



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
E.A.P.I.C.

**“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA
CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS
APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE
LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS”**

TESIS PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TESISTAS:

Bach. Juan Carlos Plasencia

Bach. Edward Cueva Bustos

ASESOR:

Ing. Iván León Malo

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ

2015



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA
CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS
APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE
LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS”**

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

Ing. Iván Eliseo León Malo

ASESOR



UNS
UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL SANTA

FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.

**“ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA
CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS
APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE
LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS”**

JURADO EVALUADOR DE TESIS:

Ing. Felipe Villavicencio González
Presidente

Ms. Atilio López Carranza
Integrante

Ing. Iván León Malo
Integrante

NUEVO CHIMBOTE – PERÚ, AGOSTO DEL 2015

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo de investigación fue desarrollado bajo la supervisión constante del Ing. Iván León Malo a quien deseamos expresar nuestro más profundo aprecio y agradecimiento por la paciencia mostrada durante todo el proceso, por los consejos, la guía y el soporte que nos brindó.

También deseamos expresar nuestro agradecimiento a Hernán Martín Hernández Morales, Jefe de Prácticas del Departamento Académico de Estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería, por el constante intercambio de ideas, por la información alcanzada, los comentarios y las sugerencias respecto al diseño de aisladores.

Finalmente, agradecemos a la empresa Símica, que es el representante de *Fip Industriale Inc.* en Chile, especialmente a Nicolás Torrealba por la valiosa información alcanzada, que permitió realizar el análisis de costos de la estructura aislada.

INDICE

RESUMEN

ABSTRACT

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES	2
1.1.1 SISMOS EN EL PERU	2
1.1.2 PROBLEMÁTICA EN LA FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE CONVENCIONAL.....	6
1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN.....	12
1.2.1 HIPOTESIS.....	12
1.2.2 OBJETIVOS.....	12
1.2.2.1 OBJETIVOS GENERALES.....	12
1.2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	12
1.2.3 ALCANCES	13
1.2.4 DELIMITACIONES	14
1.3 ESTRATEGIA DE TRABAJO	14

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIONES GENERALES.....	17
2.2 ESTADO DEL ARTE	20
2.3 COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS AISLADOS.....	25
2.4 TIPOS DE SISTEMAS DE AISLACIÓN	29
2.4.1 AISLADORES ESLASTOMERICOS.....	29
2.4.2 AISLADORES DESLIZANTES.....	34
2.5 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN.....	39
2.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN EDIFICIOS CON BASE AISLADA	42

2.7	NORMAS CONSULTADAS.....	45
2.7.1	FEMA 450-451.....	45
2.7.2	UBC 97	52
2.7.3	ASCE SEI 7-10.....	57
2.7.4	OBSERVACIONES Y COMENTARIOS SOBRE LAS NORMAS.....	64

CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA

CONVENCIONAL

3.1	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	67
3.1.1	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CONVENCIONAL	67
3.2	MODELACIÓN COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA ETABS v.2013.....	71
3.2.1	ANTECEDENTES GENERALES	71
3.2.2	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL.....	71
3.3	ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL	74
3.3.1	ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA E.030.....	76
3.3.2	RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO:	79
3.3.3	ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN LA NORMA E.030	80
3.3.4	RESULTADOS ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	85
3.4	DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL.....	89
3.4.1	DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS	90
3.4.2	DISEÑO DE COLUMNAS	92
3.4.3	DISEÑO DE PLACAS.....	92
3.4.4	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	92

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO

4.1	DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO AISLADO.....	95
4.1.1	ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO AISLADO	95
4.2	MODELACIÓN COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA ETABS v.2013.....	101
4.2.1	ANTECEDENTES GENERALES.....	101

4.2.2	MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA	101
4.3	SISTEMA DE AISLACIÓN.....	107
4.3.1	ANTECEDENTES GENERALES.....	107
4.3.2	REQUERIMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN.....	108
4.3.3	PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO	109
4.3.4	CARGAS DE DISEÑO PARA AISLADORES	115
4.3.5	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL AISLADOR LRB	118
4.3.6	DISEÑO DE AISLADORES LRB	131
4.4	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA	140
4.4.1	CRITERIOS EN EL ANÁLISIS DE AISLACIÓN BASAL.....	140
4.4.2	ANÁLISIS DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	143
4.4.3	ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	149
4.5	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA	157
4.5.1	DISEÑO DE VIGAS.....	158
4.5.2	DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	161
4.5.3	DISEÑO DE COLUMNAS	161
4.5.4	DISEÑO DE PODIOS.....	162
4.5.5	DISEÑO DE ZAPATAS	163

CAPITULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL Y DE COSTOS

5.1	ANTECEDENTES GENERALES.....	165
5.2	ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL	165
5.2.1	MODOS DE VIBRACIÓN	165
5.2.2	FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO.....	167
5.2.3	DISTORSIÓN DE ENTREPISO	169
5.2.4	DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS	171
5.3	ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL COSTOS.....	172
5.3.1	ANTECEDENTES.....	172

5.3.2	COSTO DIRECTO EDIFICIO CONVENCIONAL.....	173
5.3.3	COSTO DIRECTO EDIFICIO AISLADO	175
5.3.4	ANÁLISIS COMPARATIVO	176

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	CONCLUSIONES.....	181
6.2	RECOMENDACIONES	184

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 186

ANEXOS

ANEXO 01. ANÁLISIS CONVENCIONAL DE LA ESTRUCTURA APORTICADA

ANEXO 02. NORMAS DE CONSULTADAS

2.1. UNIFORM BUILDING CODE 1997

2.2. FEDERAL EMERGENCY MANAGMENT AGENCY

2.3. ASCE SEI 7-10

ANEXO 03. DATOS DE FABRICANTES PARA DISEÑO

ANEXO 04. COTIZACIÓN DE AISLADORES LRB

ANEXO 05. PLANOS

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado: “Análisis Sísmico Comparativo Teniendo en Cuenta Cimentación Convencional y Aisladores Sísmicos Aplicado al Edificio de Laboratorios Especializados de la Escuela de Ingeniería en Energía de la UNS” consiste en conocer el comportamiento de una estructura aislada sísmicamente, para luego aplicar esta nueva tendencia de diseño sismorresistente al edificio de laboratorios. Finalmente comparar los beneficios obtenidos a nivel estructural y los costos con la versión del bloque diseñado convencionalmente. El edificio aislado será analizado bajo los requerimientos de las normas FEMA 450-451, ASCE SEI 7-10 y UBC 97, adaptada a la realidad local mediante la norma E.030. La evaluación económica se hará sólo a nivel estructural.

ABSTRACT

This research paper entitled: "Comparative Analysis Considering Seismic Conventional Foundations and Seismic Isolators Applied to Specialized Laboratory Building of the School of Engineering in Energy UNS" consists of understanding the behavior of a seismically isolated structure, then apply this new trend of seismically resistant design design to the building of laboratories. Finally, it compares the costs and benefits at a structural level with the conventionally designed version of the block of laboratories. The isolated building will be analyzed under the requirements of FEMA 450-451, ASCE SEI 7-10 and UBC 97 SEI standards, adapted to local realities through the E.030 standard. The economic evaluation will only be done at a structural level.

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES GENERALES

Muchos diseños de construcción sismorresistente y diversas tecnologías se han desarrollado a lo largo de los años en un intento de mitigar los efectos de los sismos en los edificios. El atenuar los efectos de un sismo en los edificios, ha sido siempre uno de los temas más populares en el área de ingeniería estructural y atrae la atención de muchos investigadores e ingenieros de todo el mundo. A continuación se procederá a describir algunos de los sismos más importantes registrados en el Perú, y la problemática en la filosofía del diseño sismorresistente convencional.

1.1.1 SISMOS EN EL PERU

El Perú está situado en una zona de frecuente actividad sísmica debido a que se ubica sobre una zona de colisión entre dos placas tectónicas. La placa de Nazca, que ocupa gran parte del subsuelo del océano Pacífico teniendo un borde de colisión que se extiende desde Panamá surcando la costa del Ecuador y Perú hasta el sur de Chile, se desplaza en la dirección N 80° E, llegando a tener una velocidad promedio de 11cm/año (Fernandez, 2008). Dicha franja de fricción, también llamada “el cinturón del fuego del Pacífico”, sufre un proceso de subducción por debajo de la placa sudamericana, lo cual es la causa de los sismos más importantes que ya ha sufrido no solo este país sino toda la parte oeste de Sudamérica.

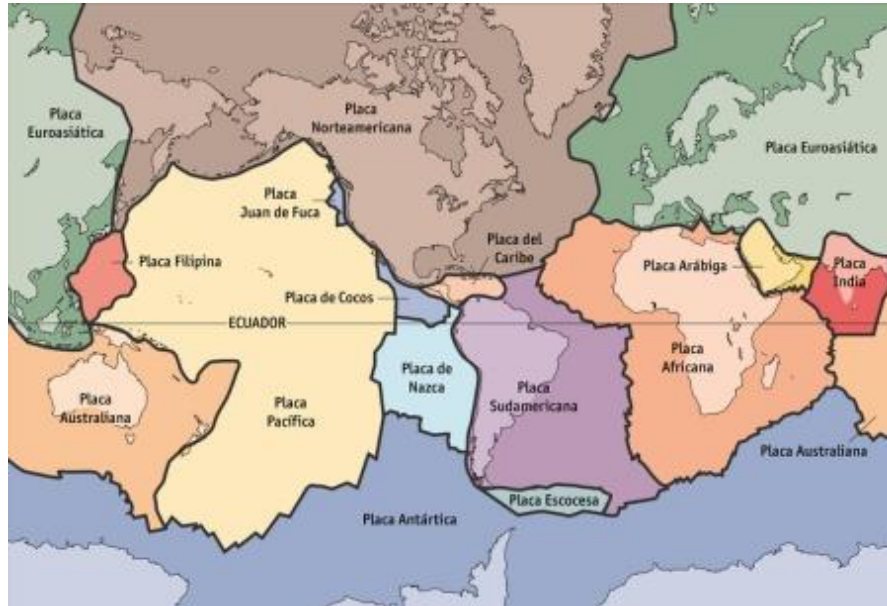


Figura 1.1.a. Placas tectónicas en el mundo.

A continuación se expone algunos de los sismos más graves que ha ocurrido en el Perú debido a los movimientos de la placa de Nazca.

Pisco 2007

Ocurrió en la costa central de Perú, en 15 de agosto del 2007 a las 18:40 horario local. De acuerdo a Servicio Geológico de los Estados Unidos (USGS), el sismo tuvo una magnitud momento de 8.0 y una duración de 3 minutos con 30 segundos, que causó daño extenso en las ciudades de la Ica, Pisco, Chincha y alrededores. El número de víctimas ascendió a 595 muertos, 1800 heridos, 319 886 damnificados y más de 90 000 edificios colapsaron (Matsuzaki, 2014). Las pérdidas económicas ascienden a \$US 250 millones (Valdivia, 2012).



Figura 1.1.b. Hostal Miguelón, Pisco 2007.

Moquegua 2005

Registrado el 1 de octubre del 2005 a las 12:19 hora local. Tuvo su epicentro en la provincia de Sánchez Cerro (Moquegua) y una magnitud de 5.4 en la escala de Richter. Se registró 471 viviendas destruidas y 379 afectadas (INDECI, 2006).

Nazca 1996

Registrado el 12 de noviembre de 1996 a las 11:59 hora local. Afectó las ciudades de Ica, Pisco Nazca y Palca donde tuvo una magnitud de 6.4 en la escala de Richter. Se registraron 17 muertos, 1 591 heridos, 94 047 damnificados, 5 346 viviendas destruidas y 12 700 viviendas afectadas, cuyas pérdidas materiales ascienden a \$US 43 millones (INDECI, 2006)

Lima 1974

Registrado el 3 de octubre de 1974 a las 09:21 hora local. El epicentro fue a 90 km al suroeste de Lima, tuvo una magnitud momento de 6.6, con una duración

de 90 segundos lo que ocasionó 78 muertos, 2500 heridos y pérdidas materiales calculadas en unos \$US 900 millones (INDECI, 2006).



Figura 1.1.c. Cercado de Lima, sismo del 1974.

Ancash 1970

Registrado 31 de mayo de 1970 a las 15:23 hora local. Tuvo una magnitud de 7.8 en la escala de Richter y fue el evento más mortífero del siglo XX, el número de víctimas asciende a 67,000 personas y pérdidas materiales de casi \$US 500 millones (INDECI, 2006).



Figura 1.1.d. San Pedro, Chimbote 1970.

Los sismos entre los años 1970-2009 causaron más de 70 000 muertes y afectaron a 4.2 millones de peruanos. Las pérdidas materiales son de casi \$US 29,000 millones, además de paralizar la producción en las zonas afectadas, teniendo un impacto negativo en el producto bruto interno (PBI) (Valdivia, 2012).

Hay que tener claro que los efectos adversos generados por los sismos no son directas a las aceleraciones del suelo que produce el sismo, sino más bien, a las fallas que comete el ser humano en la construcción de edificios, por lo que aun cuando los sismos son inevitables, está en nuestras manos reducir sus consecuencias a límites aceptables mediante el control desde la concepción del proyecto y en el proceso constructivo.

Por todo lo anterior, nuestro país presenta múltiples desafíos ante el problema sísmico y toma una importante relevancia la investigación de estructuras resistentes a los sismos, tanto del punto de vista estructural como funcional, ya que presta un servicio directo a toda la población del país.

1.1.2 PROBLEMÁTICA EN LA FILOSOFÍA DEL DISEÑO

SISMORRESISTENTE CONVENCIONAL

La filosofía de diseño sismorresistente en la mayoría de países del mundo, se fundamenta principalmente en dos aspectos, el elevado costo que implica construir estructuras que no sufran daños al momento de un sismo de gran intensidad y la baja probabilidad de ocurrencia del mencionado evento. Por tal razón, se admite que la estructura se sacrifique deformándose plásticamente con la condición de que no colapse, y de esta forma garantice la vida de sus ocupantes. Sin embargo, a lo largo de la historia se ha visto que centenares de

edificios no sólo se vieron afectados por daños graves durante fuertes sismos según se preveía en el diseño, sino que colapsaron tomando la vida de miles de personas en países donde se daba por supuesto el entendimiento y dominio de las técnicas antisísmicas. Esto indica lo lejos que todavía nos encontramos de la modelación exacta y la previsión de estos fenómenos naturales.

Según Villarreal, alrededor del 5% de la energía liberada durante un sismo es disipada por el suelo, medio en que viaja a través de ondas S y P. Alrededor del 1% es transformada en energía potencial y cinética, quedando aproximadamente 94% que debe ser disipada por la estructura (Villarreal, 2013).

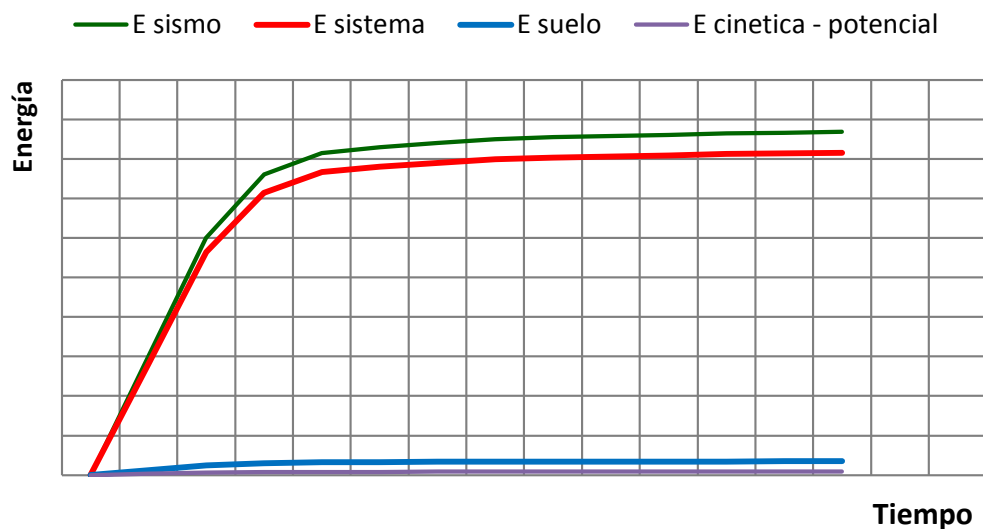


Gráfico 1.1.2.a. Esquema de disipación de energía del sismo.

El sistema de energía de una estructura convencional puede ser expresado como:

$$W_F = E_S + E_H \quad (1.1.2. a)$$

Donde:

W_F = Trabajo de la fuerza externa o energía disipada.

E_S = Energía de deformación elástica.

E_H = Energía de deformación histerética.

Debido a la energía de deformación elástica " E_S " una estructura puede recuperar su forma original si la carga se retira. Sin embargo, cuando el desplazamiento lateral excede el límite de comportamiento elástico, parte del trabajo de la fuerza externa se almacena como energía de deformación elástica " E_S " y otra parte se disipa en el proceso de degradación general de la estructura, apareciendo rotulas plásticas. Cuando la incursión inelástica es severa, la energía de deformación histerética " E_H ", resulta ser considerablemente mayor que la energía elástica.

Para cuantificar la capacidad de deformación, se ha sugerido emplear el trabajo total que se efectúa sobre la estructura durante un ensayo de desplazamiento incremental llevado hasta el colapso. La energía disipada " W_F ", corresponde al área bajo la curva fuerza-desplazamiento, mientras mayor sea el área bajo la curva, mayor será la energía necesaria para hacer colapsar la estructura (Muñoz, 1999, págs. 127-128).

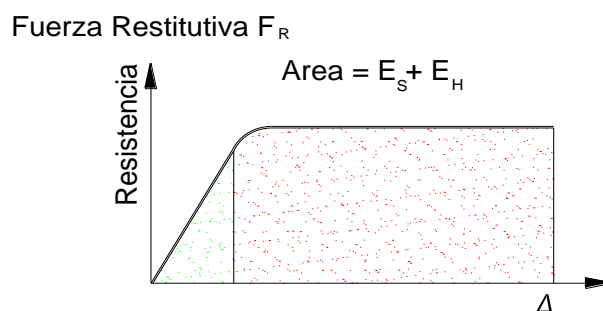


Figura 1.1.2.a. Modelo de comportamiento estructural elasto-plástico perfecto

Este es el concepto de ductilidad de diseño para las estructuras convencionales, el cual puede ser riesgoso ya que se asignan a la estructura ductilidades muy difíciles de probar y controlar, además de estar admitiendo roturas parciales de la misma estructura; de hecho en países con economías más avanzadas ya se ha cuestionado ese concepto de disipar energía permitiendo daños en la estructura, exigiéndose que se evite no solo el colapso sino también daños estructurales significativos.

Un objetivo fundamental de un óptimo diseño sísmico es minimizar los desplazamientos de entrepiso y las aceleraciones de los pisos presentes en la estructura. Los efectos de los desplazamientos causan daños a los componentes no estructurales, a equipos y a conexiones de los diferentes servicios. Se podría minimizar los desplazamientos de entrepiso rigidizando la estructura, pero esto además de ser una solución cara, conduce a la amplificación de vibraciones en la base, lo cual se traduce en altas aceleraciones en los pisos superiores, generando posibles daños al equipamiento interno. Se podría disminuir estas aceleraciones utilizando un sistema más flexible pero esto nos lleva al problema inicial de tener considerables desplazamientos entrepisos (Arriagada, 2005)

Ante esta problemática, en las últimas décadas han surgido nuevas ideas respecto a la protección ante el peligro sísmico; se ha propuesto reducir los efectos del sismo acoplando *sistemas mecánicos* a la estructura, con el propósito de que absorba parte de la energía que llega al conjunto. De esta manera la energía sísmica que le corresponde a la estructura se reduce notablemente.

Estos *sistemas mecánicos*, que en la literatura técnica se denominan como sistemas de protección pasiva, han tomado varias formas: disipadores pasivos, fluencia de metales, fricción, deformación de metales sólidos viscoelásticos, deformación de fluidos viscoelásticos, extrusión de metales, etc. siendo los aisladores sísmicos de base los que más desarrollo han tenido, han evolucionado hasta convertirse en una técnica práctica y confiable, que entrega gran protección sísmica a la estructura, y que ha tenido excelentes resultados en los proyectos en donde se ha implementado.

El concepto de aislamiento basal consiste en *desacoplar* al edificio o estructura de los componentes horizontales del movimiento del suelo interponiendo elementos estructurales con rigidez horizontal baja entre la estructura y la fundación, permitiendo de esta manera grandes desplazamientos en la base, lo cual transforma la energía cinética impuesta por el sismo en trabajo (W_F). Esto permite “ablandar” la respuesta sísmica de la superestructura logrando una frecuencia fundamental que es mucha más baja que su frecuencia con base fija y las frecuencias predominantes del movimiento del suelo. Visto de otra manera, al introducir esta alta flexibilidad horizontal se aumenta el período de la estructura alejándola de la zona de mayor energía sísmica. Siendo una de las mejores soluciones para minimizar simultáneamente los desplazamientos de entrepiso y las aceleraciones de los pisos superiores de la estructura, concentrando los desplazamientos en el nivel de aislamiento.

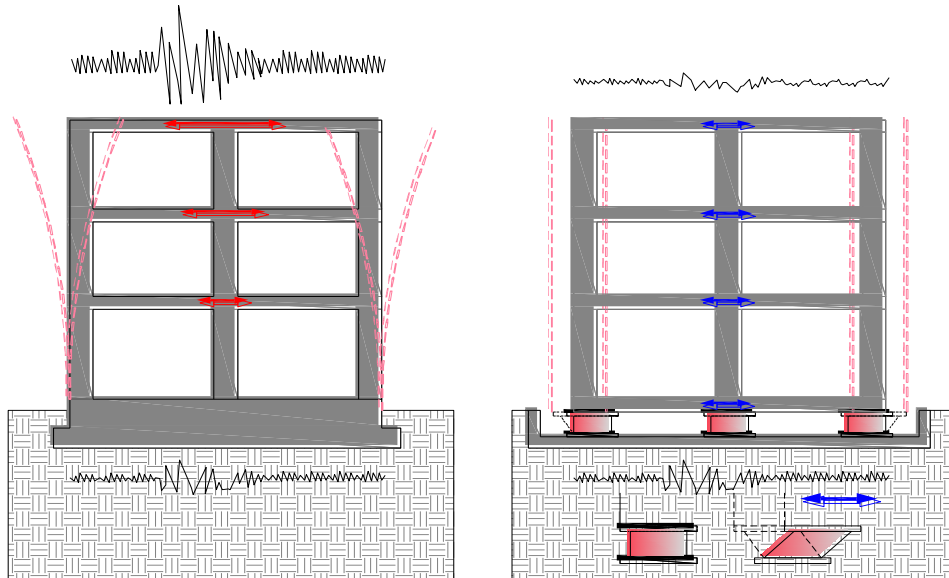


Figura 1.1.2.b. Esquema de estructura sin aislación basal y con aislación.

En resumen, el sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales:

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

La inclusión de estos *sistemas mecánicos* obviamente encarece el costo de la obra pero garantiza la integridad de sus ocupantes y produce daños mínimos, esto con sismos inclusive de gran escala. Sin embargo, según Juan Carlos de la Llera, después de haber realizado varios proyectos en los que se incorpora estos sistemas de aislación a edificios multifamiliares en Santa Cruz (Chile), afirma que “si el costo de la unidad de vivienda es del orden de \$US 18 000, entonces es posible incluir los aisladores sísmicos en el edificio [...] una vez

que se masifica el uso del sistema, los costos se reducen notablemente “ (de la Llera, 2011, pág. 10).

1.2 PLAN DE INVESTIGACIÓN

1.2.1 HIPOTESIS

El uso de aisladores en el edificio de Laboratorios optimizará la respuesta estructural ante un sismo severo, reduciendo las vibraciones en los pisos superiores, las cortantes de diseño y las derivas, evitando el daño localizado, lo cual se traduce en mayor protección sísmica entregada al edificio.

1.2.2 OBJETIVOS

1.2.2.1 OBJETIVOS GENERALES

Analizar y comparar el comportamiento estructural con cimentación convencional y con aisladores sísmicos del edificio de laboratorios especializados de la escuela de ingeniería en energía de la UNS.

1.2.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Realizar un primer modelamiento, análisis y diseño estructural del edificio de laboratorios con cimentación convencional empotrada en la base utilizando la norma de diseño sismorresistente E.030 y de concreto armado E.060.
- b) Revisar la bibliografía relacionada con aisladores sísmicos, además de las normas UBC-97, FEMA 450-451, ASCE SEI 7-10, para luego realizar la selección y diseño del tipo de aislador más conveniente.

- c) Realizar un segundo modelamiento, análisis y diseño estructural del edificio de laboratorios con aislamiento sísmico en la base. Para ello se tendrá en cuenta la norma E.030, E.060 y las normas FEMA 450-451, ASCE SEI 7-10 y UBC-97.
- d) Realizar un análisis comparativo entre la estructura diseñada convencionalmente y la estructura aislada. Los parámetros a comparar serán los elementos estructurales, fuerzas cortantes, derivas de entrepiso y los periodos de vibración.
- e) Realizar un análisis comparativo de costos de ambos modelos a nivel del sub-presupuesto de estructuras. Finalmente, dar las recomendaciones técnicas que permitan al proyectista determinar la factibilidad del uso de aisladores sísmicos de una manera preliminar.

1.2.3 ALCANCES

A partir del objetivo general así como de los objetivos específicos esta investigación, se derivan los siguientes alcances:

- a) Propagar el conocimiento sobre sistemas de aislación sísmica en lugares donde no es un tema tan recurrente y no existen estructuras con estos sistemas, ya que a la fecha solo en Lima existen edificios aislados y un hospital en ejecución en Yurimaguas. Impulsando el interés, estudio e implementación de los sistemas de aislación.

- b) Realizar la evaluación económica que implica obtener un ratio de costos y de esta manera estimar a partir de cuantos pisos se equilibra el costo de una estructura aislada con una convencional. De esta manera cuestionar la idea de que una estructura aislada sísmicamente es necesariamente cara.

1.2.4 DELIMITACIONES

Se analiza una estructura de concreto armado de tres pisos cimentado sobre un perfil de suelo tipo S₂ (suelo intermedio), según la clasificación de la norma E.030, en una zona de alta sismicidad con aceleraciones del suelo para un sismo de diseño de 0.4g con 10 % de probabilidad de ser excedido en 50 años y período de retorno de 475 años.

1.3 ESTRATEGIA DE TRABAJO

Lo que se pretende con esta investigación es conocer el comportamiento de un edificio con base aislada, realizar el análisis estructural y el diseño de sus elementos estructurales para luego compararlo a nivel estructural y financiero con la versión del edificio con base fija y de esta manera cuantificar las bondades del nuevo diseño y justificar la implementación del sistema de aislación. Para poder lograr este análisis comparativo con éxito, se ha dividido la investigación en 5 etapas secuenciales.

En la primera etapa se ejecutará el análisis estructural y diseño del edificio con cimentación convencional. Se revisará el expediente técnico del proyecto que incluye el edificio de laboratorios para conocer los detalles de configuración arquitectónica, el tipo de suelo de cimentación, la cercanía con los demás bloques, etc. De tal manera que se realice un correcto modelamiento.

La segunda etapa consistirá en diseñar el sistema de aislación. Se revisará la bibliografía relacionada con aisladores sísmicos reuniendo los criterios necesarios para el diseño de aisladores. Se escogerá el tipo de aislador más conveniente para la estructura y se definirá un procedimiento lógico de diseño.

La tercera etapa consistirá en analizar y diseñar la estructura aislada. A partir del modelamiento de la estructura convencional (primera etapa) se añadirá las características no lineales del sistema de aislación (segunda etapa). Se cumplirá los requerimientos de la normas UBC 97, FEMA 450-451 y ASCE SEI 7-10 que tienen relación con el análisis de estructuras aisladas.

La cuarta etapa consistirá en comparar a nivel estructural el edificio diseñado convencionalmente (primera etapa) y la estructura aislada (tercera etapa). Los parámetros a comparar serán la reducción en las fuerzas cortantes, que implica una reducción en sección de los elementos de corte, las derivas de entrepiso y los periodos de vibración.

Finalmente, en la quinta etapa se hará una comparación a nivel financiero. Se estimará el costo directo para la construcción de ambas estructuras (sólo a nivel de estructuras). Se obtendrá un ratio de costos por piso para estimar a partir de cuantos pisos se equilibra el costo del sistema asilado con el convencional. De esta manera se dará recomendaciones que permitan al proyectista determinar la factibilidad del uso de aisladores.

CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIONES GENERALES

Sismo de Diseño (DBE): Es un sismo raro o un sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 475 años.

Sismo Máximo Considerado (MCE): Es un sismo que tiene 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 2500 años.

Desplazamiento de diseño (D_D): Es el desplazamiento lateral del sistema de aislación, generado por el sismo de diseño, sin considerar efectos de torsión por excentricidad.

Desplazamiento total de diseño (D_{TD}): Es el desplazamiento lateral, incluyendo efectos de torsión por excentricidad, generados por el sismo de diseño.

Desplazamiento Máximo (D_M): Es el desplazamiento lateral del sistema de aislación, generado por el sismo de máximo considerado, sin considerar efectos de torsión por excentricidad.

Desplazamiento total Máximo (D_{TM}): Es el desplazamiento lateral, incluyendo efectos de torsión por excentricidad, generados por el sismo máximo considerado.

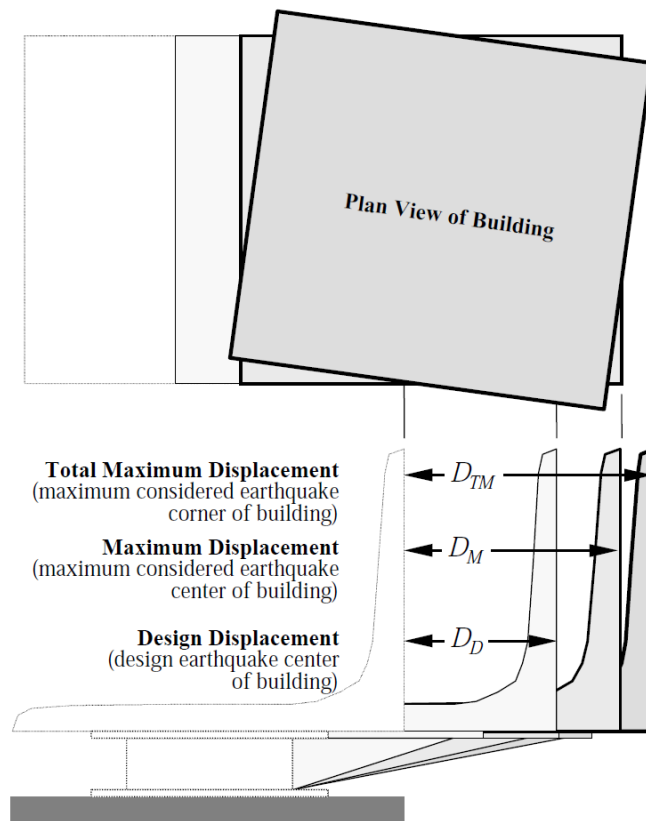


Figura 2.1.a. Desplazamientos del sistema de aislamiento.

Amortiguamiento: Es la capacidad de un sistema para disipar energía, de tal manera que se disminuye progresivamente la amplitud de las vibraciones del sistema.

Amortiguamiento Efectivo (β_{eff}): Es el valor de amortiguamiento correspondiente a la energía disipada durante la respuesta cíclica del sistema de aislamiento.

Rigidez Efectiva (K_{eff}): Es el valor de la fuerza lateral en el sistema de aislamiento dividido entre el desplazamiento lateral.

Interfaz de aislación: El límite entre la parte superior de la estructura, que se aísla, y la porción inferior de la estructura, que se mueve rígidamente con el suelo.

Sistema de aislación: La colección de elementos estructurales que incluye todas las unidades aislantes individuales y todos los elementos estructurales que transfieren la fuerza entre la superestructura y la subestructura.

Aislador: Es un elemento estructural horizontalmente flexible y verticalmente rígido del sistema de aislamiento que permite grandes deformaciones laterales menores diseño carga sísmica.

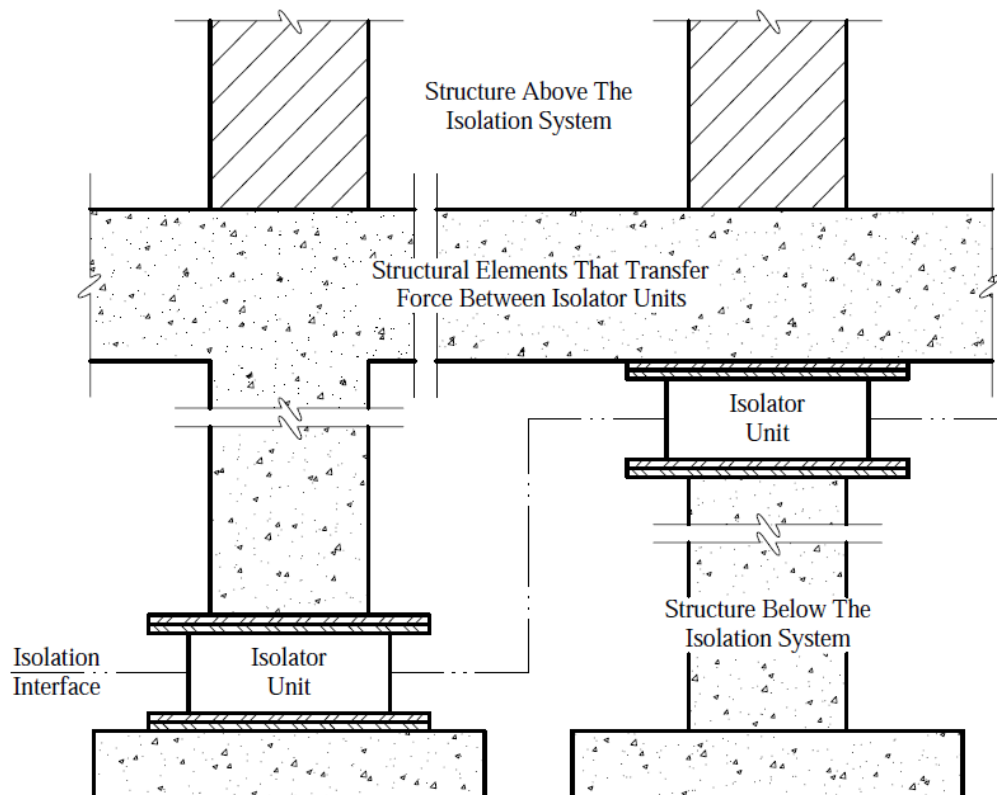


Figura 2.1.b. Terminología del sistema de aislación.

2.2 ESTADO DEL ARTE

Los sistemas de aislación sísmica han ido evolucionando con el tiempo hasta llegar a lo que ahora tenemos. El primer edificio aislado fue construido en Nueva Zelanda en 1974, los siguientes países en incorporar estos sistemas fueron Estados Unidos en 1984, y Japón en 1985 (Mayes & Hinma, 2004). Sin embargo, solo después de que se comprobó su efectividad al ocurrir sismos importantes, el uso de aisladores sísmicos en edificios y la subsiguiente aplicación a la construcción de puentes, se incrementó de manera exponencial. A continuación se procederá a describir algunas investigaciones sobre aislación sísmica que se han realizado.

En el año 1998, Charng Peng-Hsiang de la universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, realizó una serie de análisis dinámicos para determinar a detalle la respuesta sísmica de un edificio de 12 pisos con varios sistemas de aislamiento, sujeto a diferentes sismos.

Peng-Hsiang comparó los tres códigos vigentes a esa fecha, NZNSEE (Nueva Zelanda), SEAONC (Norte de California) y el UBC 91. Determinó que dos parámetros importantes deben ser considerados en el diseño de aislación basal de edificios, el periodo efectivo, que lleva a la respuesta de estructura a una zona de menos aceleración espectral, y el amortiguamiento efectivo, que muestra el aumento del amortiguamiento de la estructura de 8 a 15%. Comparó los beneficios de implementar sistemas de aislación y en todos los casos, comprobó que el uso de aisladores reduce sustancialmente las deflexiones, aceleraciones de piso, derivas y la cortante basal comparada con el edificio con base fija (Peng-Hsiang, 1998).

Un estudio comparativo fue realizado por Ronald L. Mayes & Eve Hinman en el 2004, en el que se evaluó el comportamiento de 40 Hospitales bajo la sollicitación registrada en el sismo de Northridge Earthquake 1994, California.

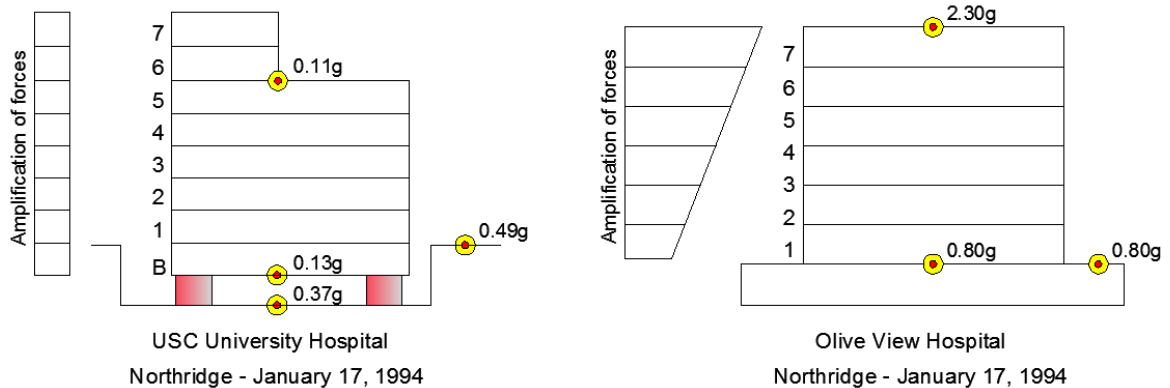


Figura 2.2.a. Respuesta de aceleración, Northridge 1994.

El USC University Hospital fue el primer hospital aislado en los Estados Unidos y el único que no sufrió daño, ni tuvo que ser evacuado tras el sismo de Northridge del 94. El estudio determinó que mientras los hospitales con base fija amplificaban la aceleración del sismo hacia los pisos superiores, el USC University Hospital redujo la aceleración de 0.37g (base) a 0.11g (techo), esto redujo las fuerzas en 65%. Además se concluyó que ante un sismo de 8 grados en la escala de Richter, un edificio sísmicamente aislado tendrá un comportamiento como si estuviera experimentando un sismo de 5.5 (Mayes & Hinman, 2004).

En el 2005, Arriagada de la Universidad Austral de Chile, analizó un edificio mixto de 7 pisos más un sótano usando 3 tipos de sistema de aislación; el primero conformado por 27 aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR), el segundo conformado por la combinación de 9 aisladores

elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) más 18 HDR, y el tercero conformado por 27 aisladores de péndulo friccional (FPS).

En dicho estudio se usó el registro del sismo de Melipilla 1985 y la norma NCh 2745 del 2003, que es la adaptación del código UBC 97 a la realidad chilena. Arriagada comparó la eficiencia de los tres sistemas en donde concluyó que el sistema conformado por HDR fue el más eficiente reduciendo en 94% la aceleración impuesta por el sismo (Arriagada, 2005).

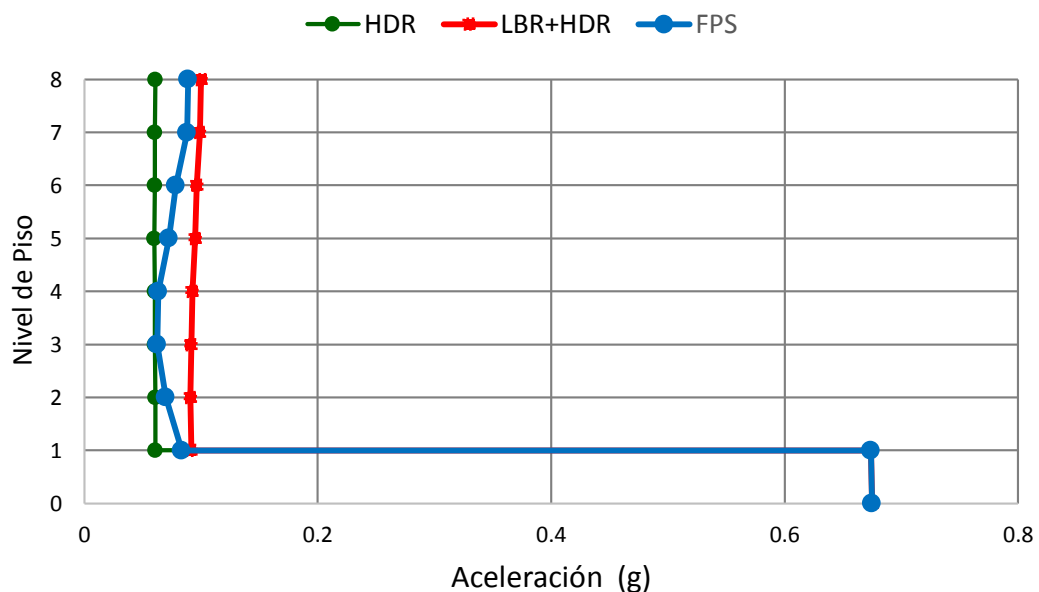


Gráfico 2.2.a. Respuesta de aceleración para los sistemas aislados compuestos por HDR, LRB+HDR, FPS.

