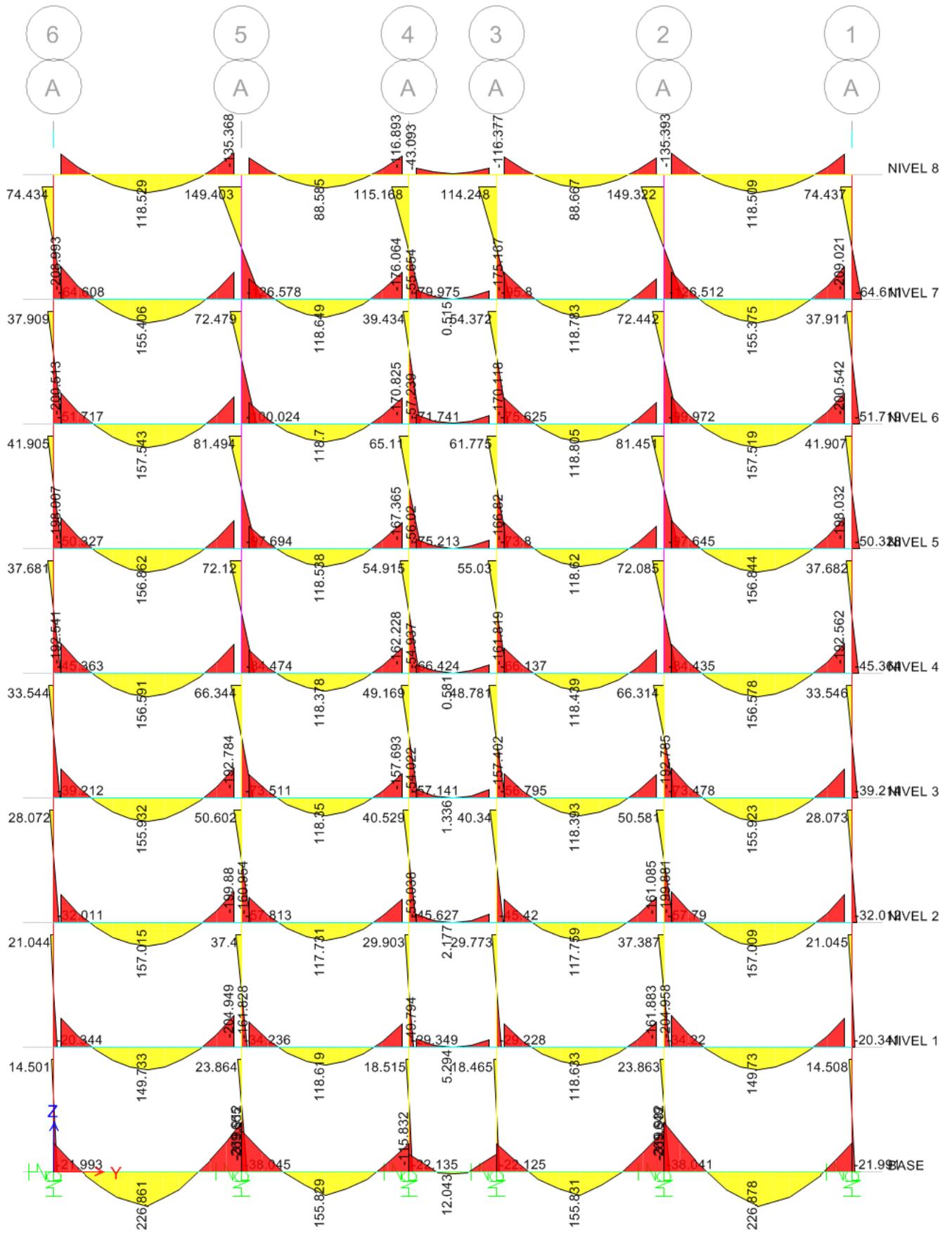


Diagrama de Momentos por acción de cargas muertas - Eje A, Edificio Aislado. Fuente: Propia

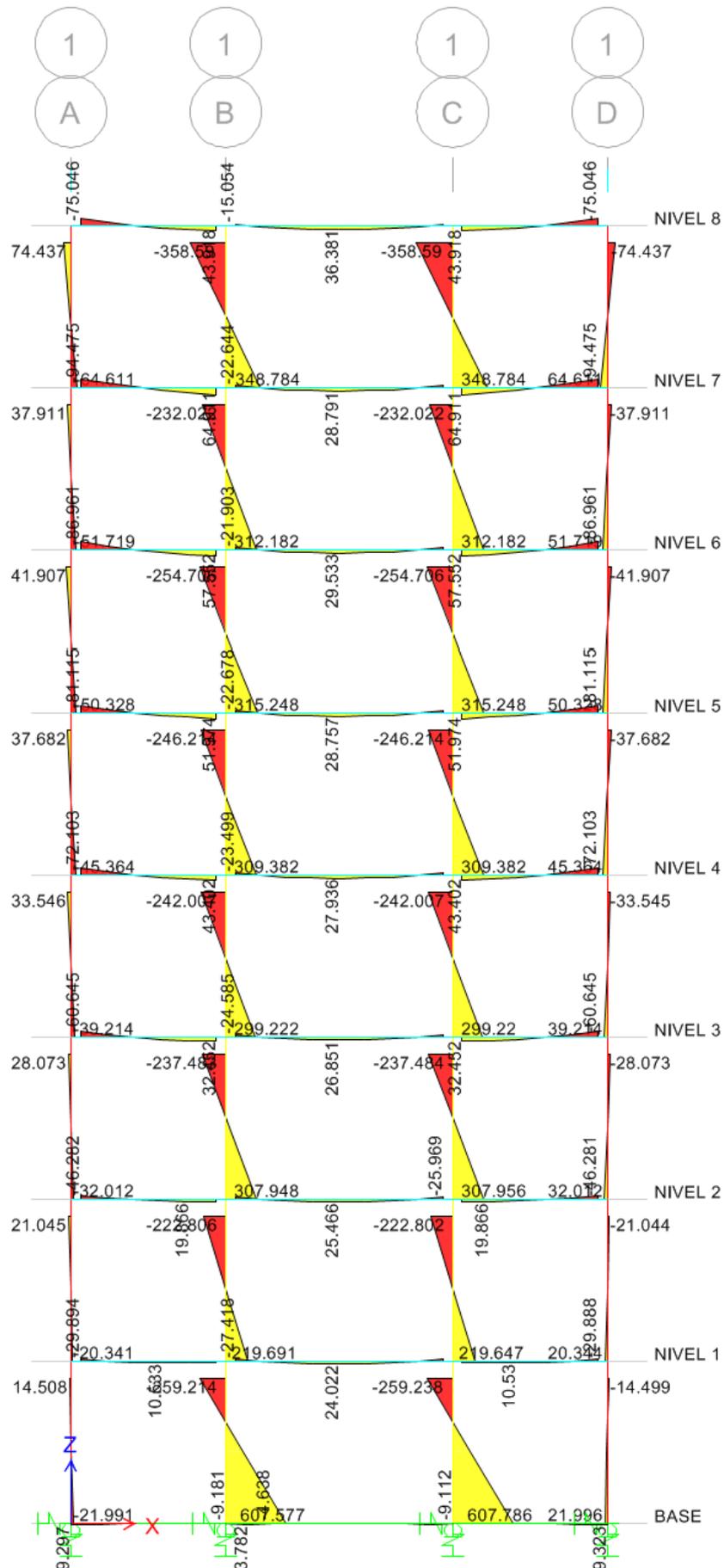


Diagrama de Momentos por acción de cargas muertas - Eje 1, Edificio Aislado. Fuente: Propia

ANEXO B: VALORES DE ACELERACIONES ESPECTRALES OBTENIDOS

Las aceleraciones espectrales se obtienen según lo indicado en el artículo 27 del RNC-07, tal como se describe a continuación.

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Donde:

a = Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, en porcentaje de g

a_0 = Aceleración máxima del terreno, corresponde a la aceleración espectral cuando $T = 0$, tomado del mapa de isoaceleraciones del Anexo C del RNC-07

T = Valor del periodo de la estructura

S = Factor de amplificación por tipo de suelo según artículo 23 del RNC – 07

$d = 2.7 a_0$

$T_a = 0.1 \text{ seg}$

$T_b = 0.6 \text{ seg}$

$T_c = 2 \text{ seg}$

A continuación se muestran los valores de aceleraciones espectrales obtenidos

Tabla B-1. Valores obtenidos para el espectro de diseño elástico

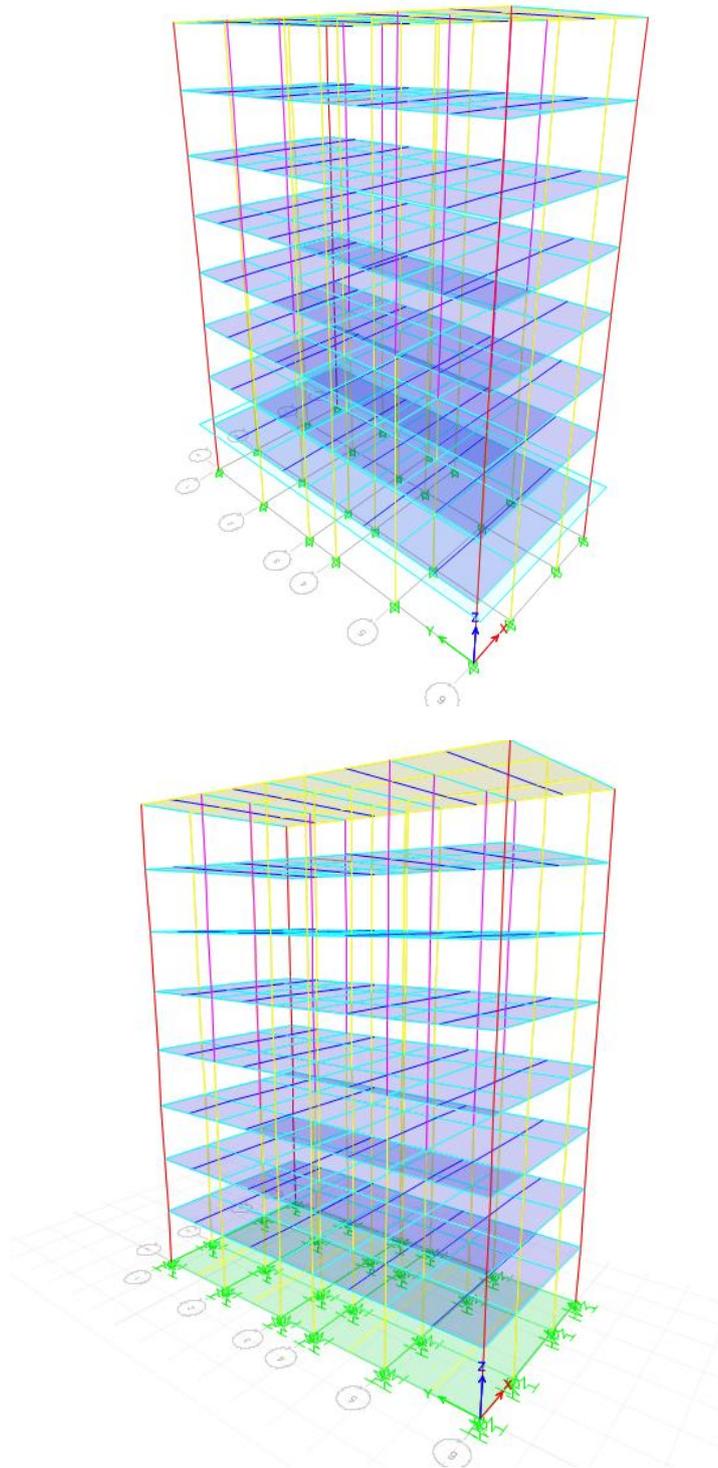
Espectro Elástico	
T	a/g
0	0.465
0.025	0.663
0.05	0.86
0.075	1.058
0.1	1.256
0.6	1.256
0.7	1.076
0.8	0.942
0.9	0.837
1	0.753
1.1	0.685
1.2	0.628
1.3	0.579
1.4	0.538
1.5	0.502
1.6	0.471
1.7	0.443
1.8	0.419
1.9	0.396
2	0.377
2.1	0.342
2.2	0.311
2.3	0.285
2.4	0.262
2.5	0.241

Tabla B-2. Valores obtenidos para el espectro de diseño reducido por ductilidad y sobrerresistencia

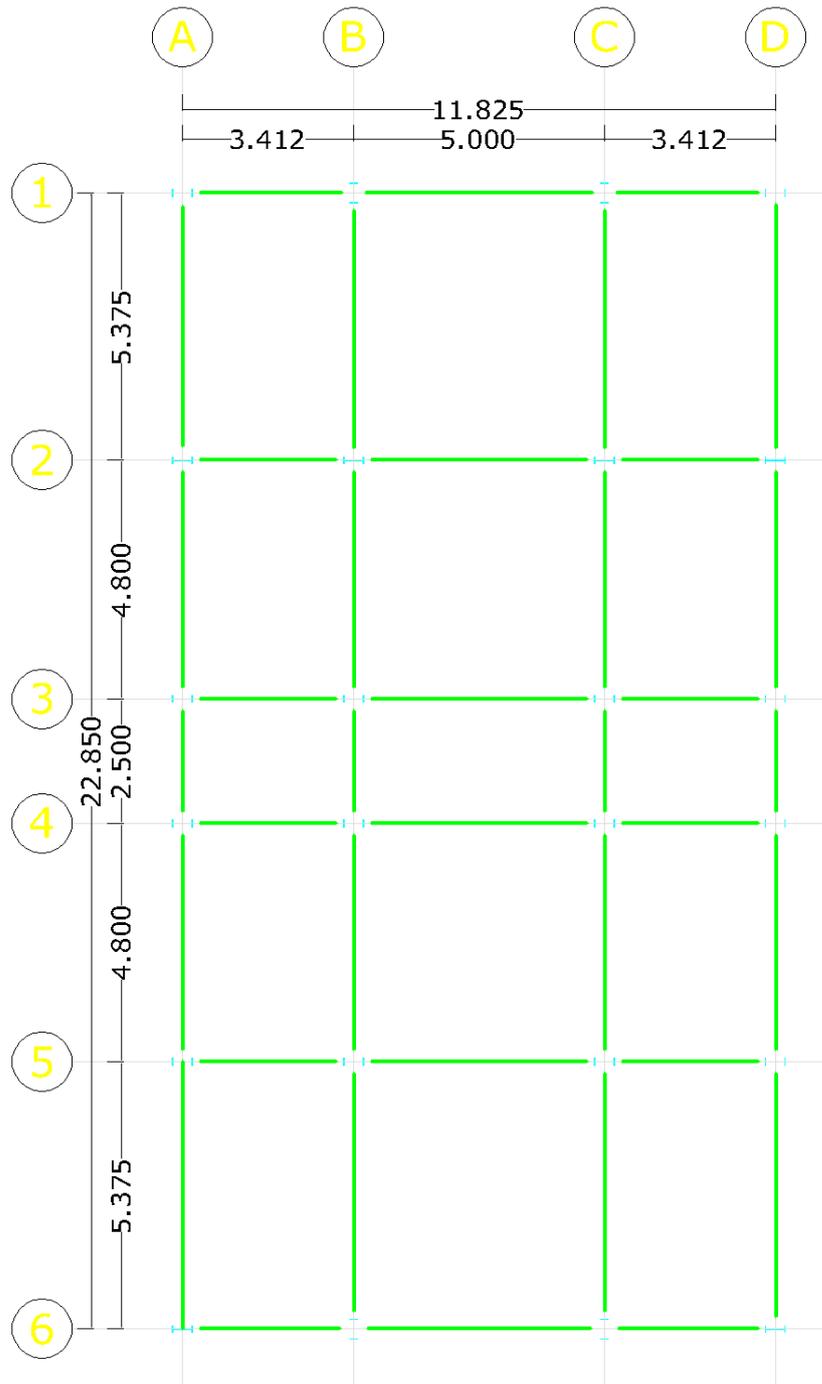
Espectro Reducido	
T	(a/g)/(Q'*Ω)
0.000	0.058
0.025	0.083
0.050	0.108
0.075	0.132
0.100	0.157

T	(a/g)/(Q'*Ω)
0.600	0.157
0.700	0.135
0.800	0.118
0.900	0.105
1.000	0.094
1.100	0.086
1.200	0.079
1.300	0.072
1.400	0.067
1.500	0.063
1.600	0.059
1.700	0.055
1.800	0.052
1.900	0.050
2.000	0.047
2.100	0.043
2.200	0.039
2.300	0.036
2.400	0.033
2.500	0.030

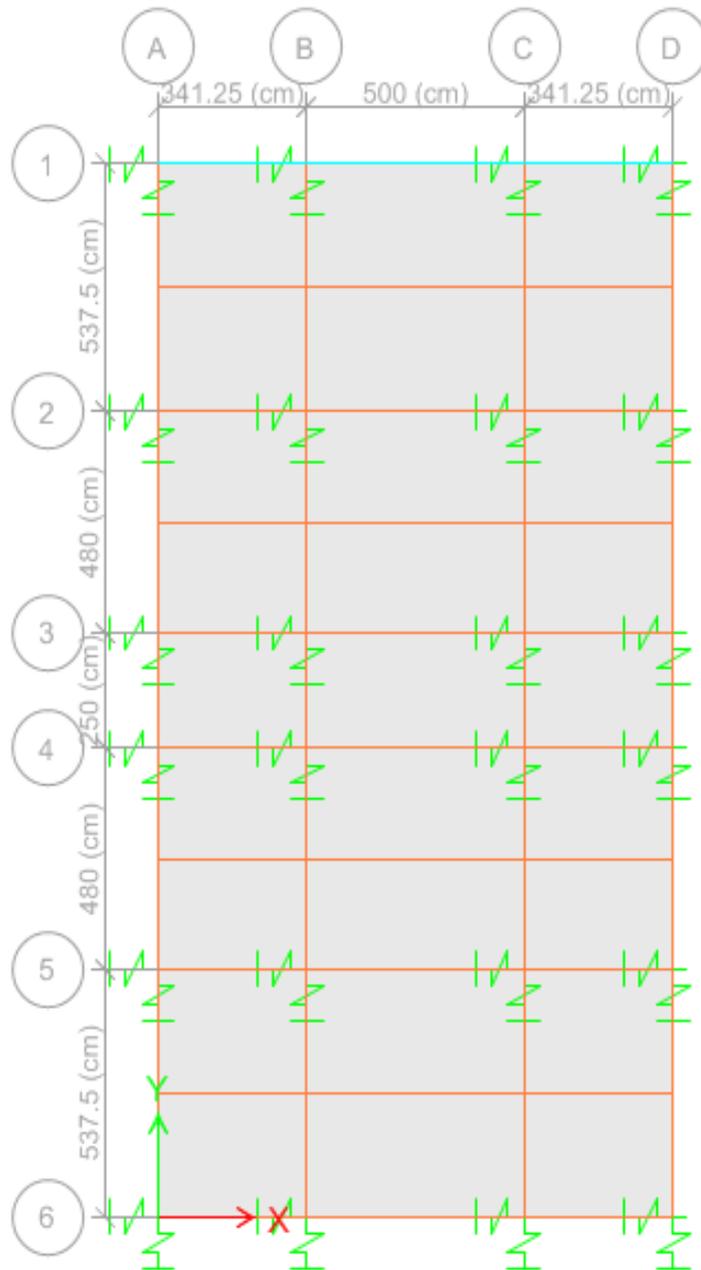
ANEXO C: DESCRIPCIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO



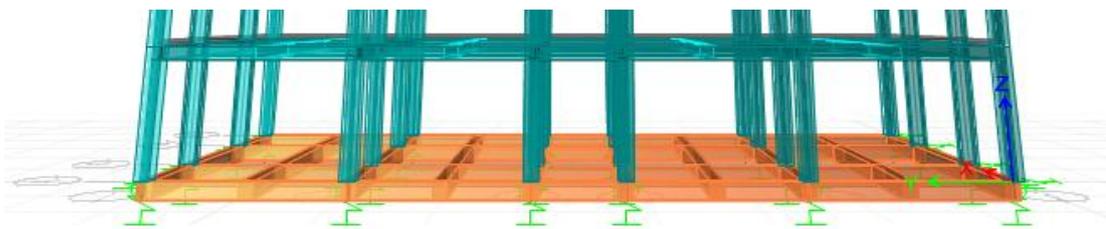
Vista 3D de Estructura empotrada en su base (Arriba) y vista 3D estructura aislada con aisladores LDR tipo GAPEC (Abajo). Fuente Propia.



Vista de Planta con ejes ortogonales X y Y del Edificio Convencional. Fuente Propia



Vista de Planta con ejes ortogonales X y Y del Edificio Aislado. Fuente Propia



Perspectiva en 3D de la interfaz de aislación del edificio aislado sísmicamente modelada en ETABS. Fuente: Propia.