Otro estudio fue realizado en el año 2006 por Andrade, Miramontes & Ram de la universidad de Patras, Grecia. El estudio consistió en comparar el comportamiento de un edificio aporticado de 5 pisos con base fija, con base aislada compuesto por 12 aisladores LRB y otra compuesta por 12 aisladores FPS. La comparación se realizó ante diferentes sollicitaciones sísmicas. Los modelos fueron evaluados con el código UBC 97. En dicho estudio se verificó

que ambos sistemas funcionan adecuadamente y se concluyó que el sistema compuesto por LRB presenta más desplazamiento en la base que el FPS, sin embargo el FPS presenta más cortante basal y por lo tanto mayor desplazamiento relativo de entrepiso que el LRB (Andrade, Miramontes, & Ram, 2006).

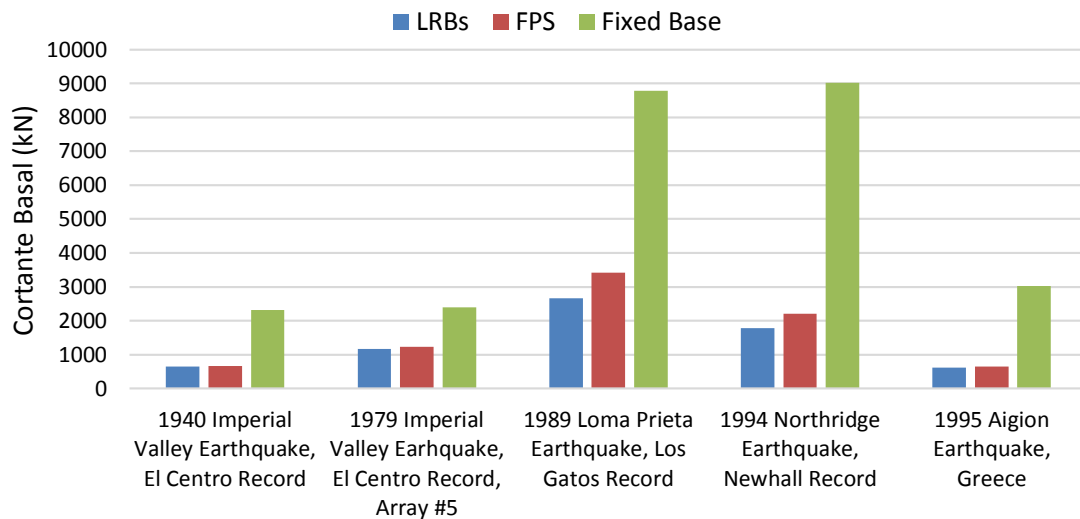


Gráfico 2.2.b. Cortante basal ante diferentes solicitaciones sísmicas

Una metodología de diseño de aisladores LRB aplicado a la aislación sísmica de puentes fue presentado en la India por Chauhan & Shah en junio del 2013. En este artículo científico se presenta los aisladores LRB como alternativa a los soportes convencionales para puentes, en este caso adicionando a las formulas convencionales factores de carga adicionales prescritos en el código AASHTO, como conclusión se llegó que el periodo natural del puente es alargado al insertar los LRB y las fuerzas son redistribuidas a la superestructura en una cantidad reducida (Chauhan & Shah, 2013).

En el Perú, Korswagen, Arias, & Huaranga en el 2012 analizaron el comportamiento de 8 estructuras de diferentes características entre las cuales

habian edificios altos, medianos, bajos, regulares, irregulares, esbeltos, etc. El proposito era cuantificar el beneficio de usar aisladores comparandola con su version empotrada.

Para ello se sometió cada estructura y su respectiva versión aislada a diferentes solicitaciones sísmicas, para determinar el numero de veces que se reduce la fuerza sísmica en la versión aislada con respecto a la empotrada. Se llegó a la conclusión de que en general todos los edificios se benefician con aislamiento basal. Se obtienen reducciones de fuerzas sísmicas que varían 3 de 9 veces. El comportamiento se optimiza cuando el edificio posee una esbeltez menor a 1.5, el numero de pisos es menor a 8, fundado sobre un suelo rigido (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012).

En la figura 2.2.c se muestra en numero de veces que se redujo la fuerza sísmica en el edificio aislado con respecto a la version empotrada.

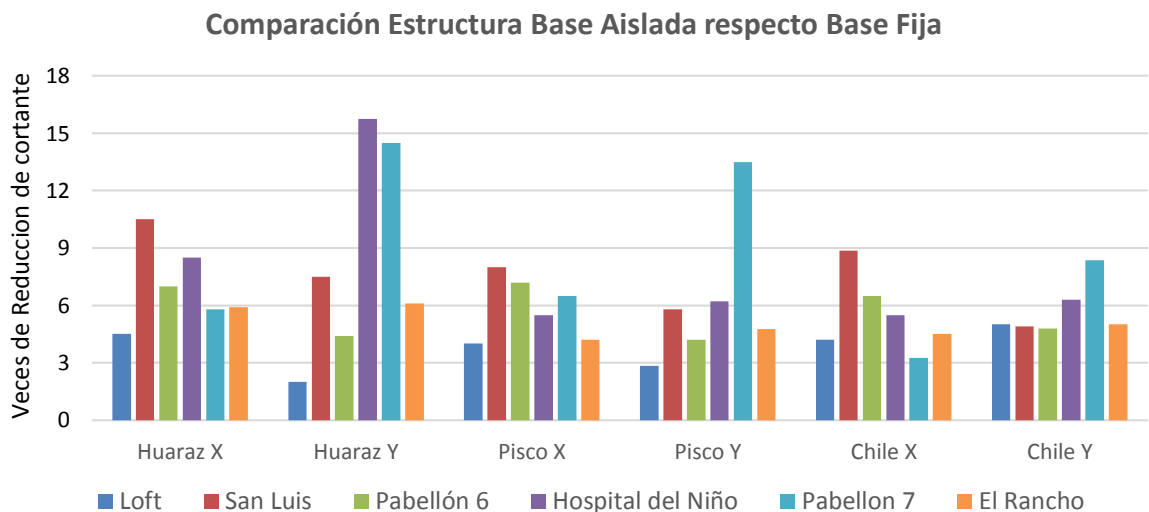


Gráfico 2.2.c. Reducción de fuerzas sísmicas para las señales de Huaraz 70, Pisco 2007, Chile 2010.

2.3 COMPORTAMIENTO DE LOS SISTEMAS AISLADOS

Las características dinámicas de un edificio con base aislada pueden ser modeladas como un edificio de un piso de masa " M " sobre un sistema lineal de aislación, en otras palabras, asumiremos que el sistema de aislamiento se comporta como un piso más del edificio.

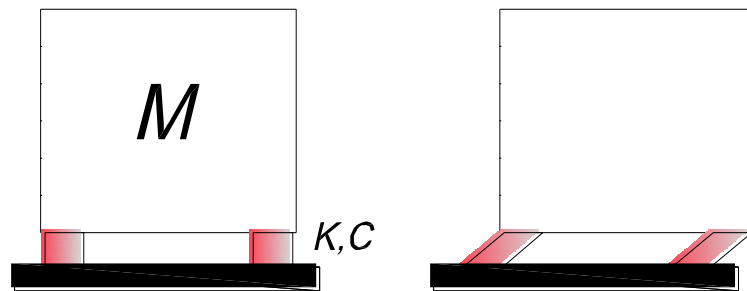


Figura 2.3.a. Estructura aislada, posición inicial y posición deformada.

Si asumimos que la superestructura se comporta como una masa completamente rígida entonces el edificio con base aislada puede ser simulado como un sistema de un grado de libertad (SDOF), para el cual la ecuación de movimiento es:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_g \quad (2.3. a)$$

Donde:

\ddot{u}_g = Aceleración del suelo

u = Desplazamiento de la estructura.

M = Masa de la estructura

C = Amortiguamiento del aislador.

K = Rigidez del aislador.

Usando la integral de Duhamel, la respuesta $u(t)$ del sistema con base aislada puede ser dado por:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_0^t -\ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \text{sen}\omega_d(t-\tau) d\tau \quad (2.3. b)$$

Donde la frecuencia natural " ω ", la frecuencia natural amortiguada " ω_d " y el ratio de amortiguamiento " ξ ", son definidos como sigue:

$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}, \quad \omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2}, \quad \xi = \frac{C}{2M\omega} \quad (2.3. c)$$

Correspondientemente, el periodo de vibración natural " T ", y el periodo natural de vibración amortiguado " T_d ", son:

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}, \quad T_d = \frac{2\pi}{\omega_d} = \frac{T}{\sqrt{1-\xi^2}} \quad (2.3. d)$$

Para un sismo específico, si escogemos primero un ratio de amortiguamiento " ξ ", podemos calcular la deformación pico " u ", para una estructura con periodo " T " y con valores dados de M , C y K , usando la ecuación 2.3. b. Repitiendo este procedimiento para un valor de periodo variable de " T ", mientras mantenemos el ratio de amortiguamiento " ξ " constante, obtendremos una curva similar a las mostradas en la gráfico 2.3.a. Al variar el ratio de amortiguamiento " ξ ", podemos construir el espectro de respuesta de deformación para todas las estructuras SDOF bajo un sismo dado.

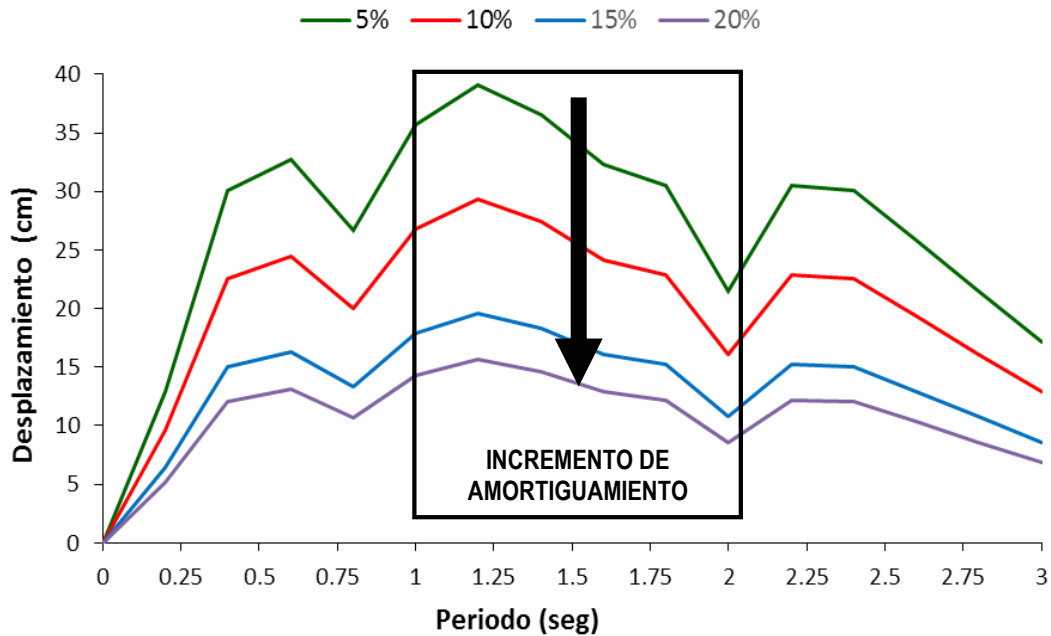


Gráfico 2.3.a. Espectro de respuesta de deformaciones.

La respuesta de pseudo-aceleraciones " $A_{(t)}$ " del sistema puede ser calculada de la respuesta de deformación del sistema " $u_{(t)}$ ", usando:

$$A_{(t)} = \omega^2 u_{(t)} = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 u_{(t)} \quad (2.3.e)$$

En ingeniería sísmica, la respuesta de pseudo-aceleraciones " $A_{(t)}$ " es una cantidad importantes, porque puede ser multiplicada por la masa M para producir la fuerza estática equivalente o la cortante basal de la estructura. La respuesta espectral de pseudo-aceleraciones, es mostrada en el gráfico 2.3.b, las curvas representan los valores picos de " $A_{(t)}$ " con respecto al periodo natural de vibración " T " de la estructura.

El grafico 2.3.b puede ser obtenido al multiplicar el espectro de respuesta de deformación mostrado en el gráfico 2.3.a por la relación mostrada en la ecuación 2.3.e.

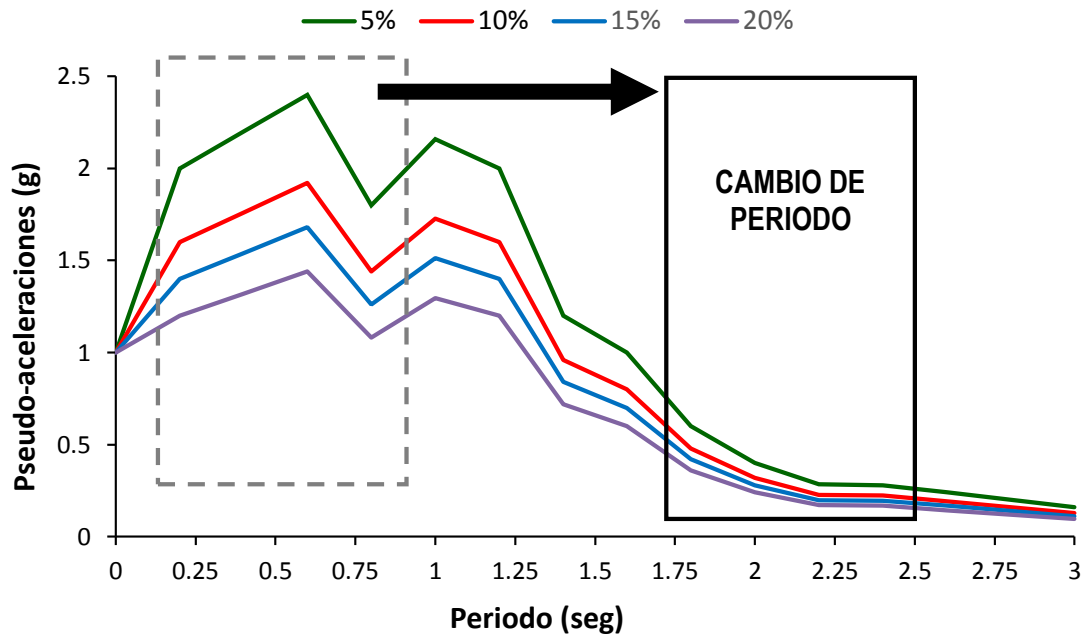


Gráfico 2.3.b. Espectro de respuesta de pseudo-aceleraciones.

Dos importantes características podemos observar en los espectros de respuestas dados en los gráficos 2.3.a y 2.3.b. El primero el llamado efecto de cambio de periodo (period shift). Como indica el gráfico 2.3.b, existe una reducción en las pseudo-aceleraciones (y por ende la cortante basal), si el periodo de la estructura es alargado significativamente. La segunda característica es el efecto de disipación de energía. Si un amortiguamiento adicional es incorporado a la estructura, entonces la deformación de la estructura puede ser reducida significativamente (ver gráfico 2.3.a).

2.4 TIPOS DE SISTEMAS DE AISLACIÓN

Hay muchos tipos de sistemas de aislación que están disponibles en la práctica. Sin embargo los más usados comúnmente son los siguientes:

2.4.1 AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Estos aisladores son apoyos elastoméricos laminados, intercalando capas de caucho con delgadas placas de acero unidas por un proceso de vulcanización; las láminas alternadas de caucho pueden deformarse en un plano horizontal entregando la flexibilidad que permite al edificio moverse lateralmente bajo el movimiento producido por un sismo. Las láminas de acero entregan una alta rigidez vertical para poder soportar el peso del edificio, mientras que limita la expansión lateral de la goma que resulta de la presión vertical de la estructura. Los aisladores elastoméricos laminados cuentan en sus extremos superior e inferior con dos placas de acero con las cuales se conecta a la superestructura en su parte superior y a la fundación en su parte inferior.

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

Dentro de los apoyos elastoméricos laminados podemos distinguir tres tipos principalmente: aisladores elastoméricos de bajo amortiguamiento (LDR), los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) y los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) (FEMA 451B, 2006, pág. 19).

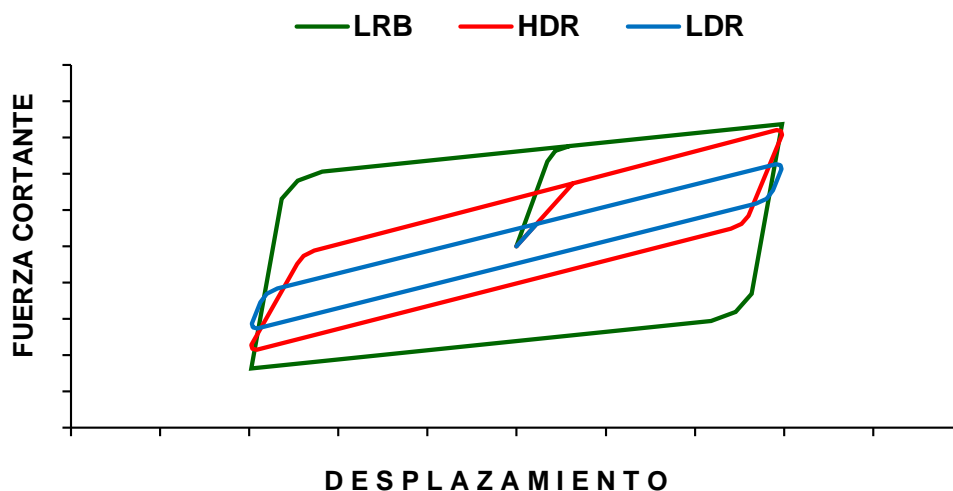


Gráfico 2.4.1.a. Comparación del comportamiento histerético de los aisladores LRD, HDR y LRB.

2.4.1.1 AISLADOR ELASTOMÉRICO DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDR)

Posee las características mencionadas en el punto anterior con la salvedad que se utiliza caucho natural de baja capacidad de amortiguación, las láminas de acero impiden las expansiones laterales del caucho y proveen de alta rigidez vertical, pero no tienen efecto sobre la rigidez horizontal que es controlada por el bajo modulo al esfuerzo de corte que posee el elastómero.

La fuerza cortante y la deformación tienen comportamiento prácticamente lineal para una deformación por corte de 100%. El ratio de amortiguamiento es de 2 a 3 % del crítico. Es simple de manufacturar, fácil de modelar, pero por su bajo amortiguamiento, usualmente se necesita adicionar otros sistemas para aumentar el amortiguamiento.

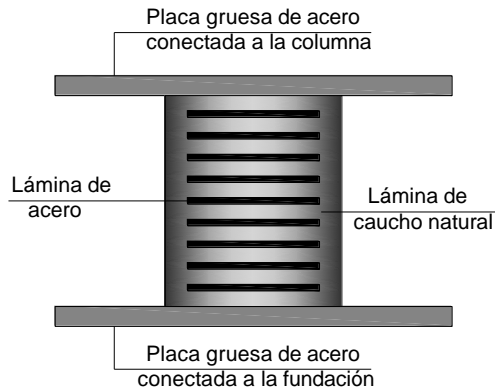


Figura 2.4.1.1.a y b. Componentes del LDR y prototipo LDR fabricado por DIS Inc.

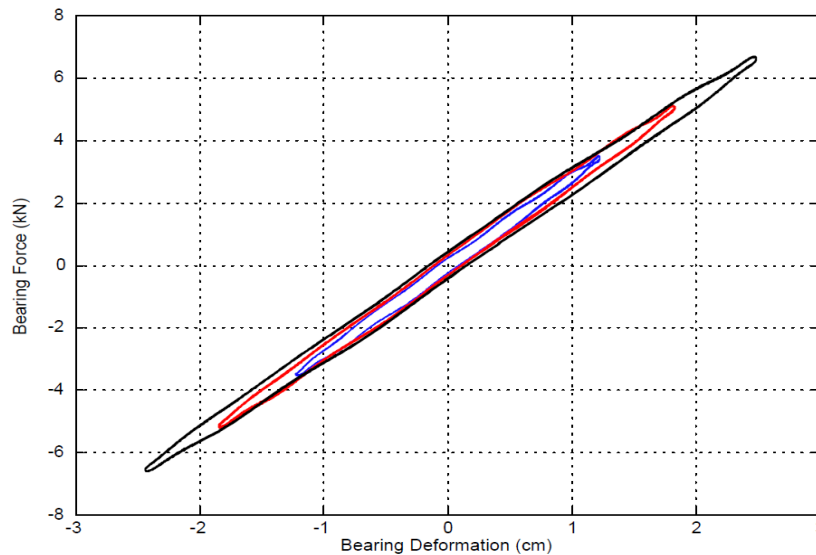


Gráfico 2.4.1.1.a. Comportamiento histerético del aislador LDR.

2.4.1.2 AISLADOR ELASTOMÉRICO DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

El aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR) tiene la misma configuración mencionada en el punto anterior de ir intercalando láminas de caucho con delgadas capas de acero. La diferencia radica en que el caucho ha sido modificado con aditivos (tales como aceites, carbón en polvo, resinas, polímeros u otros elementos), que le permiten alcanzar un mayor amortiguamiento.

La ventaja es que se obtiene un amortiguamiento que varía de 10 a 20% para una deformación por corte de 100%; la deformación máxima por corte que alcanza de 200 hasta 350%; y el modulo cortante de caucho que varía de 35 a 140 ton/m². Una desventaja es que el trabajo prolongado de una carga cíclica, causa un efecto llamado “scragging”, que es una reducción de las propiedades de rigidez, las mismas que pueden ser recuperadas posterior a la aplicación de la carga.

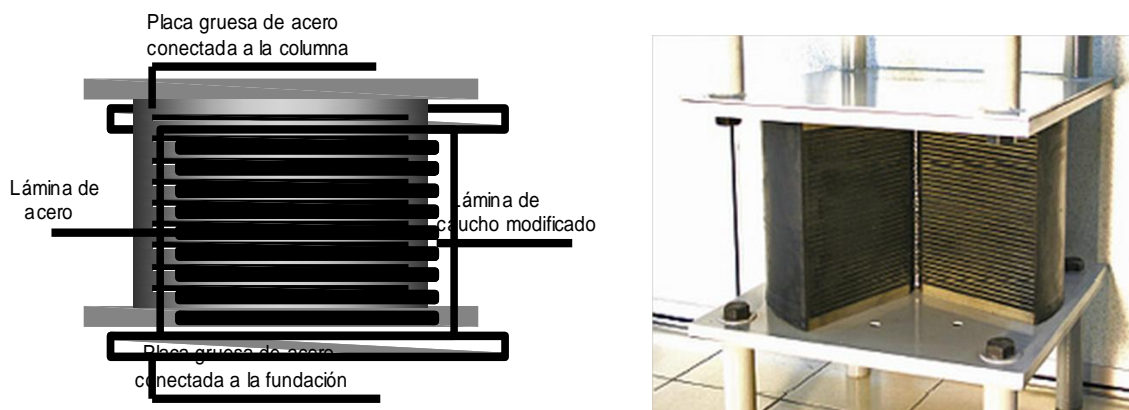


Figura 2.4.1.2.a y b. Componentes del HDR y corte esquemático de un prototipo HDR fabricado por DOSHIN RUBBER - KOSSAN Inc.

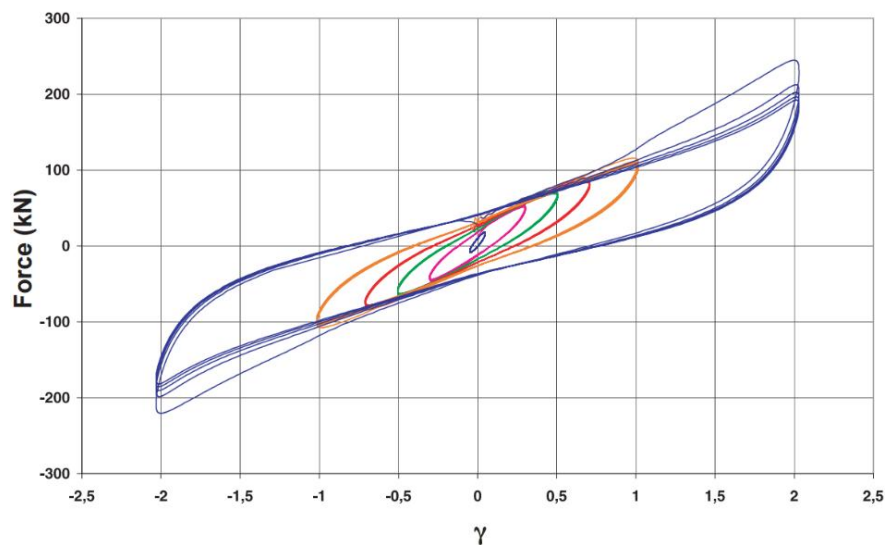


Gráfico 2.4.1.2.a. Comportamiento histerético del aislador HDR.

2.4.1.3 AISLADOR ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Este aislador presenta las mismas características que el LDR de intercalar láminas de caucho natural y delgadas capas de acero, pero con la inserción de un núcleo de plomo en el centro, que entrega mayor amortiguamiento al sistema de aislamiento.

Fue inventado en Nueva Zelanda y es el más usado en todo el mundo. Las ventajas es que otorga amortiguamientos de 15 a 35%, El núcleo de plomo otorga lazos histeréticos amplios y estables ya que tiene una buena resistencia a la fatiga (fluye a una tensión de 10Mpa o 1020ton/m² y se recristaliza a temperatura de ambiente). Además produce un alto nivel de rigidez elástica (inicial) para soportar cargas de servicio o de viento.

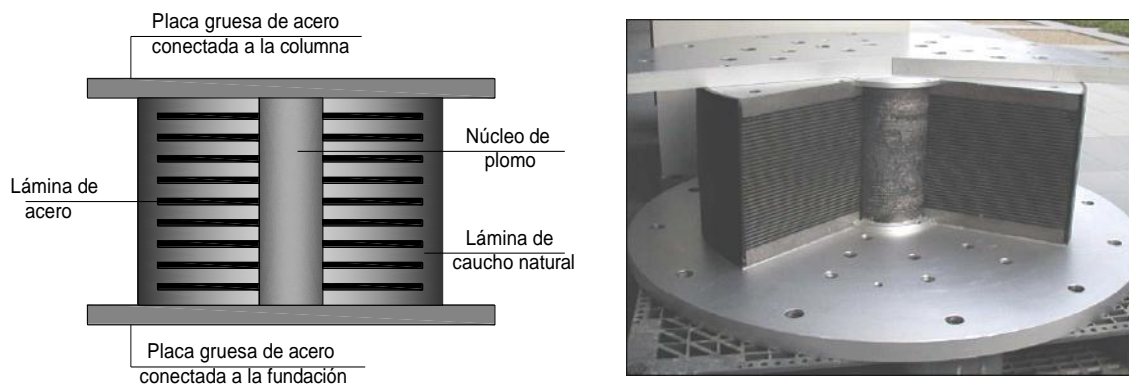


Figura 2.4.1.3.a y b. Componentes del LRB y corte esquemático de un prototipo LRB fabricado por VIBRO-TECH CORPORATION.

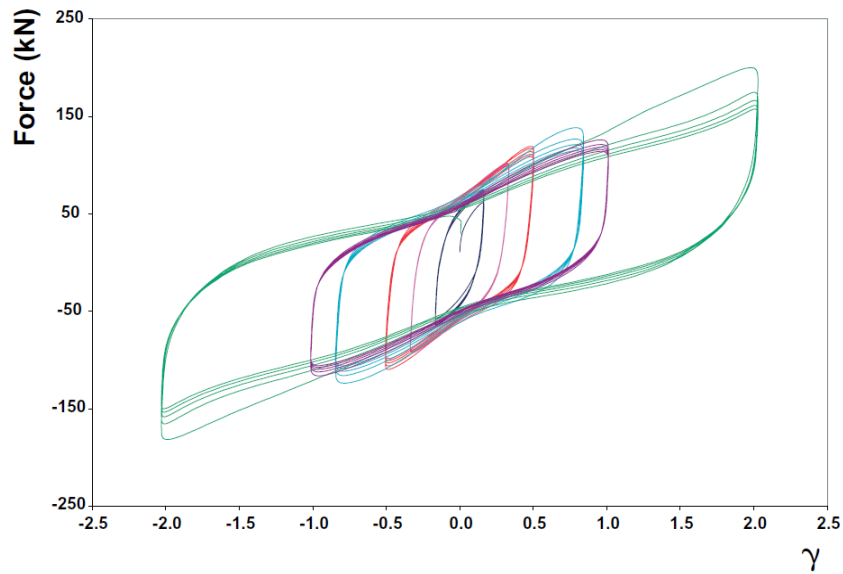


Gráfico 2.4.1.3.a. Comportamiento histerético del aislador LRB.

2.4.2 AISLADORES DESLIZANTES

2.4.2.1 AISLADOR DE PÉNDULO FRICCIONAL (FPS)

Es un sistema de aislamiento que combina el efecto de deslizamiento con una fuerza restitutiva generada por las cargas de gravedad y la geometría. Consiste en un deslizador conectado a la superestructura que se mueve sobre una superficie cóncava. El movimiento producido en la base debido al sismo producirá un desplazamiento en el deslizador, el cual disipará energía por fricción. Debido a la forma cóncava de la superficie de deslizamiento la fuerza vertical tendrá un componente tangencial impulsará a centrar el sistema.

La forma del deslizador es lenticular esférica, lo cual permite que un área esté en contacto con la superficie cóncava. El deslizador de acero está recubierto con un fluoropolímero de alta resistencia lo que le permite trabajar con presiones cercanas a 500 kg/cm².

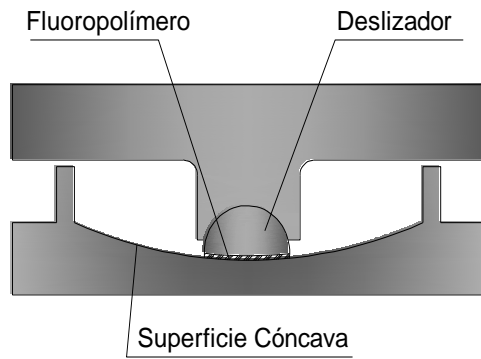


Figura 2.4.2.1.a y b. Componentes del FPS. Plato cóncavo y deslizador de un FPS para un soporte de puente.

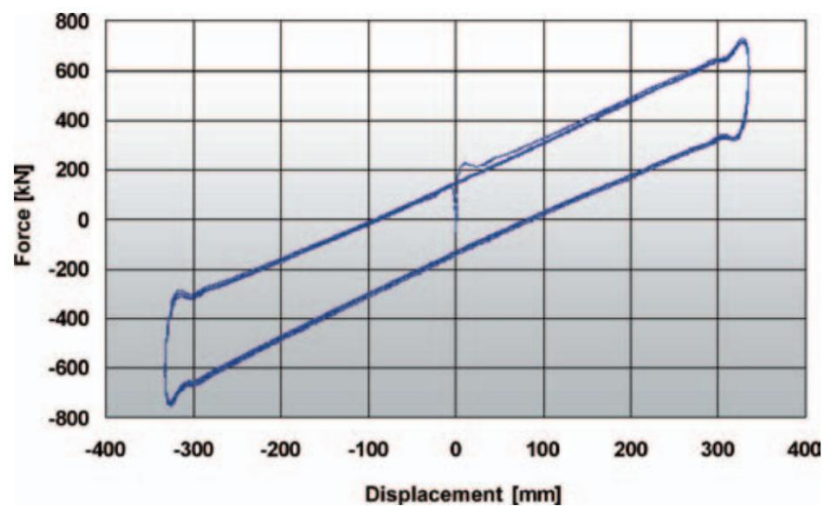


Gráfico 2.4.2.1.a. Comportamiento histerético del aislador FPS.

2.4.2.2 AISLADOR DE PÉNDULO FRICCIONAL DOBLE (FPS-D)

A diferencia del FPS, este sistema presenta dos superficies cóncavas en las que el deslizador superior e inferior podrá moverse, lo cual, permite que el desplazamiento de este aislador sea mayor al del sistema FPS. En la figura 2.4.2.2.a se puede observar los componentes de este sistema de aislación.

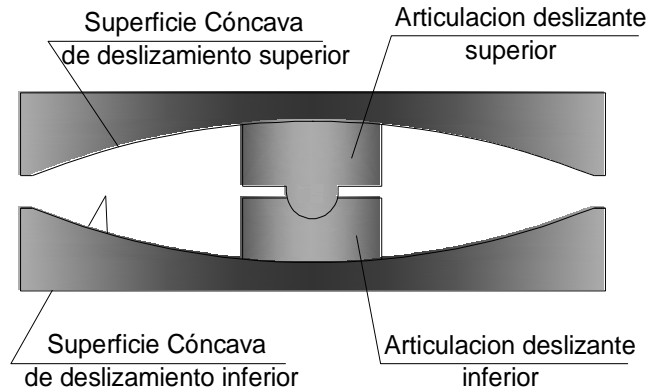


Figura 2.4.2.2.a. Componentes del aislador FPS-D

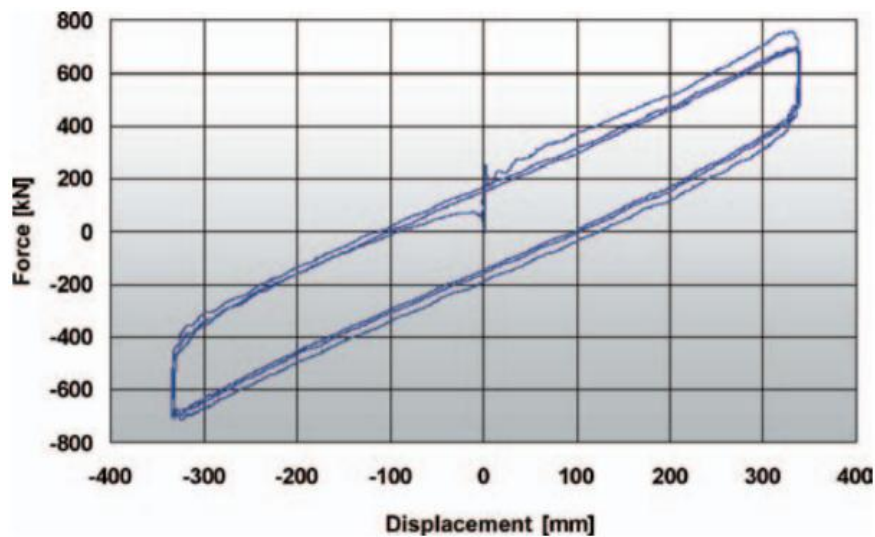


Gráfico 2.4.2.2.a. Comportamiento histerético del FPS-D

2.4.2.3 AISLADOR DE TRIPLE PÉNDULO FRICCIONAL

El aislador de triple péndulo ofrece mejor desempeño sísmico y reduce los costos, en comparación de otras tecnologías convencionales de aislamiento sísmico. Las propiedades de cada uno de los tres péndulos que conforman el apoyo de triple péndulo son diseñados para funcionar secuencialmente a medida que incrementa la intensidad del sismo. Mientras más grande sea el

desplazamiento en el apoyo, la longitud efectiva del péndulo y el amortiguamiento efectivo aumentan, lo que resulta en fuerzas sísmicas más bajas.

Internamente está compuesto por un deslizador que se desliza a lo largo de dos superficies esféricas cóncavas. Estas superficies cóncavas internas, a su vez, son deslizadores cóncavos, que se deslizan sobre las dos superficies cóncavas principales.

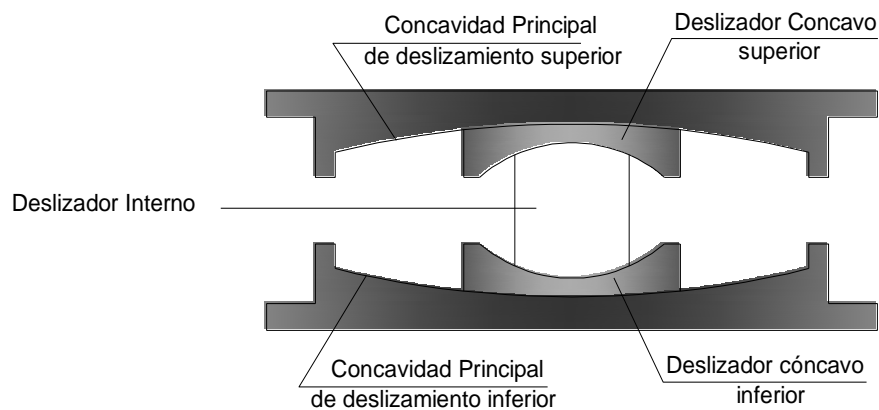


Figura 2.4.2.3.a. Componentes del aislador de triple péndulo friccional.

Las propiedades del deslizador interior se escogen teniendo en cuenta las cargas de servicio. El segundo deslizador (inferior), se diseña para hacer frente a las cargas que ocurren durante los sismos de diseño (DBE). Finalmente, el tercer deslizador (superior), se diseña para minimizar los desplazamientos que ocurren en el sismo máximo considerado (MCE). A continuación se representa el funcionamiento secuencial de los tres deslizadores del aislador de triple péndulo friccional (Fernandez, 2014).

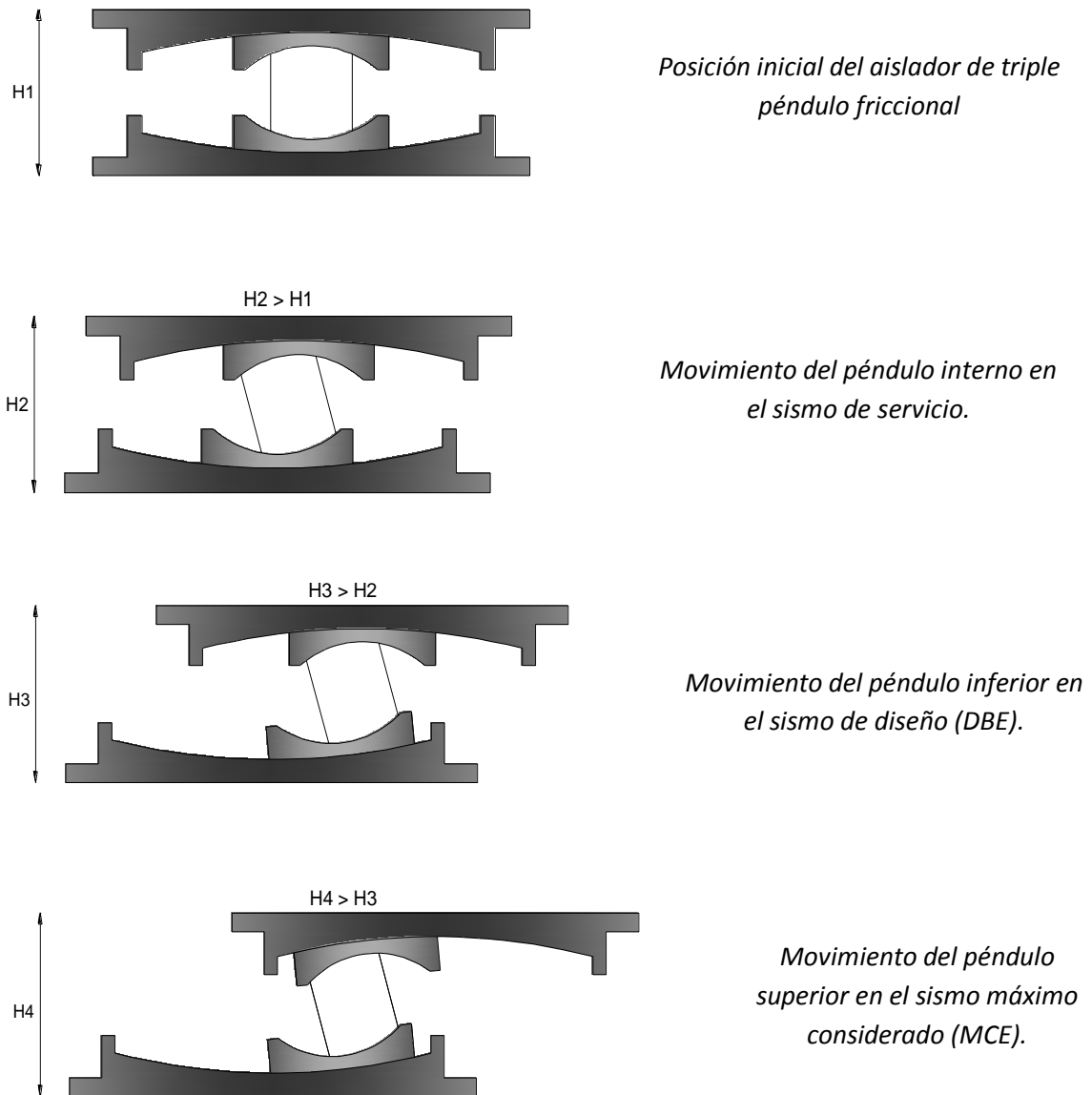


Figura 2.4.2.3. b. Funcionamiento secuencial ante diferentes intensidades de sismo del aislador de triple péndulo friccional.

2.5 CONSIDERACIONES GENERALES DE DISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

El principal parámetro a controlar en un edificio aislado es el desplazamiento que en la base; de este parámetro se deriva el procedimiento de diseño del sistema de aislación. Como concluimos en el acápite 2.3, el periodo efectivo y el amortiguamiento son las otras dos variables que se deben tener en cuenta. En el gráfico 2.5.a se muestra la relación que existe en estos tres parámetros.

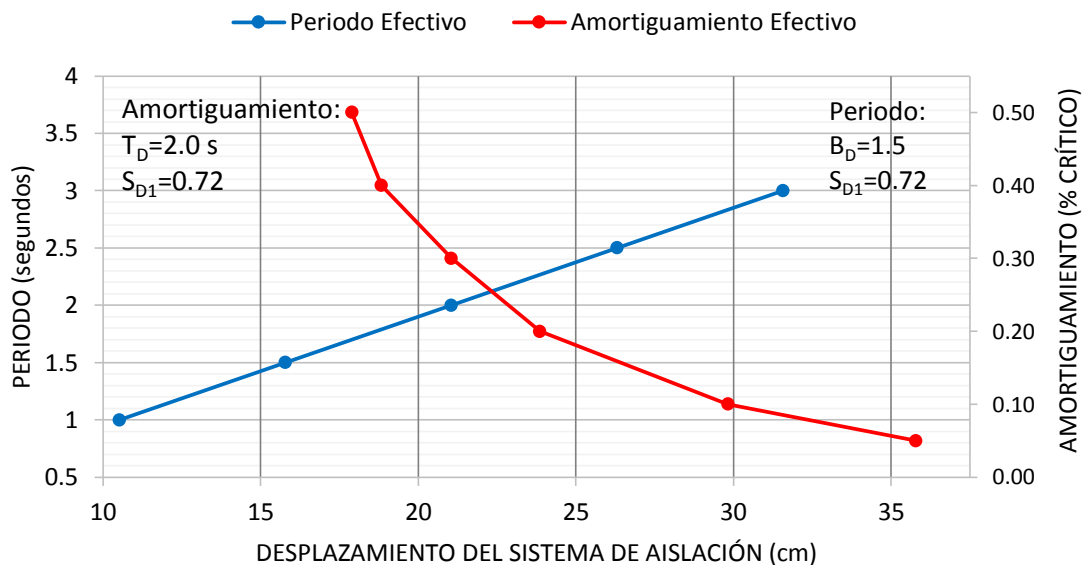


Gráfico 2.5.a. Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento.

Entonces, si añadimos flexibilidad a la estructura (aumentamos el periodo), también aumentará el desplazamiento, pero disminuirá el amortiguamiento. Si aumentamos el amortiguamiento del sistema de aislación, disminuirá el desplazamiento y también el periodo. Por lo tanto, en el diseño deberá encontrarse un balance entre la flexibilización de la estructura y la disminución del amortiguamiento debido al incremento de los desplazamientos en la interfaz de aislación. Así, podemos asegurar que el procedimiento será iterativo, y el

objetivo será optimizar el desempeño de la estructura, manteniendo el desplazamiento basal dentro de rangos prácticos.

Esto nos lleva a preguntarnos ¿cuáles son esos rangos prácticos? Según la experiencia en Dynamic Isolation System (DIS), en zonas de alta sismicidad como San Francisco, Tokio o Estambul, el desplazamiento del aislador llega hasta 30 in (762mm). Para estructuras sobre un buen suelo o cerca de una falla, los desplazamientos serán alrededor de 20 in (500mm). En zonas de baja sismicidad, como el este de los Estados Unidos, los desplazamientos están en el rango de 2 a 6 in (50 150mm) (DIS, 2008).

La segunda pregunta es ¿Hasta qué punto se debe flexibilizar la estructura para tener una respuesta óptima? Según recomienda Farzad & Kelly, un rango de 2 a 3 segundos es lo deseable (Farzad & Kelly, 1999, pág. 86). En el gráfico 2.5.b se puede apreciar que en ese rango se obtienen los desplazamientos y cortantes más bajos.

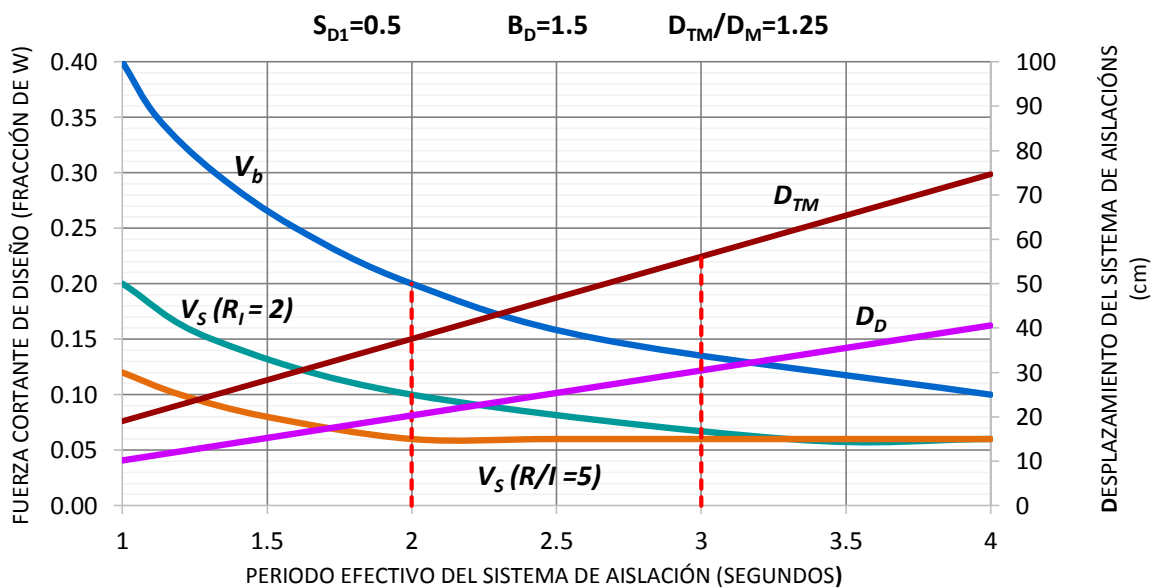


Gráfico 2.5.b. Desplazamiento y fuerza cortante del sistema de aislación en función al periodo.

Sin embargo, no siempre se puede llegar a ese rango deseado, pues según la ecuación de Duhamel (ver ecuación 2.3.d), existe relación entre el periodo efectivo, la masa de la estructura “ M ” y la rigidez del sistema de aislación “ K ”. Por lo tanto, si tenemos una estructura con poco peso, la rigidez que necesita el sistema de aislación, para estar dentro del rango deseado de 2 a 3 segundos, será poca. En general, en la práctica se hace dificultoso diseñar un aislador de cualquier tipo con poca rigidez horizontal. En el acápite 4.4.2.2 describiremos a detalle este tema.

2.6 OTRAS CONSIDERACIONES EN EDIFICIOS CON BASE AISLADA

Los aisladores sísmicos, deben ser instalados en puntos de la estructura donde puedan ser inspeccionados, y donde se les pueda dar mantenimiento en caso necesario. Por requerimiento normativo, los aisladores sísmicos deben ser susceptibles de reemplazo.

Debido al gran movimiento en la base, se debe tener especial cuidado con las conexiones de los servicios básicos, estos deben ser flexibles y capaces de moverse hasta el desplazamiento máximo permitido en los aisladores.



Figura 2.6.a. Servicios básicos con conexiones flexibles.

Otra consideración especial debe ser tomada al momento de instalar escaleras o ascensores, estos deben aislarse también del suelo. Quedando suspendido de la superestructura.

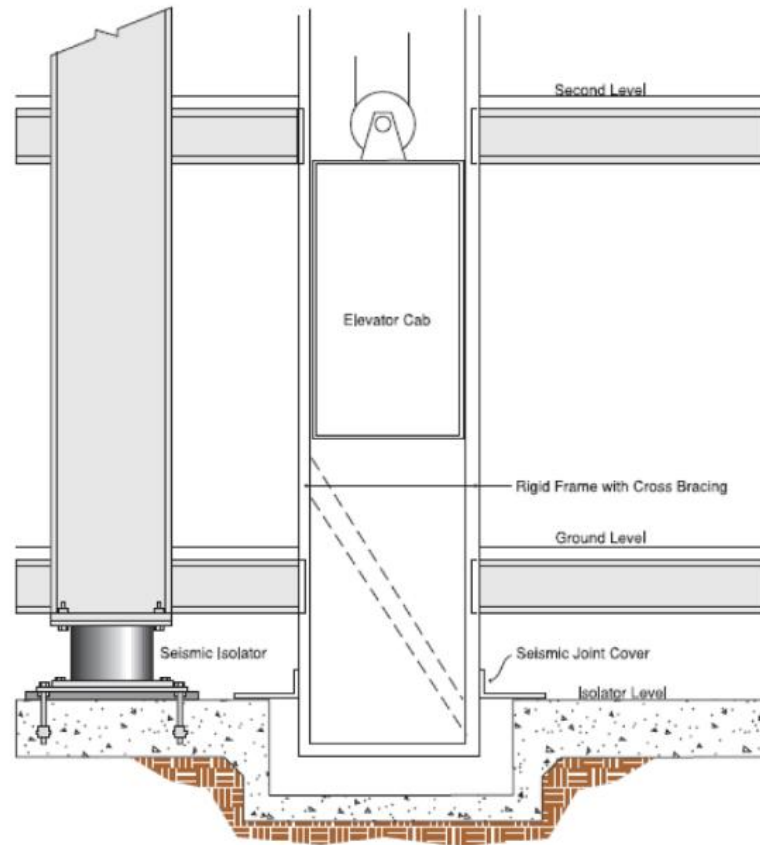


Figura 2.6.b. Separación de la caja del ascensor.

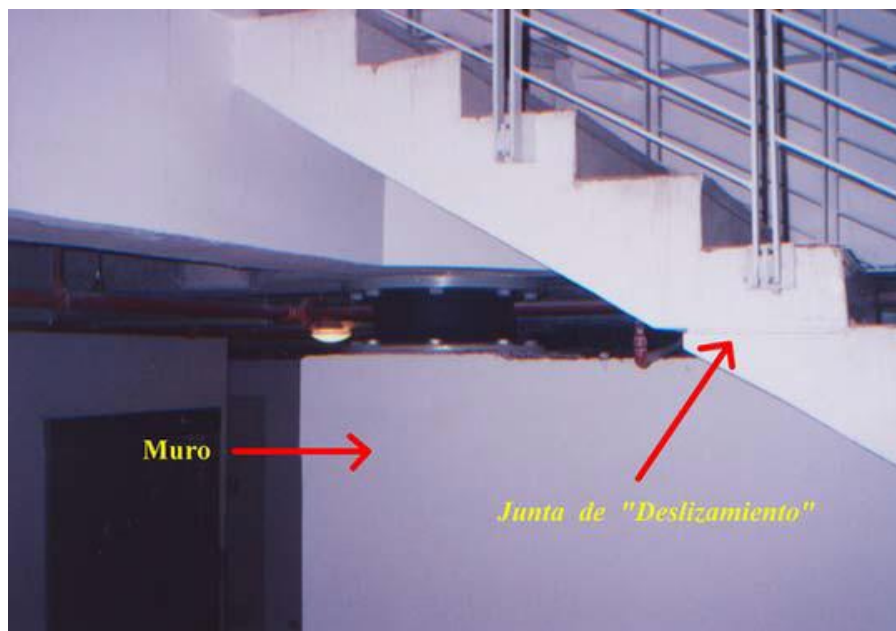


Figura 2.6.c. Junta deslizante, conexión escalera-superestructura.



Figura 2.6.d. Exterior del Hospital Militar (Chile) con junta y separaciones para permitir el movimiento entre la parte fija y la estructura aislada.

Los aisladores elastoméricos cuentan con gran resistencia al fuego, sin embargo cuando las circunstancias lo requieran, deben proporcionárseles de seguridad adicional.



Figura 2.6.e. Aislador elastomérico con funda protectora anti-fuego.

2.7 NORMAS CONSULTADAS

A continuación se hará un breve estudio de los procedimientos, recomendaciones y requerimientos de tres normas técnicas consultadas.

2.7.1 FEMA 450-451

En el año 2003, The Federal Emergency Management Agency (FEMA) publicó el código FEMA 450 “The NEHRP Recommended Provisions For Seismic Regulations For New Buildings And Other Structures”, compuesta por Provisions (parte 1) y Commentary (Parte 2). En el año 2006, incorporó a esta norma ejemplos de diseño (FEMA 451) y material de instrucción (451B). El capítulo 13 de la norma FEMA 450, el capítulo 11 de la norma FEMA 451, y el tópico 15 de la norma FEMA 451B, son los relacionados a la aislación sísmica.

La guía del FEMA propone dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras aisladas sísmicamente, el primero es el procedimiento de la fuerza lateral equivalente (ELF), que está restringido para estructuras regulares de poca altura y cimentado sobre suelo rígido. El segundo es un procedimiento dinámico que a su vez se divide en dos, el análisis del espectro de respuesta (que se encuentra menos restringido) y el análisis tiempo historia (que es aplicable en todos los casos).

Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF)

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar un desplazamiento lateral mínimo por sismo que actúa en cada una de las direcciones de los ejes horizontales principales de la estructura. Será calculado con la ecuación 2.7.1. *a*, como sigue:

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_d}{4\pi^2 B_d} \quad (2.7.1. a)$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

T_d = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, en la dirección de análisis.

S_{D1} = Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s.

B_d = Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento de diseño " β_D ", como lo define la tabla 2.7.1.a.

Evaluado en dos niveles:

- Sismo de diseño “DBE” (10% / 50 años con periodo de retorno de 470 años)
- Sismo máximo considerado “MCE” (2% / 50 años con periodo de retorno de 2500 años)

Tabla 2.7.1.a. Coeficientes de amortiguamiento, B_d o B_m

Amortiguamiento Efectivo, β_d o β_m (porcentaje del crítico)	Factor B_d o B_m
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

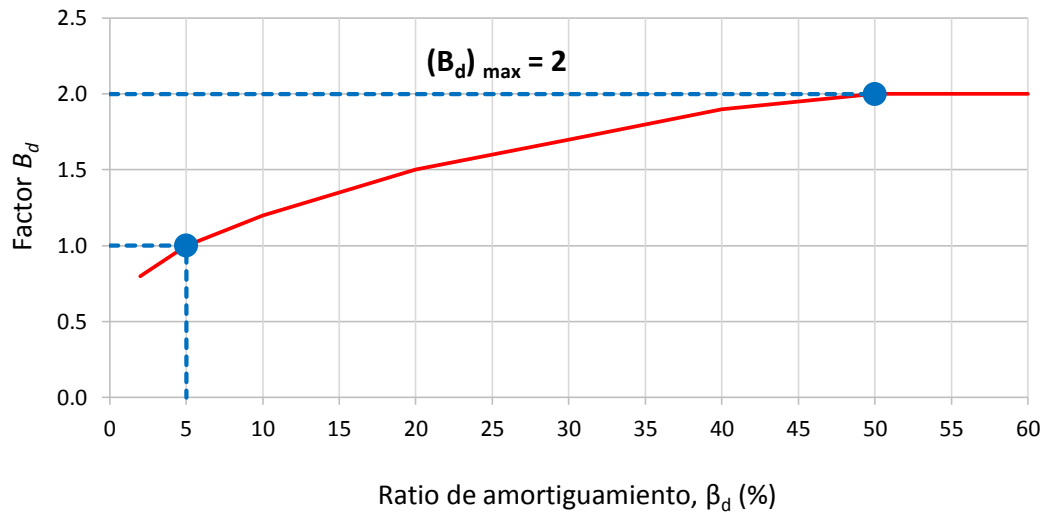


Gráfico 2.7.1.a. Coeficientes de amortiguamiento, B_d o B_m

Una vez construido el espectro de respuesta de la estructura, el valor de la aceleración espectral para el periodo igual a 1 segundo " S_{D1} ", se obtiene al proyectar una vertical en $T=1\text{seg}$, como se muestra en el gráfico 2.7.1.b.

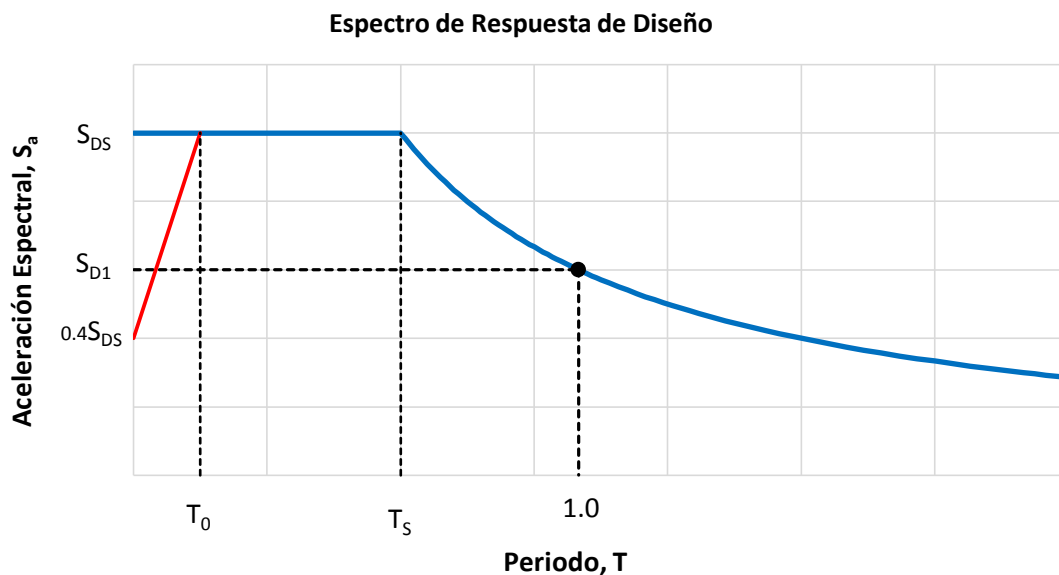


Gráfico 2.7.1.b. Aceleración espectral para 1segundo, S_{D1} .

El periodo efectivo de la estructura aislada " T_D ", será determinado usando la ecuación 2.7.1.b.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \quad (2.7.1. b)$$

Donde:

W = Peso de la estructura (sólo carga muerta).

$K_{D \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación.

g = Aceleración de la gravedad.

La rigidez mínima es usada para producir el periodo más largo y el desplazamiento de diseño más conservador. El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación " D_{TD} ", que incluye efectos de torsión está dado por la ecuación 2.7.1.c.

$$D_{TD} = D_D \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.7.1. c)$$

Donde:

d = Dimensión mayor en planta de la edificación.

b = Dimensión menor en planta de la edificación.

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador más alejado, medida en la dirección perpendicular a la del sismo.

e = Excentricidad medida en planta del centro de masa de la estructura arriba de la interfaz de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación más la excentricidad accidental, tomada como un 5% de la longitud en planta perpendicular la fuerza de sismo en consideración.

Se puede tomar desplazamientos totales menores al calculado con la ecuación 2.7.1.c, pero no menor que $1.1D_D$.

La fuerza cortante para diseñar el sistema de aislación y todos los elementos debajo de la interfaz de aislación será calculada con la ecuación 2.7.1.d.

$$V_b = K_{D \max} D_D \quad (2.7.1. d)$$

La fuerza cortante para diseñar los elementos sobre el sistema de aislación será calculada con la ecuación 2.7.1.e.

$$V_s = \frac{K_{D \max} D_D}{R_I} \quad (2.7.1. e)$$

Donde R_I es el coeficiente de reducción relacionado al tipo de sistema resistente a fuerzas sísmicas. Su valor es 3/8 del coeficiente de reducción para estructura de base fija (R), pero no mayor que 2.

El valor mínimo de la fuerza “ V_s ”:

- Fuerza cortante basal para diseño de estructura convencional de base fija con periodo igual a T_D .
- Fuerza cortante por viento.
- 1.5 veces la fuerza que activa el sistema de aislación.

La distribución de la fuerza cortante “ V_s ”, en altura se hará de acuerdo a las masas concentradas por nivel y se calculará usando la ecuación 2.7.1.f.

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.7.1. f)$$

Para el control de derivas, se calculará primero la deflexión real de cada nivel con la ecuación 2.7.1.g.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (2.7.1. g)$$

Donde:

δ_x = Deflexión real del piso x.

C_d = Factor de amplificación de deflexión, para estructuras aisladas

C_d es reemplazado por R_I .

I = Factor de importancia, para estructuras aisladas siempre es 1.

δ_{xe} = Desplazamiento en el nivel x, basado en un análisis elástico lineal.

Se calcula el desplazamiento relativo de entrepiso y se verifica que:

$$\delta_x - \delta_{x-1} = \Delta_x \leq 0.015h_{sx} \quad (2.7.1.h)$$

Donde " h_{sx} " es la altura del piso x.

Análisis del Espectro de Respuesta

La aceleración espectral para el sismo máximo considerado (MCE) no será menor que 1.5 veces la aceleración espectral para el sismo de diseño (DBE).

Los espectros de respuesta serán construidos usando un amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés, no mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación o 30% del crítico, el que sea menor. El amortiguamiento modal para los demás modos se toma como si fuera una estructura de base fija.

El espectro de respuesta para determinar el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}) se construirá incluyendo la excitación simultánea del 100% de la aceleración espectral en la dirección crítica más el 30% en la otra dirección.

La cortante de diseño en cualquier nivel no será menor que la fuerza cortante calculada con la ecuación 2.7.1.f, con un valor de V_s igual a la cortante basal obtenida del análisis con el sismo de diseño (DBE) en la dirección de interés.

Análisis Tiempo Historia

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de historias reales escaladas y certificadas (existe una base de datos de historias que se pueden utilizar) y un mínimo de tres pares. Cuando se utiliza 7 registros, la respuesta del sistema puede tomarse como el promedio; cuando se usan 3 registros, la respuesta del sistema se tomará considerando los máximos. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo. Este método es el recomendado en todas las situaciones.

Tabla 2.7.1.b. Valores mínimos para el análisis dinámico.

Parámetro de Diseño	Procedimiento ELF	Procedimiento Dinámico	
		Espectro de Respuesta	Tiempo Historia
Desplazamiento de Diseño – D_D	$D_D = (g/4\pi^2)(S_{D1}T_D/B_D)$	–	–
Desplazamiento total de diseño – D_{TD}	$D_{TD} \geq 1.1D_D$	$\geq 0.9D_{TD}$	$\geq 0.9D_{TD}$
Desplazamiento Máximo – D_M	$D_M = (g/4\pi^2)(S_{M1}T_M/B_M)$	–	–
Desplazamiento Total Máximo – D_{TM}	$D_{TD} \geq 1.1D_D$	$\geq 0.8D_{TM}$	$\geq 0.8D_{TM}$
Cortante de Diseño – V_b (debajo del sistema de aislación)	$V_b = k_{Dmax}D_D$	$\geq 0.9V_b$	$\geq 0.9V_b$
Cortante de Diseño – V_s ("regular" superestructura)	$V_s = k_{Dmax}D_D/R_I$	$\geq 0.8V_s$	$\geq 0.6V_s$
Cortante de Diseño – V_s ("irregular" superestructura)	$V_s = k_{Dmax}D_D/R_I$	$\geq 1.0V_s$	$\geq 0.8V_s$
Control de Deriva	$0.015h_{SX}$	$0.015h_{SX}$	$0.015h_{SX}$

2.7.2 UBC 97

En el año 1997, The International Council of Building Officials (ICBO), después de una convención internacional en California, publicó The Uniform Building Code (UBC). En el Apéndice del capítulo 16 – división IV, se expone la normatividad para estructuras aisladas sísmicamente.

En este código se describe dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras aisladas, el primero es el análisis estático, que está restringido sólo para estructuras regulares de poca altura, cimentadas sobre suelo rígido y localizado por lo menos a 10 km de una falla activa. El segundo es un análisis dinámico que está dividido en dos procedimientos, el espectro de respuesta (menos restringido) y el tiempo historia (para todos los casos)

Análisis Estático

El sistema de aislación será diseñado y construido para soportar un desplazamiento mínimo que actúa en dirección de cada uno de los ejes horizontales principales de la estructura, de acuerdo a la ecuación 2.7.2.a.

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VD} T_D}{B_D} \quad (2.7.2.a)$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

T_D = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño.

C_{VD} = Coeficiente sísmico que depende del tipo de suelo y zona sísmica.

B_D = Coeficiente relacionado al amortiguamiento efectivo en el desplazamiento de diseño.

El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño " T_D ", será determinado usando las características de deformación del sistema de aislación, de acuerdo a la ecuación 2.7.2.b.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \quad (2.7.2. b)$$

Donde:

W = Peso de la estructura (sólo carga muerta).

$K_{D \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación, en el desplazamiento de diseño.

El desplazamiento máximo del sistema de aislación " D_M ", será calculado en la dirección más crítica de acuerdo a la ecuación 2.7.2.c.

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right) C_{VM} T_M}{B_M} \quad (2.7.2. c)$$

Donde:

T_M = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo.

C_{VM} = Coeficiente sísmico que depende del tipo de suelo y zona sísmica.

B_M = Coeficiente relacionado al amortiguamiento efectivo en el desplazamiento de diseño.

Y el periodo efectivo en el máximo desplazamiento " T_M ",

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}} \quad (2.7.2. d)$$

Donde:

W = Peso de la estructura (sólo carga muerta).

$K_{M \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación, en el máximo desplazamiento.

El desplazamiento total de diseño " D_{TD} ", y el desplazamiento total máximo " D_{TM} ", los cuales incluyen efectos de torsión, debido a la excentricidad entre el centro de masa de la estructura arriba del sistema de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación, así como también la excentricidad accidental, será calculado usando la ecuación 2.7.2.e y 2.7.2.f.

$$D_{TD} = D_D \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.7.2. e)$$

$$D_{TM} = D_M \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.7.2. f)$$

El valor de D_{TD} y D_{TM} no será tomado menor a 1.1 veces D_D y D_M , respectivamente. La fuerza cortante mínima para diseñar todos los elementos debajo del sistema de aislación se calculará usando la ecuación 2.7.2.g.

$$V_b = K_{D \max} D_D \quad (2.7.2. g)$$

La fuerza cortante para diseñar los elementos sobre el sistema de aislación será calculada con la ecuación 2.7.2.h.

$$V_s = \frac{K_{D \max} D_D}{R_I} \quad (2.7.2. h)$$

Donde R_I es el coeficiente relacionado al tipo de sistema resistente a fuerzas de sismo de la superestructura y el valor mínimo de la fuerza " V_s ":

- Fuerza cortante basal para diseño de estructura convencional de base fija con periodo igual a T_D .
- Fuerza cortante por viento.
- 1.5 veces la fuerza que activa el sistema de aislación.

La distribución de la fuerza cortante “ V_s ”, en altura se hará de acuerdo a las masas concentradas por nivel y se calculará usando la ecuación 2.7.2.i

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.7.2. i)$$

Para el control de derivas, se calculará la deformación relativa de entrepiso dividida entre la altura del piso, la misma que no debe exceder $0.010/R_I$.

Análisis del Espectro de Respuesta

El espectro de respuesta será construido usando un valor de amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés, no mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación o 30% del crítico, el que sea menor. Los valores de amortiguamiento para los demás modos se tomarán como si fuera una estructura de base fija.

El espectro de respuesta para determinar el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}) se construirá incluyendo la excitación simultánea del 100% de la aceleración espectral en la dirección crítica más el 30% en la otra dirección.

Para el control de derivas, se calculará la deformación relativa de entrepiso dividida entre la altura del piso, la misma que no debe exceder $0.015/R_I$

Análisis Tiempo Historia

Se usará un mínimo de 3 pares de registros de componentes horizontales, cada par será aplicado simultáneamente al modelo considerando la mayor excentricidad del centro de masa. Si se usan 3 pares, las fuerzas de diseño se

tomarán de los máximos resultados. Si se usan 7 pares las fuerzas de diseño se tomarán como el promedio de los resultados.

Para el control de derivas, se calculará la deformación relativa de entrepiso dividida entre la altura del piso, la misma que no debe exceder $0.020/R_I$

Valores mínimos de respuesta del Análisis Dinámico

El desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo obtenidos del análisis estático pueden ser reducidos usando las ecuaciones 2.7.2.j y 2.7.2.k.

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (2.7.2.j)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (2.7.2.k)$$

Donde:

T = Es el periodo de la superestructura con base fija.

- El desplazamiento total de diseño " D_{TD} " no será tomado menos que el 90% del " D_{TD} " obtenido del análisis ELF.
- El desplazamiento total máximo " D_{TM} " no será tomado menos que el 80% del " D_{TM} " obtenido del análisis ELF.
- La fuerza cortante para diseñar todos los elementos debajo de la interfaz de aislación " V_s ", no será tomada menos que el 90% del " V_s " obtenido del análisis ELF.
- La fuerza cortante para diseñar la superestructura " V_s ", no será tomada menos que el 80% del " V_s " obtenido del análisis ELF si es regular, y 100% si es irregular.
- Para el análisis tiempo historia, la fuerza cortante " V_s ", puede ser tomada menos que el 80% pero no menor que 60% del " V_s " obtenido del análisis ELF, si la estructura es de configuración regular y hasta 80% si es irregular.

2.7.3 ASCE SEI 7-10

En el año 2010, The American Society of Civil Engineers (ASCE) publicó el estándar ASCE/SEI 7-10 “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”; en el capítulo 17 de este documento se dan los requerimientos de diseño para estructuras aisladas sísmicamente.

El código ASCE SEI 7-10 propone dos procedimientos para el análisis y diseño de estructuras aisladas sísmicamente, el primero es el procedimiento de la fuerza lateral equivalente (ELF), que está restringido para estructuras regulares de poca altura y cimentado sobre suelo rígido (existen 7 requisitos). El segundo es un procedimiento dinámico que a su vez se divide en dos, el análisis del espectro de respuesta, que se encuentra menos restringido (existen 2 requisitos), y el análisis tiempo historia, que es aplicable en todos los casos (ASCE, 2010, págs. 169-170).

Procedimiento de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF)

El sistema de aislamiento debe ser diseñado y construido para soportar un desplazamiento lateral mínimo por sismo que actúa en cada una de las direcciones de los ejes horizontales principales de la estructura. Será calculado con la ecuación 2.7.3. a, como sigue:

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (2.7.3. a)$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

T_D = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño, en la dirección de análisis.

S_{D1} = Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s.

B_D = Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento de diseño " β_D ", como lo define la tabla 2.7.3.a.

Tabla 2.7.3.a. Coeficientes de amortiguamiento, B_D o B_M

Amortiguamiento Efectivo, β_D o β_M (porcentaje del crítico)	Factor B_D o B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño " T_D ", será determinado usando la ecuación 2.7.3.b.

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{D \min} g}} \quad (2.7.3. b)$$

Donde:

W = Peso de la estructura (sólo carga muerta).

$K_{D \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación en el desplazamiento de diseño.

g = Aceleración de la gravedad.

El desplazamiento máximo del sistema de aislación, será calculado usando la ecuación 2.7.3.c.

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (2.7.3. c)$$

Donde:

g = Aceleración de la gravedad.

T_M = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, en la dirección de análisis.

S_{M1} = Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s.

B_M = Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento máximo " β_M ", como lo define la tabla 2.7.3.a.

Y el periodo efectivo en el desplazamiento máximo será calculado con la ecuación 2.7.3.d.

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{M \min} g}} \quad (2.7.3. d)$$

Donde:

W = Peso de la estructura (D+0.25L).

$K_{M \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación en el desplazamiento máximo.

g = Aceleración de la gravedad.

El desplazamiento total de diseño del sistema de aislación " D_{TD} " y el desplazamiento total máximo " D_{TM} ", que incluye efectos de torsión están dado por las ecuaciones 2.7.3.e y 2.7.3.f.

$$D_{TD} = D_D \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.7.3. e)$$

$$D_{TM} = D_M \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (2.7.3. f)$$

Donde:

d = Dimensión mayor en planta de la edificación.

b = Dimensión menor en planta de la edificación.

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador más alejado, medida en la dirección perpendicular a la del sismo.

e = Excentricidad medida en planta del centro de masa de la estructura arriba de la interfaz de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación más la excentricidad accidental, tomada como un 5% de la longitud en planta perpendicular la fuerza de sismo en consideración.

Se puede tomar desplazamientos totales menores a los calculados con la ecuaciones 2.7.3.e y 2.7.3.f, pero no menor que 1.1 veces D_D y D_M , respectivamente.

La fuerza cortante para diseñar el sistema de aislación y todos los elementos debajo de la interfaz de aislación será calculada con la ecuación 2.7.3.g.

$$V_b = K_{D \max} D_D \quad (2.7.3. g)$$

La fuerza cortante para diseñar los elementos sobre el sistema de aislación será calculada con la ecuación 2.8.3.h.

$$V_s = \frac{K_{D \max} D_D}{R_I} \quad (2.7.3. h)$$

Donde R_I es el coeficiente de reducción relacionado al tipo de sistema resistente a fuerzas sísmicas, arriba del sistema de aislación. Su valor es 3/8 del coeficiente de reducción para estructura de base fija (R), pero no mayor que 2.

El valor mínimo de la fuerza “ V_s ”:

- Fuerza cortante basal para diseño de estructura convencional de base fija con periodo igual a T_D .
- Fuerza cortante por viento.
- 1.5 veces la fuerza que activa el sistema de aislación.

La distribución de la fuerza cortante “ V_s ”, en altura se hará de acuerdo a las masas concentradas por nivel y se calculará usando la ecuación 2.7.3.i

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (2.7.3.i)$$

Para el control de derivas, se calculará primero la deflexión real de cada nivel con la ecuación 2.7.3.j.

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I} \quad (2.7.3.j)$$

Donde:

δ_x = Deflexión real del piso x.

C_d = Factor de amplificación de deflexión, para estructuras aisladas

C_d es reemplazado por R_I .

I = Factor de importancia, para estructuras aisladas siempre es 1.

δ_{xe} = Desplazamiento en el nivel x, basado en un análisis elástico lineal.

Se calcula el desplazamiento relativo de entrepiso y se verifica que:

$$\delta_x - \delta_{x-1} = \Delta_x \leq 0.015 h_{sx} \quad (2.7.3.k)$$

Donde " h_{sx} " es la altura del piso x.

Análisis del Espectro de Respuesta

La aceleración espectral para el sismo máximo considerado (MCE) no será menor que 1.5 veces la aceleración espectral para el sismo de diseño (DBE).

Los espectros de respuesta serán construidos usando un amortiguamiento modal para el modo fundamental en la dirección de interés, no mayor que el amortiguamiento efectivo del sistema de aislación o 30% del crítico, el que sea menor. El amortiguamiento modal para los demás modos se toma como si fuera una estructura de base fija.

El espectro para determinar el desplazamiento total de diseño (D_{TD}) y el desplazamiento total máximo (D_{TM}) se construirá incluyendo la excitación simultánea del 100% de la aceleración espectral en la dirección crítica más el 30% en la otra dirección. La cortante de diseño en cualquier nivel no será menor que la fuerza cortante calculada con la ecuación 2.7.1. f , con un valor de V_s igual a la cortante basal obtenida del análisis con el sismo de diseño (DBE) en la dirección de interés. La deriva máxima permitida es $0.015h_{sx}$.

Análisis Tiempo Historia

No presenta recomendaciones adicionales más que utilizar siete pares de registros reales escaladas y un mínimo de tres pares. Cuando se utiliza 7 registros, la respuesta del sistema puede tomarse como el promedio; cuando se usan 3 registros, la respuesta del sistema se tomará considerando los máximos. Al igual que el método del espectro, el análisis deberá realizarse 100% en una dirección y 30% en la otra en simultáneo. Este método es el recomendado en todas las situaciones. La deriva máxima permitida es $0.020h_{sx}$.

Valores mínimos de respuesta del Análisis Dinámico

El desplazamiento de diseño y el desplazamiento máximo obtenidos del análisis ELF pueden ser reducidos usando las ecuaciones 2.7.3.l y 2.7.3.m.

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (2.7.3.l)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (2.7.3.m)$$

Donde: T = Es el periodo de la superestructura con base fija.

- El desplazamiento total de diseño " D_{TD} " no será tomado menos que el 90% del " D_{TD} " obtenido del análisis ELF.
- El desplazamiento total máximo " D_{TM} " no será tomado menos que el 80% del " D_{TM} " obtenido del análisis ELF.
- La fuerza cortante para diseñar todos los elementos debajo de la interfaz de aislación " V_s ", no será tomada menos que el 90% del " V_s " obtenido del análisis ELF.
- La fuerza cortante para diseñar la superestructura " V_s ", no será tomada menos que el 80% del " V_s " obtenido del análisis ELF si es regular, y 100% si es irregular.
- Para el análisis tiempo historia, la fuerza cortante " V_s ", puede ser tomada menos que el 80% pero no menor que 60% del " V_s " obtenido del análisis ELF, si la estructura es de configuración regular y hasta 80% si es irregular.

2.7.4 OBSERVACIONES Y COMENTARIOS SOBRE LAS NORMAS

Aun cuando se usan nomenclaturas diferentes, se pueden apreciar que los tres códigos contemplan dos procedimientos de análisis, uno estático y otro dinámico, y utilizan el estático para establecer los valores mínimos de fuerzas y desplazamientos para los resultados obtenidos por el análisis dinámico.

El UBC, 1997 es el único código que considera la cercanía de la estructura a una falla activa, lo cual reduce las aceleraciones del suelo para los sismos DBE y MCE. Sin embargo, no establece relación entre dichos sismos. Los códigos ASCE y FEMA establecen que las aceleraciones del suelo para el sismo MCE no debe ser menor a 1.5 veces el sismo DBE.

Los códigos UBC 97 y FEMA usan solamente la carga muerta para calcular la rigidez efectiva, mientras que el código ASCE contempla el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva.

En la tabla 2.7.4.a se muestran las similitudes y diferencias más relevantes de los tres códigos citados.

Tabla 2.7.4.a. Comparación entre las normas consultadas.

CRITERIO	FEMA 450-451	UBC 97	ASCE SEI 7-10
Uso del método estático	Análisis preliminar que establece los límites, no es para diseño final.	Análisis preliminar que establece los límites, no es para diseño final.	Análisis preliminar que establece los límites, no es para diseño final.
Por combinación espectral	Aplicable en suelos rígidos o semirrígidos. Se puede usar para diseño final.	Aplicable en suelos rígidos o semirrígidos. Se puede usar para diseño final.	Aplicable en suelos rígidos o semirrígidos. Se puede usar para diseño final.
Tiempo historia	Mínimo 3 pares. Aplicable a todo tipo de estructuras.	Mínimo 3 pares. Aplicable a todo tipo de estructuras.	Mínimo 3 pares. Aplicable a todo tipo de estructuras.

Cercanía a falla activa	No especifica.	Considerado en la construcción del espectro de aceleraciones.	No especifica.
Valor mínimo del espectro MCE	1.5 veces el espectro del sismo DBE.	No especifica.	1.5 veces el espectro del sismo DBE.
Peso sísmico	Solo carga muerta (D).	Solo carga muerta (D).	Combinación D+0.25L.
Sismo MCE	Para diseño del sistema de aislación y realizar el ensayo del prototipo.	Para diseño del sistema de aislación.	Para diseño del sistema de aislación y realizar el ensayo del prototipo.
Control de derivas	- 0.015 ELF. - 0.015 Esp. Resp. - 0.020 Tiempo-H.	- 0.010/R _i Estático. - 0.015/R _i Esp. Resp. - 0.020/R _i Tiempo-H.	- 0.015 ELF. - 0.015 Esp. Resp. - 0.020 Tiempo-H.
Factor R_i	3/8 R base fija. Mayor a 1 pero no menor a 2.	Mostrados en tablas con valores entre 1 y 2.	3/8 R base fija. Mayor a 1 pero no menor a 2.
Efecto P-delta	Se debe incluir en el cálculo cuando la deriva excede 0.010/R _i	Se debe incluir en el cálculo cuando la deriva excede 0.010/R _i	Se debe incluir en el cálculo cuando la deriva excede 0.010/R _i
Distribución Vs (espectro de respuesta)	De acuerdo a las masas concentradas en altura, y Vs igual a la cortante basal obtenida del espectro DBE/ R _i	De acuerdo a las masas concentradas en altura.	De acuerdo a las masas concentradas en altura, y Vs igual a la cortante basal obtenida del espectro DBE/ R _i

CAPITULO III: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL

3.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

El edificio de laboratorios especializados de la escuela académico profesional de ingeniería en energía (EAPIE), está conformado por dos bloques típicos destinados a laboratorios de diferentes especialidades, por lo que el análisis y diseño estructural se reduce a un solo bloque. Para referirnos a estos bloques los llamaremos simplemente como “bloque de laboratorios”.

3.1.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO CONVENCIONAL

El bloque de laboratorios consta de tres pisos con una altura máxima de 11.10m, medida sobre el nivel del terreno natural. Tiene una altura típica de entrepiso 3.40m, tiene un voladizo de 2 m. El área a construir en el primer nivel es de 8.70 x 23.00 m² y para los demás niveles un área típica de 10.70 x 23.00 m². El sistema de estructural es principalmente de muros estructurales, ubicados en las 4 esquinas en forma de L con espesor de 0.30m y longitudes exteriores de 1.8m x 2.00m. Asimismo tiene pórticos centrales compuestos por columnas de 0.40m x 0.70m y vigas de 0.30m de ancho con 0.70m de peralte en la dirección X, y 0.60m de peralte en la dirección Y.

La losa de entrepiso típica, tiene un espesor de 0.20m, con ladrillo hueco de 0.30m x 30, y viguetas de 0.10m. Según los planos del proyecto se ha establecido dos clases de concreto, una de resistencia a la compresión $f'c=210\text{kg/cm}^2$ para cimentación, columnas y placas, y otro de $f'c=245\text{kg/cm}^2$ para vigas y losas. Para el acero se tiene una resistencia a la tensión de $f'y=4200\text{kg/cm}^2$. A continuación se presentan las plantas arquitectónicas de los diferentes niveles y una vista lateral representativa para el mejor entendimiento de la configuración del edificio.