ANEXO D: DISEÑO DE CONEXIÓN VIGA-COLUMNA TIPO RBS SEGÚN AISC 358-10

Propiedades del acero

ASTM A36 ▼

$F_y =$	36 ksi	2530.62 kg/cm ²	$\phi_b = 0.90$
$F_u =$	58 ksi	4077.11 kg/cm ²	$\phi_c = 0.90$
$E =$	29000.00 ksi	2038552.83 kg/cm ²	$\phi_t = 0.90$

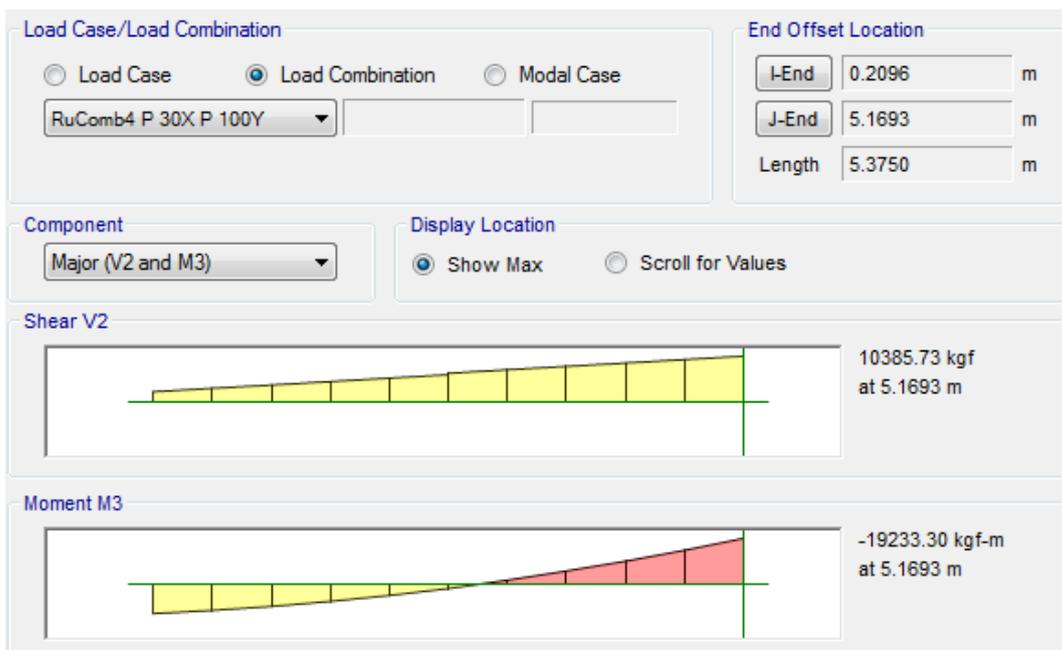
ASTM A572 Gr.50 ▼

Placas

$F_y =$	50 ksi	3514.75 kg/cm ²	
$F_u =$	65 ksi	4569.17 kg/cm ²	

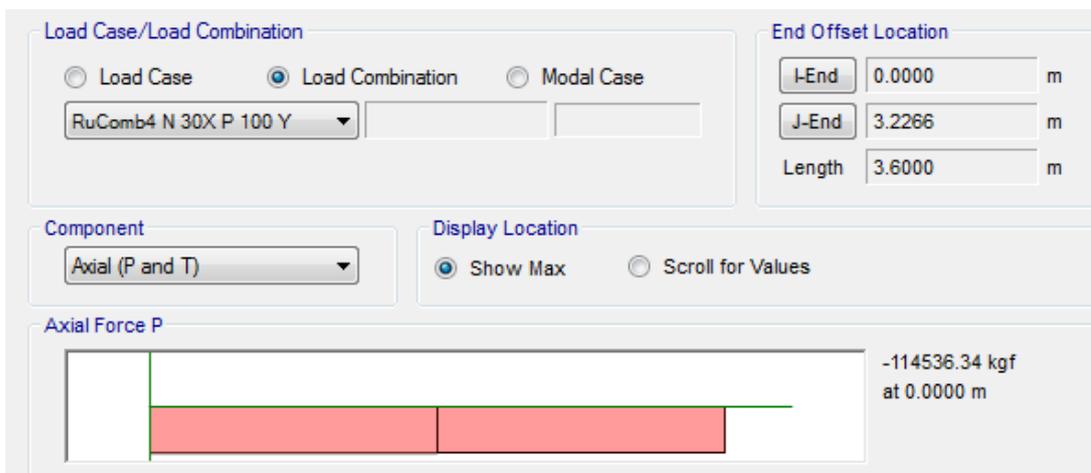
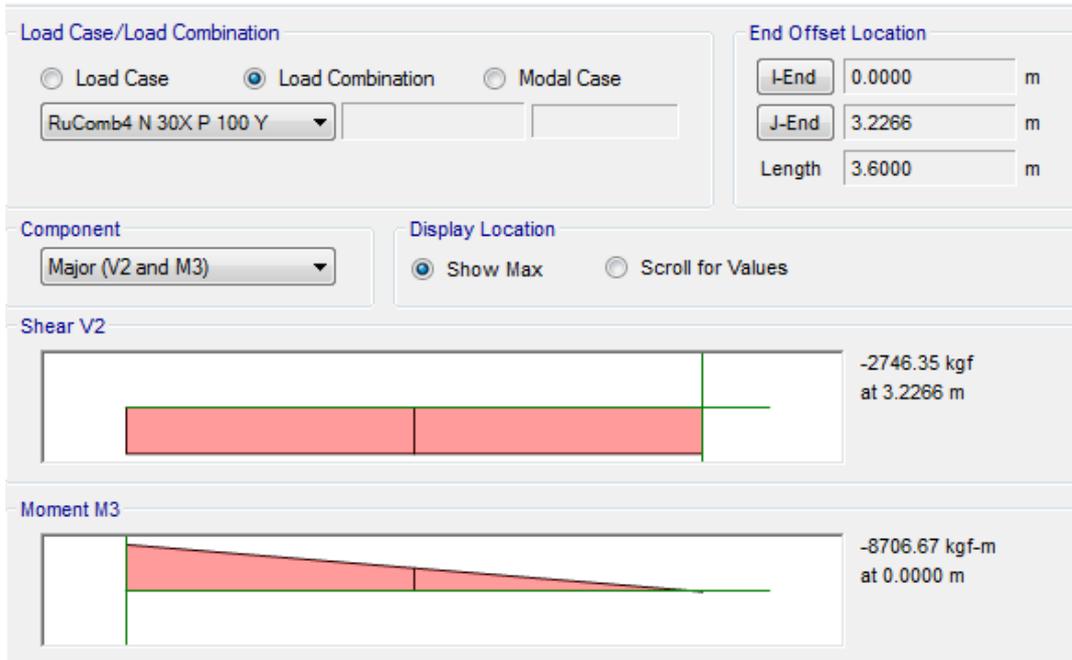
Datos de la viga

$L =$	5.38 m	211.61 pulg	
$L_b =$	5.00 m	196.85 pulg	
$M_u =$	19233.30 kg·m		
$V_u =$	10385.73 kg		
$M_{u,RBS} =$	12273.79 kg·m		
$P_u =$	0.00 kg	0.00 klb	
$w_{CM} =$	1731.86 kg/m	1.16 klb/pie	
$w_{CV} =$	1075.00 kg/m	0.72 klb/pie	



Datos de la columna

$M_u =$	8706.67	kg·m	
$V_u =$	2746.35	kg	
$P_u =$	114536.34	kg	252.55 klb
$h_b =$	3.60	m	11.81 pies
$h_t =$	3.60	m	11.81 pies



Sección de la viga

W14X132

Sección de la columna

W14X311

$A =$	38.80	pulg ²	$A =$	91.40	pulg ²
$w =$	132.00	lb/pie	$w =$	311.00	lb/pie
$Z_x =$	234.00	pulg ³	$Z_x =$	603.00	pulg ³
$S_x =$	209.00	pulg ³	$S_x =$	506.00	pulg ³
$b_f =$	14.70	pulg	$b_f =$	16.20	pulg
$t_f =$	1.03	pulg	$t_f =$	2.26	pulg
$b_f/2t_f =$	7.15		$b_f/2t_f =$	3.59	
$h/t_w =$	17.70		$h/t_w =$	8.09	
$d =$	14.70	pulg	$d =$	17.10	pulg
$k_{des} =$	1.63	pulg	$k_{des} =$	2.86	pulg
$t_w =$	0.65	pulg	$t_w =$	1.41	pulg
$I_x =$	1530.00	pulg ⁴	$I_x =$	4330.00	pulg ⁴
$I_y =$	548.00	pulg ⁴	$I_y =$	1610.00	pulg ⁴
$r_y =$	3.76	pulg ³	$r_y =$	4.20	pulg ³
$J =$	12.30	pulg ⁴	$J =$	136.00	pulg ⁴
$C_w =$	25500.00	pulg ⁶	$C_w =$	89100.00	pulg ⁶
$h_o =$	13.70	pulg	$k_1 =$	1.94	pulg

PASO 1.- Dimensiones de los elementosRequerimientos de la viga (AISC 358-10 Sec. 5.3.1)

- 1) La viga es un miembro de patín ancho, rolado, o miembro armado conforme a la sección 2.3.
- 2) El peralte de la viga está limitado a W36
- 3) El peso de la viga está limitado a 300 lb/ft
- 4) El espesor del patín de la viga está limitado a 1 3/4".
- 5) La relación claro libre/peralte no debe ser menor a 7 (SMF)

Cumple**Cumple****Cumple****Cumple**

$$L_n/d = 13.23$$

Los requerimientos 6, 7 y 8 están revisados en la hoja de cálculo de la revisión de la resistencia de la viga para SMF.

Requerimientos de la columna (AISC 358-10 Sec. 5.3.2)

- 1) La columna es un miembro de patín ancho, rolado, o miembro armado conforme a la sección 2.3.
- 2) La viga está conectada al patín de la columna
- 3) El peralte de la columna está limitado a W36
- 4) No hay límite en el peso de las columnas.
- 5) No hay requisitos adicionales para el espesor del patín
- 6) Las relaciones ancho/espesor para los patines y el alma de la columna serán conforme a los requerimientos de la AISC 341-10

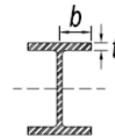
Cumple

Cumple

Compacidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10)
para miembros altamente dúctiles

Patines

$$\lambda_{hd} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79 \qquad \frac{b_f}{2t_f} = 3.59 \quad \text{CUMPLE}$$



Alma

$$P_y = F_y A_g = 3290.40 \text{ klbs}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 38.68$$

$$\begin{array}{l} 3290.40 \text{ klbs} \\ 3290.40 \text{ klbs} \end{array}$$

$$\lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a) & \text{si } C_a \leq 0.125 \\ 0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y} & \text{si } C_a > 0.125 \end{cases}$$

$$\lambda_{hd} = 42.29$$

$$h/t_w = 8.09 \quad \text{CUMPLE}$$

Dimensiones de la RBS

$0.5b_f \leq a \leq 0.75b_f$	$0.5b_f =$	7.35 pulg	(Ec. 5.8-1 AISC 358-10)
	$0.75b_f =$	11.03 pulg	
$0.5d \leq b \leq 0.85d$	$0.5d =$	7.35 pulg	(Ec. 5.8-2 AISC 358-10)
	$0.85d =$	12.50 pulg	
$0.1b_f \leq c \leq 0.25b_f$	$0.1b_f =$	1.47 pulg	(Ec. 5.8-3 AISC 358-10)
	$0.25b_f =$	3.68 pulg	

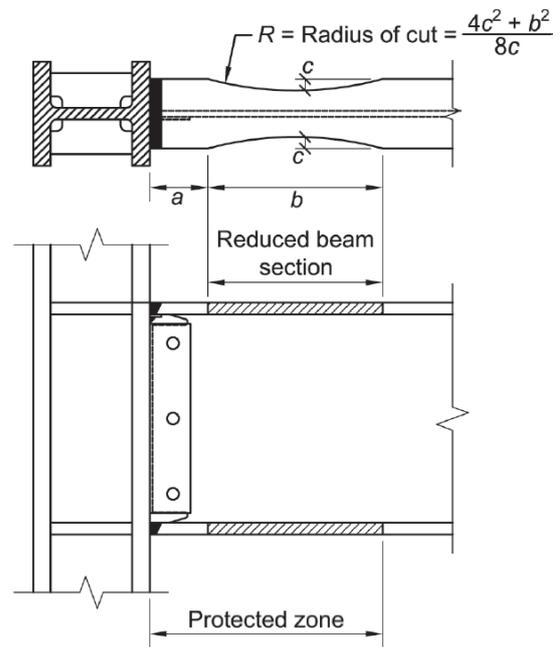
$a =$	✓	8.00 pulg
$b =$	✓	11.00 pulg
$c =$	✓	2.50 pulg

Radio de corte

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = 7.30 \text{ in}$$

Ancho del patín reducido, al borde de los dos tercios centrales del RBS

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$



PASO 2.- Módulo de sección plástica en el centro de la RBS

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 163.60 \text{ pulg}^3$$

PASO 3.- Momento máximo probable en el centro de la RBS

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 = 1.20 \quad (\text{Ec. 2.4.3-2 AISC 358-10})$$

$$R_y = 1.50 \quad (\text{Tabla A3.1 AISC 341-10})$$

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} = 10601.25 \text{ klb.pulg}$$

PASO 4.- Cortante máximo probable en el centro de la RBS

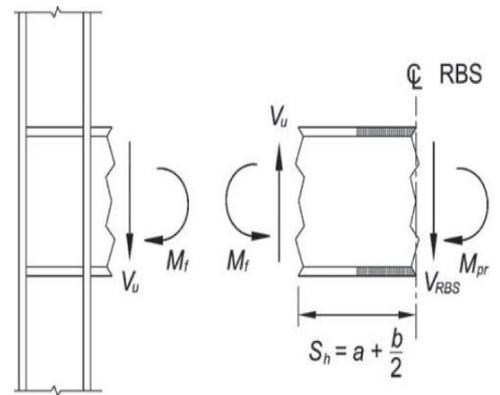
$$w_u = 2.12 \text{ klb/pie}$$

$$S_h = a + \frac{b}{2} = 13.50 \text{ pulg}$$

$$L_h = L - d_{col} - 2S_h = 167.51 \text{ pulg}$$

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + \frac{w_u L_h}{2} = 141.36 \text{ klb}$$

$$V'_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} - \frac{w_u L_h}{2} = 111.78 \text{ klb}$$



PASO 5.- Momento máximo probable en la cara de la columna

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h = 12509.65 \text{ klb}\cdot\text{pulg} \quad (\text{Ec. 5.8-6 AISC 358-10})$$

$$M'_f = M_{pr} + V'_{RBS}S_h = 12110.27 \text{ klb}\cdot\text{pulg}$$

PASO 6.- Momento plástico de la viga basado en el esfuerzo de fluencia esperado

$$M_{pe} = R_y F_y Z_x = 12636.00 \text{ klb}\cdot\text{pulg} \quad (\text{Ec. 5.8-7 AISC 358-10})$$

PASO 7.- Revisar la resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (\text{Ec. 5.8-8 AISC 358-10})$$

$$\phi_d = 1.00 \quad (\text{Sec. 2.4.1 AISC 358-10})$$

$$\phi_d M_{pe} = \checkmark 12636.00 \text{ klb}\cdot\text{pulg}$$

PASO 8.- Resistencia a cortante requerida por la viga en la conexión con la columna

$$V_u = V_{RBS} + w_u S_h = 143.75 \text{ klb}$$

Resistencia al Cortante (Sección G2.1 de AISC 360-10)

$$k_v = 5 \quad (\text{Coef. de pandeo por corte de alma sin rigidizadores transversales y } h/t_w < 260)$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v \quad (\text{Ec. G2-1 AISC 360-10})$$

Fluencia del alma por corte

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.58 \quad \phi_v = 1.0 \quad (\text{Ec. G2-2 AISC 360-10})$$

$$C_v = 1.0$$

No hay inestabilidad del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69.81 \quad \phi_v = 0.9 \quad (\text{Ec. G2-3 AISC 360-10})$$

$$C_v = 1.0$$

Pandeo inelástico del alma

$$\text{Si } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 86.95$$

$$\phi_v = 0.9$$

(Ec. G2-4 AISC 360-10)

$$C_v = 1.10 \frac{\sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} = 3.94$$

Pandeo elástico del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \phi_v = 0.90 \quad (\text{Ec. G2-5 AISC 360-10})$$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E / F_y}{(h / t_w)^2} = 19.41$$

Fluencia del alma por corte, usar Ec. G2-2

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = t_w d = 9.48 \text{ pulg}^2$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v = \checkmark 204.80 \text{ klb} \quad 92880.00 \text{ kg}$$

PASO 9.- Diseño de la conexión de cortante

Para sistemas SMF, el alma de la viga se conectará al patín de la columna usando una soldadura de penetración completa que se extienda entre los agujeros de acceso de la soldadura.

La conexión de placa simple tendrá un espesor de al menos 3/8"

El peralte restante entre los agujeros de acceso para el cortante de diseño

$$d_{min} = \frac{V_u}{\phi_v 0.6 F_y C_v} = 6.65 \text{ in}$$

del agujero de acceso = 0.75 in

$$d_{ef} = \checkmark 11.14 \text{ in}$$

PASO 10.- Requerimientos de la placa de continuidad

$$t_{cf} = 2.26 \text{ in}$$

$$R_{yc} = 1.50$$

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} =$$

$$2.09 \text{ in} < t$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} =$$

$$2.45 \text{ in} > t$$

Placa de continuidad no requerida

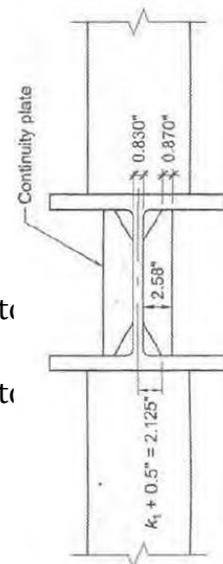


Fig. 4-15. Contact area between minimum-width continuity plate and column flange.

Mínimo espesor de la placa de continuidad = 1.03 in

Ancho mínimo de la placa de continuidad

$$\frac{b_{bf}}{3} - \frac{t_{cw}}{2} = 4.20 \text{ in}$$

Longitud de contacto entre cada placa de continuidad y el patín de la columna = 2.46 in

Si se toma hasta cubrir el ancho de la viga, 6.65 in

Si se toma hasta el borde de la columna, 7.40 in

Datos de la placa de continuidad a utilizar =

Ancho = ✓ 5.00 in
Espesor = ✓ 1.13 in

Longitud de contacto entre cada placa de continuidad y el patín de la columna = 3.27 in

Resistencia de la suma de las juntas soldadas de las placas de continuidad al alma de la columna

$$\phi_t T_n = \phi_t F_v (A. \text{ de contacto}) = 506.25 \text{ klb} \quad \text{a)}$$

Ancho de contacto en el alma = 8.38 in

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.60 F_y (A. \text{ de contacto}) = 282.83 \text{ klb} \quad \text{b)}$$

Asumiendo $P_r \leq 0.75 P_c$, la resistencia de diseño de la zona de panel

$$\phi R_n = \phi 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) = 885.54 \text{ klb} \quad \text{c)}$$

$$T_n = 2 R_y F_y b_f t_f = 1635.23 \text{ klb} \quad \text{d)}$$

$R = \min(a, b, c/2, d/2) = 282.83 \text{ klb}$

El espesor de la soldadura de filete que se requiere con electrodos E70 es

$$D = 12.12 \text{ doceavo}$$

Revisión de la zona de panel

Asumiendo que los puntos de inflexión a la mitad de la altura de la columna, e ignorando el efecto despreciable de las cargas gravitacionales entre las ubicaciones esperadas de las articulaciones plásticas y la cara de la columna, el cortante de la columna es:

$$V_c = \frac{M_f + M'_f}{\frac{h_b}{2} + \frac{h_t}{2}} = 173.71 \text{ klb}$$

Resistencia requerida en la zona de panel

$$R_u = \frac{\Sigma M_f}{d_b - t_f} - V_c = 1627.31 \text{ klb}$$

$$P_r = 252.55 \text{ klb}$$

$$0.75P_c = 0.75F_yA_g = 3427.50 \text{ klb}$$

$$R_n = 0.60F_yd_ct_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \text{ si } P_r \leq 0.75P_c \quad (\text{Ec. J10-11 AISC 360-10})$$

$$R_n = 0.60F_yd_ct_w \left(1 + \frac{3b_{cf}t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2P_r}{P_c} \right) \text{ si } P_r > 0.75P_c \quad (\text{Ec. J10-12 AISC 360-10})$$

$$R_n = 885.54 \text{ klb}$$

$$\phi R_n = 885.54 \text{ klb} < R_u$$

¡Necesita placa de refuerzo en el alma!!