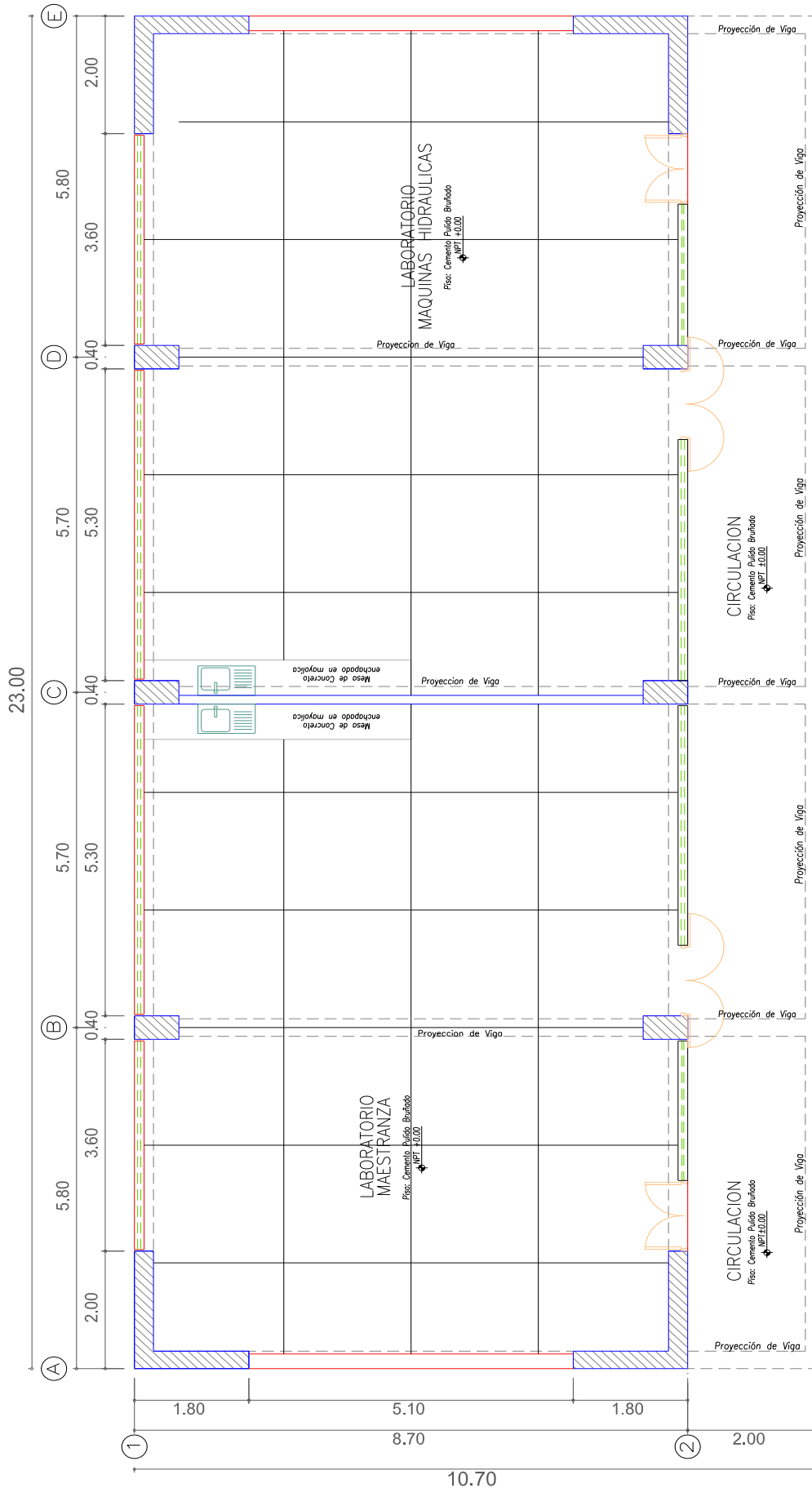


Figura 3.1.1.a. Planta arquitectónica del primer nivel edificio convencional.

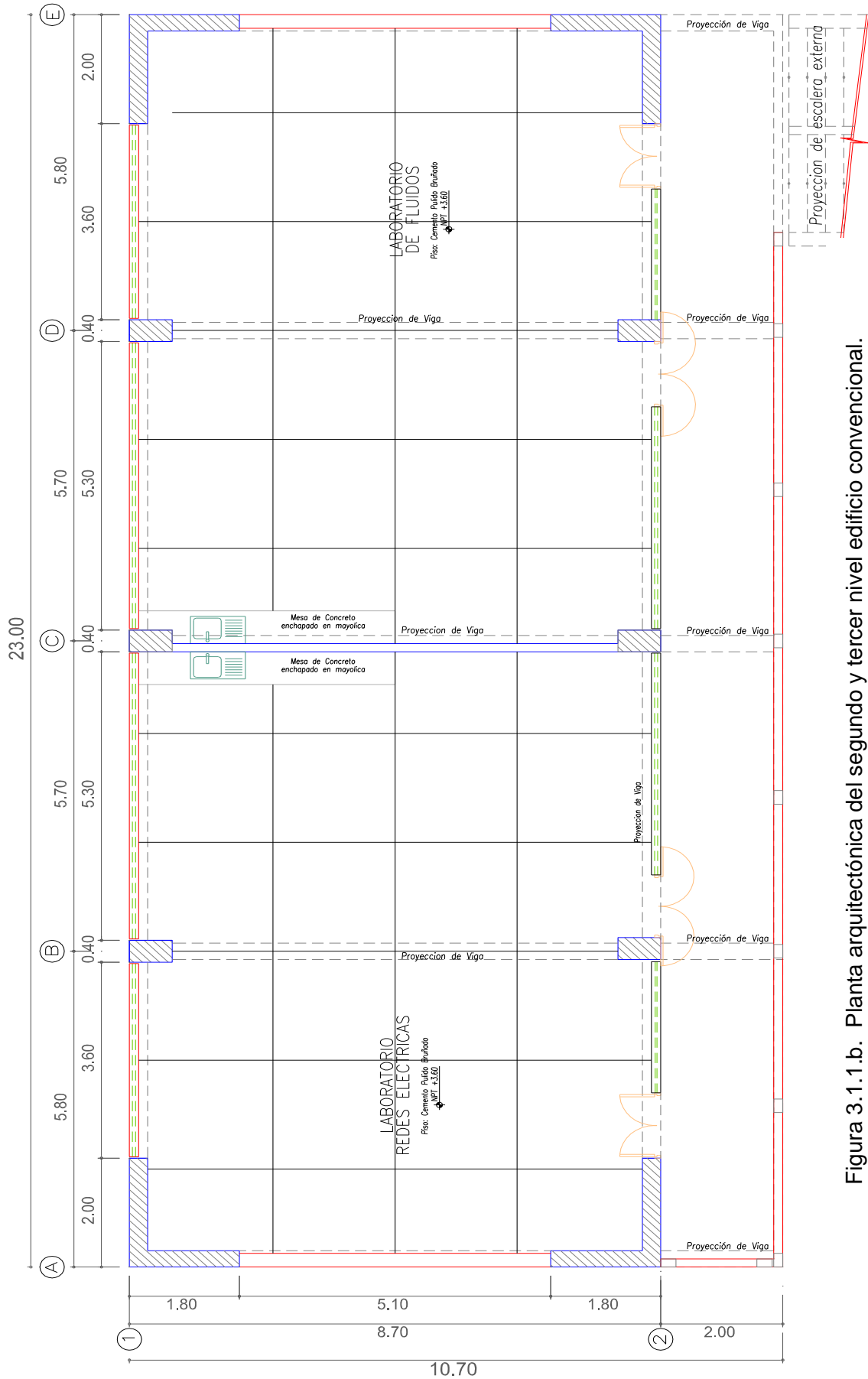


Figura 3.1.1.b. Planta arquitectónica del segundo y tercer nivel edificio convencional.

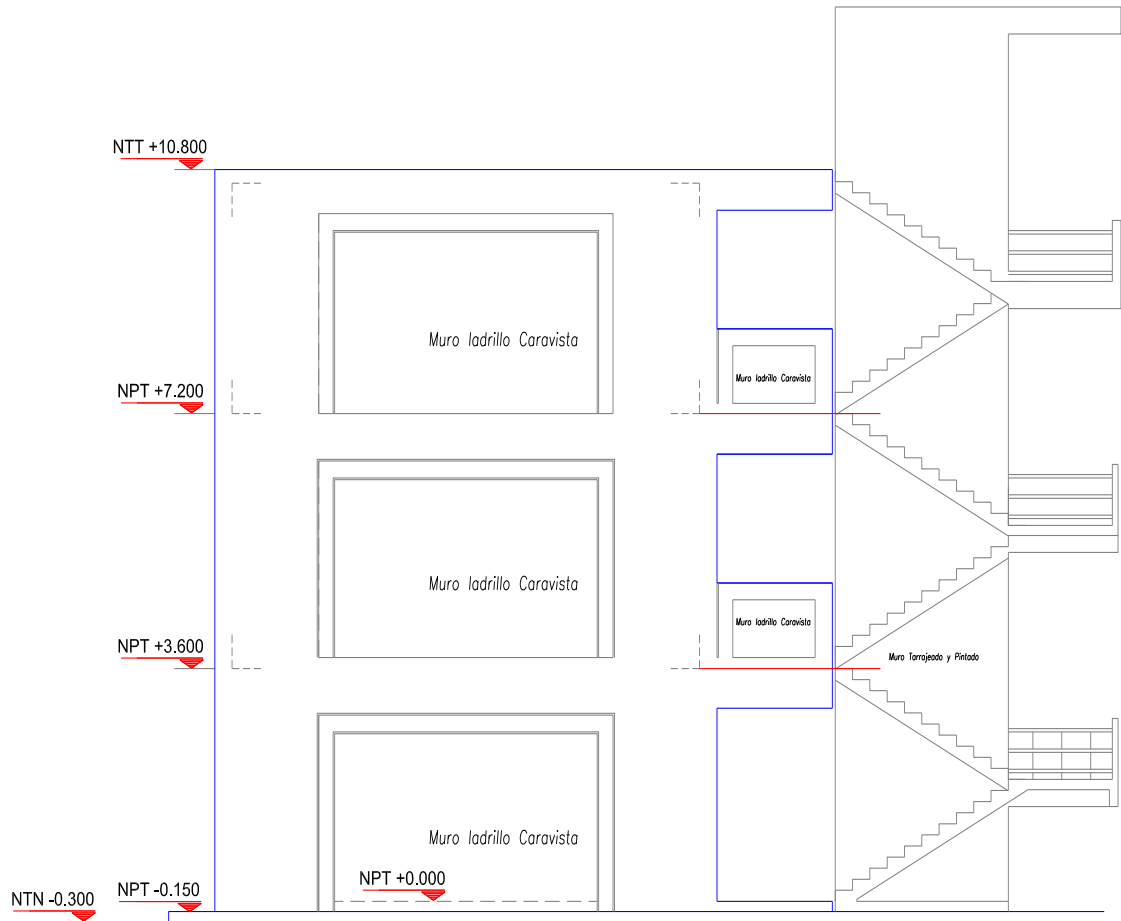


Figura 3.1.1.c. Elevación lateral y escalera externa edificio convencional.

3.2 MODELACIÓN COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA ETABS v.2013

La modelación de la estructura con base fija y aislada se realizó en el programa ETABS v.2013. Se decidió por este programa por las ventajas y funciones de análisis que posee, además de ser uno de los programas sugeridos por las normas consultadas (FEMA 451B, 2006, pág. 56). En él se puede modelar sin problema la estructura tridimensional, contando con varias opciones de análisis. Adicionalmente, ETABS v.2013 como herramienta de análisis, tiene la posibilidad de incluir en el modelo los sistemas de aislación, tanto para aisladores elastoméricos (Rubber Isolators), así como para otros sistemas de aislamiento basal como son los de fricción y deslizadores.

3.2.1 ANTECEDENTES GENERALES

Cualquier proyecto estructural, antes de ser analizado y diseñado debe ser previamente modelado. En la etapa de creación del modelo, se representa la estructura real por medio de una construcción simplificada de los elementos que la conforman. Es muy importante que se entienda el comportamiento de estos elementos, a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesitan. Estos elementos deberán presentar un comportamiento adecuado en condiciones de servicio, y tener la capacidad para resistir las fuerzas a las que estén sometidos sin que se presente el colapso de la estructura.

3.2.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL

Para modelar la estructura convencional el primer paso es la interpretación de los planos arquitectónicos. La modelación de la estructura de base fija se hizo en forma detallada considerando todos los elementos de la estructura, las

únicas salvedades fueron los tabiques y parapetos, que se simuló como carga uniformemente distribuida en las vigas donde se apoyan. A continuación se define el procedimiento:

- Se definió las propiedades de los materiales según lo indica los planos y la norma peruana E.060 (2009), en este caso, las resistencias del concreto fueron $f'c=210\text{kg/cm}^2$ y $f'c=245\text{kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad $E= 15\ 000 \times (f'c)^{1/2} \text{ Kg/cm}^2$, así también, para el acero se definió con una resistencia a la tracción de $f'y= 4200\text{kg/cm}^2$, y un módulo de elasticidad de $Ey=2 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$
- Se definió las secciones de los elementos tipo frame (columnas y vigas), con dimensiones según esta descrito en los planos, así mismo, las placas como elementos Shell-thin (pared delgada). A cada uno se asignó su respectiva resistencia de concreto.
- Se definió la losa aligerada como elemento tipo membrana en una sola dirección. Se ha considerado como un diafragma rígido por su comportamiento estructural y además de ésta forma se reduce el número de incógnitas a resolver.
- Se definió los encuentros columna-viga (brazos rígidos) con un factor de rigidez 1. Es decir que son uniones indeformables.
- Se definió las masas necesarias para el análisis modal y peso sísmico en mass source (fuente de masa). Se consideró para nuestro caso el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva, como lo establece la norma E.030 (2006).

- Se definió las cargas, las cuales deben evaluarse con más exactas posibles, ya que influyen en las secciones de los elementos y la cantidad de acero. Se siguió lo estipulado en la norma peruana E.020 (2006).
- Para el dibujo, se tuvo en cuenta los ejes centroidales, con los cuales trabaja el programa, después de definir los elementos en sus respectivos ejes, las excentricidades de las intersecciones viga-columna se ajustaron con la opción insert point. Se empotró la base.
- Se discretizó las placas, para el análisis de elementos finitos. También se les asignó etiquetas Pier, para manipular los resultados convenientemente.

A continuación se muestra dos vistas tridimensionales representativas de la estructura convencional.

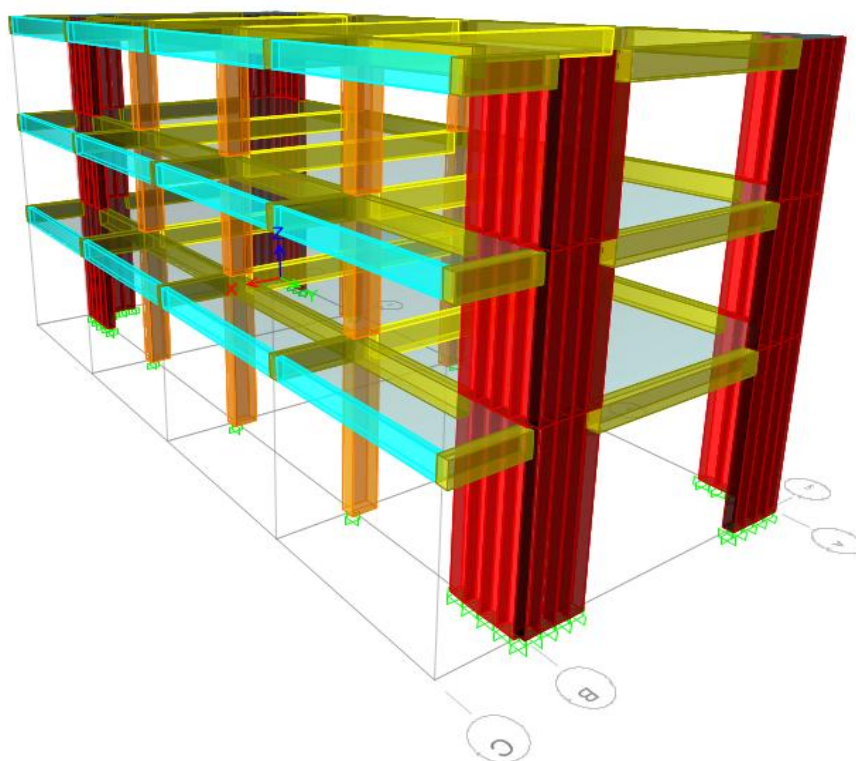


Figura 3.2.2.a. Vista tridimensional frontal.

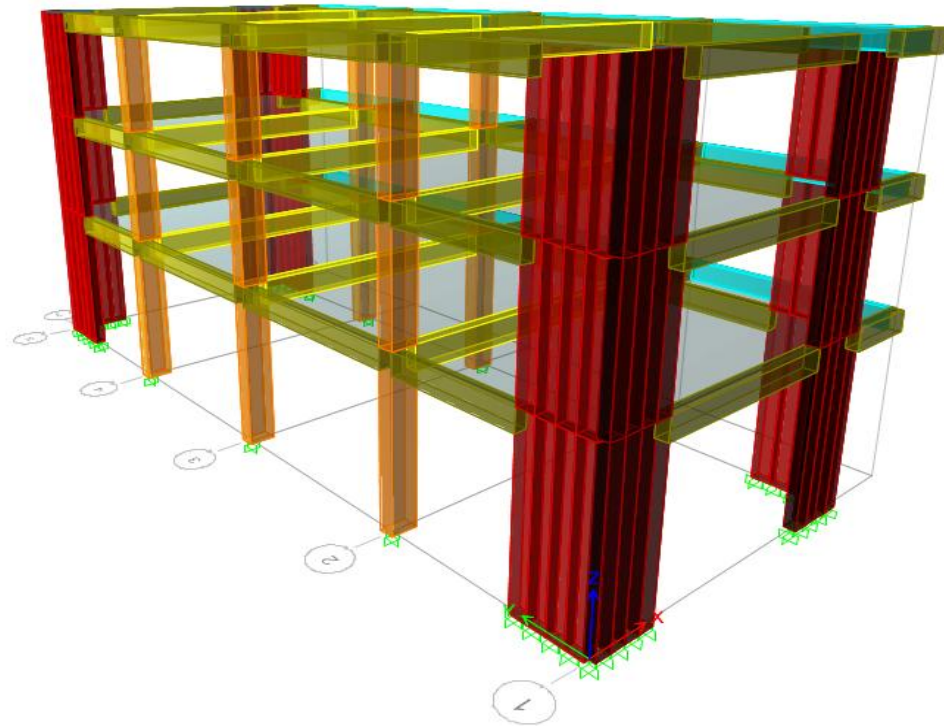


Figura 3.2.2.b. Vista tridimensional posterior.

3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL

Después de modelar la estructura y haber definido estados de carga muerta y carga viva necesarios para el análisis estructural, se procede a presentar el análisis sísmico, el cual se realiza según la norma E.030 (2006), la que establece dos posibles tipos de análisis dinámicos, se prefirió el modal espectral por su mayor rango de aplicación y por la ausencia de registros históricos de aceleración sísmica en la zona de estudio. Los parámetros sísmicos se detallan a continuación:

FACTOR ZONA (Z):

Aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 470 años. Esta descripción corresponde al sismo raro en las normas norteamericanas mencionadas anteriormente. La

zonificación propuesta por la norma E.030, se basa en la distribución espacial de sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia al epicentro.

Tabla 3.3.a. Factor de Zona

ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C):

De acuerdo con las características del sitio, se define el factor de amplificación sísmica por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5 \quad (3.3.a)$$

Donde:

T_p = Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (ver tabla 3.3.b).

T = Periodo fundamental de la estructura.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (3.3.b)$$

h_n = Altura del edificio en metros.

$C_T = 35$ (pórticos)

$C_T = 45$ (pórticos mas cajas de asesores o escaleras)

$C_T = 60$ (muros de corte)

PARÁMETRO DEL SUELO (S):

El factor S es un parámetro que hace alusión al tipo de suelo del lugar a analizar (Tabla 3.3.b).

Tabla 3.3.b. Parámetros del suelo.

Tipo	Descripción	TP(s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (U):

El factor de uso o importancia, depende de la categoría de la edificación, en nuestro caso, la categoría es A Edificaciones Esenciales, lo que corresponde a un factor de uso igual a 1.5.

FACTOR DE REDUCCIÓN SÍSMICA (R):

Factor de Reducción que depende del sistema estructural del edificio, en nuestro caso, se comprobará que las placas absorben más del 80% del cortante basal, lo que nos indica que estamos ante un caso de muros estructurales con un coeficiente de reducción igual a 6.

3.3.1 ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA E.030

Este análisis es muy conservador y muy restringido, aplicable solo estructuras regulares y altura no mayor a 45m. Sin embargo es la base del análisis dinámico, pues permite obtener los valores mínimos de cortante basal, además de corregir los valores del factor R. En la siguiente tabla 3.3.1.a se muestra los parámetros sísmicos descritos anteriormente

Tabla 3.3.1.a. Parámetros sísmicos, análisis estático.

Z	0.4
U	1.5
C	2.5
S	1.2
R	6
Tp	0.6
T	0.19

El programa ETABS, organiza el Análisis Estático en casos de carga estática, cada uno de los cuales contiene un conjunto de cargas distribuidas en altura de acuerdo a las masas concentradas por nivel y aplicadas en su centro de masa. Estas actúan simultáneamente en los objetos del modelo. A continuación se describe los pasos para definir la carga estática por sismo:

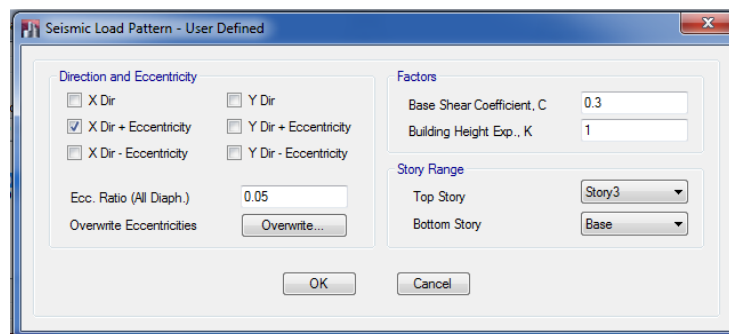


Figura 3.3.1.a. Ventana para definir caso de carga sísmica estática.

Se consideró el efecto de excentricidad accidental con un valor de 5% como lo establece la norma E.030 para ambas direcciones. El cortante basal se define como un porcentaje del peso sísmico del edificio el cual es $ZUCS/R = 0.300$. Luego esa fuerza se distribuye en altura proporcionalmente a las masas concentradas. Para ello se define las masas en mass source (fuente de masa) el 100% de la carga muerta más 50% de la carga viva. A continuación se muestra la ventana de ingreso de masas.

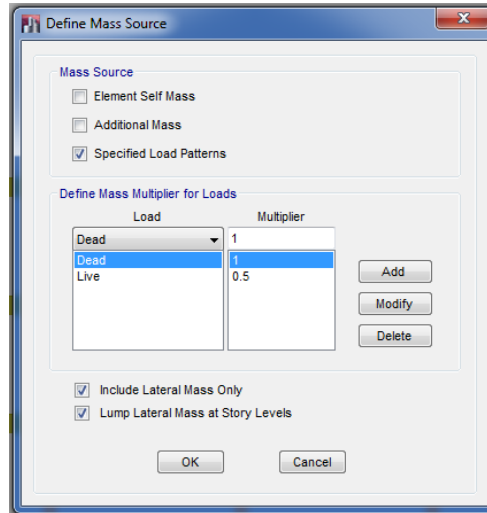


Figura 3.3.1.b. Ventana para definir fuente de masa.

Finalmente el programa Etabs tiene la opción de verificar geoméricamente la estructura bajo los aspectos de miembros solapados e intersección entre elementos. Una vez chequeada la geometría de los elementos y si no presentan ningún mensaje de alerta, se corre el análisis del modelo matemático.

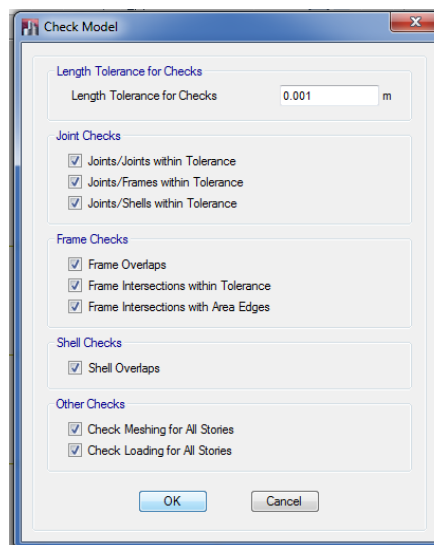


Figura 3.3.1.c. Chequeo del modelo.

3.3.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO:

Tablas 3.3.2.a y b. Cortante basal en X e Y.

NIVEL	DIRECCIÓN	VX (ton)
Base	SISMO XX	193.55

NIVEL	DIRECCIÓN	VX (ton)
Base	SISMO YY	193.55

Tablas 3.3.2.c y d. Distribución cortantes en altura, dirección X e Y.

NIVEL	DIRECCIÓN	VX tonf
3	SISMO XX	70.79
2	SISMO XX	147.03
1	SISMO XX	193.55

NIVEL	DIRECCIÓN	VY tonf
3	SISMO YY	70.79
2	SISMO YY	147.03
1	SISMO YY	193.55

El cortante que soportan los muros en la dirección X es superior al 80% del cortante basal. Por lo tanto, es un sistema de muros estructurales con factor de reducción $R=6$.

Tabla 3.3.2.e. Cortante absorbida por los muros en la dirección X

Story	Pier	Load Case/Combo	VX (ton)
Story1	MX1	SISMO XX	40.04
Story1	MX2	SISMO XX	40.22
Story1	MX3	SISMO XX	47.35
Story1	MX4	SISMO XX	47.55
			175.16

$$\% \text{VBASAL/VMUROS} = 90\%$$

El cortante que soportan los muros en la dirección Y es superior al 80% del cortante basal. Por lo tanto es un sistema de muros estructurales con factor de reducción $R=6$.

Tabla 3.3.2.f. Cortante absorbida por los muros en la dirección Y

Story	Pier	Load Case/Combo	VY (ton)
Story1	MY1	SISMO YY	41.96
Story1	MY2	SISMO YY	41.96
Story1	MY3	SISMO YY	48.85
Story1	MY4	SISMO YY	48.85
			181.62
% VBASAL/VMUROS =			94%

3.3.3 ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA SEGÚN LA NORMA

E.030

Este tipo de análisis está compuesto por un análisis modal y un análisis espectral. Se puede definir al espectro de respuesta (obtenido de un acelerograma) como los máximos valores de la respuesta de un sistema expresado en función de los periodos propios de la estructura. Es una acción dinámica no determinística muy útil para el diseño de estructuras donde las contribuciones modales máximas se combinan en forma estadística para obtener una respuesta estructural aproximada.

El análisis modal de la estructura se calculará mediante un procedimiento de análisis que considere la distribución de masas de la estructura y la rigidez. Para nuestro caso hemos utilizado el análisis de Eigenvectores y un número de modos suficiente para asegurar el 90% de masas participativas.

Tabla 3.3.3.a. Parámetros para determinar la función espectral

DETERMINACIÓN DEL ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES			
Parámetros de Cálculo			
FACTOR DE ZONA "Z"			
Zona	Factor de Zona "Z"		
3	0.40		
SISTEMA ESTRUCTURAL "R"			
Sistema Estructural	Estructura	Coefficiente de Reducción "R"	
Muros de Concreto Armado	Regular	6	
CATEGORIA DE EDIFICACION "U"			
Categoría	Importancia	Factor "U"	
A	Edificaciones Esenciales	1.50	
PARAMETROS DEL SUELO "S"			
Tipo	Descripción	Tp(s)	Factor "S"
S2	Suelos Intermedios	0.60	1.20
Gravedad "g" (m/s ²)		9.81	

Tabla 3.3.3.b. Función espectral.

Factor de Amplificación Sísmica C	Período T (s)	Aceleración Espectral Sa (m/s ²)
2.50	0.00	2.94
2.50	0.20	2.94
2.50	0.30	2.94
2.50	0.40	2.94
2.50	0.50	2.94
2.50	0.60	2.94
2.14	0.70	2.52
1.88	0.80	2.21
1.67	0.90	1.96
1.50	1.00	1.77
1.36	1.10	1.61
1.25	1.20	1.47
1.15	1.30	1.36
1.07	1.40	1.26
1.00	1.50	1.18
0.94	1.60	1.10
0.88	1.70	1.04
0.83	1.80	0.98
0.79	1.90	0.93
0.75	2.00	0.88
0.60	2.50	0.71
0.50	3.00	0.59
0.43	3.50	0.50
0.38	4.00	0.44
0.33	4.50	0.39
0.30	5.00	0.35

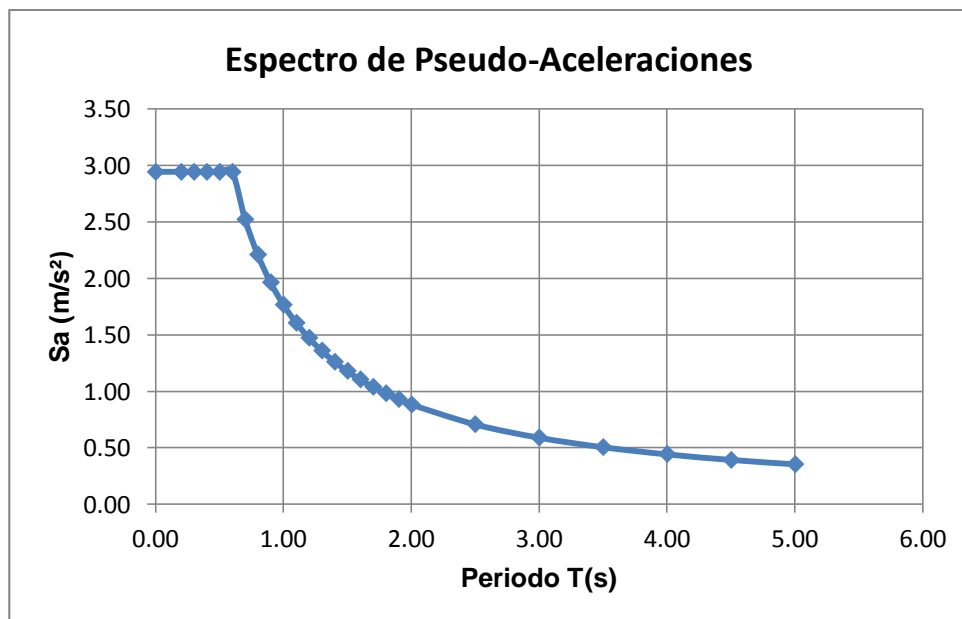


Gráfico 3.3.3.a. Función espectral.

En el programa Etabs basta agregar un solo espectro que sirve para todas las direcciones de análisis.

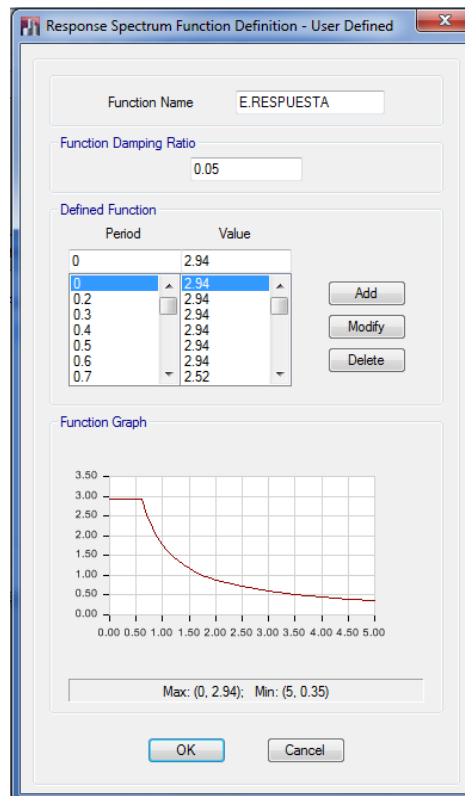


Figura 3.3.3.a. Ventana para definir espectro de respuesta.

Una vez definido el espectro de respuesta, se debe asignar los casos de carga dinámica para ambas direcciones. A continuación se muestra la manera de ingresar los datos en Etabs v.13.

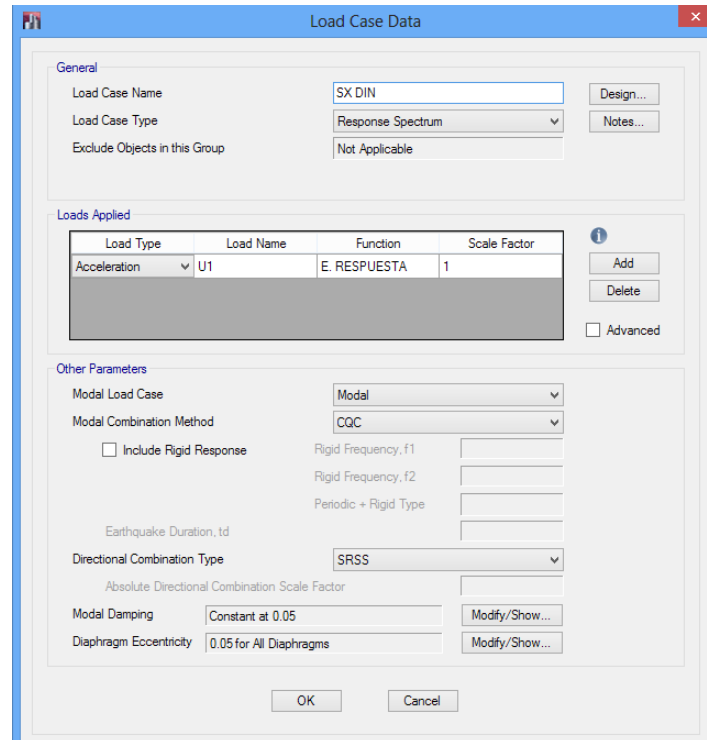


Figura 3.3.3.b. Ventana para definir casos de carga dinámica.

Para un sistema global cartesiano, U1, U2 y U3, coinciden con las direcciones X, Y, Z respectivamente. Para cada una de estas direcciones se puede aplicar un espectro (aceleración en la base), con un cierto ángulo respecto de ella, y a su vez se puede modificar el espectro de respuesta elástica en la casilla “Factor de Escala”. Asimismo, el amortiguamiento para el concreto en el rango lineal es de casi el 5% del amortiguamiento crítico.

En el método de superposición modal, se hallan las respuestas en cada modo de vibración, y para encontrar la respuesta resultante se debe aplicar un criterio de combinación modal, se utiliza el criterio “combinación cuadrática completa (CQC)”, ya que da muy buenos resultados aún si los modos tienen periodos muy cercanos. En La combinación direccional se utiliza “la raíz cuadrada de la

suma de cuadrados (SRSS)”. Se considera también una excentricidad accidental del 5% para ambas direcciones.

Para el análisis modal se decidió usar el método de los Eigenvectores. Finalmente, se corre el análisis del modelo matemático. A continuación se presentan los resultados.

3.3.4 RESULTADOS ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

Fuerzas Cortantes:

Las fuerzas obtenidas en el análisis dinámico son superiores al 80% del obtenido en el análisis estático. Por lo tanto no se necesita escalar.

Tablas 3.3.4.a y b. Fuerzas cortantes en direcciones X e Y.

NIVEL	DIRECCIÓN	VX tonf
3	SX DINAMICO Max	68.67
2	SX DINAMICO Max	128.03
1	SX DINAMICO Max	159.00
% VDINAMICO/VESTATICO		82%

NIVEL	DIRECCIÓN	VY tonf
3	SY DINAMICO Max	67.88
2	SY DINAMICO Max	126.11
1	SY DINAMICO Max	156.65
% VDINAMICO/VESTATICO		81%

Análisis Modal:

El periodo fundamental es translacional en la dirección X (0.304 seg), el segundo modo también es translacional y tiene participación predominante en la dirección Y (0.282 seg); finalmente el tercer modo es torsional alrededor del eje Z (0.206 seg).

Tabla 3.3.4.c. Modos de vibración y Masas participativas.

Modo	Período (seg)	UX	UY	RZ
1	0.304	0.802	0.000	0.000
2	0.282	0.000	0.789	0.013
3	0.206	0.000	0.012	0.780
4	0.068	0.166	0.000	0.000
5	0.063	0.000	0.167	0.002
6	0.045	0.000	0.002	0.176
7	0.028	0.032	0.000	0.000
8	0.027	0.000	0.030	0.000
9	0.020	0.000	0.000	0.028

Es propio de las estructuras regulares que los dos primeros modos tengan predominancia en las direcciones ortogonales UX, UY y el tercer modo rotacional RZ, lo que indica que no habrá problemas de torsión en planta. En las siguientes figuras se muestra el primer, segundo y tercer modo respectivamente.

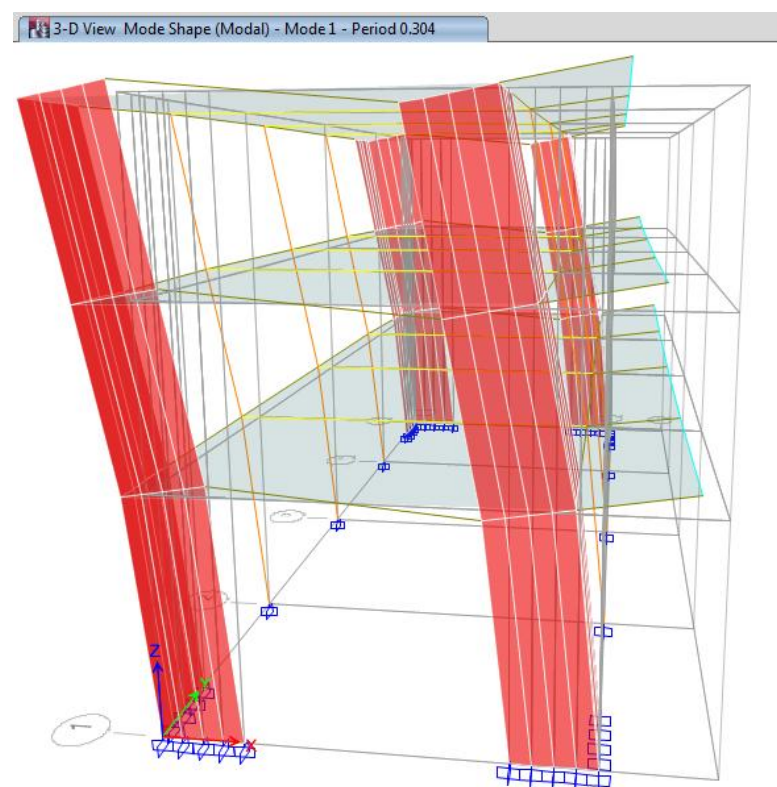


Figura 3.3.4.a. Primer modo de vibración, traslacional X.

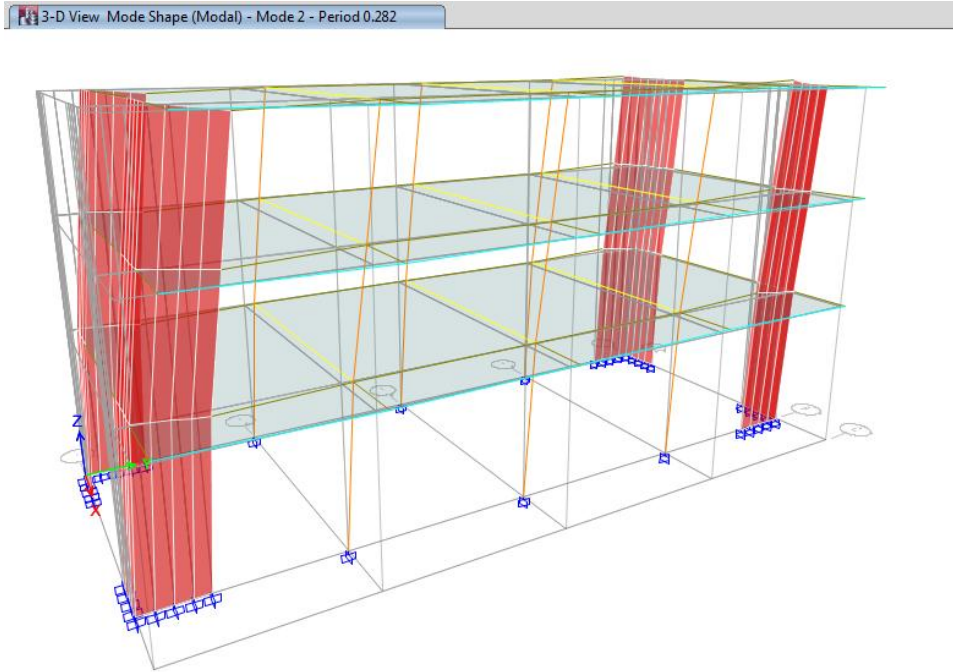


Figura 3.3.4.b. Segundo modo de vibración, traslacional Y.

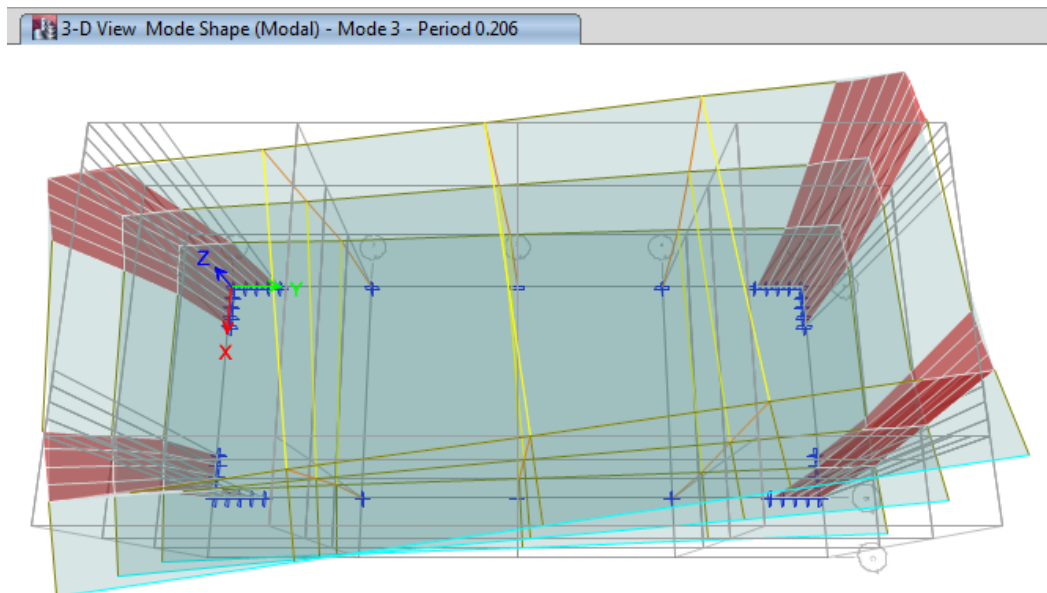


Figura 3.3.4.c. Tercer modo de vibración, rotacional RZ.