Tamaño de la placa de refuerzo del alma

$$d_z = d - 2t_f = 12.64 \text{ in}$$

$$w_z = 12.58 \text{ in}$$

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} = 0.28 \text{ in}$$

$$t_w + t_p = 3.42 \text{ in}$$

$$t_p = 2.01 \text{ in} > t \text{ min}$$

No necesita utilizar soldaduras de tapón para unir al alma

$$M_f/d = 850.997 \text{ klb}$$

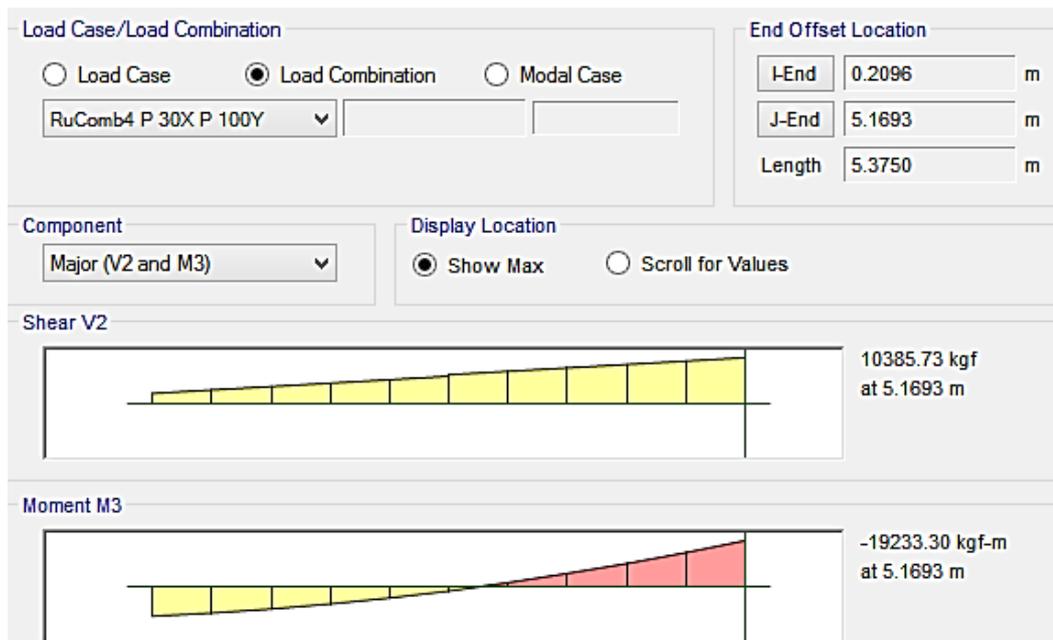
REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE UNA VIGA DE SMF CON CONEXIÓN RBS SEGÚN EL AISC 358-10

Propiedades del acero

$F_y =$	36 ksi	2530.62 kg/cm ²	$\phi_b =$	0.90
$F_u =$	58 ksi	4077.11 kg/cm ²	$\phi_c =$	0.90
$E =$	29000.00 ksi	2038553 kg/cm ²		

Datos de la viga

$L =$	5.38 m	211.614173 pulg	
$L_b =$	4.50 m	177.165354 pulg	Combinación de Carga:
$M_u =$	19233.30 kg-m		Ru Comb4 P 30X P 100Y
$V_u =$	10385.73 kg		
$M_{u,RBS} =$	12273.79 kg-m		
$P_u =$	0.00 kg	0.00 kips	



Load Case/Load Combination

Load Case
 Load Combination
 Modal Case

RuComb4 P 30X P 100Y

End Offset Location

I-End 0.2096 m

J-End 5.1693 m

Length 5.3750 m

Component

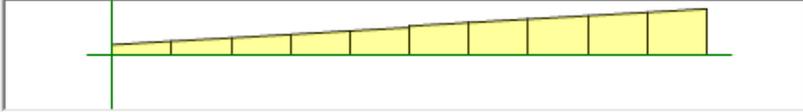
Major (V2 and M3)

Display Location

Show Max
 Scroll for Values

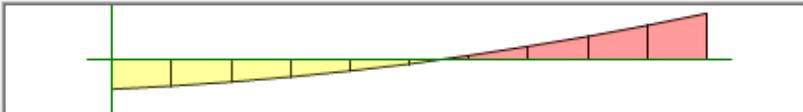
0.2096 m

Shear V2



2319.23 kgf

Moment M3



12273.79 kgf-m

Sección de prueba

W14X132

$A =$	38.80 pulg ²	
$w =$	132.00 lb/pie	196.40 kg/m
$Z_x =$	234.00 pulg ³	
$S_x =$	209.00 pulg ³	
$b_f =$	14.70 pulg	
$t_f =$	1.03 pulg	
$b_f/2t_f =$	7.15	
$h/t_w =$	17.70	
$d =$	14.70 pulg	
$k_{des} =$	1.63 pulg	
$t_w =$	0.65 pulg	
$I_x =$	1530.00 pulg ⁴	
$I_y =$	548.00 pulg ⁴	
$r_y =$	3.76 pulg ³	
$J =$	12.30 pulg ⁴	
$C_w =$	25500.00 pulg ⁶	
$h_o =$	13.70 pulg	

Dimensiones de la RBS

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad 0.5b_f = 7.35 \text{ pulg} \quad (\text{Ec. 5.8-1 AISC 358-10})$$

$$0.75b_f = 11.03 \text{ pulg}$$

$$0.5d \leq b \leq 0.85d \quad 0.5d = 7.35 \text{ pulg} \quad (\text{Ec. 5.8-2 AISC 358-10})$$

$$0.85d = 12.50 \text{ pulg}$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad 0.1b_f = 1.47 \text{ pulg} \quad (\text{Ec. 5.8-3 AISC 358-10})$$

$$0.25b_f = 3.68 \text{ pulg}$$

$$a = \checkmark \quad 8.00 \text{ pulg}$$

$$b = \checkmark \quad 11.00 \text{ pulg}$$

$$c = \checkmark \quad 2.50 \text{ pulg}$$

Radio de corte

$$R = \frac{4c^2 + b^2}{8c} = 7.30 \text{ in}$$

Ancho del patín reducido, al borde de los dos tercios centrales del RBS

$$b_{f,RBS} = 2(R - c) + b_f - 2\sqrt{R^2 - \left(\frac{b}{3}\right)^2}$$

$$b_{f,RBS} = 11.68 \text{ in}$$

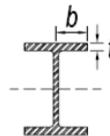
Revisión de la esbeltez de los miembros de la viga

Compacidad de la sección (Tabla D1.1 AISC 341-10) para miembros altamente dúctiles

Patines

$$\lambda_{hd} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 8.51$$

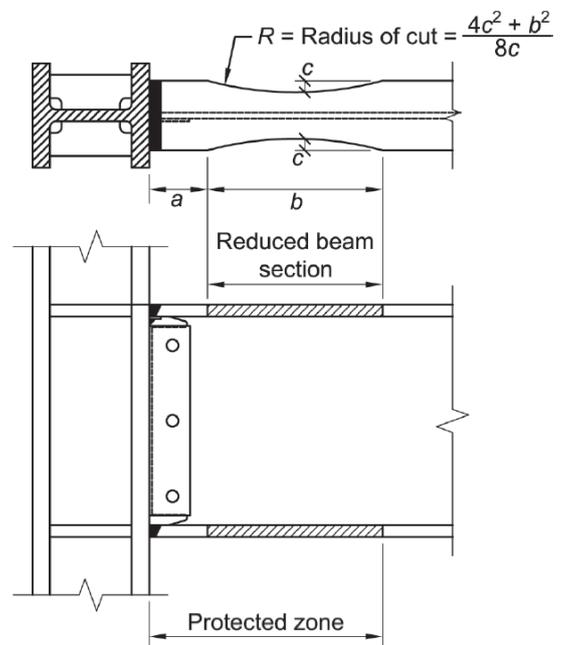
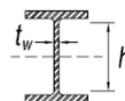
$$\frac{b_{f,RBS}}{2t_f} = 5.67 \quad \text{Cumple}$$



Alma

$$P_y = F_y A_g = 1396.80 \text{ Kips}$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = 0$$



$$\lambda_{hd} = \begin{cases} 2.45 \sqrt{E/F_y} (1 - 0.93 C_a) & \text{si } C_a \leq 0.125 \\ 0.77 \sqrt{E/F_y} (2.93 - C_a) \geq 1.49 \sqrt{E/F_y} & \text{si } C_a > 0.125 \end{cases}$$

$$\lambda_{hd} = 69.54$$

$$h/t_w = 17.70 \quad \text{Cumple}$$

Separación máxima requerida de los soportes lateral

$$L_b = 0.086 r_y (E/F_y) = 21.71 \text{ Ft} \quad 6.62 \text{ m}$$

Resistencia a la flexión en la sección sin reducir

$$L_p = 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} = \begin{aligned} &= 187.82 \text{ pulg} && \text{(Ec. F2-5 AISC 360-10)} \\ &= 15.65 \text{ pies} \\ &= 4.77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$c = 1.00 \quad \text{(Sección I doblemente simétrica)} \quad \text{(Ec. F2-8a AISC 360-10)}$$

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} = 17.89 \quad \text{(Ec. F2-5 AISC 360-10)}$$

$$L_r = 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.76 F_y}{E}\right)^2}} = \begin{aligned} &= 907.79 \text{ pulg} \\ &= 75.65 \text{ pies} \\ &= 23.06 \text{ m} \end{aligned}$$

$L_p < L_b < L_r$, usar esta hoja

Compacidad de la sección (Tabla B4.1b AISC 360-10)

$$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.79$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Patín

Cumple

$$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 106.72$$

$$\frac{b_f}{2t_f} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Columna

Cumple

10	Flanges of rolled I-shaped sections, channels, and tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
15	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

La sección es compacta

Resistencia a la flexión (Sección F2 de AISC 360-10)

$L_p < L_b < L_r$, por lo tanto se diseña la viga para el más desfavorable estado límite Y o LTB

Estado Límite de Fluencia (Y):

(Ec. F2-2 AISC 360-10)

$$\begin{aligned}\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b F_y Z_x &= 7581.60 \text{ klb. pulg} \\ &= 631.80 \text{ klb.pie} \\ &= 87334.53 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

Estado Límite de Pandeo Lateral Torsional Inelástico (LTB):

Factor de modificación de pandeo lateral torsional

$$\begin{aligned}M_{max} &= 1.00 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ M_A &= 1.00 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ M_B &= 1.00 \text{ kg}\cdot\text{m} \\ M_C &= 1.00 \text{ kg}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

$$C_b = \frac{12.5M_{max}}{2.5M_{max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} = 1.00 \quad (\text{Ec. F1-1 AISC 360-10})$$

Resistencia a flexión

(Ec. F2-2 AISC 360-10)

$$\begin{aligned}\phi_b M_n = \phi_b C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] &= 7623.66 \text{ Klb. pulg} \\ &= 635.31 \text{ klb.pie} \\ &= 87819.05 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi_b M_n = \min(Y, LTB) &= 7581.60 \text{ klb.pulg} \\ &= 631.80 \text{ klb.pie} \\ &= 87334.5 \text{ kg,m}\end{aligned}$$

D/C = 0.22

La sección es adecuada para resistir la flexión

Resistencia al Cortante (Sección G2.1 de AISC 360-10)

$k_v = 5$ (Coef. de pandeo por corte de alma sin rigidizadores transversales y $h/t_w < 260$)

(Ec. G2-1 AISC 360-10)

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v$$

Fluencia del alma por corte

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 63.58 \quad \phi_v = 1.00 \quad (\text{Ec. G2-2 AISC 360-10})$$

$$C_v = 1.00$$

No hay inestabilidad del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 69.81 \quad \phi_v = 0.90 \quad (\text{Ec. G2-3 AISC 360-10})$$

$$C_v = 1.00$$

Pandeo inelástico del alma

$$\text{Si } 1.10 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} < \frac{h}{t_w} \leq 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} = 86.95 \quad \phi_v = 0.90 \quad (\text{Ec. G2-4 AISC 360-10})$$

$$C_v = 1.10 \frac{\sqrt{k_v E / F_y}}{h / t_w} = 3.94$$

Pandeo elástico del alma

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 1.37 \sqrt{\frac{k_v E}{F_y}} \quad \phi_v = 0.90 \quad (\text{Ec. G2-5 AISC 360-10})$$

$$C_v = \frac{1.51 k_v E / F_y}{(h / t_w)^2} = 3.88$$

Fluencia del alma por corte, usar Ec. G2-2

$$\phi_v = 1.00$$

$$C_v = 1.00$$

$$A_w = t_w d = 9.48 \text{ pulg}^2$$

$$\phi_v V_n = \phi_v 0.6 F_y A_w C_v = 204.80 \text{ klb} \quad 92880.00 \text{ kg} \quad D/C = 0.11$$

La sección es adecuada para resistir el cortante

Resistencia a la flexión en la sección reducida

Módulo de sección plástico en el centro de la RBS

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) = 163.60 \text{ pulg}^3$$

Resistencia a flexión en el centro de la RBS

$$\phi_b M_n_{RBS} = 5300.62 \text{ Kips} - \text{in}$$

$$= 61059.34 \text{ kg} - \text{m} \quad \text{Cumple}$$

Resistencia a flexión en la cara de la columna

$$\phi_b M_p = 87334.53 \text{ kg-m} \quad \text{Cumple}$$

Soportes laterales

Se asume que el sistema de losa utilizado proporciona estabilidad lateral al patín superior de las vigas, y por lo tanto se requiere soportar adicionalmente solo el patín inferior. El tipo de soporte diseñado aquí es del tipo NODAL.

$$R_y = 1.50$$

(Tabla A3.1 AISC 341-10)

$$C_d = 1.00 \quad (2 \text{ si es cercano al punto de inflexión})$$

) (Sec. 2a(a)(2) AISC 341-10)

Resistencia requerida a flexión

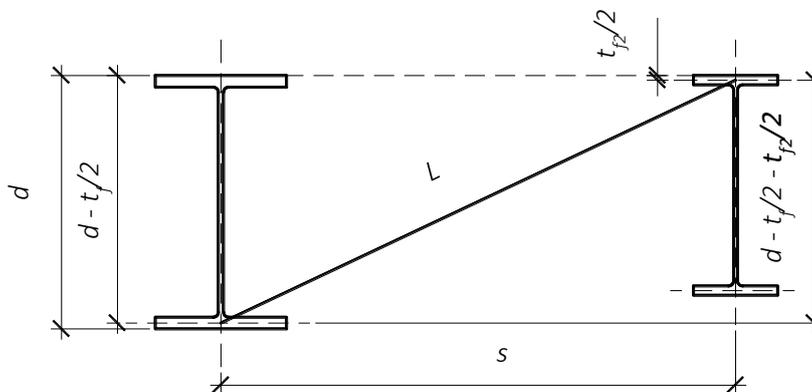
$$M_r = R_y F_y Z = 2636.00 \text{ kip} - \text{in}$$

(Ec. D1-1a AISC 341-10)

Fuerza requerida por el soporte

$$P_{urb} = \frac{0.02 M_r C_d}{h_o} = 18.45 \text{ kips}$$

(Ec. A-6-7 AISC 360-10)



Viga de piso adyacente

W14X132

$t_{f2} =$	1.03	pulg	
$s =$	5.30	m	17.39 ft
$L =$	5.31	m	17.43 ft

Seleccionar según la tabla 4-12 del Manual con $KL = 17.43 \text{ ft}$

Angular de prueba

L6X6X1/2 ▼

ASTM A36

$$\begin{aligned} A &= 5.77 \text{ pulg}^2 \\ \phi_c P_n &= 30.00 \text{ kips} > 18.45 \text{ kips, } \mathbf{Cumple} \end{aligned}$$

Rigidez mínima requerida

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{L_b h_o} \right) = 69.41 \text{ kip / in}$$

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{L_b h_o} \right) = 69.41 \text{ kip / in}$$

La rigidez del angular seleccionado en el plano horizontal es:

$$\theta = 3.74^\circ$$

$$k = \frac{AE}{L} \cos^2 \theta = 796.80 \text{ kip / in}$$

La rigidez es suficiente

ANEXO E: DISEÑO DE CIMENTACIONES

DISEÑO DEL PEDESTAL PD-1

Sección del pedestal

$$P = 174.6653 \text{ Kip}$$

$$M_v = 920.8644 \text{ Kip} - \text{in}$$

$$b = 3.28084 \text{ ft} \approx 39.37008 \text{ in}$$

$$h = 3.28084 \text{ ft} \approx 39.37008 \text{ in}$$

$$L = 4.9213 \text{ ft} \approx 59.0556 \text{ in}$$

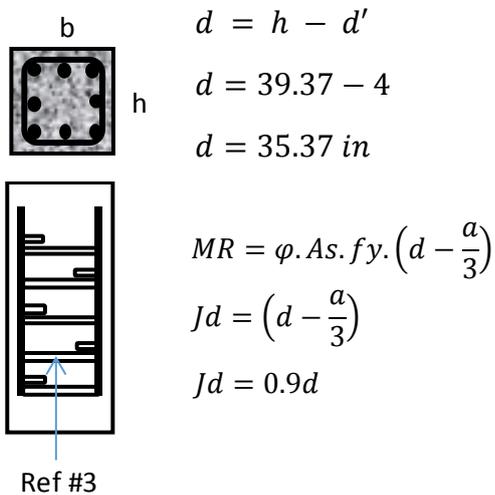
$$f'_c = 3 \text{ Ksi}$$

$$f_y = 40 \text{ Ksi}$$

$$d' = 4 \text{ in}$$

Proponiendo área de acero A_s

Probando con 10 #8; $A_s = 7.853982 \text{ in}^2$



$$MR > M_v$$

$$MR = 0.9(7.8539) \times 40 \times (0.9 \times 35.37) = 9,000.59 \text{ kip-in}$$

$$9,000.589 \text{ kip} - \text{in} > 920.59 \text{ kip} - \text{in} \therefore \text{La condicion se cumple}$$

ESTRIBOS DE PEDESTAL

$$1) 16 \phi A_s = 16 \text{ in}$$

$$2) 48. \varphi \text{ Estribo} = 18 \text{ in}$$

$$3) \text{Lado Menor} = 39.3701$$

Usar estribos # 3 @ 0.20m

CHEQUEO POR REFUERZO MÍNIMO

$$\rho = \left(\frac{As}{b \cdot d} \right)$$

$$\rho = \left(\frac{7,8539}{39.37 \times 35.37} \right)$$

$$\rho = 0.0056$$

$$\rho_{min} = \left(\frac{200}{f_y} \right)$$

$$\rho_{min} = \left(\frac{200}{40 \text{ ksi}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.0050$$

$$\rho_{min} < \rho$$

$0.00500 < 0.00564 \therefore$ *seccion de pedestal y area de acero propuesta es adecuada*

ZAPATA CÉNTRICA Z-1

$$Pu = 79,249.23kg \approx 174.6653 \text{ kip}$$

$$Mu = 1,061,250.47 \text{ kg.cm} \approx 76.7387 \text{ kip.ft}$$

$$q = 2 \frac{kg}{cm^2} \approx 4.0952 \frac{kip}{ft^2} \text{ capacidad de soporte de suelo}$$

Aproximación del área de la zapata (A)

Despejando A en σ

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$A = \frac{P}{\sigma}$$

$$A = \frac{Pt}{q}$$

Sustituyendo

$$A = \frac{235.29 \text{ Kip}}{4.0952 \text{ Kip/ft}^2} = 57.4555 \text{ ft}^2$$

Pedestal

$$a = 3.28084 \text{ ft} \text{ (100cm)}$$

$$b = 3.28084 \text{ ft} \text{ (100cm)}$$

$$h = 4.9213 \text{ ft} \text{ (150cm)}$$

Placa base

$$a = 1.64042 \text{ ft} \text{ (50cm)}$$

$$b = 1.64042 \text{ ft} \text{ (50cm)}$$

$$t = 0.211667 \text{ ft} \text{ (2.54cm)}$$

Losa Zapata

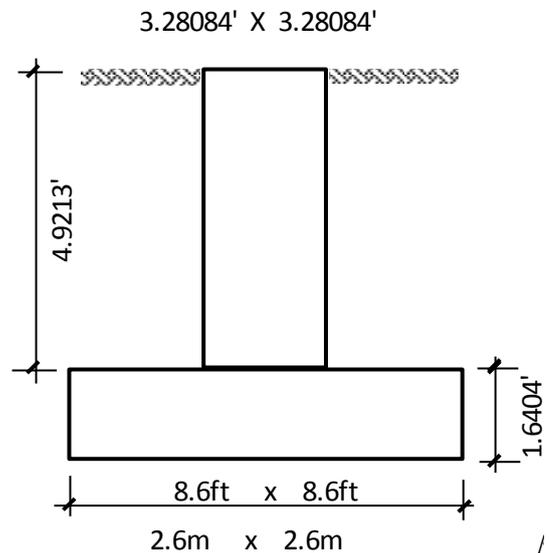
$$a = 8.6 \text{ ft} \text{ (2.44 m)}$$

$$b = 8.6 \text{ ft} \text{ (2.44 m)}$$

$$h_f = 1.64042 \text{ ft} \text{ (50 cm)} = (19.68 \text{ in})$$

Peso específico concreto

$$\rho_{con} = 0.15 \text{ kip/ft}^3$$



Peso específico del acero

$$\rho_{acer} = 0.49 \text{ kip/ft}^3$$

Peso específico suelo

$$\rho_{Suelo} = 0.11 \text{ kip/ft}^3$$

$$P_1 = 174.6653 \text{ kip}$$

$$M = 76.7387 \text{ kip} - \text{ft} \quad 920.8644 \text{ kip} - \text{in}$$

$$q_{admisible} = 2 \text{ kg/cm}^2$$

1) PEDESTAL

$$(3.28 \times 3.28 \times 4.9213) \times 0.150 = 7.9458 \text{ kip}$$

2) PLACA BASE

$$(1.64 \times 1.64 \times 0.2116 \times 0.49) = 0.2791 \text{ kip}$$

3) ZAPATA

$$(8 \times 8 \times 1.6404) \times 0.150 = 18.198 \text{ kip}$$

4) TIERRA

$$\{((8 \times 8) - (3.28 \times 3.28)) \times 4.9213\} \times 0.11 = 34.2107 \text{ kip}$$

$$P_T = 235.2998 \text{ kip}$$

$$p = \frac{Pt}{A \times B} + \frac{6M}{1.33A^2 B} \leq q$$

$q =$ capacidad soporte del suelo (labarotario)

$$p1 = 3.7257 \text{ ksf}$$

$$p2 = 2.6371 \text{ ksf}$$

Si $p1 < q$ las dimensiones propuestas cumplen

$$p1 = 3.7257 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2} \approx 1.8196 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.8196 \text{ kg/cm}^2 < 2.00 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \therefore \text{la condicion se cumple}$$

REFUERZO

$$d = 19.6848 - (2.5 + 0.25) = 16.9350 \text{ in}$$

Área de acero mínima AS_{min}

$$AS = \frac{200}{40000} \times b \times d \quad AS = 8.7384 \text{ in}^2$$

probando con la varilla No 7

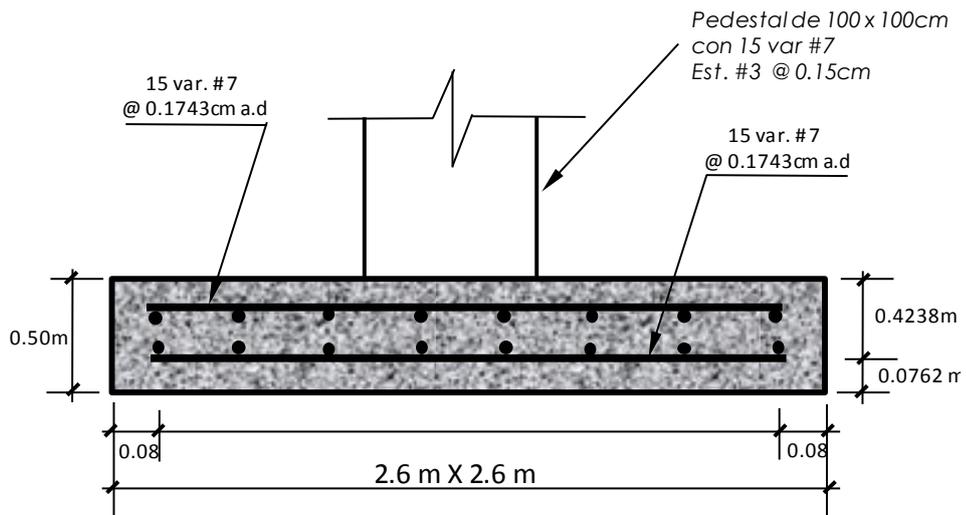
$$\text{Área de la varilla \#7 } A = 0.6013 \text{ in}^2$$

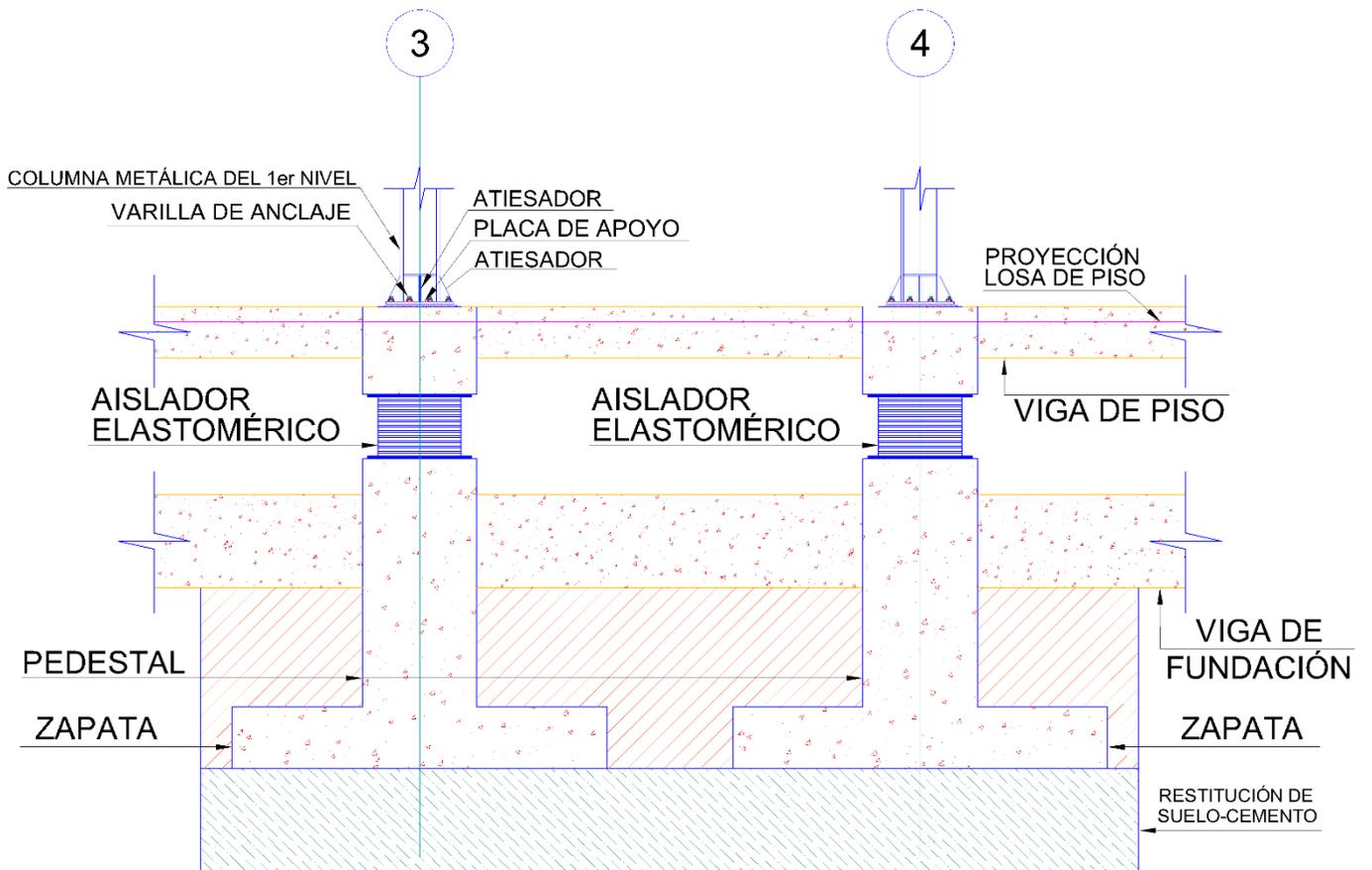
$$\text{Num varillas} = \frac{A_s}{A} = \frac{8.7384 \text{ in}^2}{0.6013 \text{ in}^2}$$

$$\text{Num varillas} = 14.53 \cong 15 \text{ varillas}$$

usar 15 varillas # 7

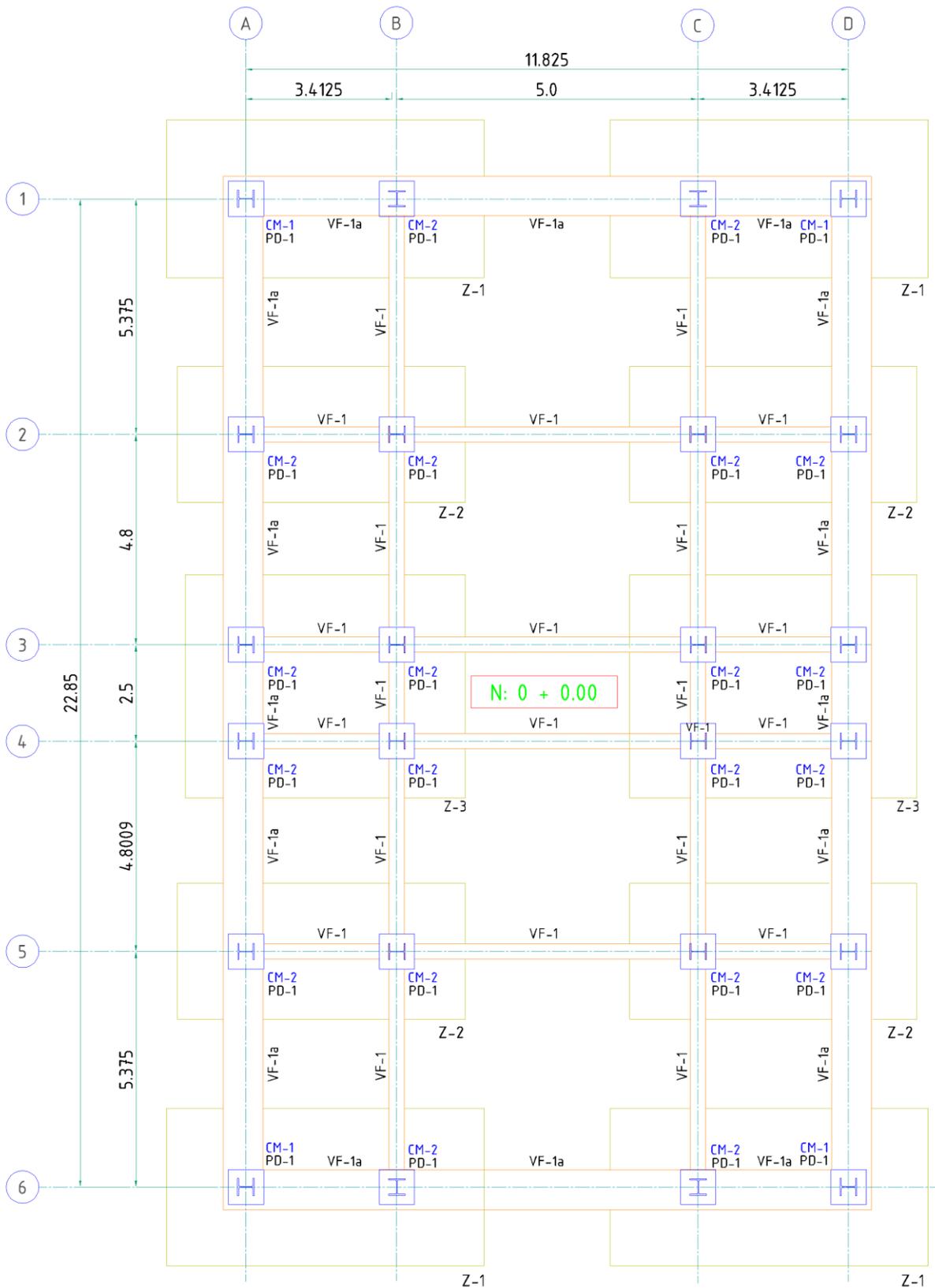
pedestal 100 x 100cm con 15 var # 7 con estribos # 3 separados @0.15





ESQUEMA DE CONEXION FUNDACIONES - SISTEMA DE AISLACION
Esquema de conexión entre fundaciones y sistema de aislación. Fuente: propio

ANEXO F: PLANOS DE DISEÑO - VISTAS DE PLANTA Y ELEVACIONES ESTRUCTURALES



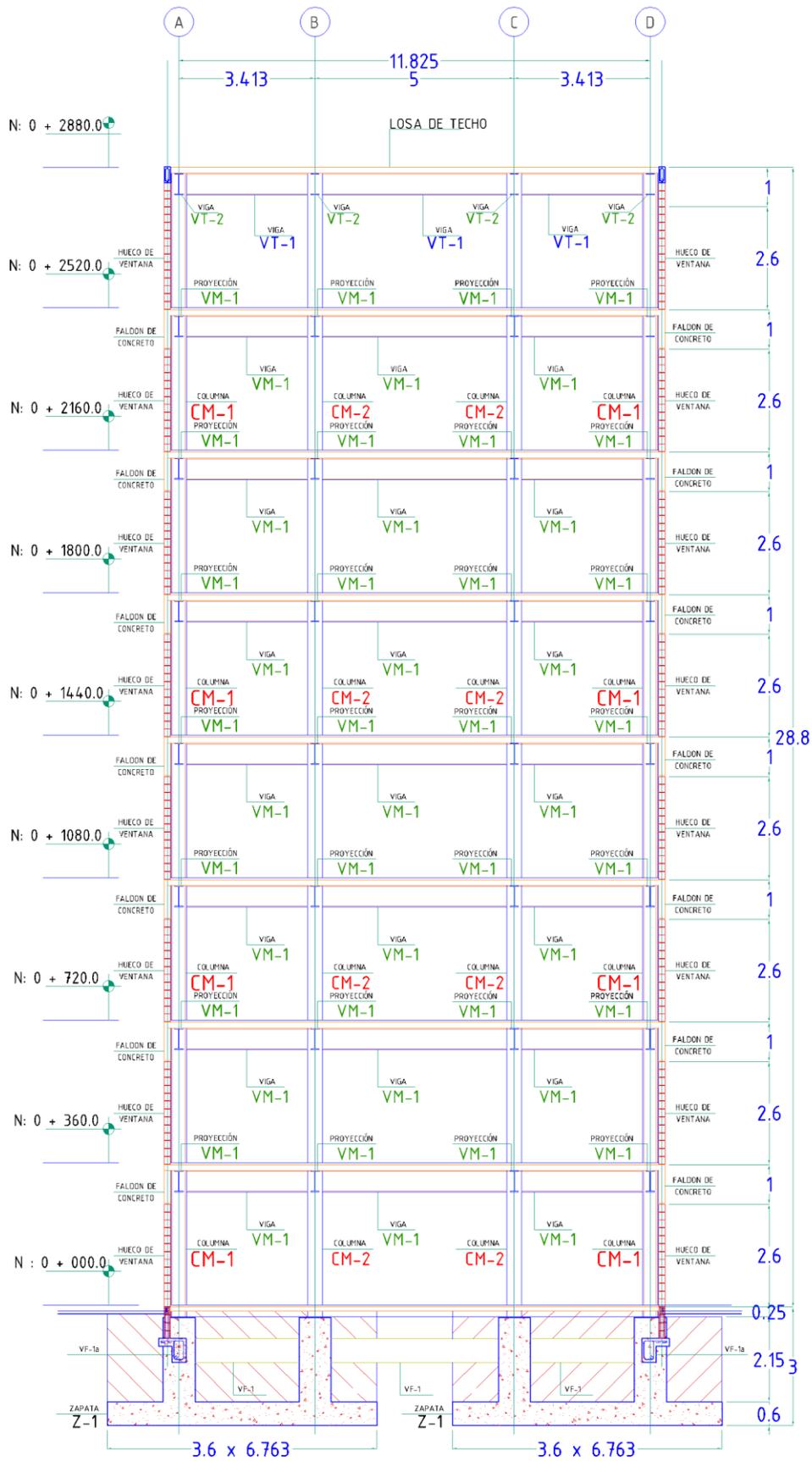
PLANTA ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES

Planta estructural de fundaciones – Edificio convencional. Fuente: Propio



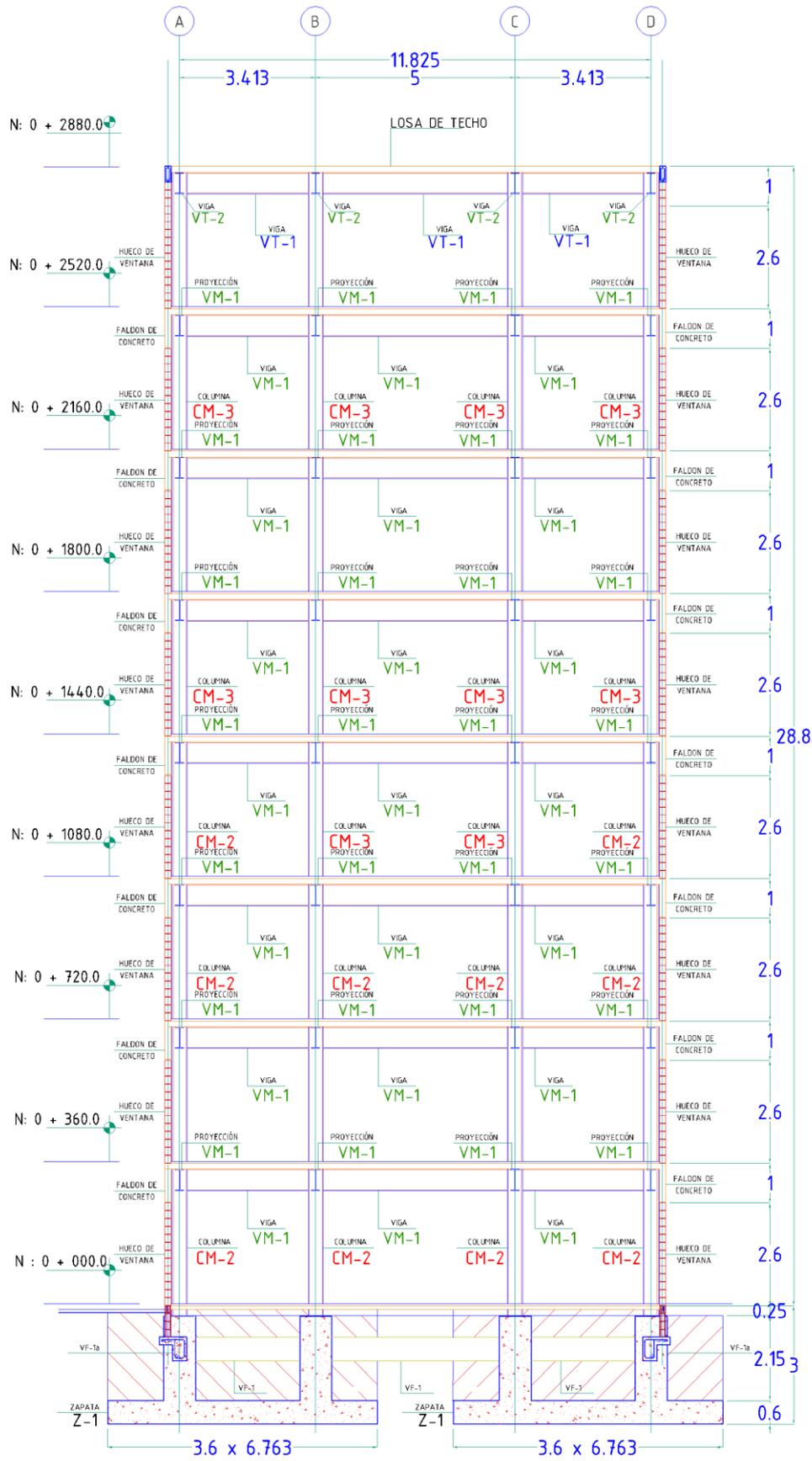
PLANTA ESTRUCTURAL DE ENTREPISO, NIVEL DEL 2 al 3

Planta estructural de entrespiso, niveles 2 y 3 – Edificio Convencional. Fuente: Propio



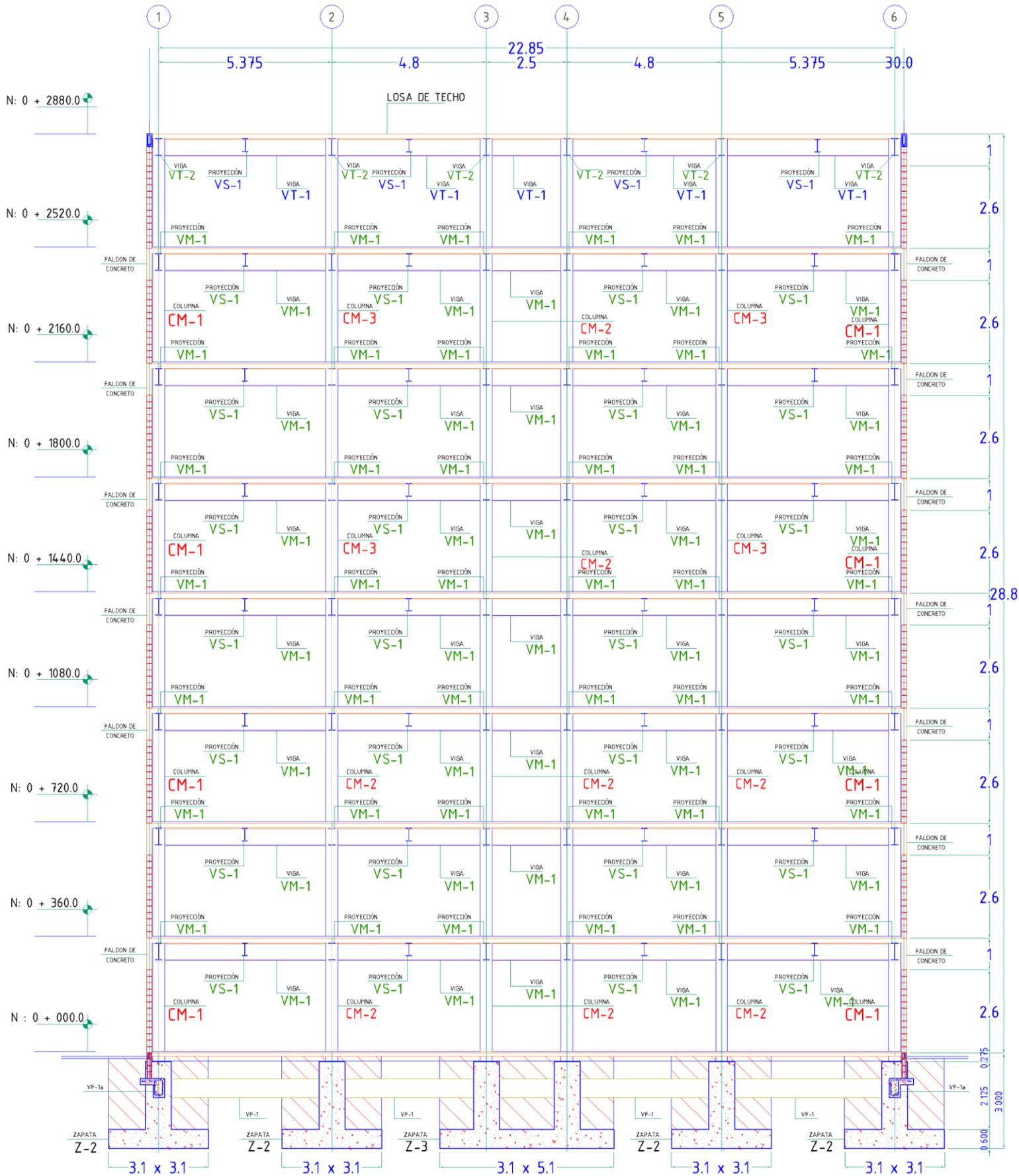
SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES 1 Y 6