Control de Derivas:

A continuación procederemos a efectuar el control de derivas. En las tablas que se presentan a continuación “ ΔU_x ” y “ ΔU_y ” representan los desplazamientos relativos de entrepiso, “UX” y “UY” representan los desplazamientos reales, es decir ya se ha multiplicado por 0.75R a las deformaciones obtenidas por el análisis lineal calculado por el programa Etabs v.13.

Tabla 3.3.4.d. Control de derivas en la dirección X.

Story	Diaphragm	UX cm	ΔU_x cm	He cm	$\Delta U_x/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Story3	D3	4.32	1.58	360	0.004	0.007	OK
Story2	D2	2.74	1.59	360	0.004	0.007	OK
Story1	D1	1.15	1.15	490	0.002	0.007	OK
Story0	D0	0.00					BASE

Tabla 3.3.4.e. Control de derivas en la dirección Y.

Story	Diaphragm	UY cm	ΔU_y cm	He cm	$\Delta U_y/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Story3	D3	3.68	1.36	360	0.004	0.007	OK
Story2	D2	2.32	1.35	360	0.004	0.007	OK
Story1	D1	0.97	0.97	490	0.002	0.007	OK
Story0	D0	0.00					BASE

Las derivas son inferiores a 0.007, que es la máxima permitida en la norma para estructuras de concreto armado, por lo tanto se procede al diseño de los elementos estructurales tomando estas fuerzas.

El análisis del espectro de respuesta fue satisfactorio, de acuerdo a las tablas mostradas y las verificaciones hechas, la estructura es suficientemente rígida en ambas direcciones como para limitar las deformaciones de entrepiso a un rango aceptable.

3.4 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA CONVENCIONAL

El diseño de los elementos estructurales se realizó de acuerdo a las norma de concreto E.060. En las tablas 3.4.a y 3.4.b se muestran los factores de amplificación de cargas y los factores de reducción de resistencia especificada.

Tabla 3.4.a. Factores de amplificación de carga.

N° COMBINACIÓN	FACTORES DE ESCALA		
	CM	CV	CS
1	1.4	1.7	-
2	1.25	1.25	1
3	1.25	1.25	-1
4	0.9	-	1
5	0.9	-	-1

Tabla 3.4.b. Factores de reducción de resistencia nominal.

N°	ITEM	ϕ
1	Flexión sin carga axial	0.90
2	Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
3	Carga axial de compresión con o sin flexión - Elementos con refuerzo en espiral	0.75
4	Carga axial de compresión con o sin flexión - Otros elementos	0.70
5	Cortante y torsión	0.85
6	Aplastamiento en el concreto	0.70

Criterio para determinar la longitud de desarrollo:

- Por extensión se asumirá lo siguiente:
 - * FLEXION: d
 - * TORSION: $bt + d$
- Excepto para las varillas de diámetro:
 - $\varnothing 3/4''$ ===== $Ld = 70\text{cm}$
 - $\varnothing 1''$ ===== $Ld = 120\text{cm}$

3.4.1 DISEÑO DE VIGAS Y LOSAS

Las cargas de gravedad que se asignaron a las losas se muestran en la tabla

3.4.c.

Tabla 3.4.1.a. Cargas asignadas a las losas.

N°	ITEM	CARGA (ton/m ²)
1	Peso propio	0.30
2	Acabados	0.10
3	Tabiquería (1er al 3er nivel)	0.20
4	Tabiquería (techo)	0.05
5	Carga viva - Laboratorios	0.30
6	Carga viva - Techo	0.15
7	Carga viva - Corredores	0.40

Adicionalmente se asignaron cargas lineales en las vigas perimetrales de acuerdo al volumen de muro no estructural multiplicado por 2.8 ton/m³.

Tabla 3.4.1.b. Resumen de armadura para las vigas y losas.

Piso	Elemento	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte / temperatura
1	VP 100 (30x70)	3Ø3/4"+1Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"+1Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 14@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
1	VP 101 (30x60)	3Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
1	VP 102 (30x60)	2Ø3/4"+1Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø3/4"+2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
1	VA 103 (15x60)	2Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
1	Losa Aligerada	1Ø1/2"+1Ø3/8	-	1Ø1/2"	1 Ø 1/4" @0.25
2	VP 200 (30x70)	3Ø3/4"+1Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"+1Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 14@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
2	VP 201 (30x60)	3Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
2	VP 202 (30x60)	2Ø3/4"+1Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø3/4"+2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
2	VA 203 (15x60)	2Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
2	Losa Aligerada	1Ø1/2"+1Ø3/8	-	1Ø1/2"	1 Ø 1/4" @0.25
3	VP 300 (30x70)	3Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 14@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
3	VP 301 (30x60)	3Ø3/4"	2Ø1/2"	3Ø3/4"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
3	VP 302 (30x60)	2Ø3/4"+1Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø3/4"+2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
3	VA 303 (15x60)	2Ø5/8"	2Ø1/2"	2Ø5/8"	1 Ø 3/8" @0.05, 10@0.10, 4@0.15 Rto@0.25 c/extremo
3	Losa Aligerada	1Ø1/2"+1Ø3/8	-	1Ø1/2"+1Ø3/8	1 Ø 1/4" @0.25

3.4.2 DISEÑO DE COLUMNAS

Tabla 3.4.2.a. Resumen de armadura en columnas.

Nivel	Columna	Armadura Longitudinal	Armadura de corte
1	C-01	4 ϕ 3/4"+ 12 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/8"@0.05, 8@0.10, Resto @0.25 c/ext.
2	C-01	4 ϕ 3/4"+ 12 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/8"@0.05, 8@0.10, Resto @0.25 c/ext.
3	C-01	4 ϕ 3/4"+ 12 ϕ 5/8"	2 ϕ 3/8"@0.05, 8@0.10, Resto @0.25 c/ext.

3.4.3 DISEÑO DE PLACAS

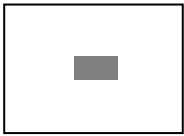
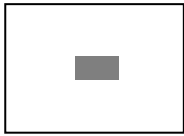
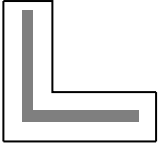
Tabla 3.4.3.a. Resumen de armadura en placas.

Nivel	Placa	Armadura Borde 1	Armadura Borde 2	Malla Horizontal	Malla Vertical
1	PL-02	8 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	6 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	ϕ 3/8"@0.20	ϕ 1/2"@0.15
2	PL-02	8 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	6 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	ϕ 3/8"@0.20	ϕ 3/8"@0.15
3	PL-02	8 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	6 ϕ 3/4" / estribos ϕ 3/8"@.20	ϕ 3/8"@0.20	ϕ 3/8"@0.15

3.4.4 DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Del estudio de mecánica de suelos se obtiene una capacidad admisible en el terreno de 1.11kg/cm² a una profundidad de 1.80m.

Tabla 3.4.4.a. Resumen de armadura cimentación.

Elemento	A / B (m)	Peralte (m)	Forma	Armadura
Zapata 01	3.20 / 3.50	0.60		1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior)
Zapata 02	2.80 / 3.10	0.60		1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior)
Zapata 03	1.50x3.00 / 3.20	0.60		1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (inferior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior) 1 Ø5/8" @ 0.17m (superior)
Viga VC	0.30	0.60	-	4 Ø5/8" (inferior) 2 Ø1/2" (inferior) 4 Ø5/8" (superior)

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA AISLADO

4.1 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO AISLADO

El bloque de laboratorios forma parte de un complejo y está rodeado por otros bloques además de escaleras externas. Sin embargo una estructura aislada requiere de desplazamientos importantes en la base para funcionar. Por lo tanto, se hace muy difícil la interconexión entre varios bloques. Si se hubiera tenido en mente el sistema de aislación al momento de diseñarlos, se habría preferido bloques más grandes de forma que se reduzca la esbeltez, además de equilibrar las rigideces y el número de pórticos en ambas direcciones. En consecuencia, el diseño se hará obviando la presencia de los bloques cercanos y con algunos cambios en la estructuración que se describen en el acápite 4.1.1.

4.1.1 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO AISLADO

El diseño sísmico convencional está basado en el concepto de incrementar la rigidez lateral de la estructura, usando placas convenientemente distribuidas, para mantener los desplazamientos relativos de entrepiso dentro de un rango aceptable. Este método tradicional, a menudo “[...] resulta en altas aceleraciones de entrepiso, para edificios rígidos, ó grandes desplazamientos relativos de entrepiso, para edificios flexibles, que puede ocasionar daños en los elementos no estructurales durante el sismo” (Andrade, Miramontes, & Ram, 2006, pág. 2).

Algo diferente sucede con los edificios aislados; estos no necesitan tanta rigidez lateral sino para garantizar una buena diferenciación entre los periodos naturales de vibración. El gran desplazamiento en la base absorbe gran parte de la energía producida por el sismo y reduce sustancialmente la cortante

transmitida a la superestructura; la reducción de las fuerzas reduce los desplazamientos relativos de entrepiso de forma que, por lo general, se cumplen fácilmente las derivas que exige la norma E.030 (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012, pág. 22). Por lo tanto, para el buen funcionamiento del sistema aislado y teniendo en cuenta que según la experiencia en Estados Unidos, la altura típica en edificios aislados es de 8 a 10 pisos para estructuras con columnas, y de 12 a 15 pisos para estructuras con muros de corte (Wiles, 2008, pág. 85), fue necesario hacer una serie de modificaciones que se describen a continuación.

PLACAS:

Como lo mencionamos anteriormente, un edificio aislado no necesita tanta rigidez. Por lo que al usar placas se sobrecargaría innecesariamente los aisladores en esquina. Así, se decidió quitar las placas y reemplazarlas por columnas, iguales a las centrales, de 0.40m x 0.70m.

COLUMNAS:

Se consideró aumentar las dimensiones de las columnas, pero después de ejecutar el análisis estructural, se verificó que el diseño sí era factible, por lo tanto no se modificó la sección.

VIGAS:

Todas las vigas se mantienen iguales, sólo se agregaron las vigas sobre el sistema de aislación. Estas se diseñaron con 0.30m x 0.70m, de forma que proveyera rigidez suficiente en la base de las columnas y soporten los momentos por excentricidad de carga de los aisladores. Además de asegurar un diafragma rígido.

Otra diferencia que existe entre un sistema convencional y un sistema aislado, es que para el sistema aislado se necesita el llamado “piso técnico”, que es la interface entre la cimentación y la superestructura, el cual debe tener altura suficiente de tal manera que permita el acceso a los aisladores, para su inspección y posible recambio según sea el caso.

PISO TÉCNICO:

El sistema de aislación consta de 10 aisladores elastoméricos tipo LRB, anclados sobre podios de 0.80m x 0.80m con una altura de 1.80m. Sobre los aisladores va un capitel o dado de concreto de 0.80m x 0.80m x 0.70m. De estos capiteles nacen las columnas de la superestructura y las vigas del primer nivel.

CIMENTACIÓN:

Consta de zapatas aisladas de dimensiones suficientes para distribuir uniformemente las presiones generadas por el peso de la estructura al suelo de fundación, en una profundidad de fondo de zapata de - 3.40m, medido desde el nivel de terreno natural -0.30m.

A continuación se presentan las plantas arquitectónicas de los diferentes niveles con estas modificaciones y una vista lateral representativa para el mejor entendimiento de la conformación del edificio.

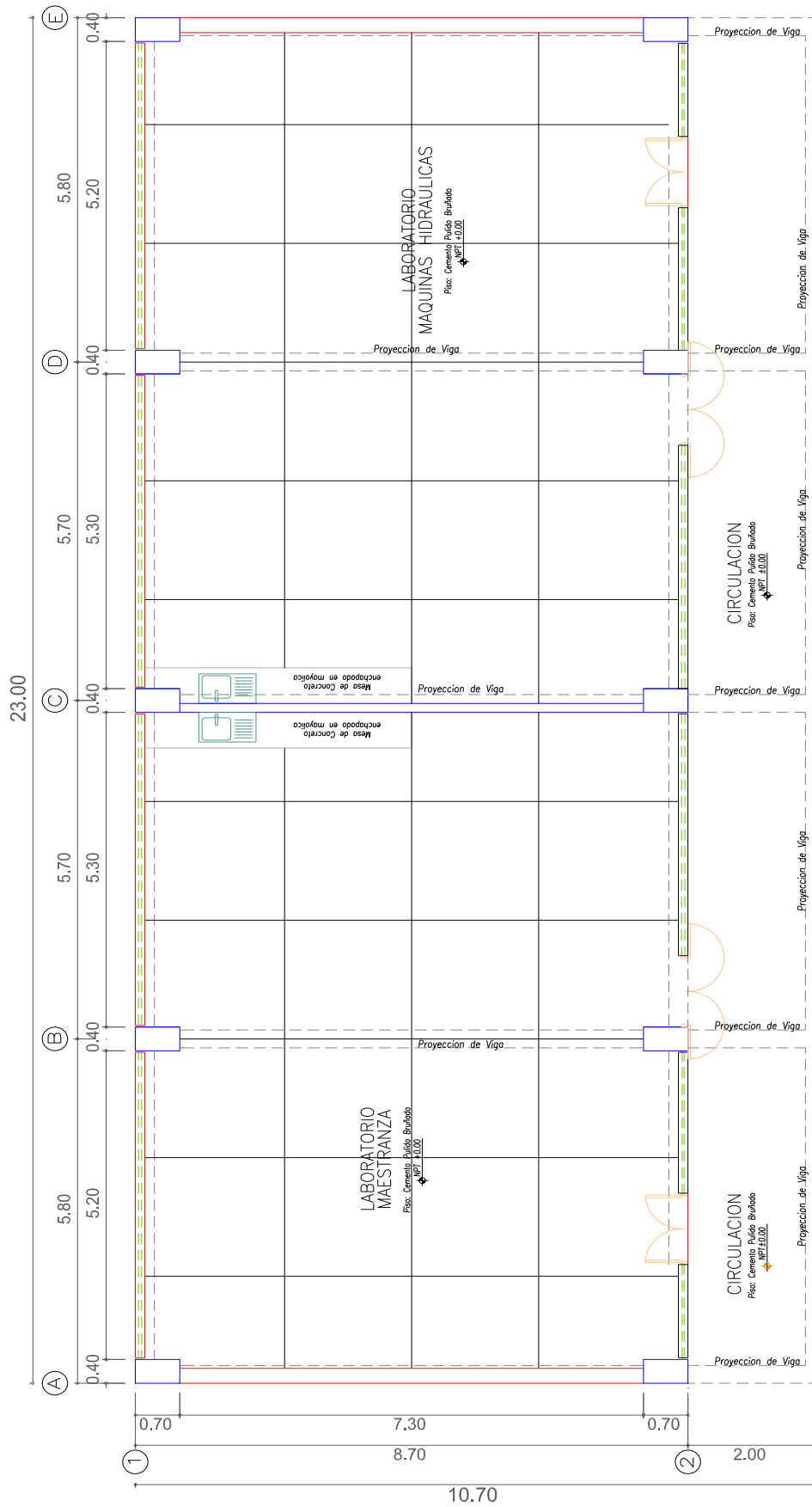


Figura 4.1.1.a. Planta arquitectónica primer nivel edificio aislado.

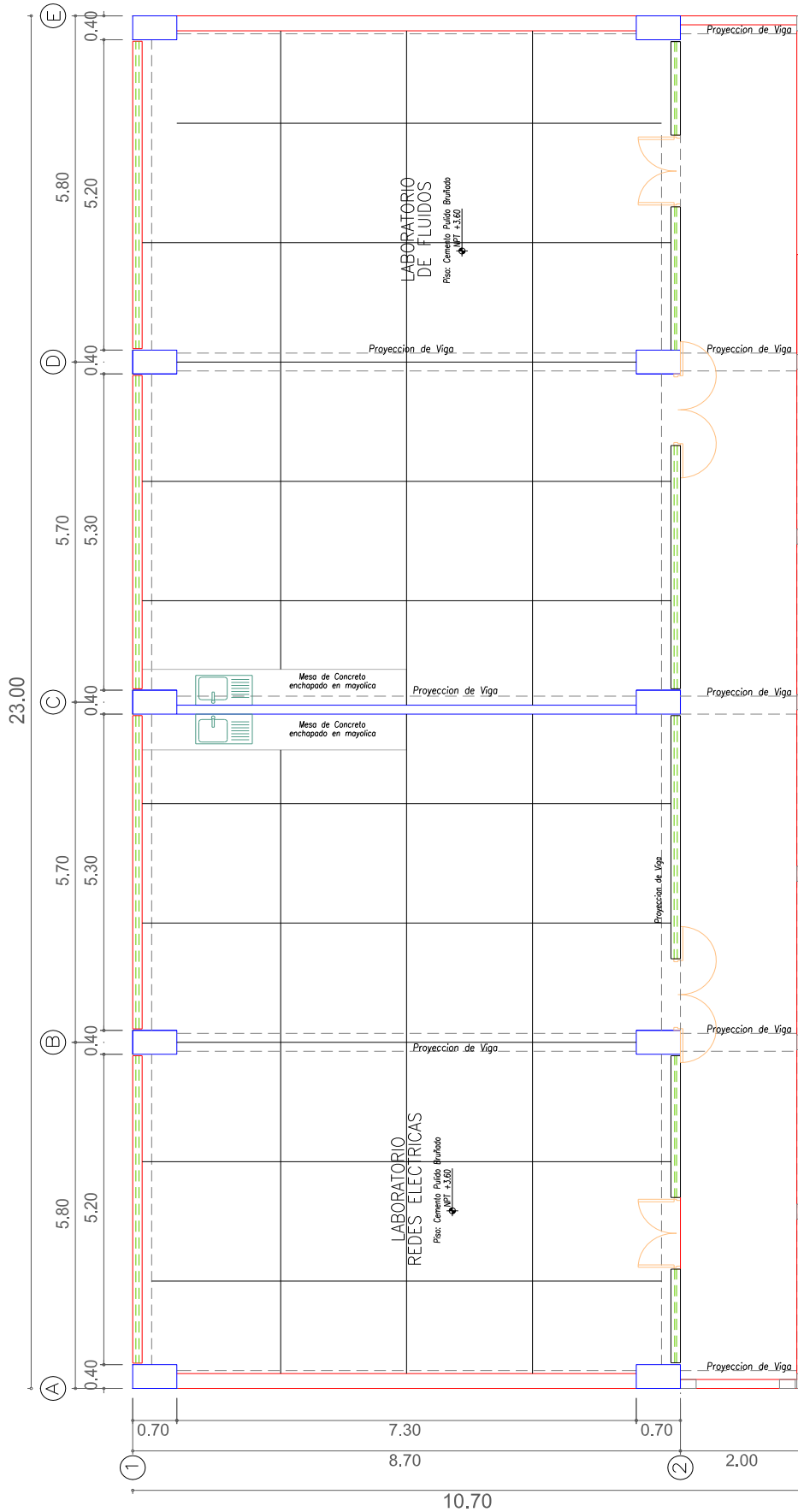


Figura 4.1.1.b. Planta arquitectónica segundo y tercer nivel edificio aislado.

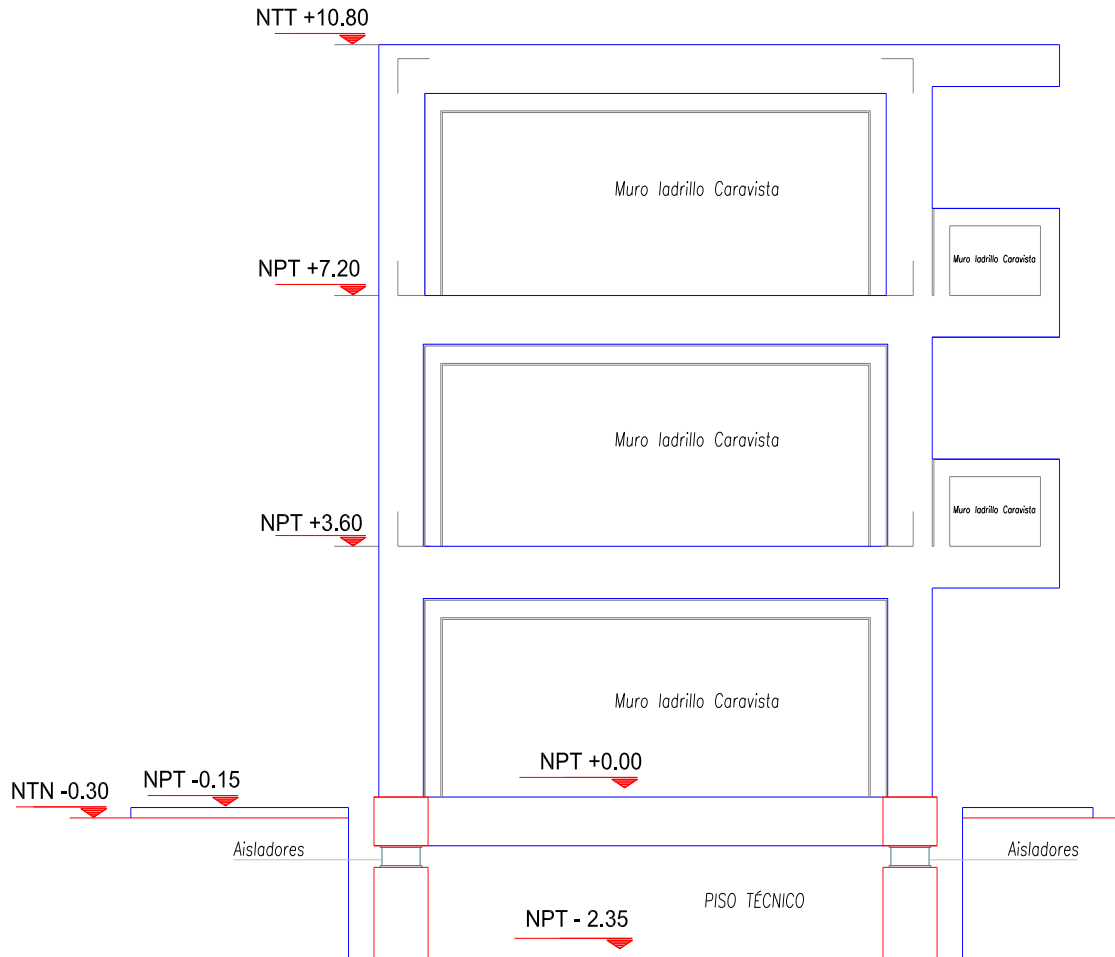


Figura 4.1.1.c. Elevación Lateral y piso de técnico edificio aislado.

4.2 MODELACIÓN COMPUTACIONAL EN EL PROGRAMA ETABS v.2013

4.2.1 ANTECEDENTES GENERALES

El modelo estructural para el análisis con base aislada es prácticamente el mismo que el de base fija, la diferencia radica en los aisladores y los elementos adicionales necesarios para la conexión con la superestructura.

4.2.2 MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA AISLADA

Una vez modelada la estructura de forma convencional, se hacen las modificaciones que se describieron anteriormente para optimizar el comportamiento de los aisladores. Por lo tanto se quitan las placas y se reemplazan por columnas de 0.40m x 0.70m.

Con la finalidad de que el sistema se mueva como un todo, se deberá asegurar un diafragma rígido en la base, esto se logra mediante el uso de un sistema de losas y vigas. El criterio para la disposición de las losas y vigas es crear una cuadrícula, de tal forma que cada aislador se ubique debajo de cada intersección de viga (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012, pág. 42). Por lo tanto, se retiran los apoyos fijos de la base y se colocan vigas con suficiente peralte para soportar la transmisión de momento columna-viga. Además se coloca la losa aligerada con su correspondiente sobrecarga, así como los muros no estructurales perimetrales simulados como carga uniformemente distribuida sobre las vigas. Finalmente se les asigna como diafragma rígido.

Luego procedemos a modelar el sistema de aislación. Para esto definimos las propiedades de los aisladores, cabe resaltar que las normas consultadas permiten hacer un análisis lineal de la estructura aislada siempre y cuando se

considere las propiedades de rigidez no lineales de los aisladores (ASCE, 2010, pág. 173).

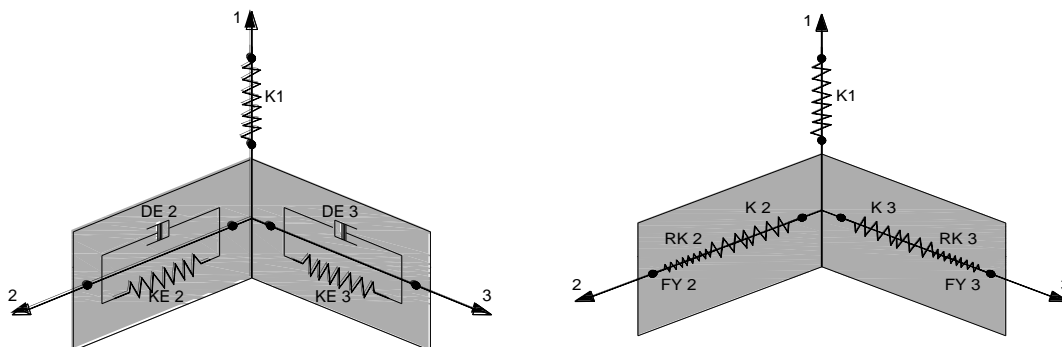


Figura 4.2.2.a y b. Definición de un aislador con propiedades lineales y no lineales.

Típicamente, un modelo bilineal puede captar adecuadamente el comportamiento de un aislador no lineal:

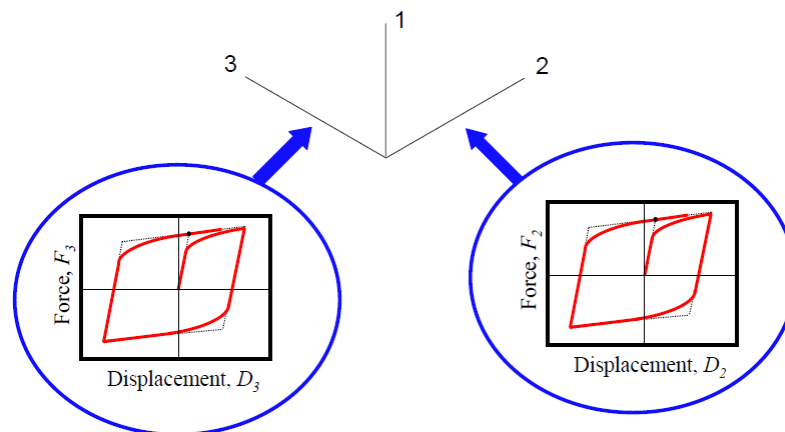


Figura 4.2.2.c. Propiedades histeréticas de un aislador elastomérico para deformación cortante bilineal.

El comportamiento bilineal se linealiza mediante la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo (FEMA 451B, 2006, pág. 35), de esta manera, cada sistema de aislación proporciona rigideces verticales (dirección U1), rigidez efectiva y amortiguamiento efectivo (direcciones horizontales U2 y U3).

La versión de Etabs v.13 permite modelar elementos con estas propiedades bilineales. Para esto, definimos los elementos tipo “link” (enlace) e introducimos las propiedades de cada aislador. En las siguientes figuras se muestra como se deben ingresar esas propiedades. Los valores de las figuras corresponden al aislador tipo “A”, el procedimiento para calcular las propiedades de este aislador se muestra más adelante en el acápite 4.3.

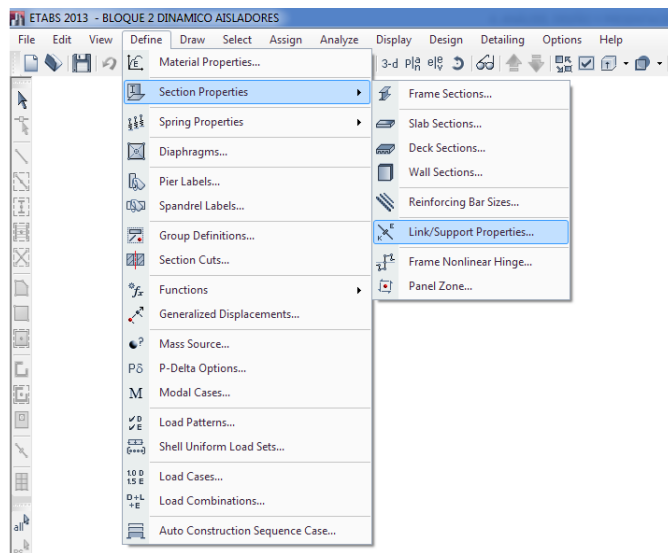


Figura 4.2.2.d. Definir elementos tipo link.

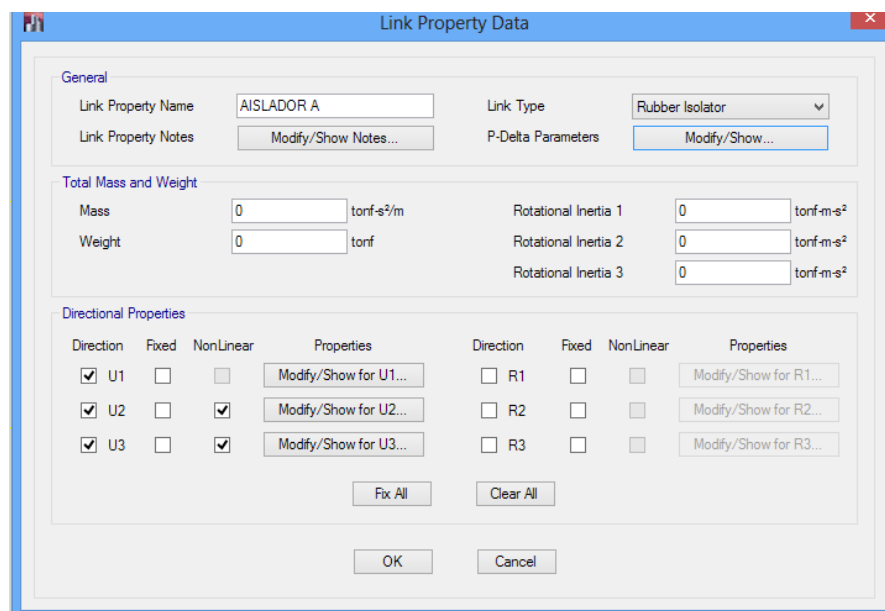


Figura 4.2.2.e. Ventana de ingreso de propiedades del aislador.

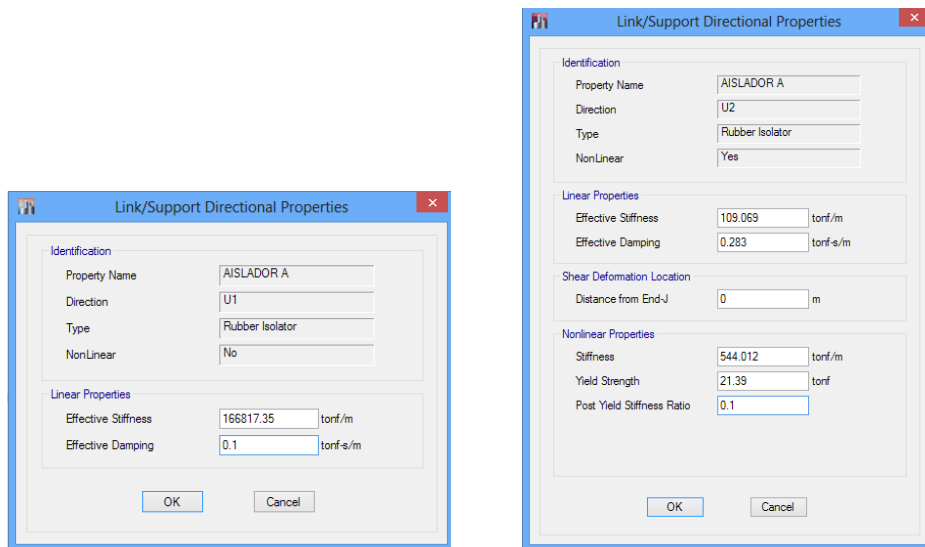


Figura 4.2.2.f y g. Ventana de ingreso de propiedades lineales del aislador en la dirección Z (U1), y propiedades no lineales en las direcciones X e Y (U2 y U3).

Se debe activar la opción no lineal para ingresar estas propiedades, además otro dato importante es que los ejes locales de los aisladores U1, U2 y U3, están alineados con los ejes globales Z, X, Y respectivamente. Después, definimos el elemento tipo spring y añadimos el elemento joint link (soporte), en las siguientes figuras se detalla este procedimiento:

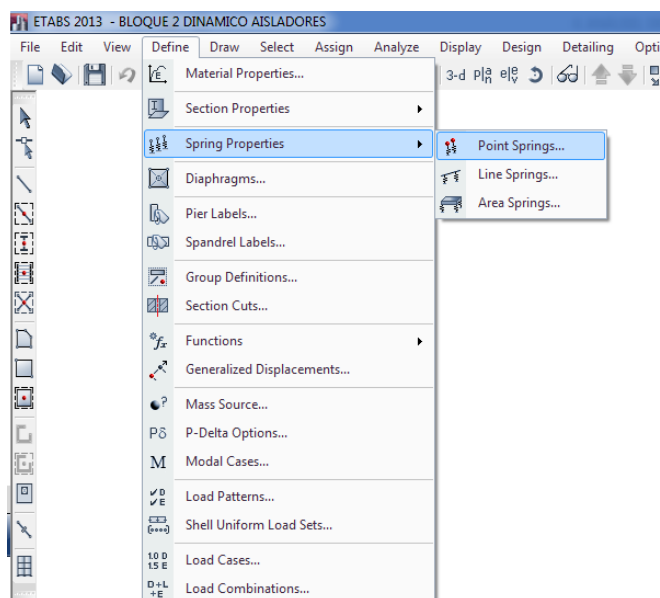


Figura 4.2.2.h. Definir elementos tipo spring (resorte).

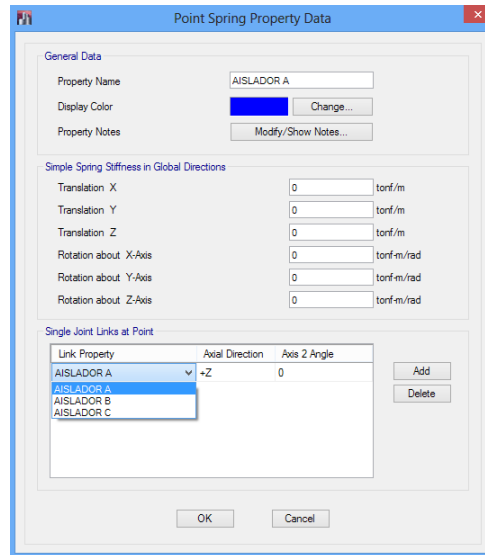


Figura 4.2.2.i. Ventana para ingresar propiedades de elementos *spring*.

Luego habiendo seleccionado los puntos en la base donde se colocarán los aisladores, se les asigna el elemento *spring* correspondiente. Finalmente, se seleccionan todos los puntos en la base y se les asigna un diafragma rígido. A continuación se muestra dos vistas tridimensionales representativas del modelamiento de la estructura aislada:

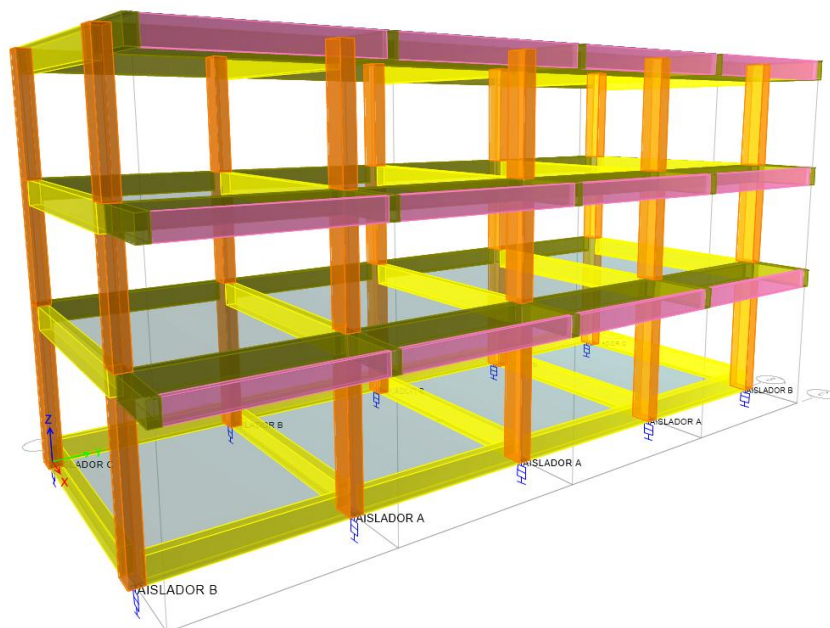


Figura 4.2.2.j. Vista tridimensional frontal sistema aislado.

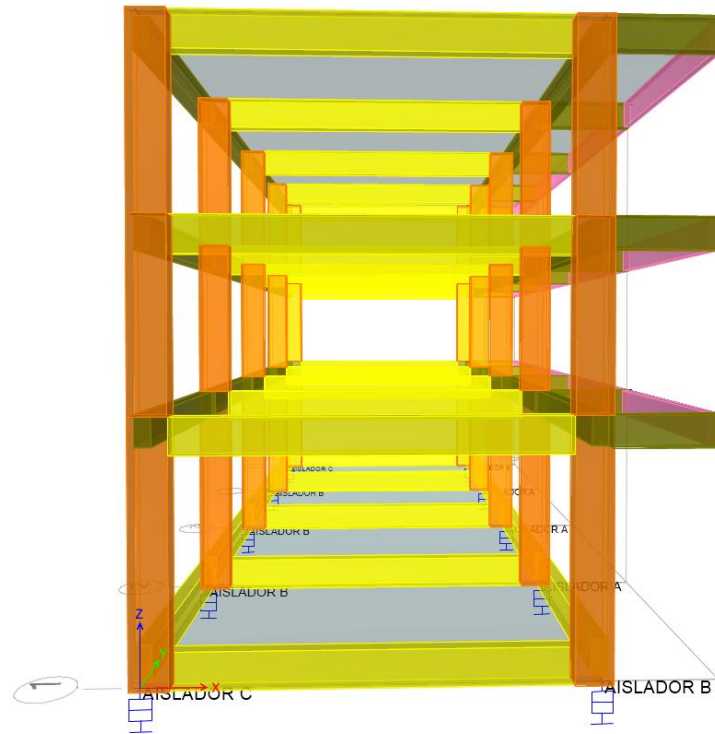


Figura 4.2.2.k. Vista tridimensional lateral sistema aislado.

Una vez modelada la estructura se procede a realizar el análisis lineal elástico del sistema aislado. Cabe mencionar que al realizar estos cambios para optimizar el comportamiento de la estructura, es necesario también realizar el análisis convencional según la norma E.030, pero esta vez con un factor de reducción $R=8$ (estructura aporricada). Obviamente esta estructura no cumplirá los requerimientos por la norma, sin embargo los resultados de este análisis son los datos de entrada para el diseño de los aisladores. Los resultados del análisis convencional de esta estructura aporricada se presenta en el anexo 1.

4.3 SISTEMA DE AISLACIÓN

En este capítulo se presenta el procedimiento de diseño de los aisladores, según lo establecido en las normas ASCE SEI 7-10, FEMA 450-451, UBC 1997 y los procedimientos propuestos por la bibliografía consultada, generando la que se cree la mejor secuencia de diseño de aisladores tipo LRB, 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, por lo que no se descarta la utilización de otro método, siendo lo importante que el sistema de aislación cumpla con los requerimientos y con las verificaciones necesarias para asegurar un buen y seguro comportamiento. Al final de este capítulo se tendrá las características de cada aislador, así como las propiedades del sistema de aislación.

4.3.1 ANTECEDENTES GENERALES

El concepto de aislamiento basal consiste en separar el edificio de los movimientos del suelo generados por un sismo, ubicando dispositivos de rigidez horizontal baja entre la cimentación y la estructura; siendo el objetivo aumentar la flexibilidad de la estructura, alargar el período fundamental de vibración, de tal manera que se disminuya las aceleraciones impuestas por el sismo y por ende disminuya la carga sísmica que se transmite a la superestructura. De esta manera se pretende que la superestructura trabaje dentro del rango elástico (Lema, 2013, págs. 89-90).

Asimismo, los aisladores deben tener alta rigidez vertical para evitar la amplificación vertical o balanceo, dicha rigidez vertical “[...] puede tomar como aproximadamente mil veces la rigidez horizontal” (Lema, 2013, pág. 105), y

para evitar el balanceo se debe verificar que la frecuencia vertical sea superior a 10Hz (Naeim & Kelly, 1999, pág. 191).

El sistema de aislación debe soportar sin problemas el sismo de diseño y debe ser efectivo durante el sismo máximo considerado y después del mismo para soportar las posibles réplicas; siempre considerando la resistencia a las distintas condiciones ambientales y climáticas en un período de vida útil de por lo menos el mismo que el de la superestructura (Arriagada, 2005, pág. 63).