Sección estructural, ejes 1 y 6 – Edificio convencional. Fuente: Propio



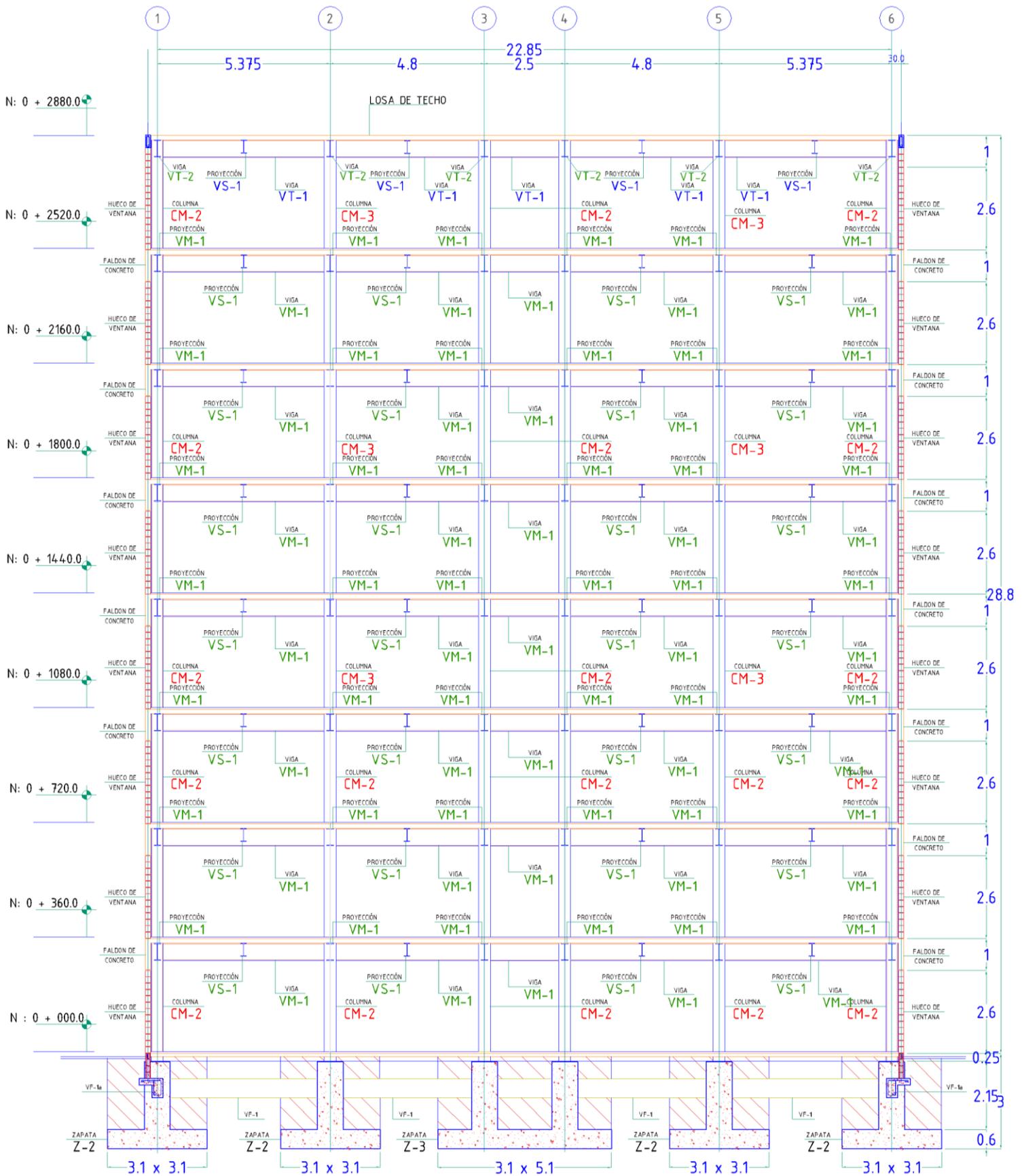
SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES 2 Y 5

Sección estructural, Ejes 2 y 5 – Edificio convencional. Fuente: Propio



SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJE A y D

Sección estructural, Ejes A y D – Edificio convencional. Fuente: Propio



SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES B y C

Sección estructural, Ejes B y C – Edificio convencional. Fuente: Propio

Detalle de secciones estructurales metálicas

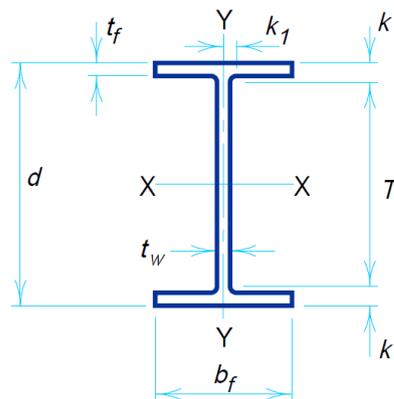
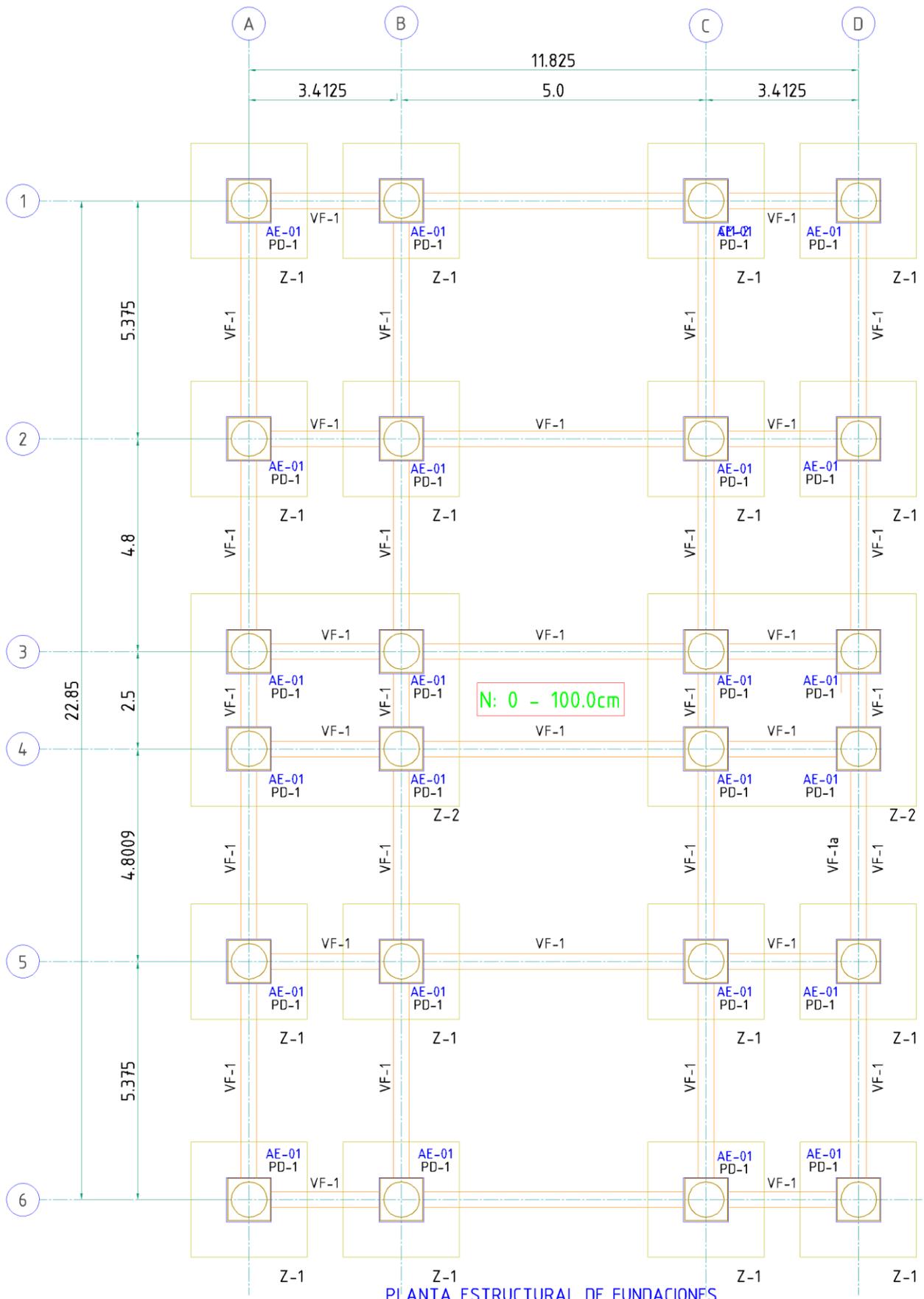


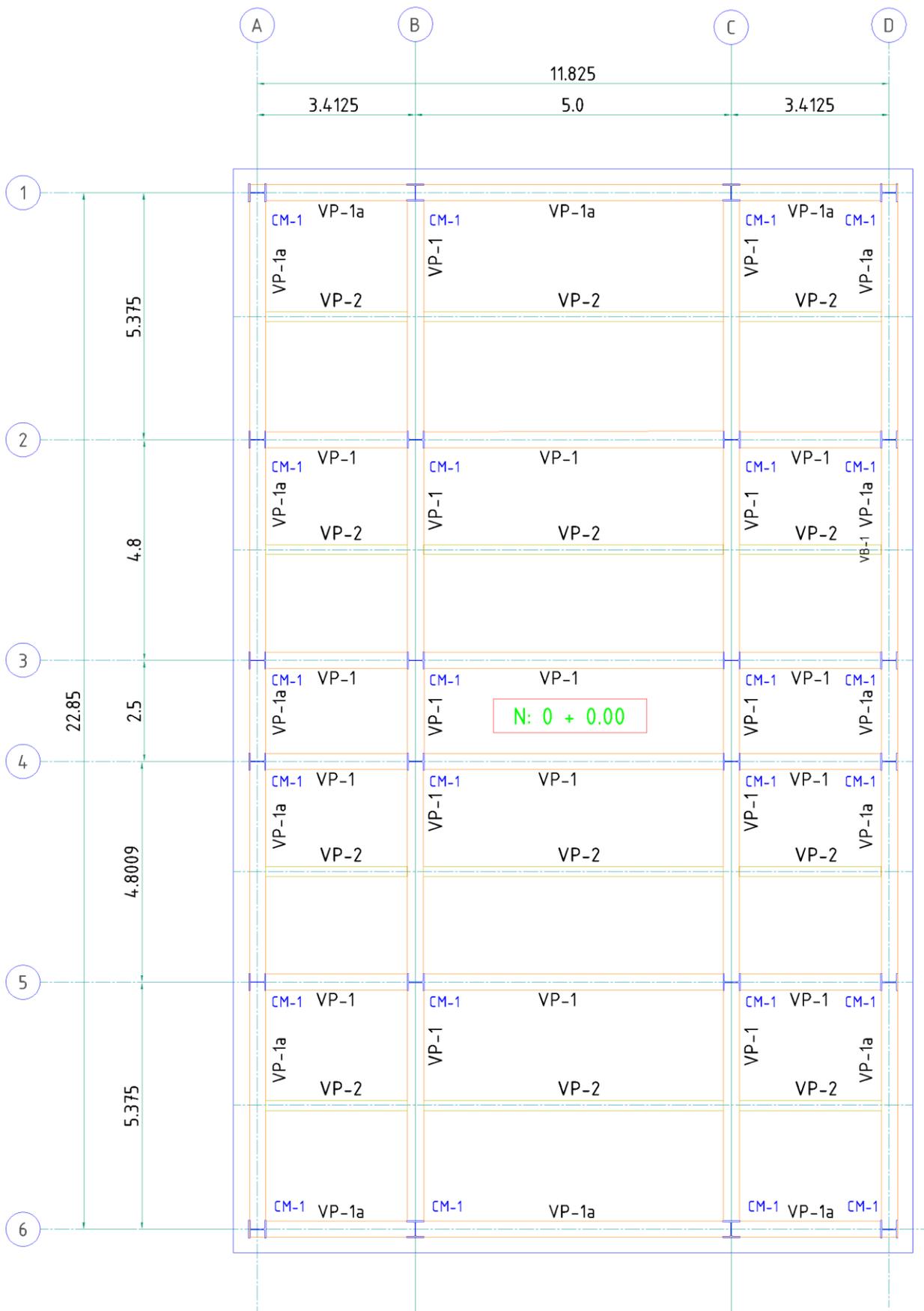
Tabla F-1. Detalle de perfiles W utilizados para la estructura convencional

Nombre de sección		Peralte	Patín		Alma	
Planos	AISC	d (in)	b_f (in)	t_f (in)	T (in)	t_w (in)
CM-1	W 14 x 311	17.12	16.230	2.260	11¼	1.410
CM-2	W 14 x 370	17.92	16.475	2.660	11¼	1.655
CM-3	W 14 x 342	17.54	16.360	2.470	11¼	1.540
VM-1	W 14 x 132	14.66	14.725	1.030	11¼	0.645
VS-1	W 14 x 109	14.32	14.605	0.860	11¼	0.525
VT-1	W 12 x 96	12.71	12.160	0.900	9½	0.550
VT-2	W 14 x 132	14.66	14.725	1.030	11¼	0.645



PLANTA ESTRUCTURAL DE FUNDACIONES

Planta estructural de fundaciones - Edificio aislado. Fuente: Propio

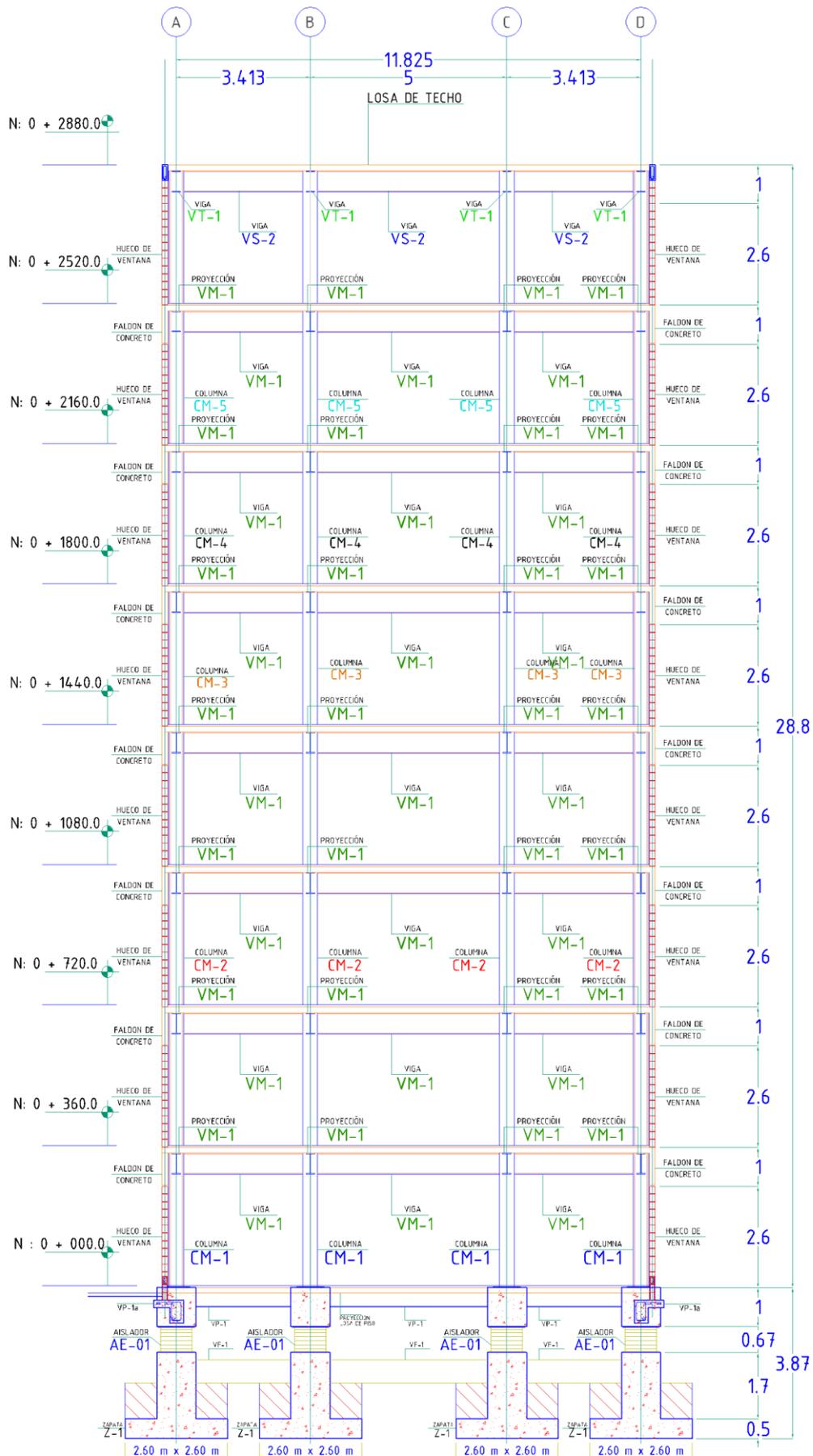


PLANTA ESTRUCTURAL DE PISO, NIVEL DE BASE

Planta estructural de piso - Nivel de base - Edificio aislado. Fuente: Propio

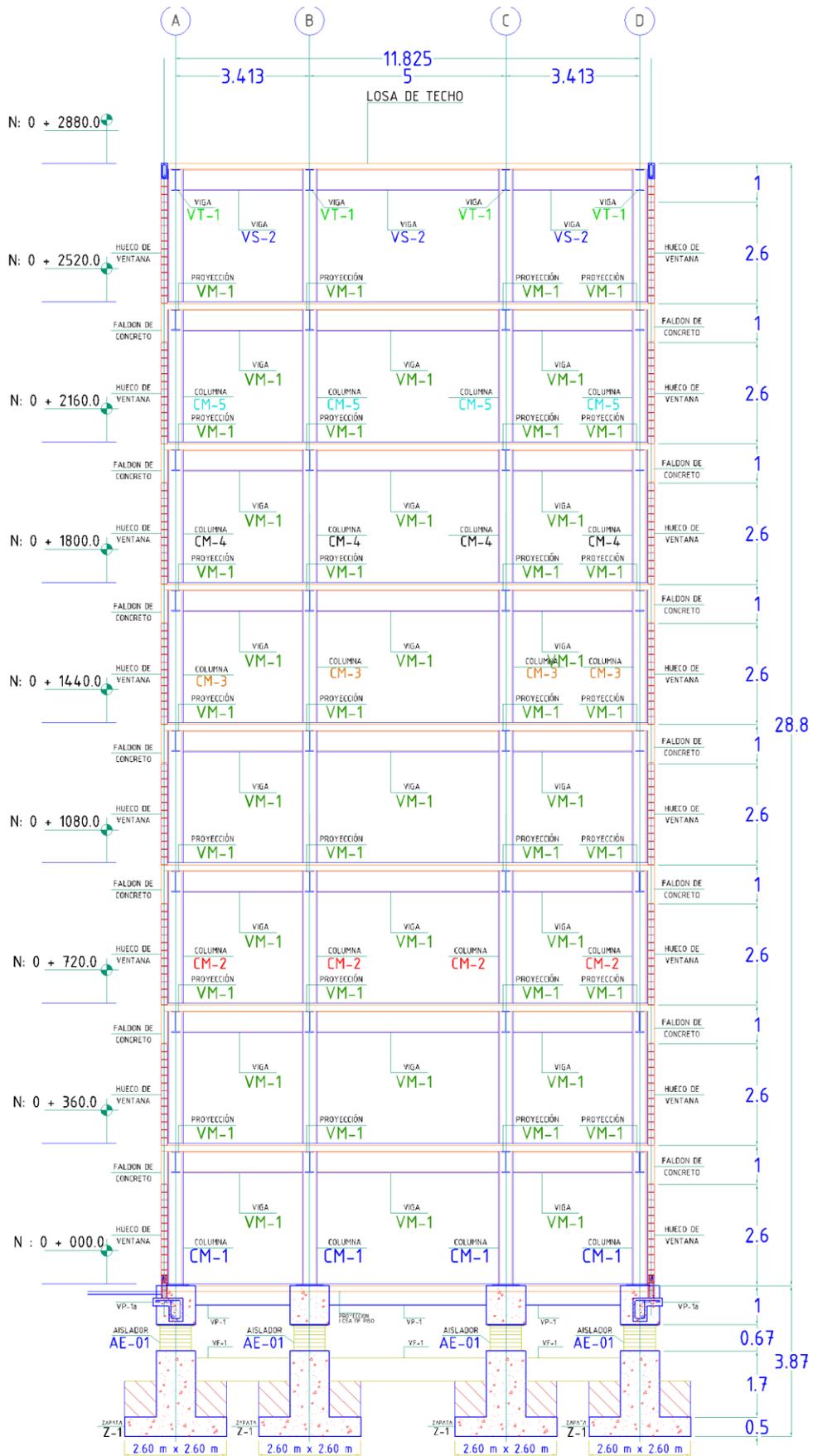


Planta estructural de piso – Nivel 2 - Edificio aislado. Fuente: Propio



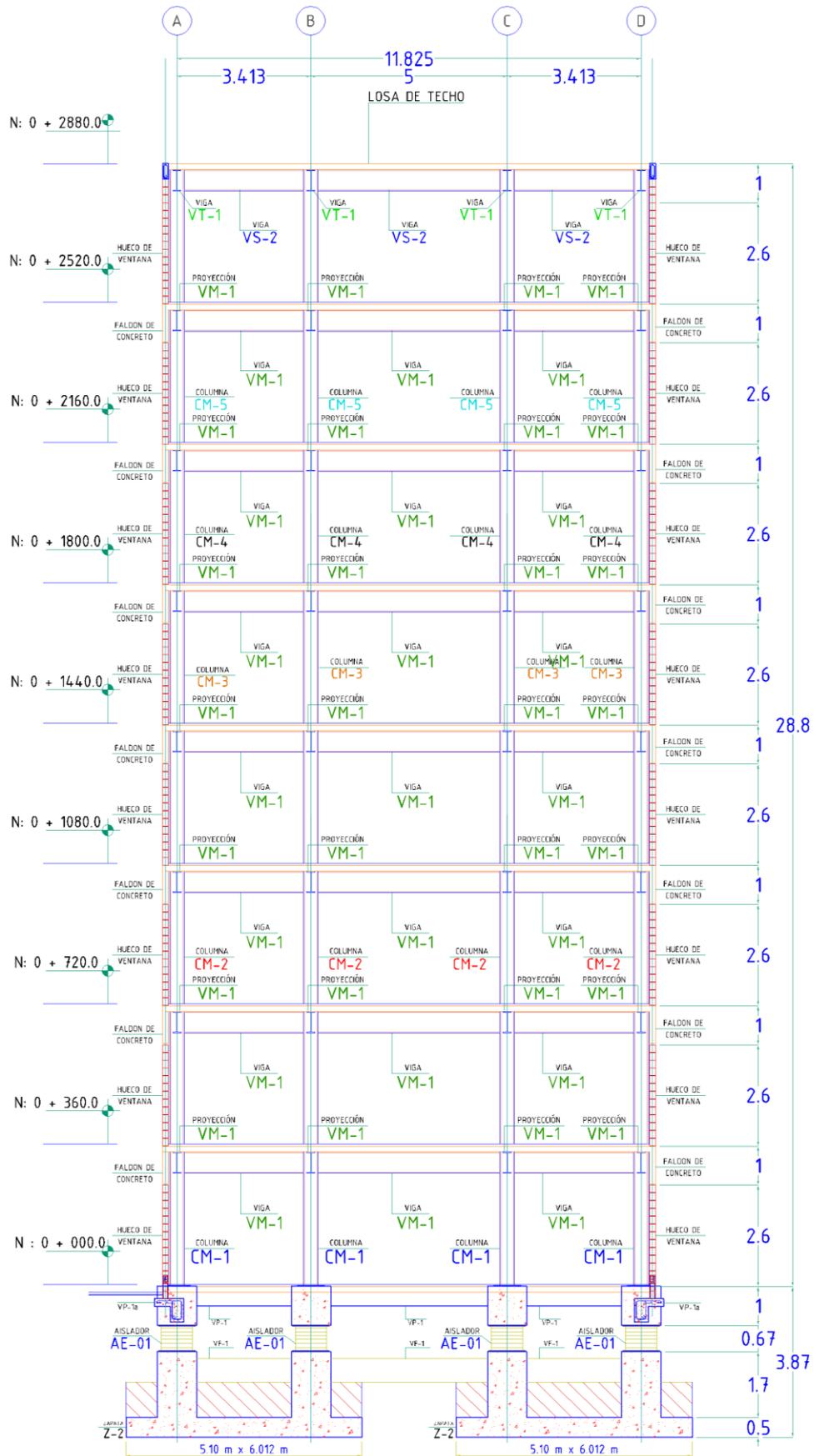
SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES 1 Y 6