4.3.2 REQUERIMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Andrade Insúa et al, indica que “un sistema de aislación, sin importar el tipo de aislador que se utilice, deberá cumplir los siguientes requisitos básicos” (2006, pág. 6):

- Soportar el peso propio y sobrecargas de la estructura con un factor de seguridad adecuado.
- Suficiente flexibilidad horizontal para incrementar el periodo fundamental de vibración de la estructura a una zona de menos aceleración espectral.
- Suficiente capacidad de disipación de energía con un amortiguamiento adecuado que permita limitar los desplazamientos de los aisladores a un nivel práctico.
- Rigidez vertical adecuada para evitar la amplificación vertical o el balanceo de la estructura.

4.3.3 PARÁMETROS SÍSMICOS DE DISEÑO

La aceleración espectral de diseño " Sd_1 " y la aceleración espectral máxima considerada " Sm_1 " se calcula a partir de los factores de zona sísmica (Z), tipo de suelo (S), importancia (U) y el factor de amplificación sísmica (C).

$$Sd_1 = Z_{DBE} UCS \qquad Sm_1 = Z_{MCE} UCS \qquad (4.3.3. a \text{ y } b)$$

FACTOR ZONA (Z):

Para diseñar la superestructura se considera el sismo de diseño (DBE) o sismo que tiene el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años y con un periodo de retorno de 475 años (FEMA 451B, 2006, pág. 69). Por lo tanto, de acuerdo a la zonificación propuesta por norma peruana E.030, el factor Z_{DBE} corresponde a 0.4 (ver tabla 3.3.a).

Para diseñar los aisladores se utiliza el sismo máximo considerado (MCE) o sismo que tiene el 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años y con un periodo de retorno de 2500 años (FEMA 451B, 2006, pág. 69). Actualmente, en el Perú, no contamos con un mapeo que indique las aceleraciones máximas del sismo MCE, sin embargo según las normas citadas este valor no debe ser menor que 1.5 veces el sismo de diseño (ASCE, 2010, pág. 169). Por lo tanto, el factor Z_{MCE} es 0.6 (Zona III).

FACTOR DE USO E IMPORTANCIA (U):

Sin importar el uso de la edificación el factor U se tomara como 1.0 para todo tipo de estructuras aisladas (UBC, 1997, pág. 407).

COEFICIENTE DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA (C):

El coeficiente de amplificación sísmica se obtiene de la relación entre el periodo de vibración de suelo de fundación (T_p) y el periodo propio de la estructura (T), para $T=1$ seg.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \quad (4.3.3.c)$$

FACTOR DE REDUCCIÓN (R_r):

Se toma como los 3/8 del R para el edificio con base fija. Debe ser menor o igual a 2, lo que refleja la escasa necesidad de ductilidad de la estructura, ya que la disipación de energía estará a cargo de los aisladores sísmicos (ASCE, 2010, pág. 172).

PARÁMETRO DEL SUELO (S):

De acuerdo con las características del tipo de suelo se establece que es un suelo intermedio $S=1.2$ y el período de vibración del suelo $T_p=0.6s$ (ver tabla 3.3.b)

Para el Análisis de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF):

$$Sd_1 = 0.72 \qquad Sm_1 = 1.08$$

Donde:

Sd_1 = Aceleración espectral de diseño (DBE) con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1 segundo, en fracción de la gravedad.

Sm_1 = Aceleración espectral del máximo sismo considerado (MCE) con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s. Su valor es $1,5 Sd_1$, en fracción de la gravedad.

Para el Análisis del Espectro de Respuesta:

Se utilizaron 3 espectros para el análisis, con los siguientes parámetros:

Tabla 4.3.3.a. Parámetros sísmicos.

Z _{MCE} =	0.6
Z _{DBE} =	0.4
U=	1
S=	1.2
G=	9.81
R=	2
C=	$2.5 \cdot (T_p/T) \leq 2.5$
T _p =	0.6

Para facilitar el análisis se tabularon los valores de C y luego al momento de definir los casos con los espectros, se colocó los respectivos valores de escala que son constantes ($Z \cdot U \cdot S/R \cdot g$).

Tabla 4.3.3.b. Función espectral.

T	C				
0.00	2.50	0.98	1.53	2.00	0.75
0.60	2.50	0.99	1.52	2.03	0.74
0.61	2.46	1.00	1.50	2.05	0.73
0.62	2.42	1.01	1.49	2.08	0.72
0.63	2.38	1.02	1.47	2.10	0.71
0.64	2.34	1.03	1.46	2.13	0.71
0.65	2.31	1.04	1.44	2.15	0.70
0.66	2.27	1.05	1.43	2.18	0.69
0.67	2.24	1.07	1.40	2.23	0.67
0.68	2.21	1.09	1.38	2.28	0.66
0.69	2.17	1.11	1.35	2.33	0.65
0.70	2.14	1.13	1.33	2.38	0.63
0.71	2.11	1.15	1.30	2.43	0.62
0.72	2.08	1.17	1.28	2.48	0.61
0.73	2.05	1.19	1.26	2.53	0.59
0.74	2.03	1.21	1.24	2.58	0.58
0.75	2.00	1.23	1.22	2.63	0.57
0.76	1.97	1.25	1.20	2.68	0.56
0.77	1.95	1.27	1.18	2.73	0.55
0.78	1.92	1.30	1.15	2.80	0.54
0.79	1.90	1.33	1.13	2.88	0.52
0.80	1.88	1.36	1.10	2.95	0.51
0.81	1.85	1.39	1.08	3.03	0.50
0.82	1.83	1.42	1.06	3.10	0.48
0.83	1.81	1.45	1.03	3.35	0.45
0.84	1.79	1.48	1.01	3.45	0.43
0.85	1.76	1.51	0.99	3.55	0.42
0.86	1.74	1.54	0.97	3.65	0.41
0.87	1.72	1.57	0.96	3.75	0.40
0.88	1.70	1.60	0.94	4.00	0.38
0.89	1.69	1.64	0.91	4.25	0.35
0.90	1.67	1.68	0.89	4.50	0.33
0.91	1.65	1.72	0.87	4.75	0.32
0.92	1.63	1.76	0.85	5.25	0.29
0.93	1.61	1.80	0.83	5.75	0.26
0.94	1.60	1.84	0.82	6.75	0.22
0.95	1.58	1.88	0.80	7.50	0.20
0.96	1.56	1.92	0.78	8.25	0.18
0.97	1.55	1.96	0.77	9.00	0.17
				10.00	0.15

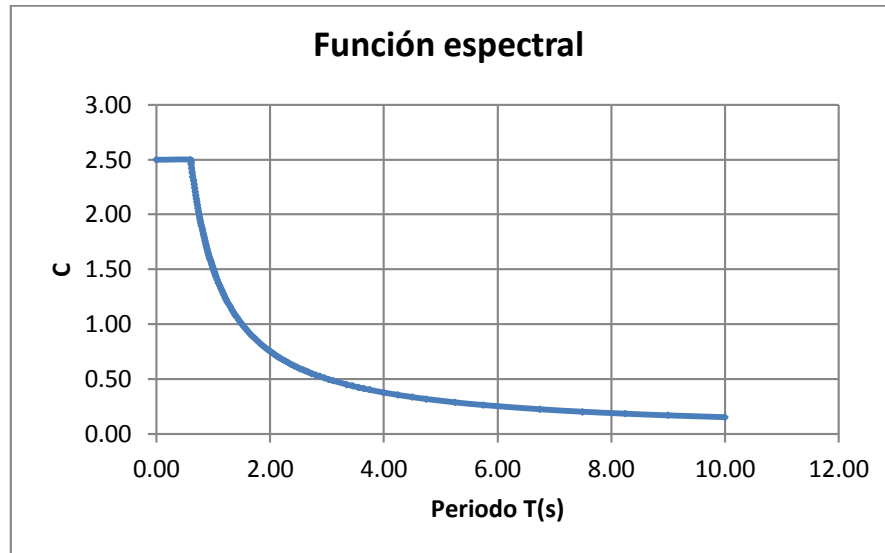


Gráfico 4.3.3.a. Función espectral.

- Para el cálculo del desplazamiento total máximo (D_{tm}), usaremos el espectro sismo máximo considerado (MCE):

$$FACTOR Z_{MCE} \times U \times S \times g = 7.0632 \text{ m/s}^2$$

- Para el cálculo del desplazamiento total de diseño (D_{td}), usaremos el espectro del sismo de diseño (DBE):

$$FACTOR Z_{DBE} \times U \times S \times g = 4.7088 \text{ m/s}^2$$

- Para el diseño de la superestructura usaremos el sismo de diseño y aplicamos el factor de reducción R:

$$FACTOR Z_{DBE} \times U \times S \times \frac{g}{R} = 2.3544 \text{ m/s}^2$$

Cabe mencionar que las funciones espectrales definidas anteriormente fueron construidas un amortiguamiento de 5%. Sin embargo, según las normas ASCE, UBC y FEMA, se debe restringir el amortiguamiento de los 3 primeros modos de vibración, los cuales corresponden al sistema de aislación, con un amortiguamiento del 30% ó el amortiguamiento del sistema de aislación, el que sea menor (ASCE, 2010, pág. 173).

En las siguientes figuras se muestra la manera de ingresar los valores de amortiguamiento en los 3 primeros modos de vibración; el cálculo del amortiguamiento del sistema de aislación se presenta en el capítulo 4.3.6.

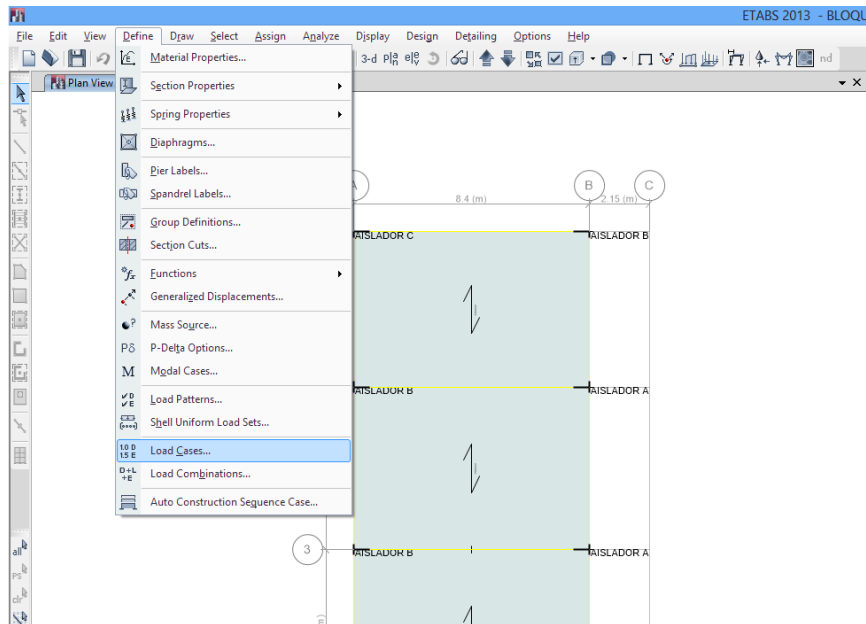


Figura 4.3.3.a. Definir caso de carga.

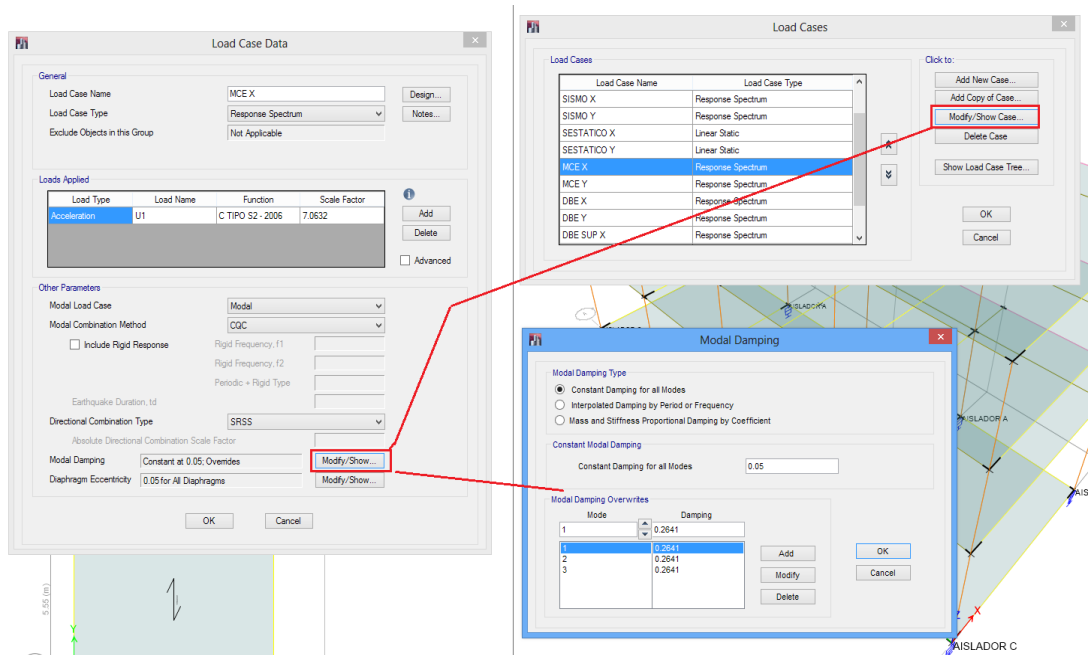


Figura 4.3.3.b. Definir amortiguamiento de los 3 primero modos en caso de carga.

4.3.4 CARGAS DE DISEÑO PARA AISLADORES

Del análisis del edificio empotrado en Etabs v.13 podemos encontrar que el peso sísmico del edificio ($D+0.5L$) es aproximadamente 758.24 ton. Adicionalmente, la carga máxima (P_{max}) para verificar el aplastamiento y la estabilidad de cada aislador se tomará a partir de la combinación $1.25(D+L)+S$. La distribución de cargas en la base de cada columna se muestra en la figura 4.3.4.a.

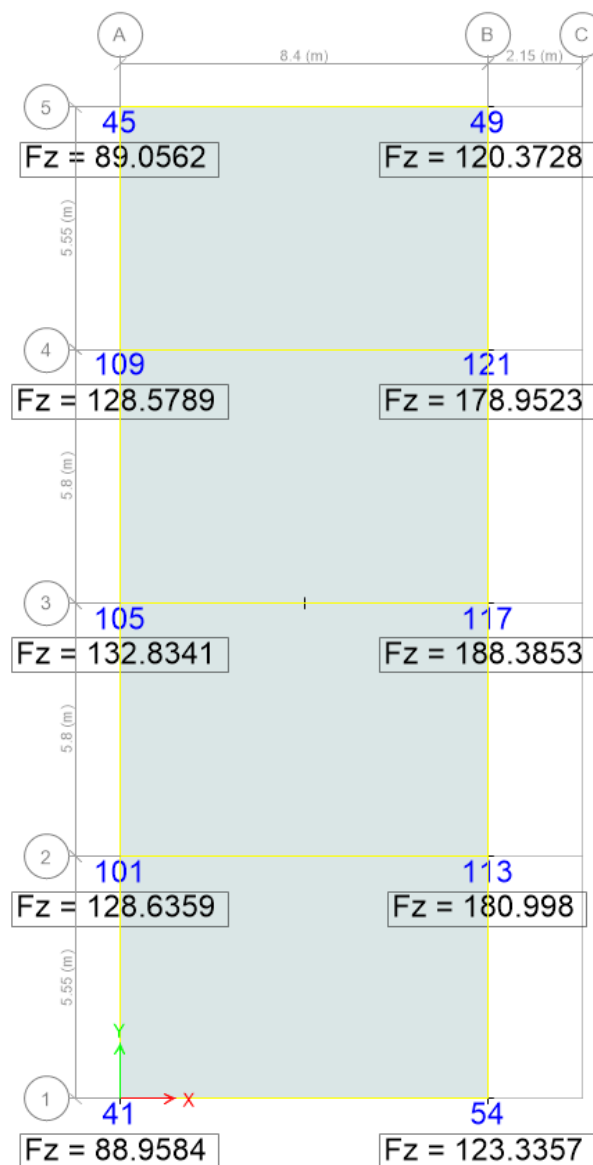


Figura 4.3.4.a. Distribución de la carga máxima (P_{max}): $1.25(D+L)+S$ (ton).

Para el cálculo de la rigidez horizontal mínima en los aisladores, las normas UBC 97 y FEMA sugieren tomar solo la carga muerta (FEMA 451B, 2006, pág. 74). Sin embargo la norma ASCE SEI 7-10 recomienda usar el 100% de la carga muerta más 25% de la carga viva (ASCE, 2010, pág. 88). Así también, según la experiencia chilena se recomienda usar la carga muerta más 30% de la carga viva (Arriagada, 2005, pág. 64). Por tal razón, para efectos del cálculo de la rigidez mínima se decidió usar una combinación de D+0.25L.

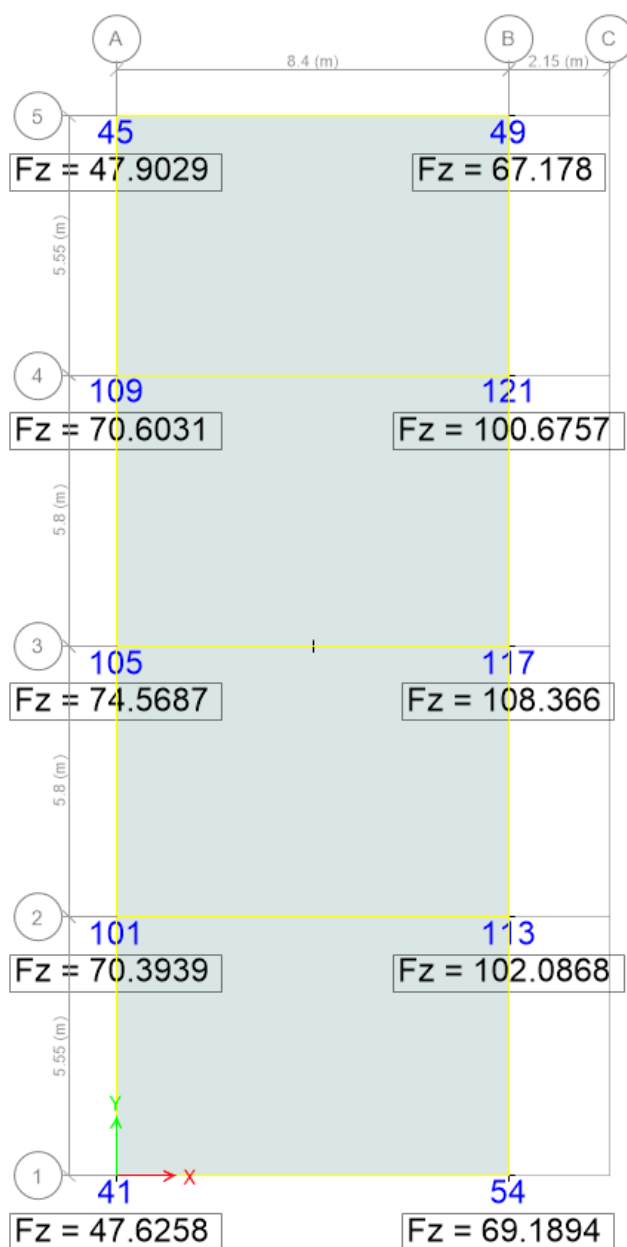


Figura 4.3.4.b. Distribución de carga mínima (P_{min}): D+0.25L (ton).

A continuación se presenta los cuadros de resumen de las cargas que se tendrán en cuenta al momento de diseñar los aisladores:

Tabla 4.3.4.a. Peso sísmico del edificio.

Nivel	tonf-s ² /m
Nivel3	15.04
Nivel2	22.48
Nivel1	23.39
Base	16.42
MASA TOTAL	77.32427
PESO TOTAL (ton)	758.24

Tabla 4.3.4.b. Carga máxima (P_{max}) y mínima (P_{min}) en los aisladores.

COLUMNA	P_{max} (ton)	P_{min} (ton)
A1	88.96	47.63
B1	123.34	69.19
A5	89.06	47.90
B5	120.37	67.18
A2	128.64	70.39
A3	132.83	74.57
A4	128.58	70.60
B2	181.00	102.09
B3	188.39	108.37
B4	178.95	100.68

4.3.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DEL AISLADOR LRB

Este procedimiento se basa en que el comportamiento de un aislador de tipo LRB, se modela como un elemento hysterético bilineal, tal como lo muestra la siguiente figura:

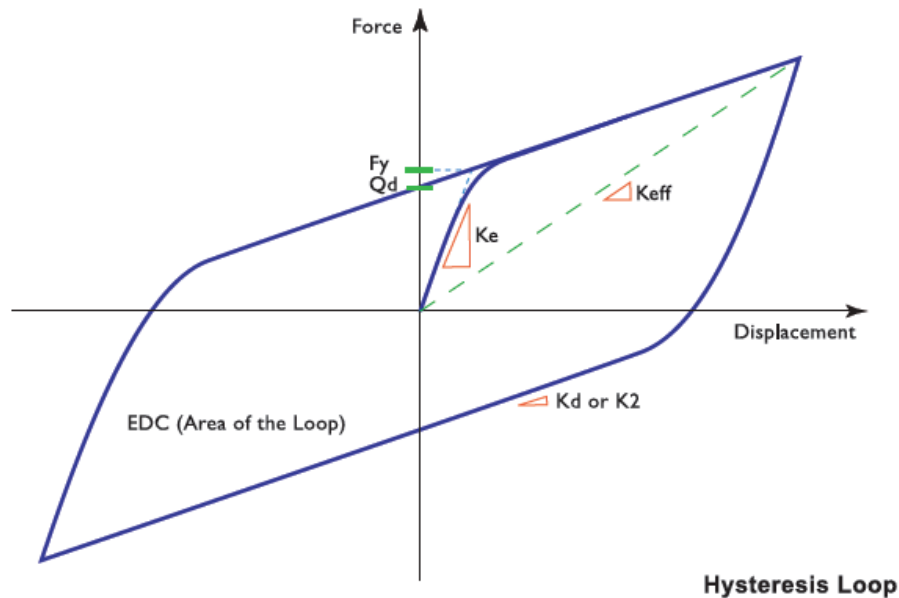


Figura 4.3.5.a. Modelo usado para representar el comportamiento del aislador LRB.

PASO 1:

Definimos el período objetivo en el máximo desplazamiento " T_m ", este se puede tomar inicialmente como 3 veces el período empotrado. Generalmente, el rango de 2 a 3 segundos es lo deseable (Naeim & Kelly, 1999, pág. 86). Además, asumimos un amortiguamiento efectivo inicial del sistema de 15% del amortiguamiento crítico en el desplazamiento máximo ($\beta_{m\text{eff}}$) y hallamos el coeficiente de amortiguamiento (B_m) usando la tabla 4.3.5.a.

Tabla 4.3.5.a. Coeficientes de amortiguamiento.

Amortiguamiento efectivo (% del crítico)	Coficiente B_d o B_m
≤2	0,8
5	1,0
10	1,2
20	1,5
30	1,7
40	1,9
≥50	2,0

Adicionalmente, para el cálculo del coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo se puede usar la siguiente fórmula (Naeim & Kelly, 1999, pág. 72)

$$B_m = \frac{1}{0.25 \times [1 - \ln(\beta_{m\,eff})]} \quad (4.3.5. a)$$

PASO 2:

Calculamos el desplazamiento máximo " D_m " y el desplazamiento total máximo " D_{tm} " :

$$D_m = \frac{g S m_1 T_m}{4\pi^2 B_m} \quad (4.3.5. b)$$

$$D_{tm} = D_m \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (4.3.5. c)$$

Donde:

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador más alejado, medida en la dirección perpendicular a la del sismo.

e = Excentricidad medida en planta del centro de masa de la estructura arriba de la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento más la excentricidad accidental, tomada como un 5% de la longitud en planta perpendicular la fuerza de sismo en consideración.

g = Aceleración de la gravedad.

d = Dimensión mayor en planta de la edificación.

b = Dimensión menor en planta de la edificación.

T_m = Periodo objetivo de la estructura aislada en el máximo desplazamiento.

S_{m1} = Aceleración espectral del máximo sismo considerado (MCE) con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s en fracción de g (ver acápite 4.3.3)

B_m = Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento máximo.

PASO 3:

Se calcula la rigidez horizontal efectiva de cada aislador en el máximo desplazamiento " $K_{m\,eff}$ ", de acuerdo a la carga que recibe, para nuestro caso usaremos la combinación D+0.25L:

$$K_{m\,eff} = \frac{W}{g} \left(\frac{2\pi}{T_m} \right)^2 \quad (4.3.5. d)$$

Esta fórmula se genera a partir del periodo objetivo impuesto por el sistema de aislación a la superestructura y suponiendo que la superestructura se comporta como un bloque completamente indeformable. Por lo tanto, se debe verificar en el análisis modal que el periodo fundamental sea superior al periodo objetivo (Hernández, 2012, págs. 1-11).

PASO 4:

El cálculo de la fuerza de fluencia del núcleo de plomo " Q_d " se halla a partir de la energía disipada en un ciclo histerético " W_D " (ver Figura 4.3.5.a.):

$$W_D = 2\pi K_{m\,eff} D t m^2 \beta_{m\,eff} \quad (4.3.5. e)$$

La relación de estas cantidades en términos de Q_d , y la rigidez inelástica o secundaria " K_2 " o " K_d " son:

$$K_{m\,eff} = \frac{Q_d}{Dtm} + K_2 \quad (4.3.5.f)$$

$$W_D = 4Q_d(Dtm - D_y) \quad (4.3.5.g)$$

Donde el desplazamiento de fluencia " D_y " es:

$$D_y = \frac{Q_d}{K_1 - K_2} \quad (4.3.5.h)$$

La rigidez elástica " K_1 " o " K_e " debe estar en el rango de 6.5 a 10 la rigidez inelástica " K_2 " o " K_d ", por recomendaciones de los fabricantes tomaremos $K_1 \approx 10K_2$ (DIS, 2008, pág. 1). Si despreciamos D_y , tenemos la primera aproximación de Q_d :

$$Q_d = \frac{W_D}{4Dtm} \quad (4.3.5.i)$$

Luego hallamos K_2 :

$$K_2 = K_{m\,eff} - \frac{Q_d}{Dtm} \quad (4.3.5.j)$$

Corregimos el valor inicial Q_d al calcular D_y :

$$D_y = \frac{Q_d}{9K_2} \quad (4.3.5.k)$$

Y recalculamos:

$$Q_d = \frac{W_D}{4(Dtm - D_y)} \quad (4.3.5.l)$$

PASO 5:

El diámetro de plomo " D_{pb} " se calcula dividiendo la fuerza de fluencia del núcleo de plomo " Q_d " entre el esfuerzo de fluencia del plomo " f_y ", el cual es aproximadamente 10MPa (1020 ton/m²). Por lo tanto el área del núcleo de plomo necesaria es:

$$A_{pb} = \frac{Q_d}{f_y} \quad (4.3.5.m)$$

Con este valor se puede calcular el diámetro necesario de plomo. Según Trevor E. Kelly, con el fin de lograr un buen confinamiento entre el núcleo de plomo y las capas de caucho, el diámetro del núcleo de plomo debe estar en un rango de (Kelly, 2001, págs. 157-158):

$$\frac{D_{aislador}}{6} < D_{pb} < \frac{D_{aislador}}{3} \quad (4.3.5.n)$$

PASO 6:

La rigidez horizontal proporcionada por el núcleo de plomo " K_{pb} " es:

$$K_{pb} = \frac{Q_d}{Dtm} \quad (4.3.5.o)$$

Y el resto será de la rigidez será proporcionada por el caucho " K_{rubber} ", entonces:

$$K_{rubber} = k_{m\,eff} - K_{pb} \quad (4.3.5.p)$$

Se debe verificar que los valores de K_{pb} y K_{rubber} este dentro de los rangos de la tabla de propiedades de aisladores proporcionada por los fabricantes, en

caso que no cumpla con los mínimos requeridos, de deberá aumentar la rigidez de aislador para lograr los mínimos.

PASO 7:

Con el diámetro de plomo seleccionado según las tablas de los fabricantes, se recalcula todos los valores. La fuerza de fluencia " F_y " se halla a partir de La rigidez elástica " K_1 " y el desplazamiento de fluencia " D_y ":

$$F_y = K_1 D_y \quad (4.3.5. q)$$

Así también, se recalcula la energía liberada " W_D ", el amortiguamiento efectivo " $\beta_{m\,eff}$ ", la rigidez efectiva $K_{m\,eff}$ y el periodo efectivo " T_m " del sistema de aislación.

PASO 8:

Se vuelve a calcular el desplazamiento máximo " D_m " y el desplazamiento total máximo " D_{tm} " y se repiten los pasos 4 a 7 hasta que los valores converjan.

PASO 9:

Para el cálculo de diámetro del aislador $D_{aislador}$ se toma el mayor de los siguientes criterios:

$$D_{aislador} = 1.5 D_{tm} \quad (4.3.5. r)$$

$$D_{aislador} = \sqrt{\frac{4 P_{max}}{\pi \sigma_{max\ rubber}}} \quad (4.3.5. s)$$

Donde $\sigma_{\max rubber}$ es el esfuerzo axial máximo permisible del caucho, y se toma como 8MPa (815 ton/m²). Luego se escogen diámetros estándar según el catálogo de los fabricantes.

PASO 10:

Se halla la altura total de caucho " t_r " necesaria para satisfacer la rigidez del caucho " K_{rubber} " requerida:

$$t_r = \frac{G A_{rubber}}{K_{rubber}} \quad (4.3.5. t)$$

Donde A_{rubber} es el área neta del caucho igual a $A_{aislador} - A_{pb}$, G es el módulo de corte del caucho y se encuentra en el rango de 0.4 a 0.7MPa, este es un dato de los fabricantes. Se debe verificar que la altura total de caucho " t_r ", se encuentre dentro de los rangos establecidos en la tabla de propiedades de los fabricantes. Además verificar que la deformación por corte " γ " sea menor que la máxima permisible (DIS, 2008, pág. 1):

$$\gamma = \frac{Dtm}{t_r} < 250\% \quad (4.3.5. u)$$

PASO 11:

Calculo de la rigidez vertical del aislador se halla a partir del aporte del conjunto de las láminas de caucho - acero y del núcleo de plomo:

$$K_v = \frac{E_c A}{t_r} + \frac{E_l A_{pb}}{h} \quad (4.3.5. v)$$

Donde:

A = Área de las placas de acero.

A_{pb} = Área del núcleo de plomo.

h = Altura del núcleo de plomo (Altura total del caucho más altura total del acero).

E_l = Módulo de compresibilidad de plomo. Se toma como 1 400 000 ton/m.

E_c = Módulo de compresibilidad del conjunto caucho – acero, a partir de:

$$E_c = \frac{6GS^2K}{6GS^2 + K} \quad (4.3.5.w)$$

Donde:

G = Módulo de corte del caucho. Dato de los fabricantes varia de 0.40 a 0.70MPa.

K = Módulo de compresibilidad del caucho, el cual se considera igual a 2000MPa.

S = Factor de forma, el cual es un parámetro adimensional que mide el tamaño relativo de una lámina de caucho, para un aislador de sección circular con núcleo de plomo usar:

$$S = \frac{\text{area cargada}}{\text{area libre de fuerzas}} = \frac{\pi(D_{\text{aislador}}^2 - D_{\text{pb}}^2)/4}{t \pi D_{\text{aislador}}} = \frac{D_{\text{aislador}}^2 - D_{\text{pb}}^2}{4t D_{\text{aislador}}} \quad (4.3.5.x)$$

Donde " t " es espesor de una capa de caucho, generalmente es 10 mm, pues este espesor provee buen confinamiento al núcleo de plomo y es suficiente para satisfacer altas capacidades de carga. Si la carga en el aislador es crítica, el espesor puede ser reducido a 8 mm o incluso a 6 mm pero se deberá consultar con los fabricantes por estos espesores (Kelly, 2001, pág. 144)

El valor del factor de forma “S” debe ser superior a 10 de esta manera, se asegura que los valores de la rigidez vertical sea la adecuada (Arriagada, 2005, págs. 80-81). Normalmente, La rigidez vertical es alrededor de 1000 veces la rigidez horizontal (Lema, 2013, pág. 105) .

La frecuencia vertical " f_v " viene dada por:

$$f_v = \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{W}{K_v g}}} \quad (4.3.5. y)$$

La frecuencia horizontal " f_H " viene dada por:

$$f_H = \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{eff} g}}} \quad (4.3.5. z)$$

Y la relación entre f_v y f_H viene dada por:

$$f_v \approx \sqrt{6} S f_H \quad (4.3.5. aa)$$

Donde W es la carga que le llega a cada aislador, para nuestro caso usaremos una combinación de D+0.25L. El valor de la frecuencia vertical debe ser superior a 10Hz para evitar amplificación vertical e inestabilidad.

PASO 12:

Verificaciones por pandeo. La carga crítica para un soporte circular puede ser estimada por la siguiente ecuación:

$$P_{critico} = \left(GA \frac{h}{t_r} \right)^{1/2} \left(\frac{\pi^2}{h^2} \frac{1}{3} 6GS^2 Ar^2 \frac{h}{t_r} \right)^{1/2} \quad (4.3.5. bb)$$

Donde:

A = Área total del aislador.

h = Altura total del aislador, caucho más acero.

r = Radio de giro, para un aislador circular es el diámetro entre 4.

El resto de parámetros fueron definidos anteriormente.

La presión crítica puede ser expresada en términos del factor de forma " S " y el segundo factor de forma " S_2 ":

$$P_{crit} = \frac{\pi}{2\sqrt{2}} S S_2 G \quad (4.3.5. cc)$$

Donde:

$$S_2 = \frac{D_{aislador}}{t_r} \quad (4.3.5. dd)$$

Y el factor de seguridad contra el pandeo sería:

$$F.S. = \frac{\sqrt{2}\pi S \omega_H^2 r}{g} \quad (4.3.5. ee)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y la frecuencia circular " ω_H " viene dada por:

$$\omega_H = \sqrt{\frac{K_{rubber}}{P_{max}/g}} \quad (4.3.5. ff)$$

Influencia de la carga vertical en la rigidez horizontal. Cuando la carga que es soportada por el aislador es comparable a la carga de pandeo, la rigidez horizontal K_{rubber} reduce. La reducción se obtiene utilizando el mismo análisis elástico lineal y está dada por:

$$K_{rubber} = \frac{GA_s}{h} \left[1 - \left(\frac{P_{max}}{P_{critico}} \right)^2 \right] \quad (4.3.5. gg)$$

Donde el área cortante efectiva " A_S " está dada por:

$$A_S = A \frac{h}{t_r} \quad (4.3.5. hh)$$

Si la carga P_{max} es menos que $0.32 P_{critico}$, la precisión de la fórmula para K_{rubber} es mejor en un 10% y en la mayoría de proyectos se deberá verificar que este es el caso (Naeim & Kelly, 1999, pág. 125).

PASO 13:

Verificación de estabilidad. La estabilidad del aislador en la posición desplazada sigue la hipótesis de que el área usada para evaluar la carga crítica en la forma indeformada es reemplazada por un área reducida, definida como una superposición del área superior del aislador y el área inferior del mismo en la forma deformada. El área reducida y el desplazamiento adimensional están definidos por:

$$a = \frac{2}{\pi} (\beta - \text{sen}\beta \cos\beta) \quad (4.3.5. ii)$$

$$d = \cos\beta \quad (4.3.5. jj)$$

Donde:

$$d = \frac{D}{2R} \quad y \quad a = \frac{A_{re}}{\pi R^2} \quad (4.3.5. kk)$$

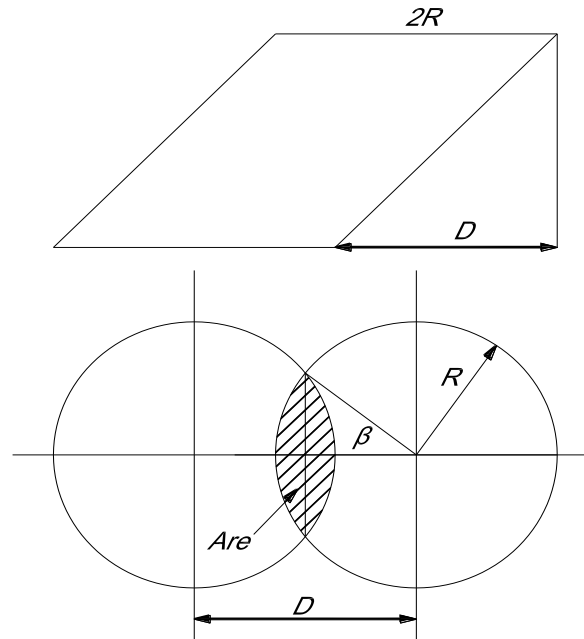


Figura 4.3.5.b. Notación para el área reducida

Para aisladores circulares el desplazamiento crítico " $D_{critico}$ " esta dado por $2Rd_{critico}$, donde $d_{critico}$ es el valor de d cuando conduce a:

$$a = \left(\frac{P_{max}}{P_{critico}} \right)^2 \quad (4.3.5. ll)$$

Lo valores normalizados de a y d son presentados en la tabla 4.3.5.b.

Tabla 4.3.5.b. Valores normalizados de área reducida.

d	β rad	a
0.10	1.471	0.8729
0.20	1.369	0.7471
0.30	1.266	0.6238
0.40	1.159	0.5046
0.50	1.047	0.3910
0.60	0.927	0.2848
0.70	0.795	0.1881
0.80	0.644	0.1041
0.85	0.555	0.0681
0.90	0.451	0.0374
0.95	0.318	0.0133

PASO 14:

Verificación al vuelco. El desplazamiento máximo se calcula con la siguiente fórmula:

$$\frac{\delta_{max}}{2R} = \frac{1}{1 + \left(\frac{G}{p}\right) \left(\frac{h}{t_r}\right)} \quad (4.3.5. mm)$$

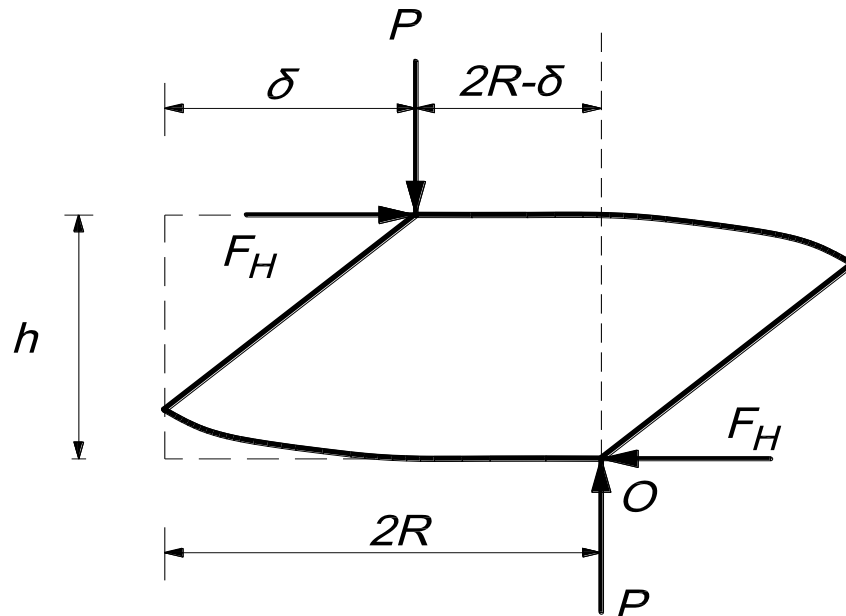


Figura 4.3.5.c. Posición en vuelco del aislador.

El factor de seguridad para el volamiento es por lo general 2. Esta verificación es de poca relevancia debido a que se utilizan conexiones tipo fija o de pernos.

$$F.S. = \frac{\delta_{max}}{Dtm} \quad (4.3.5. nn)$$

PASO 15:

Si se cumple todas las condiciones, entonces se resumen las dimensiones y las propiedades de los aisladores en una tabla, se ejecuta el análisis estructural y se verifica que los valores de Dtm y $Pmax$ obtenidos, sean menores que los estimados anteriormente, entonces el diseño de los aisladores habrá terminado; en caso contrario, se deben repetir los pasos 4 al 15.

4.3.6 DISEÑO DE AISLADORES LRB

Como podemos apreciar en la figura 4.3.4.a. Hay algunos aisladores que estarán más cargados axialmente que otros. Por tal razón, adoptaremos diferentes diámetros de aisladores, con el propósito de tener un diseño eficiente. Los aisladores serán denotados como tipo A, B y C. y tienen la siguiente distribución en planta:

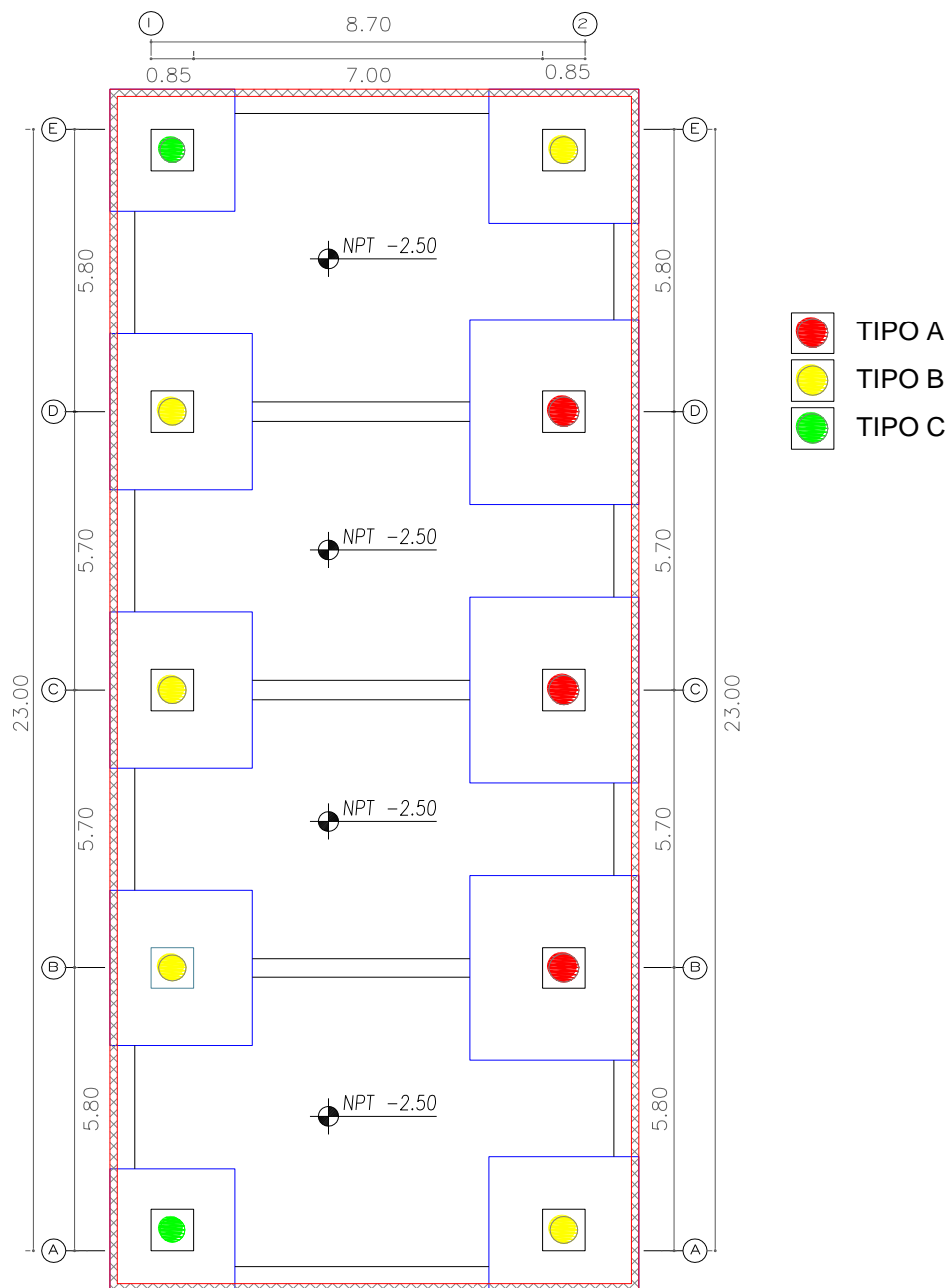


Figura 4.3.6.a. Distribución en planta de aisladores tipo A, B y C.

Los valores calculados para los 3 tipos de aisladores se muestran a continuación:

DATOS DE LA ESTRUCTURA APORTICADA:

b (m)=	8.4
d (m)=	22.7
y (m)=	11.35
e (m)=	1.135
Ty (seg) =	0.725
Tx (seg) =	0.538

Datos de la estructura
Datos de la estructura
Datos de la estructura
Datos de la estructura
Datos de la estructura
Datos de la estructura

DATOS DE FABRICANTES:

σ_{max} rubber (ton/m ²)=	815
γ max=	250%
G (ton/m ²)=	41
fy (ton/m ²)=	1020

Esfuerzo Admisible caucho
Deformación Máxima por Corte
Módulo Corte Caucho
Esfuerzo fluencia Plomo

PASO 1

Tm (seg)	2.00
β_m eff =	15%
Bm=	1.38
g (m/s ²)=	9.81

Período Inicial
Amortiguamiento Efectivo
Factor amortiguamiento Ec. (4.3.5.a)
aceleración de la gravedad

PASO 2

Dm (m) =	0.39
Dtm (m)=	0.49

Desplazamiento Máximo Ec. (4.3.5.b)
Desplazamiento Total Máximo Ec. (4.3.5.c)

PASO 3

	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
P D+0.25L (ton)	108.37	74.57	47.90
Km eff (ton/m)	109.069	75.052	48.214

Carga axial de servicio Pmin
Rigidez efectiva Ec. (4.3.5.d)

PASO 4, 5, 6,7 y 8:

1° Iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
WD	24.79	17.06	10.96
Q (ton)	12.6	8.7	5.6
K2 o Kd (ton/m)	83	57	37
K1 (ton/m)	834	574	369
Dy(m)	0.017	0.017	0.017
Fy	14.024	9.650	6.199
WD	23.95	16.48	10.59
β_m eff	0.14	0.14	0.14

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Rigidez secundaria Ec. (4.3.5.j)
Rigidez elastica K1 ≈ 10K2
Desplazamiento de fluencia Ec. (4.3.5.k)
Fuerza de fluencia Ec. (4.3.5.q)
Energía disipada Ec. (4.3.5.g)
Amortiguamiento Efectivo Ec. (4.3.5.e)

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	798.90
Tm (seg)	1.95
WD sist	175.4
β_m eff sist	0.145
Bm	1.36
Dm (m)	0.38
Dtm (m)	0.49

2° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
K min (ton/m)	109.069	92.785	85.971
WD	23.43	19.93	18.47
Q (ton)	12.1	10.3	9.5
Apb (m2)	0.0118	0.0101	0.0093
Dpb (m)	0.12	0.11	0.11
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10

ESCOGEMOS

Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	40	30	26
K2 o Kd (ton/m)	69.45	62.7	60.2
K1(ton/m)	694.498	627.302	602.046
Dy(m)	0.031	0.026	0.023
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	35.03	26.86	23.17
β_m eff	0.2166	0.1952	0.1817

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	285.7
β_m eff sist	0.196
Bm	1.52
Dm (m)	0.31
Dtm (m)	0.40

Corrección rigidez mínima según catalogo
Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)

Ec. (4.3.5.o)

Ec. (4.3.5.p)

K1 ≈ 10K2

Ec. (4.3.5.k)

Ec. (4.3.5.q)

Ec.(4.3.5.g)

Ec. (4.3.5.e)

3° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.069	92.785	85.971
WD	21.15	17.99	16.67
Q (ton)	13.3	11.3	10.5
Apb (m2)	0.0131	0.0111	0.0103
Dpb (m)	0.13	0.12	0.11
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10

ESCOGEMOS

Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	48	37	32
K2 o Kd (ton/m)	60.59	56.0	54.4
K1(ton/m)	605.908	560.098	544.430
Dy(m)	0.035	0.029	0.026
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	27.85	21.49	18.60
β_m eff	0.2578	0.2339	0.2184

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	228.2
β_m eff sist	0.2393
Bm	1.65
Dm (m)	0.29
Dtm (m)	0.37

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)

Ec. (4.3.5.o)

Ec. (4.3.5.p)

K1 ≈ 10K2

Ec. (4.3.5.k)

Ec. (4.3.5.q)

Ec.(4.3.5.g)

Ec. (4.3.5.e)

4° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.0688	92.7845	85.9714
WD	22.05	18.76	17.38
Q (ton)	15.0	12.8	11.8
Apb (m2)	0.0147	0.0125	0.0116
Dpb (m)	0.14	0.13	0.12
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10
ESCOGEMOS			
Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	52	40	34
K2 o Kd (ton/m)	56.59	53.0	51.8
K1(ton/m)	565.867	529.724	518.388
Dy(m)	0.038	0.031	0.027
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	25.32	19.63	17.02
β_m eff	0.2748	0.2504	0.2343

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	208.1
β_m eff sist	0.2558
Bm	1.69
Dm (m)	0.28
Dtm (m)	0.36

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)
Ec. (4.3.5.o)
Ec. (4.3.5.p)
K1 ≈ 10K2
Ec. (4.3.5.k)
Ec. (4.3.5.q)
Ec.(4.3.5.g)
Ec. (4.3.5.e)

5° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.0688	92.7845	85.9714
WD	22.30	18.97	17.58
Q (ton)	19.8	16.8	15.6
Apb (m2)	0.0194	0.0165	0.0153
Dpb (m)	0.16	0.14	0.14
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10
ESCOGEMOS			
Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	54	41	35
K2 o Kd (ton/m)	55.11	51.8	50.9
K1(ton/m)	551.056	518.489	508.756
Dy(m)	0.039	0.031	0.027
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	24.47	19.00	16.49
β_m eff	0.2807	0.2562	0.2400

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	201.4
β_m eff sist	0.2616
Bm	1.71
Dm (m)	0.28
Dtm (m)	0.35

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)
Ec. (4.3.5.o)
Ec. (4.3.5.p)
K1 ≈ 10K2
Ec. (4.3.5.k)
Ec. (4.3.5.q)
Ec.(4.3.5.g)
Ec. (4.3.5.e)

6° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.0688	92.7845	85.9714
WD	22.37	19.03	8498.07
Q (ton)	15.8	17.0	7601.4
Apb (m2)	0.0155	0.0167	7.4524
Dpb (m)	0.14	0.15	3.08
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10
ESCOGEMOS			
Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	54	41	35
K2 o Kd (ton/m)	54.58	51.5	50.5
K1(ton/m)	545.826	514.521	505.354
Dy(m)	0.039	0.032	0.028
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	24.18	18.79	16.31
β_m eff	0.2828	0.2583	0.2420

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	199.1
β_m eff sist	0.2637
Bm	1.71
Dm (m)	0.279
Dtm (m)	0.352

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)
Ec. (4.3.5.o)
Ec. (4.3.5.p)
K1 \approx 10K2
Ec. (4.3.5.k)
Ec. (4.3.5.q)
Ec.(4.3.5.g)
Ec. (4.3.5.e)

7° iteración	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.0688	92.7845	85.9714
WD	22.40	19.05	17.65
Q (ton)	15.9	13.5	12.5
Apb (m2)	0.0156	0.0133	0.0123
Dpb (m)	0.14	0.13	0.13
Dpb min (m)	0.10	0.10	0.10
ESCOGEMOS			
Dpb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
Q (ton)	19.2	14.6	12.5
Kpb(ton/m)	55	41	36
K2 o Kd (ton/m)	54.40	51.3	50.4
K1(ton/m)	544.012	513.145	504.175
Dy(m)	0.039	0.032	0.028
Fy (ton)	21.385	16.222	13.908
WD	24.08	18.71	16.25
β_m eff	0.2835	0.2590	0.2426
Ratio K2/K1	0.10	0.10	0.10

RECALCULAMOS

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
WD sist	198.3
β_m eff sist	0.26
Bm	1.72
Dm (m)	0.28
Dtm (m)	0.35

Energía disipada Ec. (4.3.5.e)
Fuerza fluencia de plomo Ec. (4.3.5.i)
Área núcleo de plomo Ec. (4.3.5.m)
Diámetro plomo necesario
Diámetro plomo mínimo Ec. (4.3.5.n)

Ec. (4.3.5.m)
Ec. (4.3.5.o)
Ec. (4.3.5.p)
K1 \approx 10K2
Ec. (4.3.5.k)
Ec. (4.3.5.q)
Ec.(4.3.5.g)
Ec. (4.3.5.e)

PASO 9:

COLUMNA	Pmax (ton)	Área (m2)	DIÁMETRO 1 (mm) Ec. (4.3.5.r)	DIÁMETRO 2 (mm) Ec. (4.3.5.s)	DIÁMETRO CALCULADO (mm)	AISLADORES DIS	
						DIÁMETRO AISLADOR (mm)	TIPO DE AISLADOR
A1	89	0.11	373	527	527	570	C
B1	123	0.15	439	527	527	570	B
A5	89	0.11	373	527	527	570	C
B5	120	0.15	434	527	527	570	B
A2	129	0.16	448	527	527	570	B
A3	133	0.16	456	527	527	570	B
A4	129	0.16	448	527	527	570	B
B2	181	0.22	532	527	532	570	A
B3	188	0.23	542	527	542	570	A
B4	179	0.22	529	527	529	570	A

PASO 10:

	TIPO A	TIPO B	TIPO C
Diámetro (mm)	570	570	570
A (m2)	0.255	0.255	0.255
Apb (m2)	0.0189	0.0143	0.0123
Arubber (m2)	0.236	0.241	0.243
G (ton/m2)	41	41	41
tr (m)	0.18	0.19	0.20
γ	198%	184%	179%
γmax	250%	250%	250%
Observación	OK	OK	OK

Área Aislador
Área del plomo
Área del Caucho
Módulo Corte Caucho
Altura caucho Ec. (4.3.5.t)
Deformación de corte Ec. (4.3.5.u)
Dato de fabricantes

PASO 11:

	TIPO A	TIPO B	TIPO C
tr (mm)	180	190	200
S	14.25	14.25	14.25
t (mm)	10.00	10.00	10.00
n	18	19	20
K ton/m	203,943	203,943	203,943
EI ton/m	1,400,000	1,400,000	1,400,000
Ec	39,959	39,959	39,959
Kv rubber (ton/m)	52,459	50,656	48,531
Kv pb (ton/m)	114,359	86,751	74,375
Kv (ton/m)	166,817	137,406	122,906
fh (Hz)	0.50	0.56	0.67
fv (Hz)	17.5	19.4	23.3
OBSERVACIÓN	OK > 10Hz	OK > 10Hz	OK > 10Hz

Altura del caucho
Factor forma Ec. (4.3.5.x)
Espesor de una capa caucho
Cantidad capas caucho
Módulo de compresibilidad del caucho
Módulo de compresibilidad del plomo
Módulo compresibilidad caucho-acero Ec. (4.3.5.w)
Ec. (4.3.5.v)
Ec. (4.3.5.v)
Rigidez Vertical Ec. (4.3.5.v)
Frecuencia Horizontal
Frecuencia Vertical Ec. (4.3.5.y)

ALTURA TOTAL DEL AISLADOR A:

ALTURA DE CAUCHO (mm)	180
ESPESOR LÁMINAS DE CAUCHO (mm)	10.0
NÚMERO DE LÁMINAS DE CAUCHO	18
ESPESOR LÁMINAS DE ACERO (mm)	3
NÚMERO DE PLACAS DE ACERO	17
ESPESOR PLANCHAS EXTERNAS	25
ALTURA DEL CENTRO DE PLOMO (mm)	231
ALTURA TOTAL AISLADOR (mm)	281

ALTURA TOTAL DEL AISLADOR B:

ALTURA DE CAUCHO (mm)	190
ESPESOR LÁMINAS DE CAUCHO (mm)	10
NÚMERO DE LÁMINAS DE CAUCHO	19
ESPESOR LÁMINAS DE ACERO (mm)	3
NÚMERO DE PLACAS DE ACERO	18
ESPESOR PLANCHAS EXTERNAS	25
ALTURA DEL CENTRO DE PLOMO (mm)	244
ALTURA TOTAL AISLADOR (mm)	294

ALTURA TOTAL DEL AISLADOR C:

ALTURA DE CAUCHO (mm)	200
ESPESOR LÁMINAS DE CAUCHO (mm)	10
NÚMERO DE LÁMINAS DE CAUCHO	20
ESPESOR LÁMINAS DE ACERO (mm)	3
NÚMERO DE PLACAS DE ACERO	19
ESPESOR PLANCHAS EXTERNAS	25
ALTURA DEL CENTRO DE PLOMO (mm)	257
ALTURA TOTAL AISLADOR (mm)	307

PASO 12:

	TIPO A	TIPO B	TIPO C
tr(m)	0.18	0.19	0.2
t (m)	0.01	0.01	0.01
n	18	19	20
h (m)	0.231	0.244	0.257
D aislador (m)	0.57	0.57	0.57
D pb (m)	0.1550	0.1350	0.1250
A (m ²)	0.236	0.241	0.243
As (m ²)	0.303	0.309	0.312
P _{max} (ton)	188.39	132.83	89.06
r (m)	0.14	0.14	0.14
S	14.25	14.25	14.25
S2	3.17	3.00	2.85
Krubber (ton/m)	54	51.3	50.4
w frecuencia	1.68	1.95	2.36
G (ton/m ²)	41	41	41
VERIFICACIÓN DE PANDEO			
P _{critico} (ton)	483	466	447
p _{critico} (ton/m ²)	2044	1937	1840
F.S.	2.61	3.49	5.11
F.S. MIN	2	2	2
Krubber reducido	45	48	48
P _{max} /P _{critico}	0.32	0.28	0.20

Altura del caucho
Espesor de una capa caucho
Número de capas caucho
Altura total caucho + acero
Diámetro del aislador
Diámetro del plomo
Área total del caucho
Área efectiva de corte Ec. (4.3.5.ee)
Carga axial máxima P_{max}
Radio de giro
Factor de forma
factor de forma secundario Ec. (4.3.5.bb)
Rigidez horizontal del caucho
Frecuencia circular
Módulo Corte Caucho

Carga crítica Ec. (4.3.5.z)
Presión crítica Ec. (4.3.5.aa)
Factor de Seguridad Ec. (4.3.5.cc)

Rigidez reducida Ec. (4.3.5.dd)

PASO 13:

ESTABILIDAD LATERAL AL DESPLAZAMIENTO

a _{crit}	0.1521	0.0811	0.0397
d _{critico}	0.7400	0.8500	0.9000
D _{critico}	0.42	0.48	0.51
Dd	0.35	0.35	0.35

Área adimensional critica Ec. (4.3.5.gg)
Diámetro adimensional (tabla 4.3.5.b)
Desplazamiento Critico
Desplazamiento total máximo

PASO 14:

VERIFICACIÓN AL VUELCO

δ _{max} /D _{bearing}	0.98	0.97	0.97
δ _{max}	0.56	0.55	0.55
F.S.	1.6	1.6	1.6

Estabilidad al vuelco Ec. (4.3.5.gg)
Desplazamiento máximo permitido

PASO 15:

Finalmente se resumen las propiedades y se presenta las características de los aisladores que resulta del diseño.

Tabla 4.3.6.a. Resumen de propiedades de los aisladores.

	TIPO A	TIPO B	TIPO C
N° Aisladores	3	5	2
Km eff (ton/m)	109.069	92.785	85.971
β_m eff	0.283	0.259	0.243
K1(ton/m)	544.012	513.145	504.175
Fy (ton)	21.39	16.22	13.91
Ratio K2/K1	0.10	0.10	0.10
Kv (ton/m)	166,817.35	137,406.46	122,905.70
P adm (ton)	183.55	183.55	183.55

Tabla 4.3.6.b. Resumen de propiedades del sistema de aislación.

Km eff sist (ton/m)	963.072
Tm (seg)	1.78
β_m eff sist	0.2644
Dm (m)	0.28
Dtm (m)	0.35
P admisible (ton)	1835.49

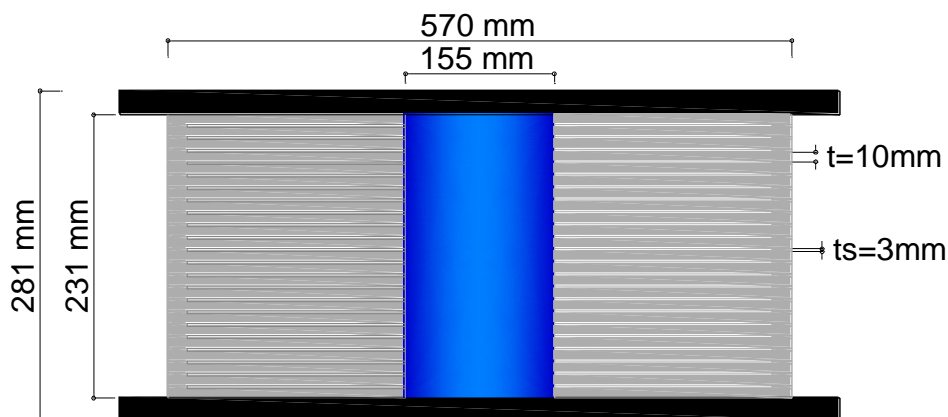


Figura 4.3.6.b. Características del Aislador tipo A.

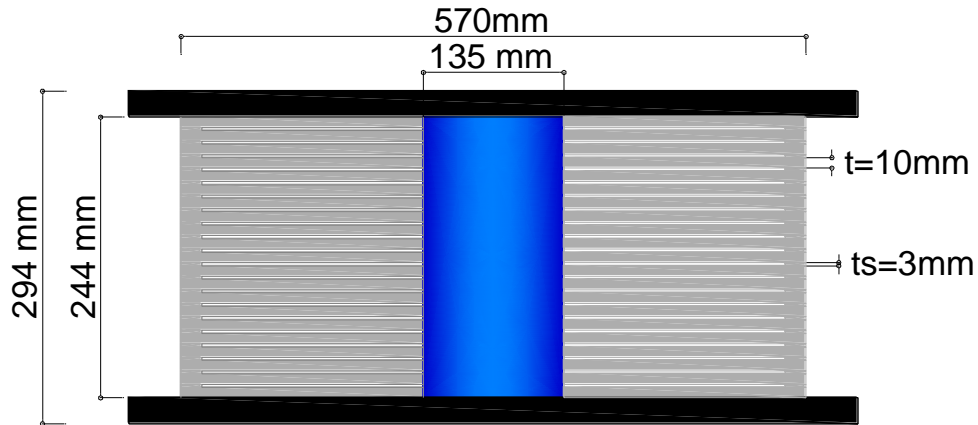


Figura 4.3.6.c. Características del Aislador tipo B.

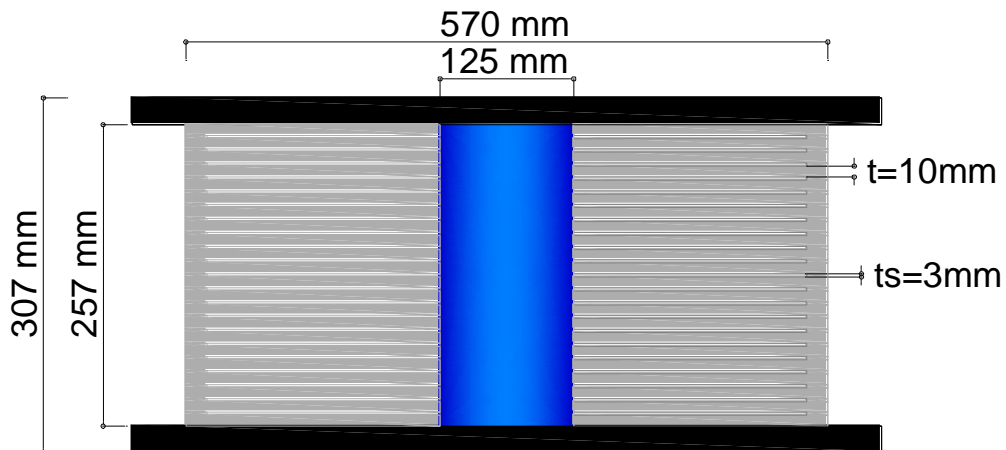


Figura 4.3.6.d. Características del aislador tipo C.

Con esto se termina el diseño y la presentación de las características de los aisladores tipo LRB que se proponen para el bloque de laboratorios. Las propiedades entregadas son las necesarias para el modelamiento en el programa Etabs v.13. Ahora se procede a realizar el análisis estructural y verificar las condiciones de desplazamiento total máximo (D_{tm}) y capacidad de carga última (P_{max}).

4.4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

El Análisis de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF), es la base para el análisis dinámico, pues establece los valores mínimos de desplazamiento del sistema de aislación y de fuerza cortante tanto para la subestructura como para la superestructura. Por lo tanto, primero se ejecutará el ELF y se definirá los valores estos parámetros mínimos.

Debido a las carencias de registros históricos de eventos sísmicos cercanos al lugar en donde será construido el bloque de laboratorios, el análisis dinámico se realizará con el espectro de respuesta de la estructura aislada, definido con los valores máximos de respuesta del sistema expresado en función de los periodos propios de la estructura. La definición de los espectros de respuesta se realizó en el acápite 4.3.3.

4.4.1 CRITERIOS EN EL ANÁLISIS DE AISLACIÓN BASAL

4.4.1.1 CAPACIDAD DE CARGA Y TRACCIÓN

Ante un evento sísmico, los momentos generados van a esforzar verticalmente a unos aisladores más que otros; es por ello que se hace un control de la capacidad de carga máxima " P_{max} " de cada aislador. Para ello utilizaremos una combinación de $1.25(D+L)+S$ y se verificará que P_{max} sea menor que la carga admisible en los aisladores " P_{adm} ", calculada en el acápite 4.3.6.

Otra consideración importante es que cuando un lado se sobrecarga más, como es nuestro caso por tener un volado, existe la posibilidad de que en el otro lado algunos aisladores no trabajen a compresión y se encuentren en tracción debido al momento de volteo generado.

Por lo tanto, para controlar este parámetro usaremos el 100% de la carga muerta “D”, que es la carga que genera el momento resistente al volteo, más el 100% de la carga “L” en el volado, más la carga de sismo “S”, las dos últimas generan momento de volteo. Con esta combinación de carga se verificará si los aisladores trabajan a tracción. Un aislador puede soportar una tracción que varía aproximadamente entre el 10 a 15% de su capacidad de carga en compresión *Padm* (Korswagen, Arias, & Huaranga, 2012, pág. 23).

4.4.1.2 RIGIDEZ LATERAL Y DISTRIBUCIÓN DE LOS AISLADORES

En el modelo se busca compensar la rigidez de ambos lados para que puedan recibir una cantidad similar de fuerza lateral y también para controlar que no haya efectos de torsión en el sistema de aislamiento, en donde la región menos rígida rotaría alrededor de la otra; este efecto es desfavorable pues dificulta la posibilidad de flexibilizar a la estructura. Para controlar este parámetro en el modelo se busca equilibrar la rigidez de los bordes equidistantes al centro de rigidez del sistema de aislamiento.

Hay unos criterios prácticos para evaluar la buena distribución de rigidez lateral en un sistema aislado, y controlar los efectos de torsión (Arriagada, 2005, págs. 117-124):

- Verificar que los 3 primeros modos de vibración concentren el mayor porcentaje de su respuesta en una sola dirección.
- Verificar que los dos primeros modos tengan predominancia en los ejes principales X e Y, y el tercer modo de vibración sea rotacional alrededor del eje Z.

- La relación entre el periodo del primer y segundo modo debe ser prácticamente 1 y con el tercer modo, debe ser cercano a 1.

4.4.1.3 DESPLAZAMIENTO Y CORTANTE DE DISEÑO

Los desplazamientos dependerán de la rigidez del sistema de aislación y de la configuración de la superestructura. Estos desplazamientos se deberán calcularse inicialmente con un análisis ELF (ver 4.4.2.1).

Según Fema, la rigidez efectiva puede variar sustancialmente de un aislador a otro, o de un ciclo histerético a otro. Así, la rigidez efectiva está definida por rango de valores. El mínimo valor de este rango de rigidez " $K_{d\ min}$ " es usado para calcular el desplazamiento de diseño " Dd " y el máximo valor de rigidez " $K_{d\ max}$ " es usado para definir las fuerzas de diseño V_b y V_s (FEMA 451, 2006, pág. 30).

Los valores de $K_{d\ min}$ y $K_{d\ max}$ no son conocidos por el ingeniero durante la fase preliminar de diseño. El procedimiento de diseño empezará asumiendo esos valores [...] y una vez finalizado el diseño preliminar, se deberá solicitar los aisladores prototipos para someterlos un programa de ensayo, el cual arrojará como resultado los verdaderos valores de $K_{d\ min}$ y $K_{d\ max}$ (Mayes & Farzad, 2001, pág. 740).

Un margen de $\pm 10\%$ de variación para el valor de la rigidez media del aislador es considerado aceptable (Naeim & Kelly, 1999, pág. 90). Por lo tanto, para el cálculo de $K_{d\ max}$ asumiremos como $11/9$ de $K_{d\ min}$ y a partir de estos valores se calculará desplazamientos y cortantes de diseño.

4.4.2 ANÁLISIS DE LA FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

4.4.2.1 DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

El sistema de aislación será diseñado y construido para soportar un desplazamiento lateral de diseño " Dd " mínimo que actúa en dirección de los ejes ortogonales principales de la estructura. Dicho desplazamiento mínimo se calcula usando la siguiente ecuación:

$$Dd = \frac{g S d_1 T_d}{4\pi^2 B_d} \quad (4.4.2.1. a)$$

Para calcular el desplazamiento total de diseño " Dtd ", que incluye el desplazamiento por torsión en planta causada por la excentricidad accidental y la excentricidad entre el centro de masa de la superestructura arriba del sistema de aislación y centro de rigidez del sistema de aislación, usaremos la siguiente ecuación:

$$Dtd = Dd \left(1 + \frac{12ye}{b^2 + d^2} \right) \quad (4.4.2.1. b)$$

Donde:

y = Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador más alejado, medida en la dirección perpendicular a la del sismo.

e = Excentricidad medida en planta del centro de masa de la estructura arriba de la interfaz de aislación y el centro de rigidez del sistema de aislación más la excentricidad accidental, tomada como un 5% de la longitud en planta perpendicular la fuerza de sismo en consideración.

b = Dimensión menor en planta de la edificación.

d = Dimensión mayor en planta de la edificación.

g = Aceleración de la gravedad.

T_d = Periodo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño.

S_{d1} = Aceleración espectral del máximo sismo de diseño (DBE) con 5% de amortiguamiento para un periodo de 1s (ver acápite 4.3.3)

B_d = Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo del sistema de aislación en el desplazamiento de diseño.

A continuación se presenta los resultados de la aplicación de la formulas descritas anteriormente, con fines de visualización se incluye el desplazamiento máximo " D_m " y el desplazamiento total máximo " D_{tm} " del sistema de aislación calculado en el acápite 4.3.6.

Tabla 4.4.2.1.a y b. Resultados desplazamiento de diseño y desplazamiento máximo.

Td (seg)	1.780
βd	0.26
$Bd=$	1.72
g (m/s ²)	9.81
$S_{d1} =$	0.720
Dd (m)	0.19

Tm (seg)	1.780
βm eff	0.26
Bm	1.72
g (m/s ²)	9.81
S_{m1}	1.080
Dm (m)	0.28

Tabla 4.4.2.1.c y d. Resultados desplazamiento total de diseño y desplazamiento total máximo.

DIRECCIÓN	X	Y
b (m)	8.4	8.4
d (m)	22.7	22.7
y (m)	11.35	4.2
e (m)	1.135	0.42
factor	1.26	1.04
Factor mín.	1.1	1.1
Dtd (m)	0.234	0.204

DIRECCIÓN	X	Y
b (m)	8.4	8.4
d (m)	22.7	22.7
y (m)	11.35	4.2
e (m)	1.135	0.42
factor	1.26	1.04
Factor mín.	1.1	1.1
Dtm (m)	0.352	0.306

Está permitido tomar valores de Dtd y Dtm menores a los calculados con las ecuaciones 4.4.2.1.b y 4.3.5.b, pero no menor a 1.1 veces el Dd y Dm respectivamente (ASCE, 2010, pág. 171)

4.4.2.2 PERIODO EFECTIVO Y RIGIDECES DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

El periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño " T_d ", será determinado usando las características de deformación del sistema de aislación (ASCE, 2010, pág. 170)

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{W}{K_{d \min} g}} \quad (4.4.2.2. a)$$

Donde:

W = Peso sísmico de la estructura.

$K_{d \min}$ = Rigidez efectiva mínima del sistema de aislación.

g = Aceleración de la gravedad.

De la ecuación 4.4.2.2.a, podemos observar que periodo efectivo es proporcional a $\sqrt{(M / K)}$. Por lo tanto, si el valor M es bajo, entonces K deberá ser bajo también. Para la mayoría de aisladores de diferentes tipos es difícil diseñarlos con una rigidez muy baja. (Kelly, 2001, pág. 28)

Como vimos en el acápite 4.3.6, parte de la rigidez efectiva es proporcionada por el caucho y parte por el plomo; así, se tuvo que aumentar la rigidez proporcionada por el caucho para que la altura del aislador este dentro de un rango aceptable. Ese aumento de rigidez se hizo para llegar al mínimo requerido según las tablas de propiedades de los fabricantes. Dicho aumento de rigidez modificó el periodo inicial disminuyéndolo de 2 a 1.78 segundos.

Por lo tanto, “si tenemos una estructura con poco peso, como de un piso o estructuras de acero de dos o tres pisos, entonces será muy difícil aislarlos con un periodo mayor que 1 a 1.5 segundos. Para edificios muy pesados es relativamente fácil aislarlos a un periodo largo de 2.5 a 3 segundos. Para la mayoría de los otros edificios tendrán un periodo efectivo en un rango de 1.5 a 2.5 segundos” (Kelly, 2001, pág. 28).

Teniendo en cuenta estos conceptos, y usando las ecuaciones 4.4.2.2. *a* y 4.3.5. *d* se presentan las rigideces del sistema de aislación.

Tabla 4.4.2.2.a. Rigideces del sistema de aislación.

K eff (ton/m)	963.07	Calculado en acápite 4.3.6
Tm eff (seg)	1.780	Calculado en acápite 4.3.6
Km mínimo (ton/m)	963.07	Ec. (4.3.5.d)
Km maximo (ton/m)	1177.09	Asumimos variación ±10%
Kd mínimo (ton/m)	963.07	Ec. (4.4.2.2.a)
Kd maximo (ton/m)	1177.09	Asumimos variación ±10%

4.4.2.3 FUERZAS CORTANTES MÍNIMAS

Todos los elementos debajo del sistema de aislación, serán diseñados para soportar una cortante mínima V_b .

$$V_b = K_{d \max} Dd \quad (4.4.2.3. a)$$

La estructura arriba del sistema de aislación, serán diseñados para soportar una cortante mínima V_s .

$$V_s = \frac{K_{d \max} Dd}{R_I} \quad (4.4.2.3. b)$$

Donde R_f es el coeficiente de reducción y se toma como $3/8$ del R para base fija, como máximo valor de 2 y mínimo de 1. Además, la fuerza V_s no debe ser menor que 1.5 veces la fuerza para activar el sistema de aislación (ASCE, 2010, pág. 172).

Tabla 4.4.2.3.a. Fuerzas cortantes mínimas.

Vb=	218.34 ton	Ec. (4.4.2.3.a)
R=	2	Coeficiente de Reducción
Vs=	109.2 ton	Ec. (4.4.2.3.b)
Vs=	78.09 ton	Vs Mínimo

Para cálculo del valor minio de V_s , se asumió un desplazamiento bajo condiciones de servicio normal de 10 mm, por cambios de temperatura (FIP INDUSTRIALE, 2012, pág. 6).

4.4.2.4 DISTRIBUCION VERTICAL DE LA CORTANTE

La fuerza cortante V_s debe ser distribuida en altura, de acuerdo a la masa concentrada.

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (4.4.2.4. a)$$

Donde:

F_x = Porción de V_s asignada al nivel x .

w_x = Porción de W que está localizado en el nivel x .

h_x = Altura del nivel x .

Tabla 4.4.2.4.a. Fuerzas distribuidas.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)	Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
3	Est X	40.7	3	Est Y	40.7
2	Est X	83.5	2	Est Y	83.5
1	Est X	109.2	1	Est Y	109.2

4.4.2.5 CONTROL DE DERIVAS

Para el control de derivas utilizaremos lo recomendado en la norma E.030, con lo que se pretende que la estructura se comporte dentro rango elástico ante sismos frecuentes; prácticamente elástico ante sismos ocasionales (experimentando posibles daños dentro de los límites aceptables), y que ante un sismo severo tenga importantes incursiones inelásticas pero que no colapse ni cause daños a las personas (Muñoz, 1999, pág. 43).

Tabla 4.4.2.5.a. Control de derivas en la dirección X.

Nivel	Diafragma	UX (cm)	ΔU_x (cm)	He (cm)	$\Delta U_x/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Nivel3	D3	13.74	0.64	360	0.0018	0.007	OK
Nivel2	D2	13.31	1.06	360	0.0029	0.007	OK
Nivel1	D1	12.60	1.90	490	0.0039	0.007	OK
Nivel0	D0	11.34					BASE

Tabla 4.4.2.5.b. Control de derivas en la dirección Y.

Nivel	Diafragma	UY (cm)	ΔU_y (cm)	He (cm)	$\Delta U_y/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Nivel3	D3	14.86	0.71	360	0.0020	0.007	OK
Nivel2	D2	14.39	1.40	360	0.0039	0.007	OK
Nivel1	D1	13.45	3.24	490	0.0066	0.007	OK
Nivel0	D0	11.29					BASE

Podemos ver que las derivas cumplen con lo establecido en la norma, sin embargo como lo establecen las normas norteamericanas consultadas, este es un análisis preliminar, para el diseño final de la estructura se debe hacer un análisis dinámico.

4.4.3 ANÁLISIS DEL ESPECTRO DE RESPUESTA

4.4.3.1 ANÁLISIS MODAL

Como primer paso se verificará que el sistema de aislación produzca el período cercano al periodo objetivo definido en el ELF, en la siguiente tabla se muestra los modos de vibrar, periodos y participación modal.

Tabla 4.4.3.1.a. Períodos y participación modal.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	1.926	0.001	0.874	0.121
2	1.863	0.995	0.002	0.001
3	1.754	0.002	0.120	0.876
4	0.358	0.000	0.005	0.000
5	0.310	2E-03	0E+00	0E+00
6	0.288	0E+00	2E-05	2E-03
7	0.203	0E+00	2E-04	8E-06
8	0.152	1E-04	0E+00	0E+00
9	0.146	0E+00	0E+00	1E-04
10	0.126	0E+00	2E-06	0E+00
11	0.082	0E+00	0E+00	0E+00
12	0.081	0E+00	0E+00	5E-07

Como podemos observar en la tabla 4.4.3.a, los tres primeros modos corresponden al sistema de aislación, y de estos dependen casi la totalidad de la respuesta estructural, ya que los modos superiores no tienen mucha relevancia en el movimiento de la estructura.

Adicionalmente, cada modo concentra casi la totalidad de su participación en una sola dirección, siendo los dos primeros de traslación, y el tercero rotacional alrededor del eje Z. Esto indica que la estructura es regular. A continuación se muestra las figuras deformadas para los tres primeros modos.

El período fundamental tiene predominancia en la dirección Y (1.926 seg), cercano al período objetivo (1.780 seg).

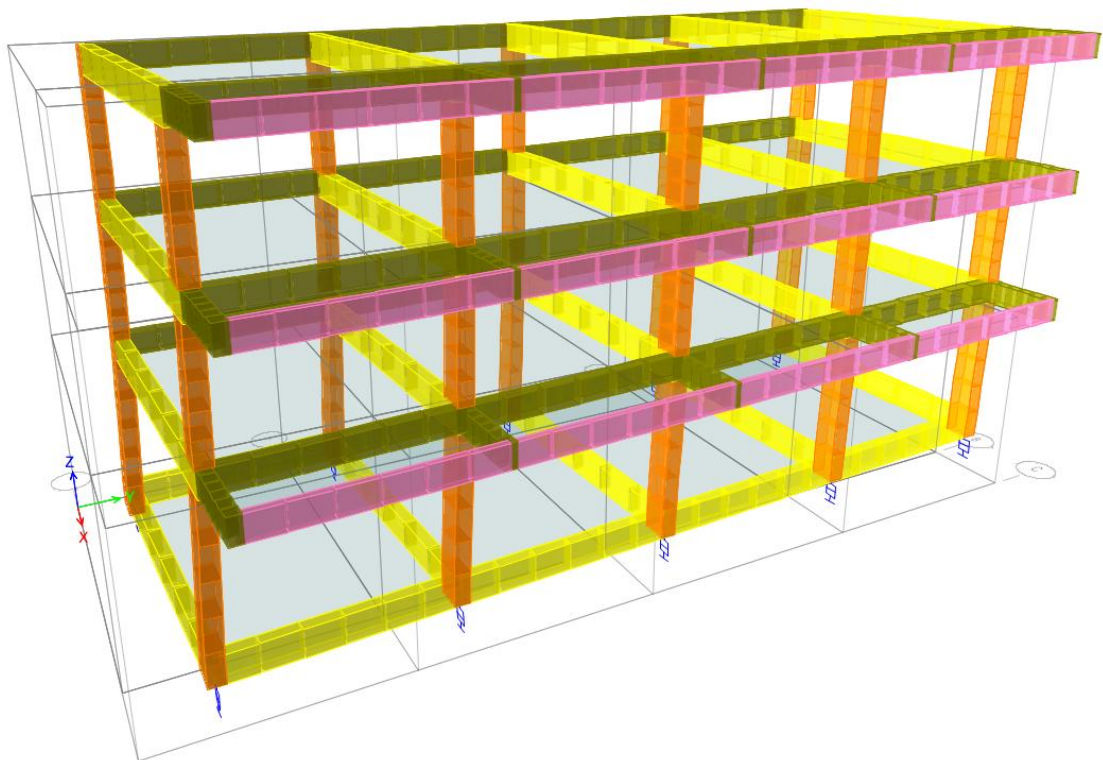


Figura 4.4.3.a. Periodo fundamental, modo translacional en Y.

El segundo periodo más importante es en la dirección X (1.863 seg) y su relación con el periodo fundamental es 1.03, prácticamente igual a 1, lo que indica que hay una buena distribución en planta de los aisladores.