Sección estructural, Ejes 1 y 6 – Edificio aislado. Fuente: Propio



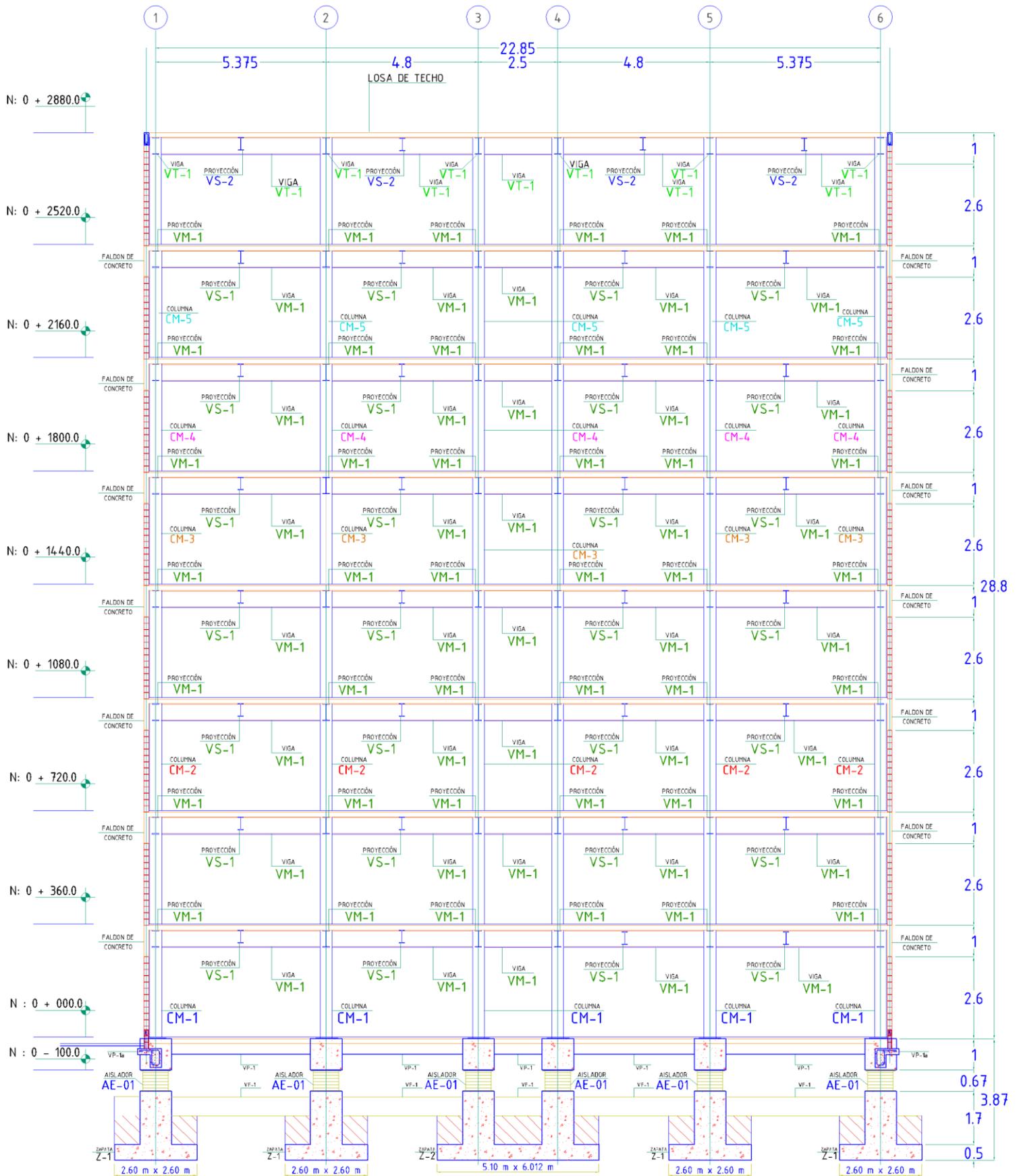
SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES 2 y 5

Sección estructural, Ejes 2 y 5 – Edificio aislado. Fuente: Propio



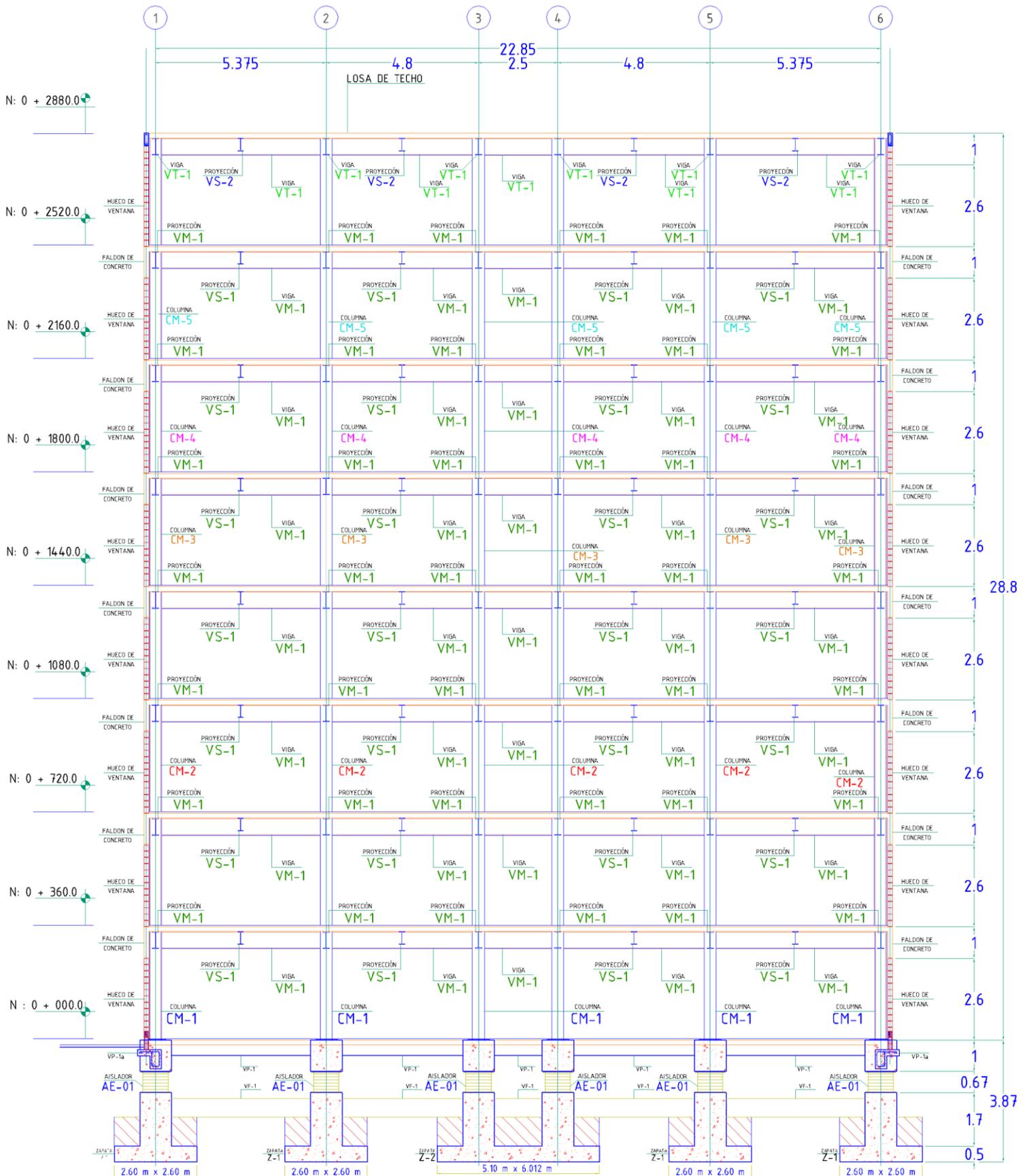
SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES 3 Y 4

Sección estructural, Ejes 3 y 4 – Edificio aislado. Fuente: Propio



SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES A y D

Sección estructural, Ejes A y D – Edificio aislado. Fuente: Propio



SECCIÓN ESTRUCTURAL, EJES B y C

Sección estructural, Ejes B y C – Edificio aislado. Fuente: Propio

Detalle de secciones estructurales metálicas

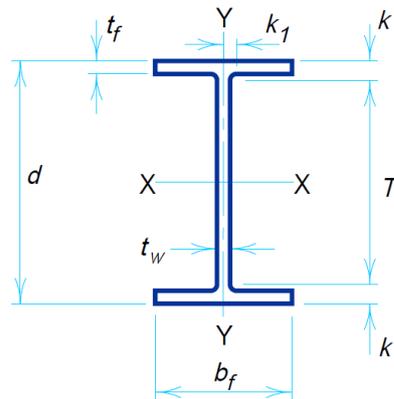
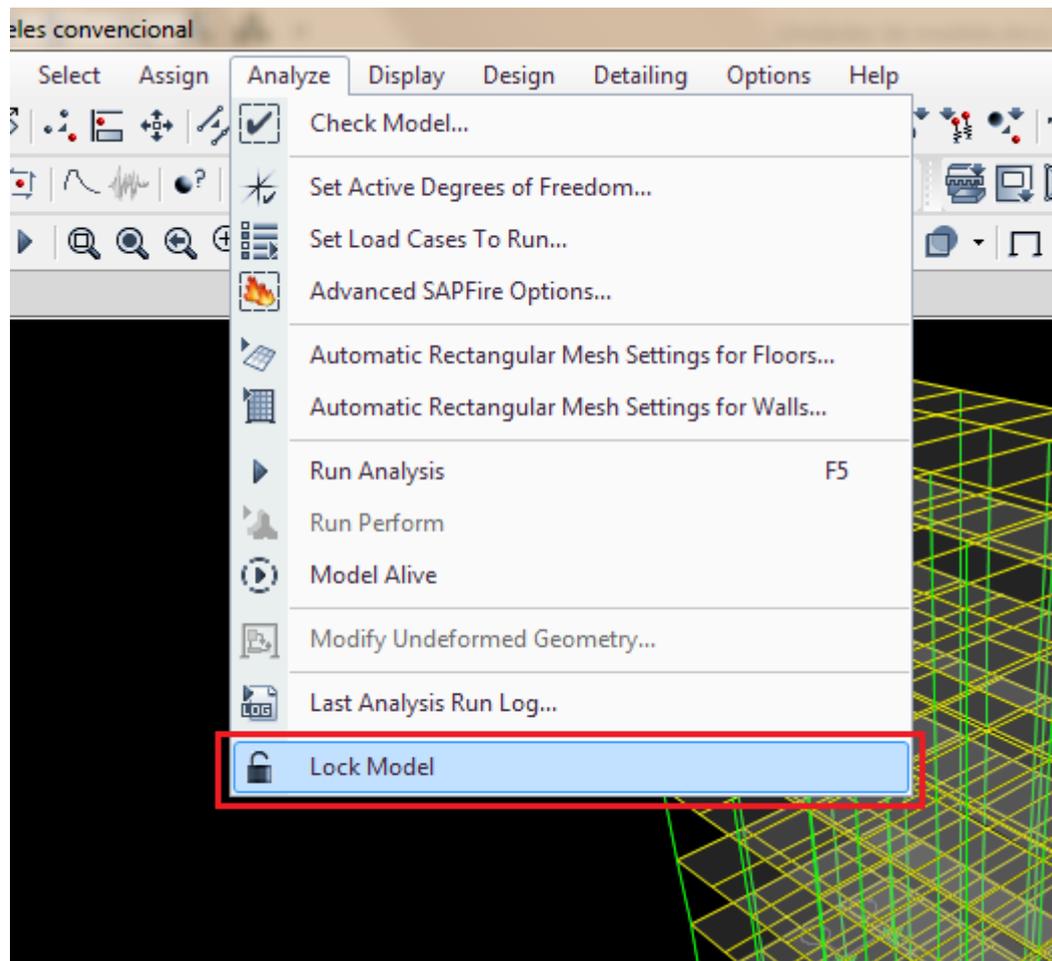


Tabla F-2. Detalle de perfiles W utilizados para la estructura aislada

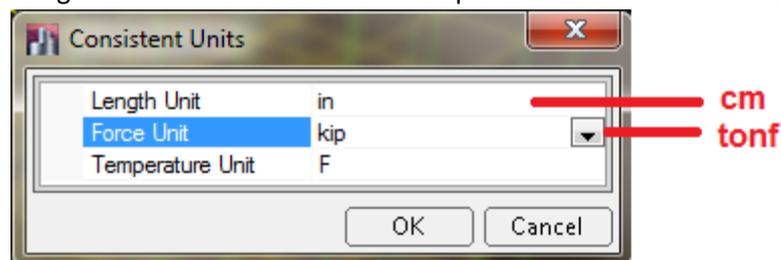
Nombre de sección		Peralte	Patín		Alma	
Planos	AISC	d (in)	b_f (in)	t_f (in)	T (in)	t_w (in)
CM-1	W 14 x 90	14.02	14.520	0.710	11 ¼	0.440
CM-2	W 14 x 82	14.31	10.130	0.855	11	0.510
CM-3	W 14 x 74	14.17	10.070	0.785	11	0.450
CM-4	W 14 x 61	13.89	9.995	0.645	11	0.375
CM-5	W 14 x 53	13.92	8.060	0.660	11	0.370
VM-1	W 18 x 76	18.21	11.035	0.680	15 ½	0.425
VS-1	W 16 x 36	15.86	6.985	0.430	13 5/8	0.295
VS-2	W 12 x 30	12.34	6.520	0.440	10 ½	0.260
VT-1	W 18 x 55	18.11	7.530	0.630	15 ½	0.390

ANEXO G: PROCEDIMIENTO REALIZADO PARA INTRODUCIR EN EL PROGRAMA ETABS 2013 EL SISTEMA DE AISLACIÓN.

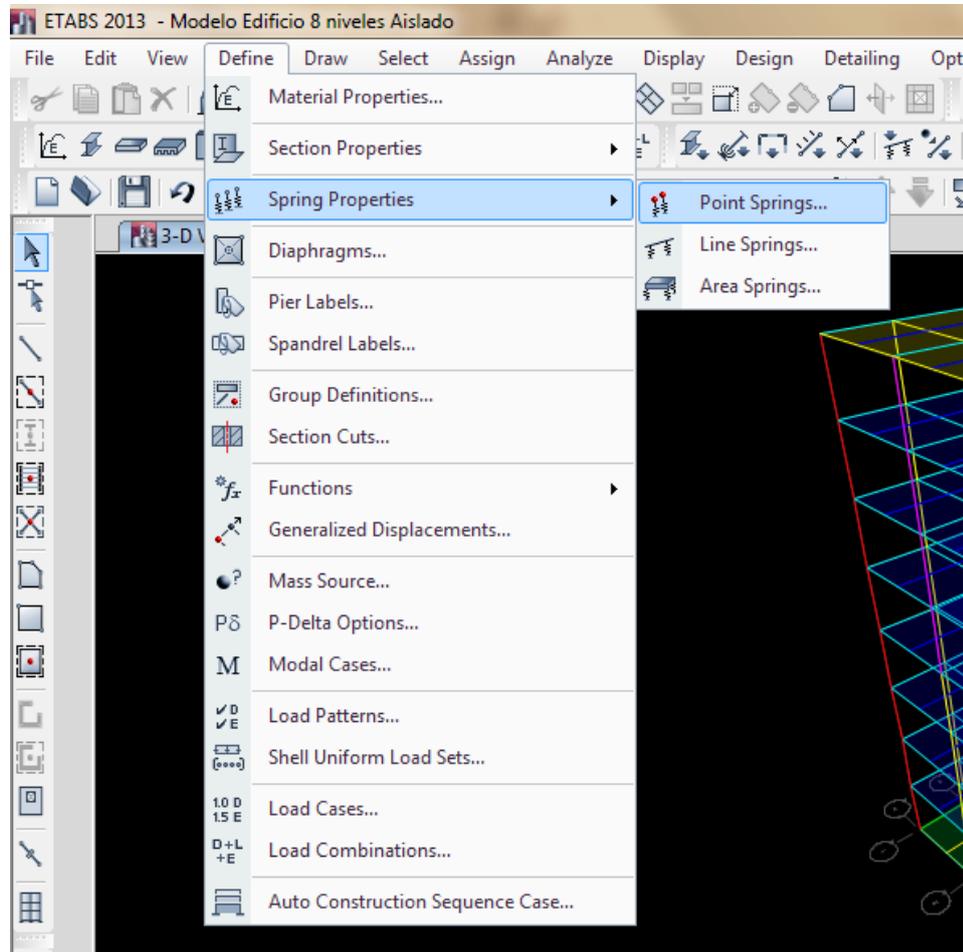
1. Se verifica que el modelo este en estado “desbloqueado”, de lo contrario el programa no permitirá realizar cambios en este. Para ello se ingresa al menú **Analyze** y se chequea que la última opción muestre el texto “Lock Model”, si es así se procede al siguiente paso. En cambio si la opción muestra el texto “Unlock Model”, bastará con hacer click sobre esta misma para desbloquear el modelo.



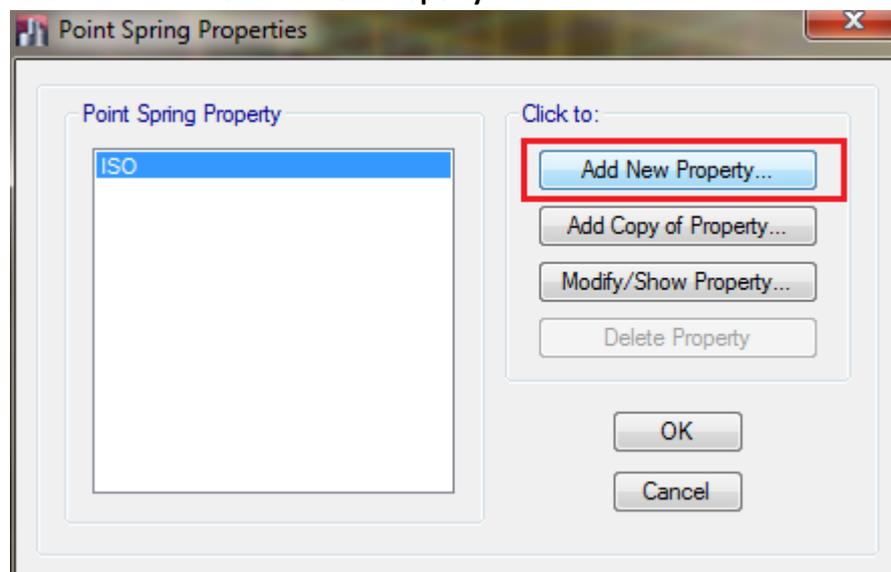
2. Se deben ajustar las unidades de medida de manera que al introducir los datos que representan el sistema de aislación no se tengan diferencias. Esto se hace mediante el botón **Units...** (aparece en la esquina inferior derecha de la ventana principal del programa) y se selecciona de la lista la opción “consistent Units...”. Para este caso de estudio se asignaron las unidades de la forma que se muestra a continuación:



- Ahora se debe definir las propiedades que este tendrá, para ello ingresamos al menú **Define/Springs Properties/Point Springs...**, tal como se muestra en la imagen a continuación:



- El programa mostrará en seguida una ventana emergente en la cual se debe seleccionar el botón **Add New Property...**



5. Se abrirá otra ventana en la cual se deben rellenar todos los campos como se muestra a continuación:

The screenshot shows a dialog box titled "Point Spring Property Data" with the following sections and fields:

- General Data:**
 - Property Name: (Annotated: "Se ingresa un nombre")
 - Display Color: (Change... button)
 - Property Notes: (Modify/Show Notes... button)
- Simple Spring Stiffness in Global Directions:**

Translation X	<input type="text" value="0.83"/>	tonf/cm
Translation Y	<input type="text" value="0.83"/>	tonf/cm
Translation Z	<input type="text" value="1342.3"/>	tonf/cm
Rotation about X-Axis	<input type="text" value="0"/>	tonf-cm/rad
Rotation about Y-Axis	<input type="text" value="0"/>	tonf-cm/rad
Rotation about Z-Axis	<input type="text" value="0"/>	tonf-cm/rad

(Annotations: "Se introduce el valor de la rigidez horizontal calculado" for X and Y, "Se introduce el valor de la rigidez vertical calculado" for Z)
- Single Joint Links at Point:**

Link Property	Axial Direction	Axis 2 Angle

(Add and Delete buttons)
- Buttons:** OK (highlighted with a red box), Cancel

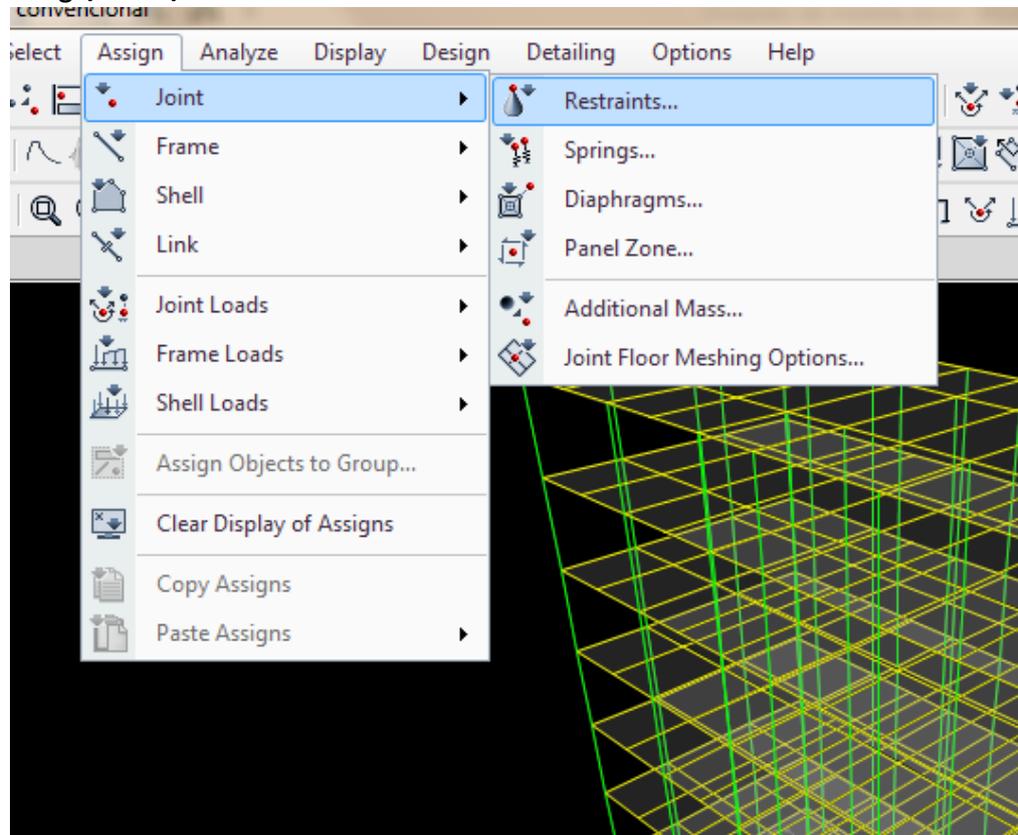
Se ingresa un nombre

Se introduce el valor de la rigidez horizontal calculado

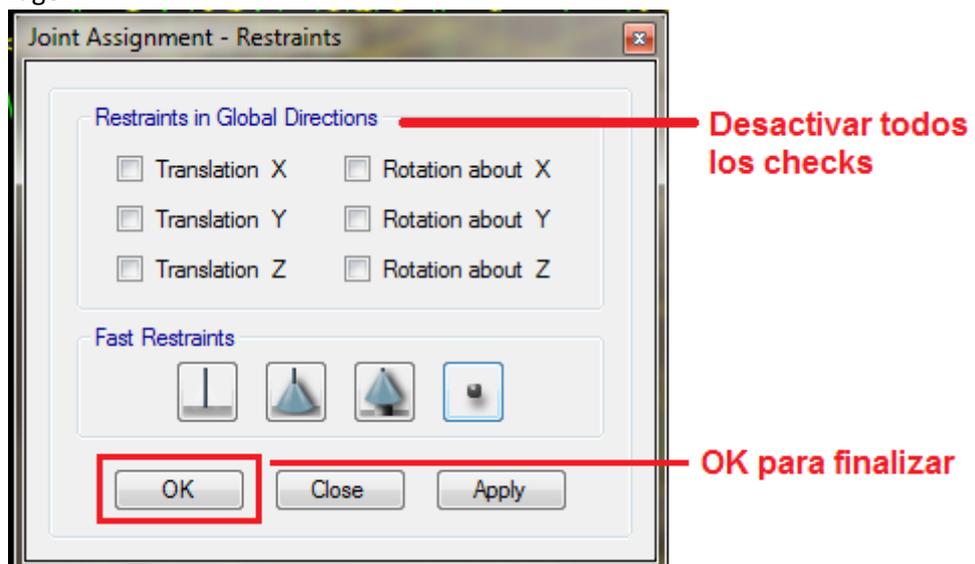
Se introduce el valor de la rigidez vertical calculado

Finalmente se presiona el boton "ok"

6. Se procede a quitar de cada punto portante las restricciones de la base. Para ello se debe seleccionar todos los puntos portantes primeramente y luego ingresar al menú **Assign/Joints/Restrains...**

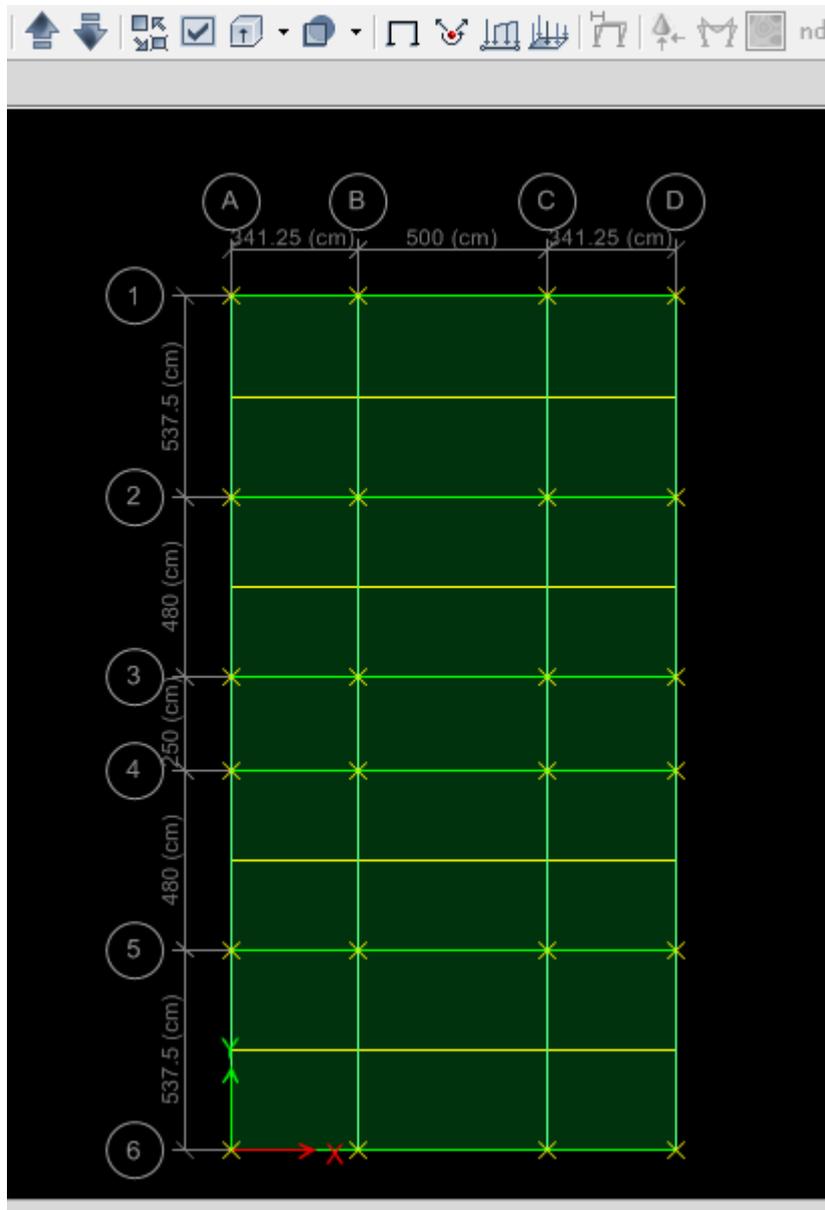


7. En la ventana que se muestra, se modifican las opciones mostradas en la siguiente imagen

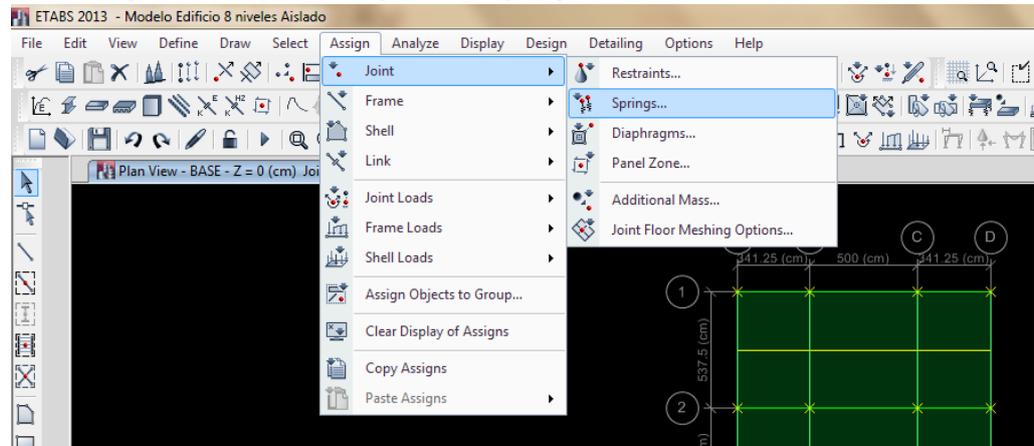


8. Ahora se seleccionan cuidadosamente los puntos en los que se desea asignar las propiedades antes definidas, que debe ser en cada punto de la estructura donde estará situado cada tipo de aislador elastomérico. Se recomienda trabajar sobre una

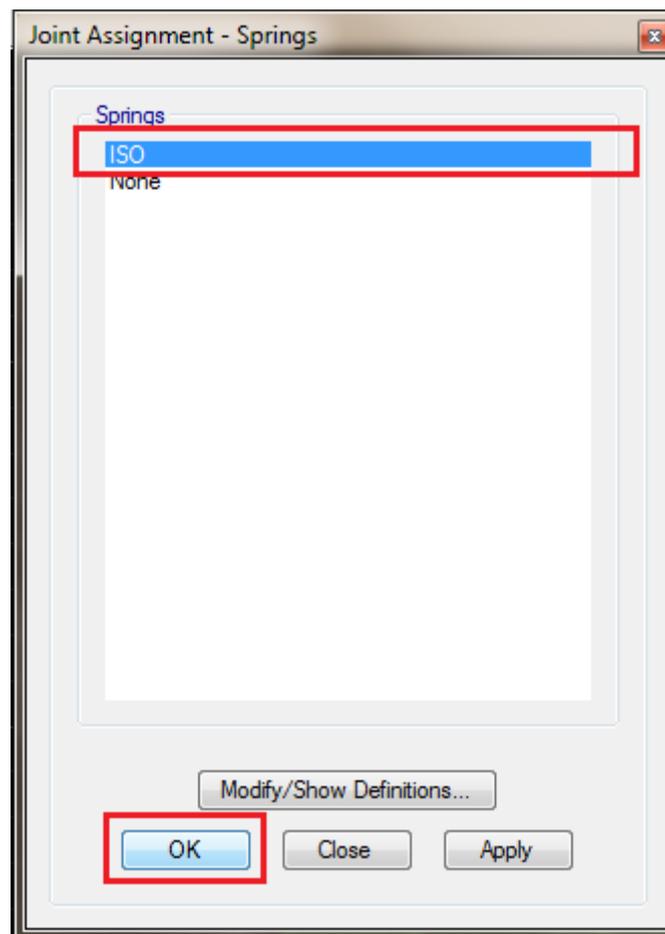
vista de planta de la Base para efectos de mejor comodidad. En este caso de estudio el número de aisladores con conforman el sistema es 24 y todos tienen las mismas propiedades, por lo que se seleccionaron los 24 puntos, de la manera que se muestra a continuación:



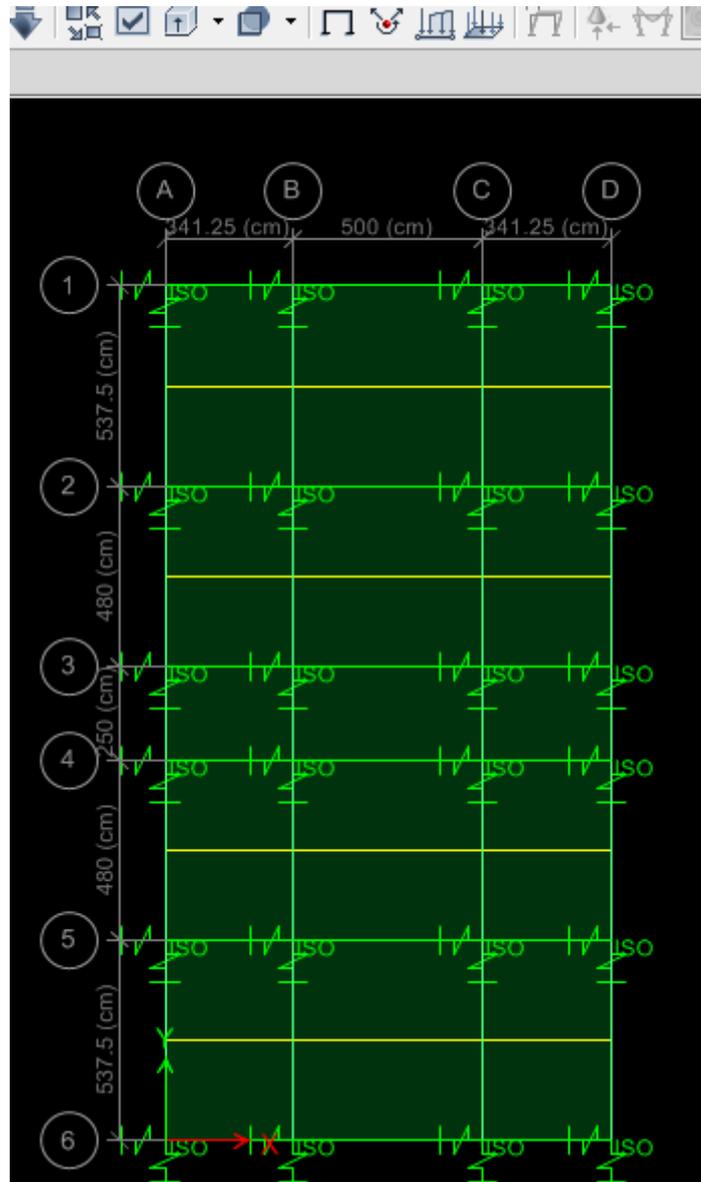
9. Manteniendo la selección en el paso previo, se procede a asignar la propiedad, para ellos se sigue la secuencia **Assign/Joint/Springs...**



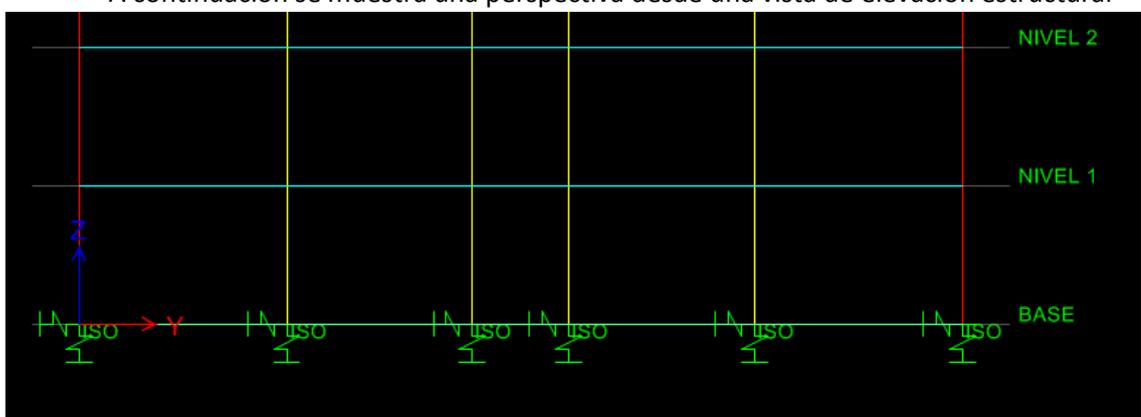
10. Se mostrará una ventana que muestra una lista de los tipos de springs definidos en los pasos anteriores, por lo que se selecciona el tipo de propiedad que se desea asignar a los puntos (joints) seleccionados en el paso 4.



11. Se mostrara la asignación realizada previamente



A continuación se muestra una perspectiva desde una vista de elevación estructural



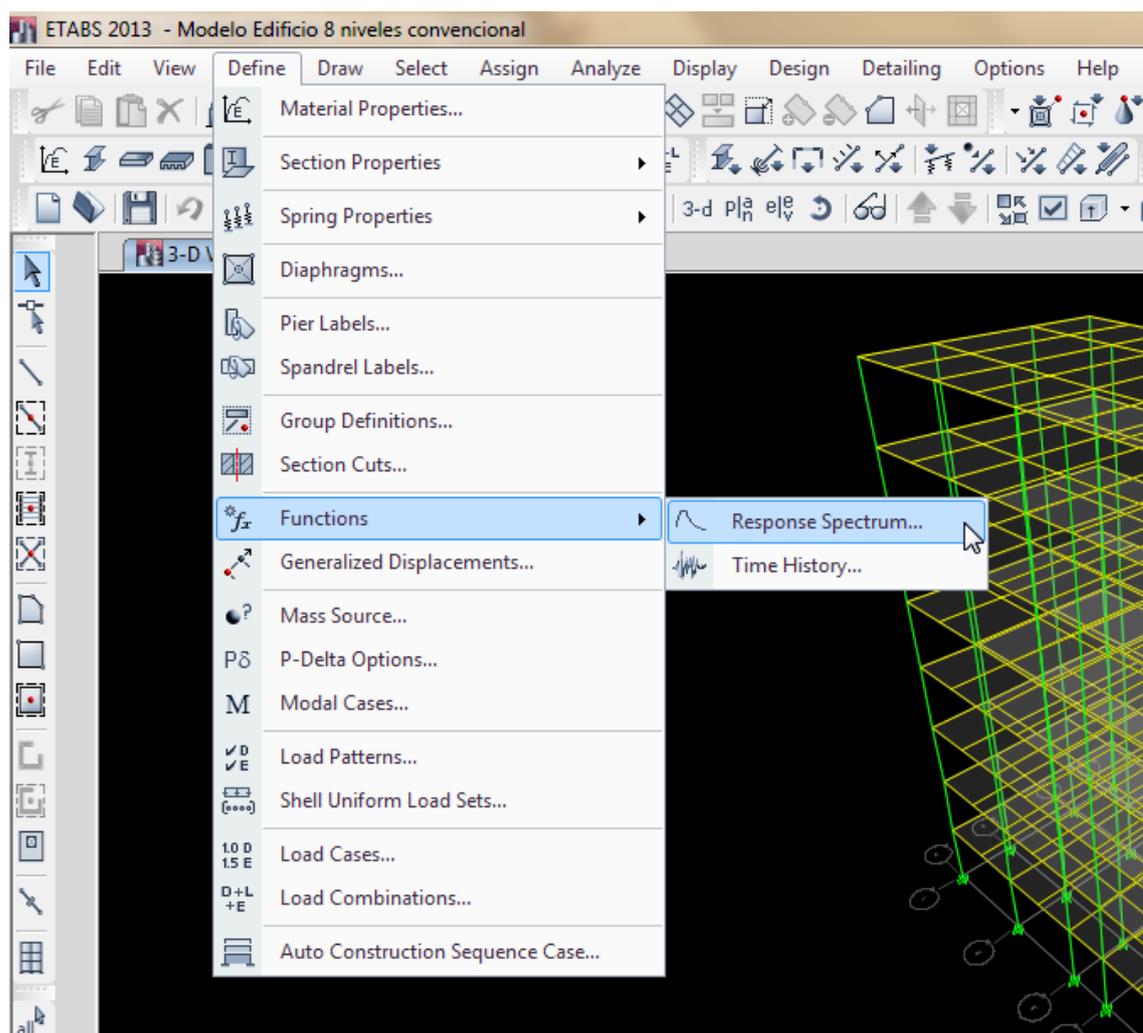
ANEXO H: PROCEDIMIENTO REALIZADO PARA INTRODUCIR EL ESPECTRO DE DISEÑO EN EL PROGRAMA ETABS 2013.

Se introdujo para cada caso de modelación el espectro de diseño. Para facilitar la inserción de los valores del espectro de diseño al programa ETABS 2013 se utilizó previamente la aplicación **Generador de Espectros de Nicaragua según RNC-07**.

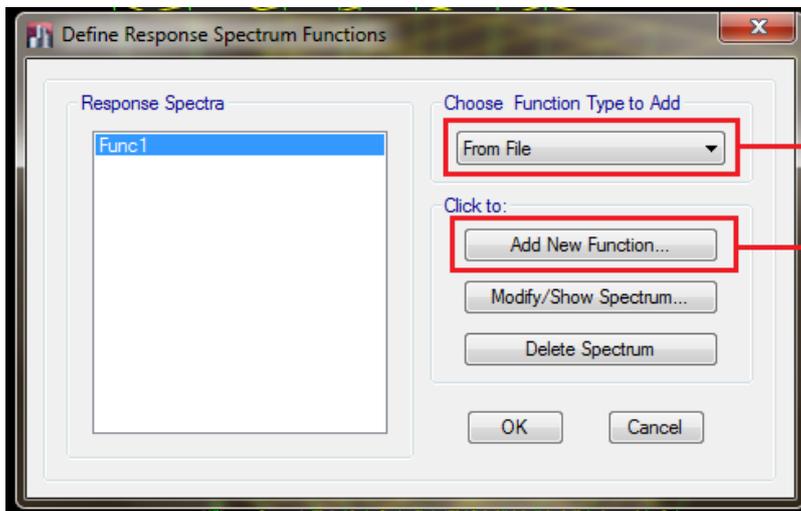
“Esta aplicación genera un archivo en formato de texto del espectro de Nicaragua, para utilizar en diferentes programas (SAP 2000, ETABS, etc.)”. (Caja de Herramientas de la Ingeniería, 2015).

La autoría de esta aplicación corresponde a Carlos Pérez Coca con fuente del ing. Gilberto Lacayo. La información e instrucciones de uso de esta pueden verse en el sitio web que se muestra a continuación: <https://cajadeherramientasdelaingenieria.wordpress.com/2014/05/22/generador-de-espectros-de-respuestas-segun-el-rnc-07/>

1. Se define una función de espectro, ingresando al menú **Define/Functions/Response Spectrum...**, tal como se muestra en la siguiente imagen



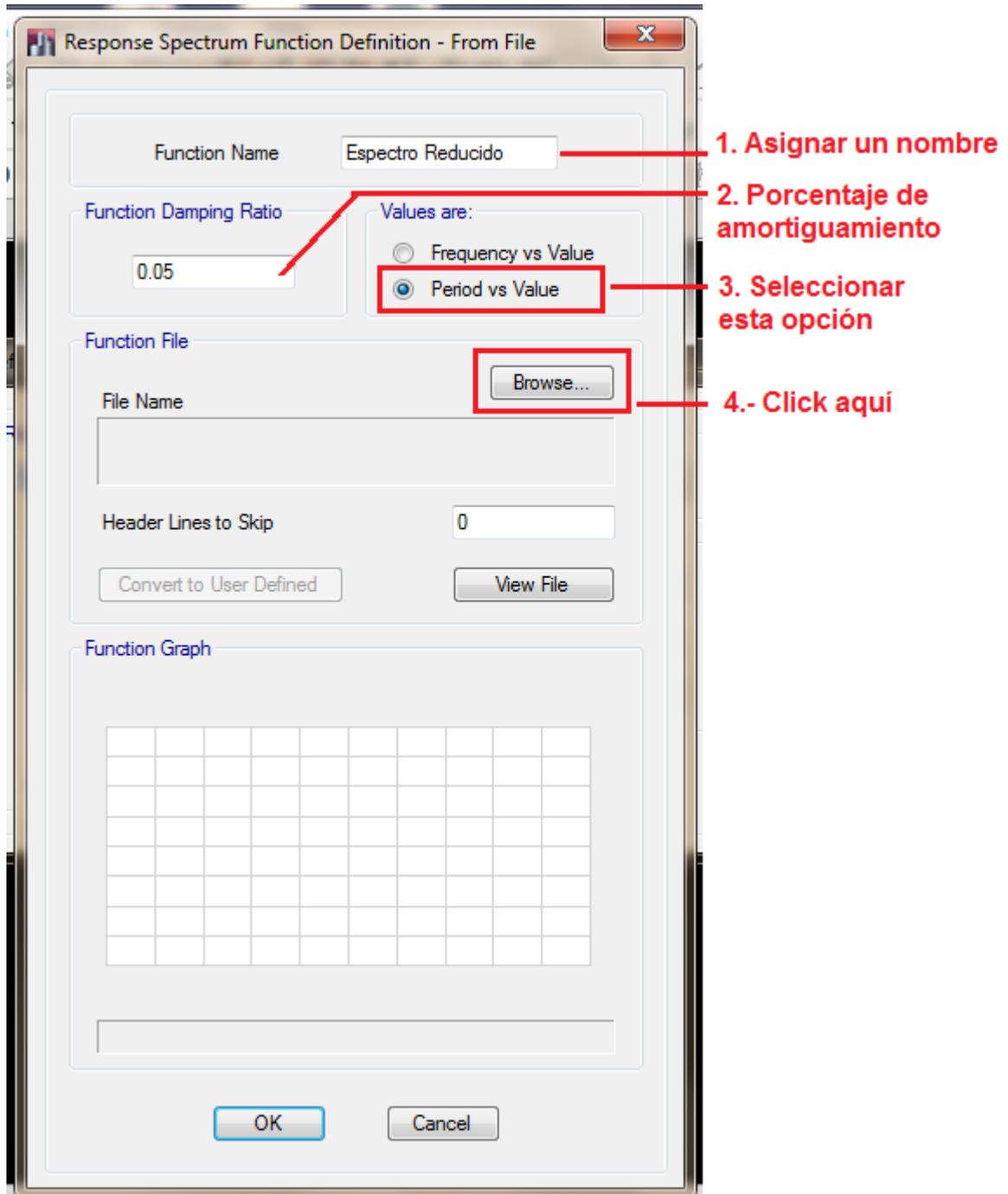
2. Enseguida aparecerá una ventana en la que se deben hacer las siguientes modificaciones



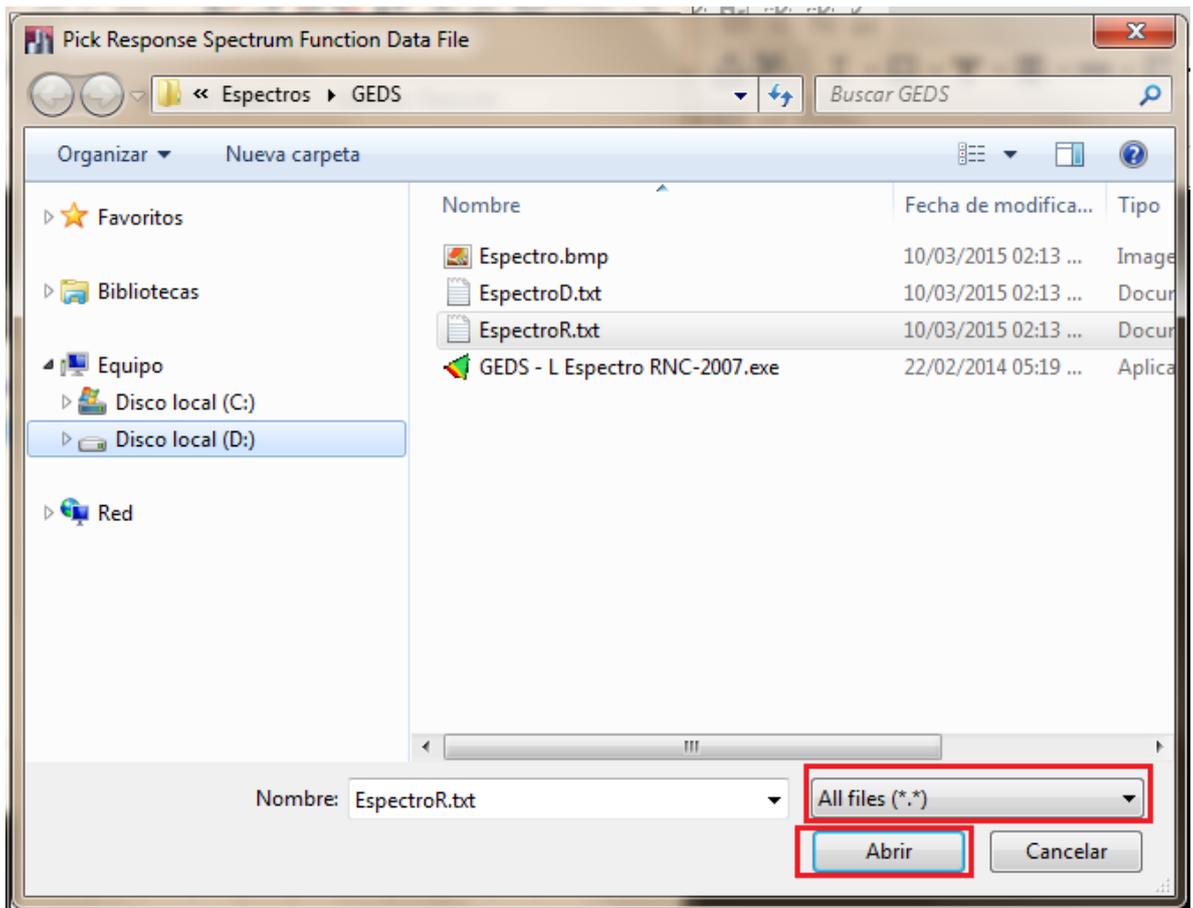
1. Seleccionamos de la lista la opción "From File"

2. Click aquí

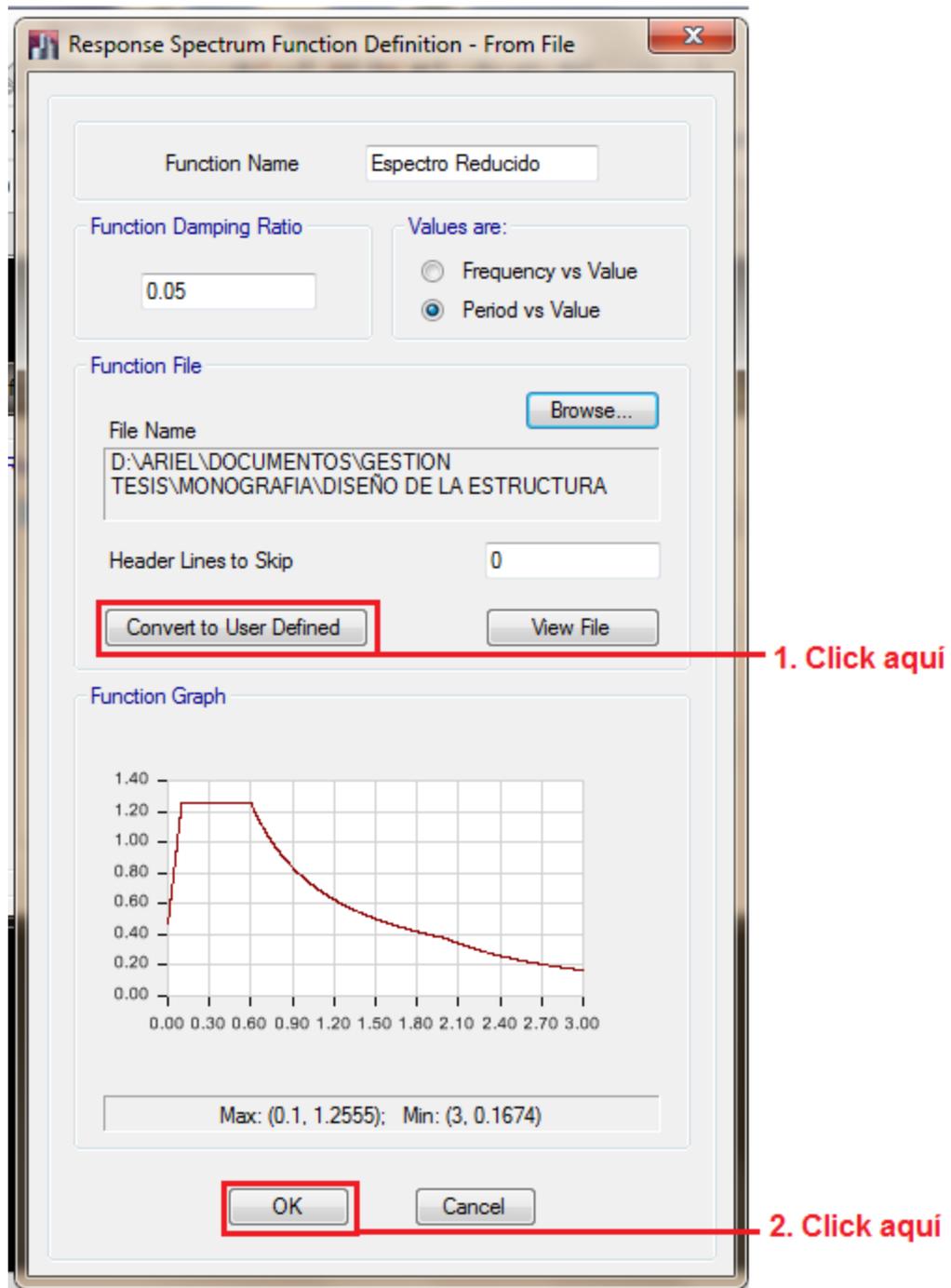
3. Aparecerá una ventana como la que se muestra a continuación, en la que se deben hacer las modificaciones como se indica en la siguiente imagen



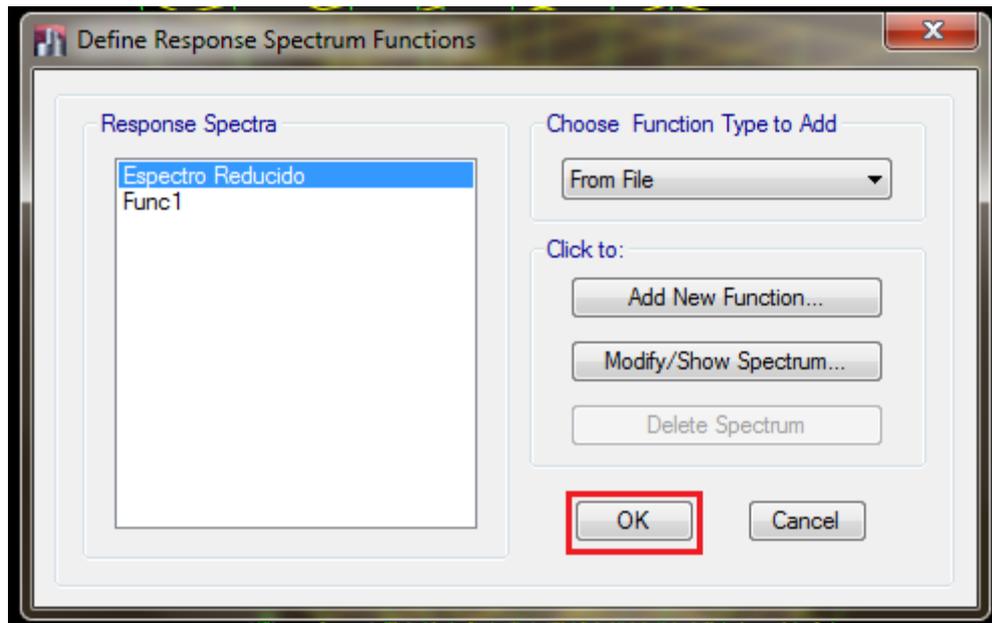
4. Se procede a indicarle al programa el lugar donde se encuentran los archivos de texto generados por la aplicación "Generador de Espectros de Nicaragua según RNC-07". Se debe activar la opción "All Files". Se debe seleccionar el archivo que contiene los valores del espectro que se desea introducir, siendo el archivo "EspectroD.txt" para el espectro de diseño elástico y "EspectroR.txt" para el espectro de diseño reducido.



5. Se procede a indicar al programa que utilice este espectro para todos los cálculos posteriores, a como se muestra en la imagen



6. Guardamos los cambios haciendo click en el botón "OK"



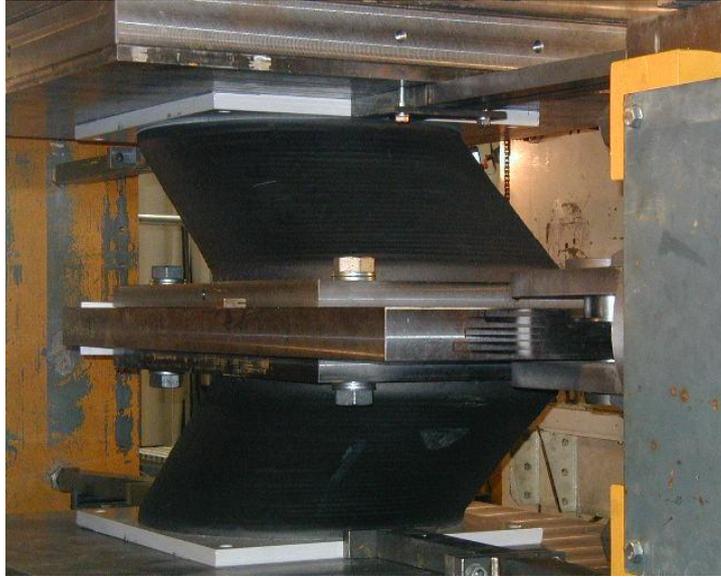
ANEXO I: ILUSTRACIONES DE AISLADORES DE BASE



Aislador elastomérico tipo GAPEC. Fuente: Cortesía Ph.D. Julio C. Miranda



Instalación de aisladores tipo GAPEC para un edificio en Armenia. Fuente: Cortesía Ph.D. Julio C. Miranda



Pruebas a cortante-compresión de aisladores elastoméricos. Fuente: Cortesía Ph.D. Julio C. Miranda

ANEXO J: EXPERIENCIA MUNDIAL CON AISLADORES DE BASE

El Concepto de aislación basal es ampliamente aceptado en muchas regiones del mundo propensas a sufrir terremotos. Por citar dos ejemplos, en los terremotos de Northridge, USA (1994) y Kobe, Japón (1995) se pudo comprobar con éxito las ventajas de la aislación sísmica al observar el excelente comportamiento de los edificios aislados frente a los convencionales.

Actualmente existen numerosas aplicaciones de sistemas de aislamiento de base con apoyos elastoméricos en varios países tales como Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda, Italia y en varios países latinoamericanos entre ellos Chile y Colombia.

A continuación se presentan imágenes de edificios aislados en diferentes países del mundo:



Lambesc High School, Francia.

Primer Edificio con aisladores de base en el mundo Fuente: Ph.D. Julio C. Miranda



*Clínica San Carlos, Santiago, Chile Fuente:
(Arriagada Rosas. 2005)*



Fire Command and Control Facility, Los Angeles, CA.



Edificio de Telecom, Ancona, Italia Fuente: (Arriagada Rosas, 2005).



Parlamento de Nueva Zelanda



Hospital de la Universidad de Kyorin, (Mitaka Japón)

El sistema de aislamiento en este Hospital, incluye 83 aisladores LRB (Lead Rubber Bearing) o Apoyos de hule con núcleo de Plomo y 10 aisladores elastoméricos sin núcleo de plomo.

ANEXO K: HISTORIA DE AISLAMIENTO SÍSMICO EN NICARAGUA

Como se ha mencionado a lo largo de este trabajo monográfico, el aislador aplicado a este caso es de hule natural de bajo amortiguamiento, partiendo de esta información se consideró interesante hacer una pequeña reseña sobre la fiebre del hule en Nicaragua en 1924.

A orillas del río Cuá, afluente del río Coco se cosechó hule silvestre y se sembró aproximadamente 200 manzanas de hule blanco, este no producía tanto látex como el Brasileño pero era de excelente calidad y Nicaragua llegó a ocupar un lugar predominante en las exportaciones de hule, con el pasar de los años se perdió el interés por el hule y fue en declive la cosecha. Con estos antecedentes de cosecha de hule, se puede decir que en Nicaragua se lograría producir materia prima para fabricar aisladores de hule natural. Consultar el libro "Nicaragua con amor y humor" de Alberto Vogl Baldizon.

En Nicaragua a raíz del terremoto de Managua en 1972, el Dr. Gilles Delfosse de Francia ofreció aplicar los sistemas de aislamiento sísmico tipo GAPEC en el país. Para ese entonces en 1974 se hicieron los cálculos y los planos para el edificio de la Cementera Nacional con el objetivo de aislarlo sísmicamente, este nunca se construyó. Si se hubiese construido, hubiese sido el primer edificio con aisladores de base en el mundo.

A continuación se muestra una carta donde se evidencia la propuesta del sistema de aislación en Nicaragua, seguida de la patente para Sistema GAPEC en Nicaragua publicada en La Gaceta en 1974., ambas cortesía del Ph. D. Julio C. Miranda.

"AÑO DE LA ESPERANZA
Y LA RECONSTRUCCION"



COMITE NACIONAL DE EMERGENCIA

PRESIDENCIA

MANAGUA, D. N.

NICARAGUA, C. A.

Junio 20, 1974

CNE/0356/74

Dr. Gilles Delfosse
Centre National de la
Recherche Scientifique
Laboratoire de Mecanique
et d'Acoustique
31 Chemin Joseph Aiguier
13009
Marseille, France

Estimado Dr. Delfosse:

He tomado debida atención al informe presentado a Nicaragua, de su patente de invención del Sistema Antisísmico GAPEC, y de la aprobación que Ud. ha obtenido del Jefe de la Sección de REvisión Estructural del Vice-Ministerio de Planificación Urbana.

Como le expliqué personalmente, es absolutamente indispensable que los inmuebles equipados con el sistema GAPEC sean reasegurados contra los riesgos sísmicos como se ha hecho con los otros inmuebles.

Si acepta esta condición, yo estaría de acuerdo en hacer un ensayo con su proceso, usándolo en un inmueble de Managua, siempre tomando en cuenta que su invención ha de ser usada por una sociedad con miras a la reconstrucción de la ciudad.

Sin otro particular a que hacer mención y agradeciéndole su interés por colaborar con el bienestar de nuestra capital, reciba un atento saludo.

Anastasio Somoza D.
Presidente
Comité Nacional de Emergencia

LA GACETA

DIARIO OFICIAL

Director: ENRIQUE MARIN UBAGO

Administrador: CLIFFORD C. HOOKER y REYES

Apartado Postal No. 86 — Teléfono 2-3791

Imprenta Nacional

AÑO LXXVIII

Managua, D. N., Miércoles 2 de Octubre de 1974

Nº 224

Reg. No. 4362 — B/U 837871 — Valor \$ 30.00

Por acuerdo Ministerial de fecha veintiséis de Agosto de mil novecientos setenta y cuatro, obtuvo Patente de Invención por diez años:

INVENTOR

Gilles Delfosse

INVENTO

Sistema Gapec-Nuevo Procedimiento Antisísmico
Conforme Artos. 17 y 21 Ley Patentes de Invención.

Registro Propiedad Industrial. Managua, D. N., veintiocho de Agosto de mil novecientos setenta y cuatro. — Yolanda García de Montealegre, Registrador. — Uriel Silva T., Secretario.

1