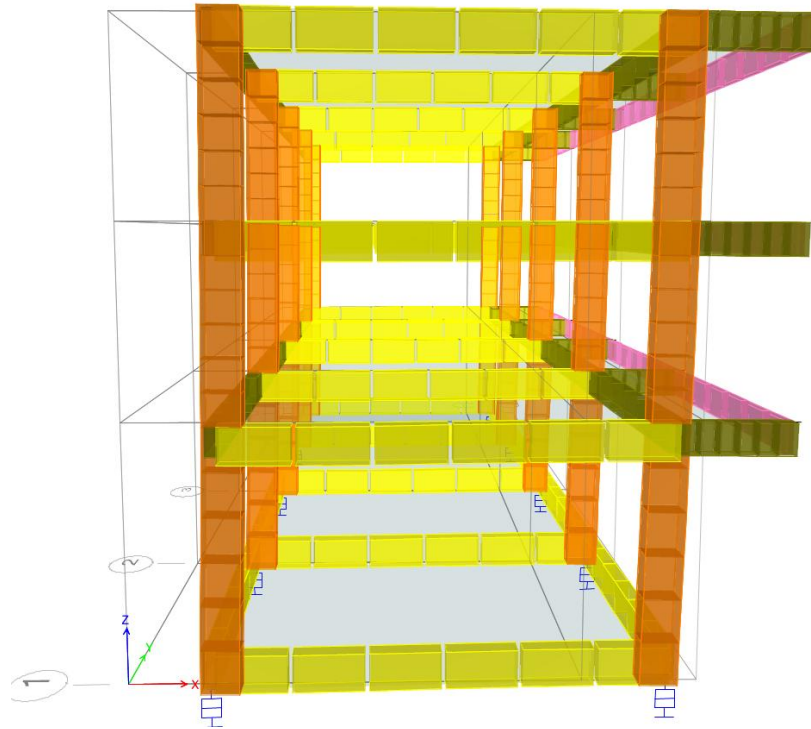


Figura 4.4.3.b. Segundo modo de vibración, modo translacional en X.

Finalmente el tercer modo es en la dirección RZ (1.754 seg), y su relación con el periodo fundamental es 1.10, cercano a 1, que sería lo ideal. Esto refleja en general que hay una buena distribución en planta de los aisladores.

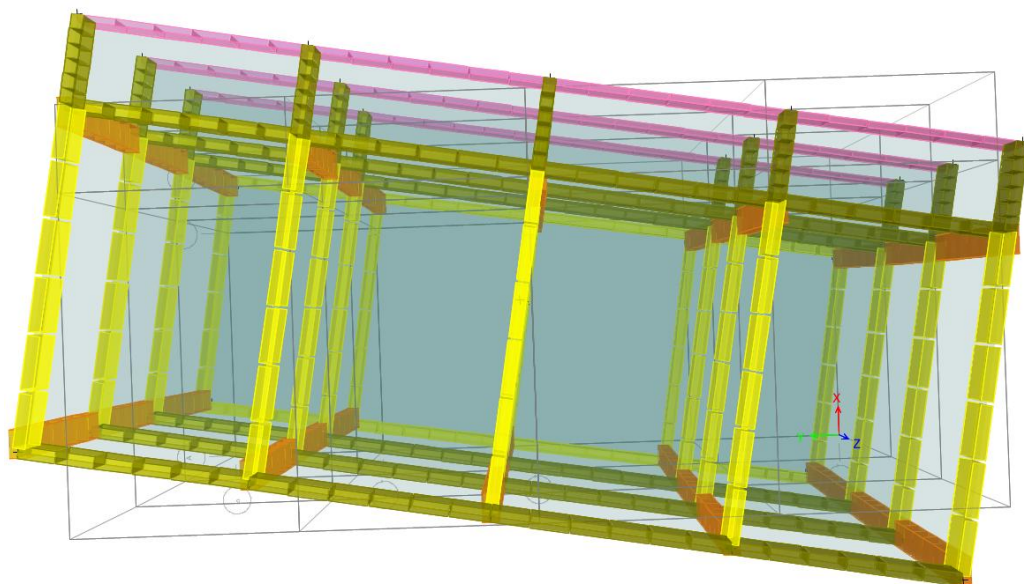


Figura 4.4.3.c. Tercer modo de vibración, modo rotacional en Z.

El análisis modal fue satisfactorio. Se logró flexibilizar la estructura con un período cercano al período objetivo, distribuyendo eficazmente los aisladores de tal manera que los modos concentran casi la totalidad de su respuesta en una sola dirección, esto controla los problemas de torsión en planta.

4.4.3.2 DESPLAZAMIENTOS DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Este parámetro es importante conocerlo principalmente por dos motivos; primero para verificar si este desplazamiento máximo se encuentra dentro del rango señalado por el ELF, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo. Segundo, en el diseño y construcción de un edificio aislado, sirve para definir los valores de la junta de separación entre el edificio aislado y otros elementos circundantes.

El valor D_{tm} debe ser como mínimo el 80% del obtenido en el ELF y el D_{td} debe ser el 90% como mínimo (ASCE, 2010, pág. 174). A continuación se muestran las tablas para cada dirección:

Tabla 4.4.3.2.a. Desplazamientos en el MCE.

	MCE X	MCE Y
Dm (m)	0.266	0.258
Dtm (m)	0.303	0.268
%Din/Est	86%	88%

Tabla 4.4.3.2.b. Desplazamientos en el DBE.

	DBE X	DBE Y
Dd (m)	0.178	0.172
Dtd (m)	0.202	0.179
%Din/Est	86%	88%

De la tabla 4.4.3.2.b, podemos ver que no cumple con el mínimo requerido, por lo tanto deberá ser escalado de acuerdo a la cortante basal obtenida del sismo DBE.

4.4.3.3 FUERZAS CORTANTES EN LA SUB-ESTRUCTURA

Con esta fuerza de corte se diseñara todos los elementos debajo de la interfaz de aislación, según las normas consultadas su valor no debe ser menor al 90% del valor obtenido en el ELF (ASCE, 2010, pág. 174).

Tabla 4.4.3.3.a y b. Fuerzas cortantes en la sub-estructura, sismo DBE.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)
Base	DBE X Max	171.09
% Din/Est		78%

Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
Base	DBE Y Max	165.82
% Din/Est		76%
FACTOR ESCALA		1.185

De la tabla 4.4.3.3.a y b, observamos que para ambas direcciones el cortante tampoco cumple con el mínimo requerido, por lo tanto deberá ser escalado con un factor de 1.185 en ambas direcciones. A continuación se muestran los resultados.

Tabla 4.4.3.3.c y d. Fuerzas cortantes escaladas en la sub-estructura.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)
Base	Vb X Max	202.76
% Din/Est		93%

Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
Base	Vb Y Max	196.51
% Din/Est		90%

Estas cortantes basales escaladas generan los siguientes desplazamientos que satisfacen los requerimientos de la norma ASCE SEI 7-10.

Tabla 4.4.3.3.e. Desplazamientos en el DBE escalados.

	DBE X	DBE Y
Dd (m)	0.210	0.204
Dtd (m)	0.239	0.211
%Din/Est	102%	104%

Por lo tanto, para diseñar todos los elementos debajo del sistema de aislación se usará esta cortante de diseño.

4.4.3.4 FUERZAS CORTANTES EN LA SUPERESTRUCTURA

El cortante " V_s " a distribuir en la superestructura debe ser igual a la cortante basal obtenida del análisis con el espectro DBE/R, y este debe ser como mínimo el 80% del obtenido en el ELF (ASCE, 2010, págs. 173-174).

Tabla 4.4.3.4.a y b. Cortante basal, espectro DBE/R.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)
Base	DBE SUP X Max	85.54
% Din/Est		78%

Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
Base	DBE SUP X Max	82.91
% Din/Est		76%

FACTOR ESCALA 1.053

De las tablas 4.4.3.4.a y b, observamos que para ambas direcciones el cortante V_s no cumple con el 80% mínimo establecido por el ELF. Por lo tanto, deberá ser escalado con un factor 1.053 para ambas direcciones.

Tabla 4.4.3.4.c y d. Cortante basal escalado.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)
Base	VS X Max	90.01
% Din/Est		82%

Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
Base	VS Y Max	87.24
% Din/Est		80%

Este cortante " V_s " debe ser distribuido en altura usando la ecuación 4.4.2.4, A continuación se muestra dicha distribución.

Tabla 4.4.3.4.e y f. Fuerzas cortantes distribuidas en la superestructura.

Nivel	Load Case/Combo	VX (ton)	Nivel	Load Case/Combo	VY (ton)
3	VS X Max	23.83	3	VS X Max	23.78
2	VS X Max	57.37	2	VS X Max	56.50
1	VS X Max	90.01	1	VS X Max	87.24
		% Din/Est			% Din/Est
		82%			80%

4.4.3.5 CONTROL DE DERIVAS

Tabla 4.4.3.5.a. Control de derivas en la dirección X.

Nivel	Diafragma	UX	ΔU_x	He	$\Delta U_x/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Nivel3	D3	13.33	0.38	360	0.001	0.007	OK
Nivel2	D2	13.08	0.75	360	0.002	0.007	OK
Nivel1	D1	12.58	1.54	490	0.003	0.007	OK
Nivel0	D0	11.55					BASE

Tabla 4.4.3.5.b. Control de derivas en la dirección Y.

Nivel	Diafragma	UY (cm)	ΔU_y (cm)	He (cm)	$\Delta U_y/He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
Nivel3	D3	13.58	0.41	360	0.001	0.007	OK
Nivel2	D2	13.31	0.95	360	0.003	0.007	OK
Nivel1	D1	12.68	2.42	490	0.005	0.007	OK
Nivel0	D0	11.061					BASE

De las tablas 4.4.3.5.a y b, se observa que para ambas direcciones, las derivas cumplen con lo establecido en la norma, por tanto se procede a diseñar los elementos de la superestructura tomando estas fuerzas de diseño.

4.4.3.6 CONTROL DE CAPACIDAD DE CARGA Y TRACCIÓN

En la siguiente tabla se muestra las reacciones en la base de la columna para una combinación de carga de $1.25(D+L)\pm V_s$ y la capacidad de carga admisible en cada aislador según el cálculo efectuado en el acápite 4.3.6.

Tabla 4.4.3.6.a. Control de capacidad de carga en aisladores.

COLUMNA	TIPO DE AISLADOR	Pmax (ton)	P admisible (ton)	OBSERVACIÓN
A1	C	84	184	OK
B1	B	118	184	OK
A5	C	84	184	OK
B5	B	115	184	OK
A2	B	122	184	OK
A3	B	127	184	OK
A4	B	122	184	OK
B2	A	175	184	OK
B3	A	183	184	OK
B4	A	173	184	OK

Se hizo la verificación de tracción con la combinación $D+L(\text{voladizo})\pm V_s$ se verificó que ningún aislador trabaja a tracción.

Tabla 4.4.3.6.b. Control de capacidad tracción en aisladores.

COLUMNA	TIPO DE AISLADOR	CARGA (ton)	TRACCIÓN ADMISIBLE (ton)	OBSERVACIÓN
A1	C	22.6	-12.8	OK
B1	B	92.5	-16.7	OK
A5	C	17.9	-16.0	OK
B5	B	95.5	-16.7	OK
A2	B	41.5	-16.7	OK
A3	B	43.5	-16.7	OK
A4	B	37.6	-16.7	OK
B2	A	127.1	-20.8	OK
B3	A	135.3	-20.8	OK
B4	A	129.9	-20.8	OK

El análisis del espectro de respuesta fue satisfactorio, de acuerdo a las tablas mostradas y las verificaciones hechas, podemos afirmar que el sistema aislado tendrá un buen comportamiento ante un sismo severo. Ahora procederemos a realizar el diseño de los elementos estructurales.

4.5 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA AISLADA

El diseño de los elementos estructurales se realizó de acuerdo a las norma de concreto E.060. En las tablas 4.5.a y 4.5.b se muestran los factores de amplificación de cargas y los factores de reducción de resistencia especificada.

Tabla 4.5.a. Factores de amplificación de carga.

N° COMBINACIÓN	FACTORES DE ESCALA		
	CM	CV	CS
1	1.4	1.7	-
2	1.25	1.25	1
3	1.25	1.25	-1
4	0.9	-	1
5	0.9	-	-1

Tabla 4.5.b. Factores de reducción de resistencia nominal.

N°	ITEM	ϕ
1	Flexión sin carga axial	0.90
2	Carga axial de tracción con o sin flexión	0.90
3	Carga axial de compresión con o sin flexión - Elementos con refuerzo en espiral	0.75
4	Carga axial de compresión con o sin flexión - Otros elementos	0.70
5	Cortante y torsión	0.85
6	Aplastamiento en el concreto	0.70

Para determinar la longitud de desarrollo se asumió el siguiente criterio:

- Por extensión se asumirá lo siguiente:

FLEXION: d

TORSION: $bt + d$

- Excepto para las varillas de diámetro:

$\varnothing 3/4"$ ===== $Ld = 70\text{cm}$

$\varnothing 1"$ ===== $Ld = 120\text{cm}$

4.5.1 DISEÑO DE VIGAS

Las cargas de gravedad que se asignaron a las losas se muestran en la tabla

3.4.c.

Tabla 4.5.1.a. Cargas asignadas a las losas.

N°	ITEM	CARGA (ton/m ²)
1	Peso propio	0.30
2	Acabados	0.10
3	Tabiquería (1er al 3er nivel)	0.20
4	Tabiquería (techo)	0.05
5	Carga viva - Laboratorios	0.30
6	Carga viva - Techo	0.15
7	Carga viva - Corredores	0.40

Adicionalmente se asignaron cargas lineales en las vigas perimetrales de acuerdo al volumen de muro no estructural multiplicado por 2.8 ton/m³.

Los criterios para el cálculo de acero de refuerzo en vigas que soportan cargas laterales son:

- La zona de confinamiento es 2 veces el peralte:

(0.70m) $2 \times 0.70\text{m} = 1.40\text{m}$

(0.60m) $2 \times 0.60\text{m} = 1.20\text{m}$

- Primer estribo de confinamiento a 50mm

- Espaciamiento máximo en zona de confinamiento se optó por $\frac{1}{4} * d$ (peralte efectivo):
 (70) $62/4 = 15.50\text{cm} \text{ --- } 15\text{cm}$
 (60) $52/4 = 13.00\text{cm} \text{ --- } 13\text{cm}$
- Máximo espaciamiento fuera de zona de confinamiento $\frac{1}{2} * d$ (peralte efectivo):
 (70) $62/2 = 31\text{cm} \text{ --- } 30\text{cm}$
 (60) $52/2 = 26\text{cm} \text{ --- } 25\text{cm}$

Se consideró efectos de torsión, en la tabla 4.5.1.b se muestra el resumen del cálculo.

Tabla 4.5.1.b. Resumen de armadura para las vigas.

Piso	Elemento	Armadura Inferior	Armadura medio	Armadura superior	Armadura por Corte
0	Viga VP - 001	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	8 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 17 @ 0.10; 8 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
0	Viga VP - 002	2 Ø 3/4" + 4 Ø 5/8"	2 Ø 1/2"	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 2 @ 0.10; 8 @ 0.15; 5 @ 0.20; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
0	Viga VS - 003	2 Ø 3/4"	2 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	2 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
0	Viga VS - 004	2 Ø 3/4"	4 Ø 1/2"	2 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
1	Viga VP - 101	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 15 @ 0.05; 17 @ 0.10; 5 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos
1	Viga VP - 102	3 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	4 Ø 1/2"	2 Ø 3/4" + 1 Ø 1"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.10; 11 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

1	Viga VS - 103	4 Ø 1/2"	2 Ø 3/4"	4 Ø 1/2"+1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos.
1	Viga VS - 104	5 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos.
1	Viga VB - 105	2 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	2 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
2	Viga VP - 201	4 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	4 Ø 3/4" + 1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 15 @ 0.05; 17 @ 0.10; 5 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos.
2	Viga VP - 202	3 Ø 3/4" + 2 Ø 5/8"	4 Ø 1/2"	2 Ø 3/4" + 1 Ø 1"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.10; 11 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos.
2	Viga VS - 203	4 Ø 1/2"	2 Ø 3/4"	4 Ø 1/2"+1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos.
2	Viga VS - 204	5 Ø 1/2"	4 Ø 1/2"	6 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15; Resto @ 0.20 - Para ambos extremos.
2	Viga VB - 205	2 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	2 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
3	Viga VP - 301	2 Ø 1/2" + 1 Ø 3/4"	2 Ø 5/8"	2 Ø 1/2" + 1 Ø 3/4"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15; Resto @ 0.30 - Para ambos extremos.
3	Viga VP - 302	2 Ø 5/8" + 1 Ø 3/4" + 1 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	6 Ø 1/2" + 1 Ø 3/4"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15; Resto @ 0.30 - Para ambos extremos
3	Viga VS - 303	2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	2 Ø 3/8"	2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos.
3	Viga VS - 304	2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	2 Ø 5/8"	2 Ø 1/2" + 1 Ø 5/8"	Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15; Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
3	Viga VB - 305	2 Ø 1/2"	2 Ø 3/8"	2 Ø 1/2"	Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

4.5.2 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

Tabla 4.5.2.a. Resumen de armadura en losas.

Piso	Elemento	Armadura Inferior	Armadura superior	Armadura por temperatura
0	Losa Aligerada	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	Ø 1/4" @ 0.25
1	Losa Aligerada	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	Ø 1/4" @ 0.25
2	Losa Aligerada	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	Ø 1/4" @ 0.25
3	Losa Aligerada	2 Ø 1/2"	2 Ø 1/2"	Ø 1/4" @ 0.25

4.5.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Los criterios para el cálculo del acero en columnas que soportan cargas laterales son:

- La zona de confinamiento (L_0) se optó por $h = 70\text{cm}$
- Espaciamiento máximo en zona de confinamiento se optó por 10cm
- Espaciamiento máximo fuera de zona de confinamiento $d/2 = 300\text{m}$
- Cuantía mínima 1%

Tabla 4.5.3.a. Resumen de armadura en columnas.

Nivel	Columna	Armadura Longitudinal	Armadura de corte
1	C - 1	14 Ø 3/4"	Estr.Ø 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
1	C - 2	14 Ø 5/8"	Estr.Ø 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
1	C - 3	14 Ø 5/8"	Estr.Ø 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos

1	C - 4	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
1	C - 5	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
2	C - 1	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
2	C - 2	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
2	C - 3	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
2	C - 4	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
2	C - 5	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
3	C - 1	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
3	C - 2	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
3	C - 3	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
3	C - 4	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos
3	C - 5	14 \emptyset 5/8"	Estr. \emptyset 3/8": 7 @ 0.10 resto @ 0.30, Ambos extremos

4.5.4 DISEÑO DE PODIOS

La cuantía de acero por flexión es poca, por lo tanto se consideró la cuantía mínima 1%. El estriado por análisis es @40cm pero se considerará @30cm.

Tabla 4.5.4.a. Resumen de armadura en podios.

Nivel	Elemento	Armadura Longitudinal	Armadura de corte
-1	Podio	24 \emptyset 3/4"	Estr. \emptyset 3/8": 5 @ 0.15 , Resto @ 0.30 hacia arriba

4.5.5 DISEÑO DE ZAPATAS





Se recalculó la presión admisible del terreno de acuerdo al EMS, se asume una capa de 20cm de material suelto y un F.S. = 2.5 (cargas laterales), se obtiene:

- NTN=-0.30m, H=-3.40m → Esf.Adm= 1.971kg/cm² (Zap60)

El valor máximo acondicionado es:

- Presión Zap60 = 1.924kg/cm²

Tabla 4.5.5.a. Resumen de armadura zapatas.

Elemento	A / B (m)	Peralte (m)	Forma	Armadura
Zapata 01	1.70 / 1.70	0.60		1 Ø1/2" @ 0.25m 1 Ø1/2" @ 0.25m
Zapata 02	2.10 / 2.10	0.60		1 Ø1/2" @ 0.20m 1 Ø1/2" @ 0.20m
Zapata 03	2.20 / 2.20	0.60		1 Ø1/2" @ 0.15m 1 Ø1/2" @ 0.15m
Zapata 04	2.20 / 2.20	0.70		1 Ø1/2" @ 0.10m 1 Ø1/2" @ 0.10m

CAPITULO V: ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL Y DE COSTOS

5.1 ANTECEDENTES GENERALES

Uno de los objetivos de esta tesis es cuantificar la reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo que trae como resultado la disminución en sección de elementos estructurales resistentes a las fuerzas de sismo. Así mismo, cuantificar la reducción de costos producto de la disminución en cantidad de materiales, y verificar si dicha reducción podría compensar el costo de los aisladores.

5.2 ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL ESTRUCTURAL

5.2.1 MODOS DE VIBRACIÓN

Para el análisis modal tomamos la masa del 100% carga muerta más el 50% de la carga viva ($D+0.5L$), según lo indica la norma E.030. Los resultados del análisis modal están mostrados en la tabla 5.2.1.a, para la estructura convencional de base fija y para la estructura aislada con sistema compuesto por aisladores LRB.

Tabla 5.2.1.a. Periodos fundamentales en las direcciones principales del edificio.

	<i>PERIODO FUNDAMENTAL</i>	
BASE FIJA	Tx (seg)	0.304
	Ty (seg)	0.282
SISTEMA LRB	Tx (seg)	1.863
	Ty (seg)	1.926

Como podemos notar en la tabla 5.2.1.a, el periodo fundamental de la estructura con base fija tiene predominancia en la dirección X (0.304 seg), mientras que en la estructura aislada tiene predominancia en la dirección Y

(1.926 seg). Para ambas direcciones se logró alargar el periodo más de 6 veces. En las figuras 5.2.1.a y 5.2.1.b se muestra las deformadas para la dirección X para el sistema convencional y el aislado.

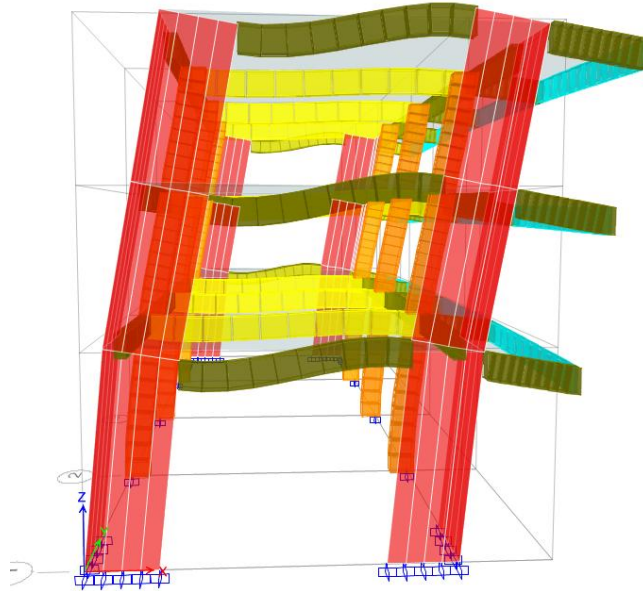


Figura 5.2.1.a. Primer modo de la estructura con base fija, dirección X (0.304 seg).

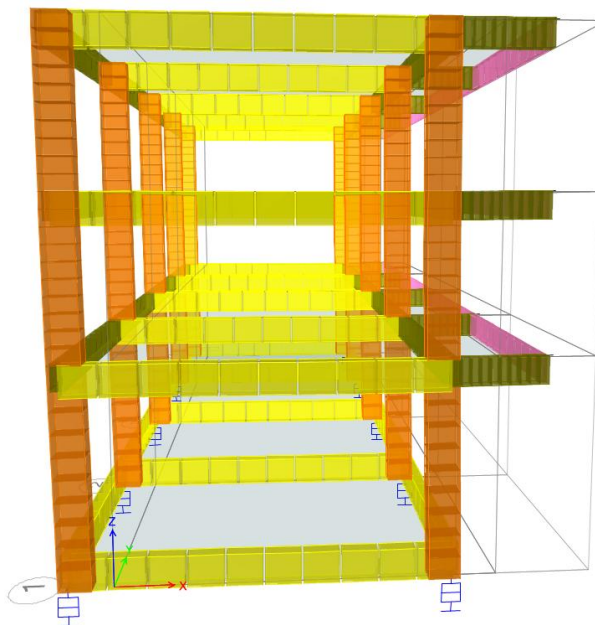


Figura 5.2.1.b. Segundo modo de la estructura con base aislada, dirección X (1.863 seg).

5.2.2 FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO

En la tabla 5.2.2.a se muestra las cortantes sísmicas obtenidas del análisis estático para la estructura con base fija y aislada, que como se mencionó anteriormente es importante conocer de manera preliminar.

Tabla 5.2.2.a. Fuerzas cortantes sísmicas, análisis estático.

Nivel	Base Fija Vx (t)	Base Aislada Vx (t)	Reducción (%)
3	70.79	40.7	42.4%
2	147.03	83.5	43.2%
1	193.55	109.2	43.6%

En las tablas 5.2.2.b y 5.2.2.c se muestran las fuerzas cortantes sísmicas de diseño obtenidas de análisis dinámico por combinación espectral.

Tabla 5.2.2.b. Fuerzas cortantes de diseño en la dirección X, análisis del espectro de respuesta.

Nivel	Base Fija Vx (t)	Base Aislada Vx (t)	Reducción (%)
3	68.67	23.83	65.3%
2	128.03	57.37	55.2%
1	159.00	90.01	43.4%

Tabla 5.2.2.c. Fuerzas cortantes de diseño en la dirección Y, análisis del espectro de respuesta.

Nivel	Base Fija Vy (t)	Base Aislada Vy (t)	Reducción (%)
3	67.88	23.78	65.0%
2	126.11	56.50	55.2%
1	156.65	87.24	44.3%

Cabe mencionar que para la estructura aislada se tuvo que escalar las fuerzas obtenidas del análisis dinámico para cumplir con el mínimo de 80% de las fuerzas obtenidas del análisis estático como lo establecen las normas FEMA, ASCE y UBC 97. Para la estructura convencional con base fija no se tuvo que escalar pues las cortantes obtenidas del análisis dinámico eran superiores al 80% de las obtenidas en el análisis estático, que es el mínimo según se especifica en la norma E.030.

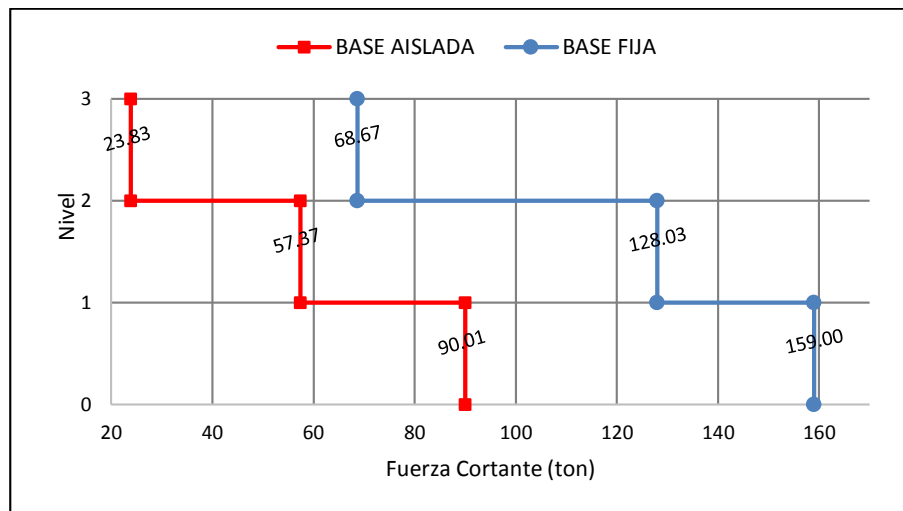


Gráfico 5.2.2.a. Fuerzas cortantes de diseño en la dirección X.

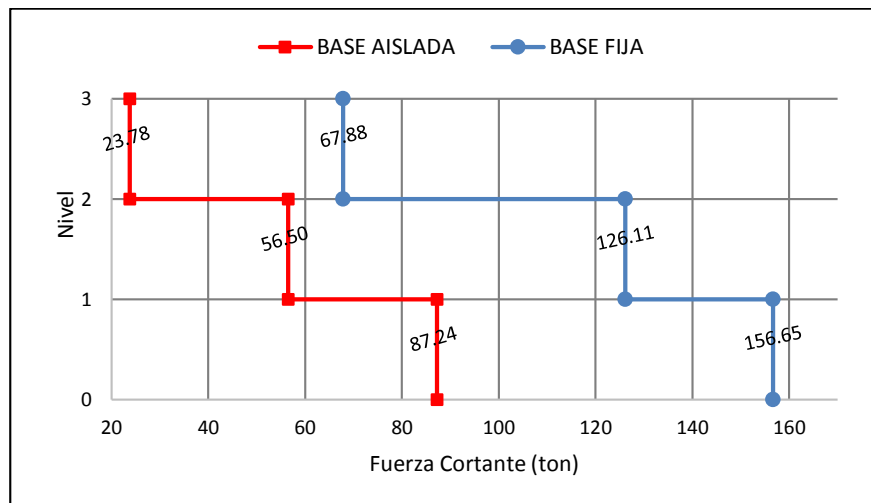


Gráfico 5.2.2.b. Fuerzas cortantes de diseño en la dirección Y.

Convendría aclarar que esta comparación es a nivel de cortantes de diseño, si se quisiera comparar ante un mismo nivel de sollicitación sísmica, se obtendrían valores de reducción cortante inclusive superiores a 9 veces, como se comentó en el estado del arte, acápite 2.2.

Esta reducción de fuerzas de diseño implica una reducción en área de sección transversal de los elementos estructurales resistentes a la fuerza sísmica, en la tabla 5.2.2.d. se muestra la reducción en sección de los elementos resistentes a las fuerzas de sismo para la estructura de base fija y de base aislada.

Tabla 5.2.2.d. Reducción en área de sección transversal de los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas.

	BASE FIJA (m²)	BASE AISLADA (m²)	Reducción (%)
PLACAS	4.20	0.00	100.0%
COLUMNAS	1.68	2.80	-66.7%
ÁREA TOTAL	5.88	2.80	52.4%

5.2.3 DISTORSIÓN DE ENTREPISO

El control se realizó de acuerdo a la norma E.030 en la que se establece un valor máximo de distorsión de entrepiso de 0.007 para el concreto armado. En la tablas 5.2.3.a y 5.2.3.b se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 5.2.3.a. Derivas en la dirección X.

Nivel	Base Fija	Base Aislada
3	0.0044	0.0011
2	0.0044	0.0021
1	0.0023	0.0031

Tabla 5.2.3.b. Derivas en la dirección Y.

Nivel	Base Fija	Base Aislada
3	0.0038	0.0011
2	0.0038	0.0026
1	0.0020	0.0049

Podemos observar de las tablas 5.2.3.a y 5.2.3.b que ambas estructuras cumplen con el requisito de la norma E.030. Sin embargo la estructura convencional con base fija al ser una estructura rígida amplifica las aceleraciones, lo que trae como resultado amplificación de las fuerzas y desplazamientos relativos en los pisos superiores. En las tablas 5.2.3.c y 5.2.3.d. se muestra las incremento de aceleraciones por piso para la direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 5.2.3.c. Incremento de la respuesta de aceleración por nivel. Dirección X.

Nivel	Base Fija S_a (m/s ²)	Base Aislada S_a (m/s ²)
3	4.40	1.18
2	2.85	1.12
1	1.78	1.07
0	0	1.09

Tabla 5.2.3.d. Incremento de la respuesta de aceleración por nivel. Dirección Y.

Nivel	Base Fija S_a (m/s ²)	Base Aislada S_a (m/s ²)
3	4.65	1.22
2	2.99	1.13
1	1.87	1.07
0	0	1.14

5.2.4 DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS

En las figuras 5.2.4.a y 5.2.4.b se muestra la comparación de los desplazamientos absolutos para las direcciones X e Y respectivamente, cada uno de acuerdo a su cortante de diseño.

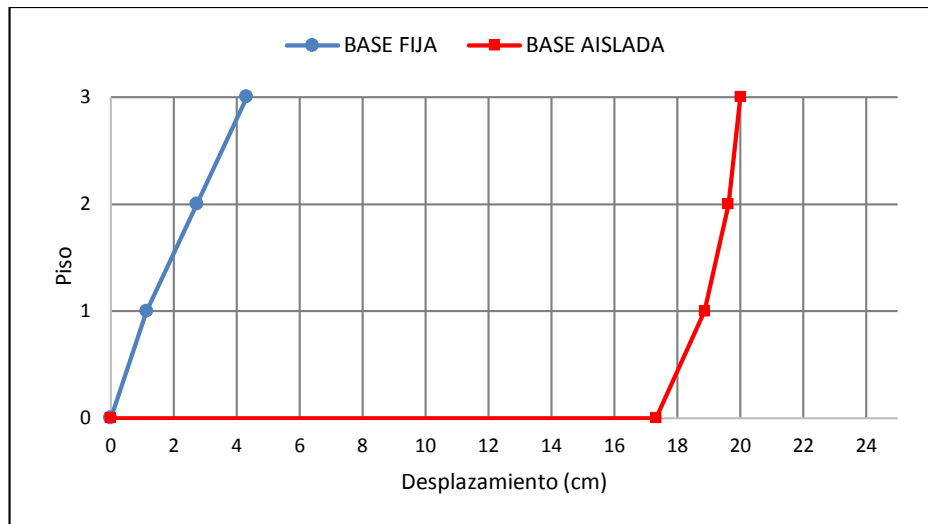


Figura 5.2.4.a. Desplazamientos en la dirección X

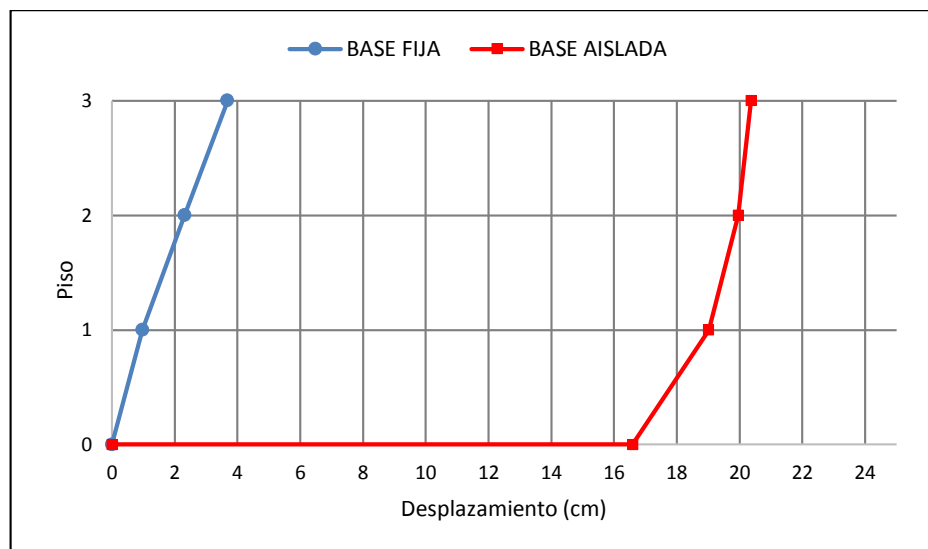


Figura 5.2.4.b. Desplazamientos en la dirección Y

5.3 ANÁLISIS COMPARATIVO A NIVEL COSTOS

5.3.1 ANTECEDENTES

Los sismos pueden ser muy costosos, en el capítulo 1 se presentó los las pérdidas económicas generadas por sismos de gran magnitud en los últimos 45 años, las cuales son considerables y en la mayoría de casos, se deben a la destrucción y/o daño en las construcciones.

Ante este problema, el rumbo que ha tomado la construcción antisísmica en países de más desarrollo es de prevenir en lugar del beneficio en costos que representa construir estructura que debe ser reparada después de un sismo severo. Una construcción sismorresistente encarece la obra alrededor de 5% del costo total dependiendo de la magnitud de la obra, la misma que durante un sismo fuerte se deforma y sufre daños pudiendo ser demolida después del evento. Por otro, lado la construcción sismorresistente con técnicas y diseños modernos encarece aún más la obra, sin embargo entrega mayor protección al edificio (Guillén, 2012).

Dependiendo de la magnitud de la obra, del número de pisos, de área en planta etc, los costos se podrían equilibrar. En Chile por ejemplo, Arriagada evaluó un edificio de oficinas de 7 pisos más sótano, en el cual determinó que la versión aislada del edificio incrementa sólo 3.7% el costo directo del su similar convencional (Arriagada, 2005).

En este acápite se calculará el costo que implica construir el bloque de laboratorios con un sistema convencional y con su similar aislado (solo a nivel estructural). Los precios de las partidas fueron proporcionados por la oficina de

infraestructura física (OIF) y corresponden al del expediente técnico del proyecto “MEJORAMIENTO DE LA CALIDAD ACADEMICA EN LA ESCUELA ACADEMICO PROFESIONAL DE INGENIERIA EN ENERGIA DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA ANCASH - SANTA - NUEVO CHIMBOTE”, el cual incluye el bloque de laboratorios.

5.3.2 COSTO DIRECTO EDIFICIO CONVENCIONAL

Para evaluar los costos de la estructura convencional se siguió las disposiciones de la norma técnica “METRADOS PARA OBRAS DE EDIFICACIÓN Y HABILITACIONES URBANAS”. Solo se contempla el costo indirecto a nivel estructural.

Tabla 5.3.2.a. Costo directo del edificio convencional.

PARTIDA Nº	ESPECIFICACIONES	UND.	METRADO	COSTO UNITRIO S/.	PARCIAL
01.	MOVIMIENTO DE TIERRAS				30,427.10
01.01	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS EN TERRENO NORMAL	m3	160.23	37.08	5,941.33
01.02	ENTIBADO DE MADERA HASTA H=2.0m	m2	330.40	49.49	16,351.50
01.03	EXCAVACIÓN DE ZANJAS PARA VIGAS DE CIMENTACION EN TERRENO NORMAL	m3	35.97	37.08	1,333.77
01.04	RELLENO CON MATERIAL DE PROPIO	m3	159.55	35.38	5,644.70
01.05	NIVELACION Y COMPACTACION DE SUBRAZANTE C/EQUIPO	m2	185.36	2.19	405.93
01.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE CON MAQUINARIA HASTA D=150M.	m3	55.63	13.48	749.88
02.	CONCRETO SIMPLE				6,084.88
02.01	SOLADOS				
02.01.01	CONCRETO EN SOLADOS C:H 1:10 e=2"	m2	91.56	20.76	1,900.79
02.02	FALSO PISO				
02.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCLA C:H 1:8 e=4"	m2	184.81	22.64	4,184.10
03.	CONCRETO ARMADO				299,544.96
03.01	ZAPATAS				26,693.81
03.01.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 EN ZAPATAS	m3	54.94	333.4	18,315.66

03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA ZAPATAS	m2	75.12	49.49	3,717.69
03.01.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	1,094.01	4.26	4,660.46
03.02	VIGAS DE CIMENTACIÓN				11,020.72
03.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 VIGA DE CIMENTACIÓN	m3	12.13	334.96	4,063.13
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGA	m2	80.87	45.64	3,690.82
03.02.03	ACERO PARA VIGA Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	766.85	4.26	3,266.77
03.03	SOBRECIMIENTO REFORZADO				9,711.54
03.03.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 SOBRECIMIENTO	m3	12.24	333.85	4,087.18
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	92.70	43.85	4,064.90
03.03.03	ACERO PARA SOBRECIMIENTO Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	366.07	4.26	1,559.47
03.04	COLUMNAS				28,926.13
03.04.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA COLUMNAS	m3	20.16	359.1	7,239.46
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	150.48	55.26	8,315.52
03.04.03	ACERO PARA COLUMNAS Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	3,138.77	4.26	13,371.15
03.05	PLACAS				61,694.21
03.05.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PLACAS	m3	50.40	359.1	18,098.64
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN PLACAS	m2	364.80	49.18	17,940.86
03.05.03	ACERO PARA COLUMNAS Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	6,022.23	4.26	25,654.71
03.06	VIGAS				82,079.52
03.06.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN VIGAS	m3	50.14	326.18	16,354.34
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	455.94	46.63	21,260.48
03.06.03	ACERO PARA VIGAS Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	10,437.72	4.26	44,464.70
03.07	LOSAS ALIGERADAS				79,419.02
03.07.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	m3	56.16	311.78	17,508.10
03.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA	m2	641.78	41.9	26,890.37
03.07.03	ACERO PARA LOSA ALIGERADA Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	4,493.65	4.26	19,142.97
03.07.04	LADRILLO 15x30x30 PARA LOSA ALIGERADA	und	5,345.99	2.97	15,877.58

COSTO DIRECTO S/.	336,056.94
--------------------------	-------------------

5.3.3 COSTO DIRECTO EDIFICIO AISLADO

La propuesta económica para la fabricación de los aisladores LRB fue emitida por *Fip Industriale*, y se muestra en el anexo 4.

Tabla 5.3.3.a. Costo directo del edificio aislado.

PARTIDA N°	ESPECIFICACIONES	UND.	METRADO	COSTO UNITARIO S/.	PARCIAL S/.
01.	MOVIMIENTO DE TIERRAS				45,733.13
01.01	EXCAVACIÓN CON MAQUINARIA HASTA FONDO DE FALSO PISO	m3	666.08	20.27	13,501.44
01.02	EXCAVACIÓN PARA ZAPATAS EN TERRENO NORMAL	m3	22.59	37.08	837.64
01.03	ENTIBADO DE MADERA HASTA PROF. H=2.6m	m2	194.48	49.49	9,624.82
01.04	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	12.99	35.38	459.59
01.05	NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN	m2	184.81	2.19	404.73
01.06	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	1,550.81	13.48	20,904.92
02.	CONCRETO SIMPLE				5,242.65
02.01	SOLADOS				
02.01.01	CONCRETO EN SOLADOS C:H 1:10 e=2"	m2	50.99	20.76	1,058.55
02.02	FALSO PISO				
02.02.01	CONCRETO EN FALSO PISO MEZCLA C:H 1:8 e=4"	m2	184.81	22.64	4,184.10
03.	CONCRETO ARMADO				308,211.61
03.01	ZAPATAS				16,976.81
03.01.01	CONCRETO F'c=210 kg/cm2 EN ZAPATAS	m3	32.78	333.4	10,928.85
03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA ZAPATAS	m2	54.60	49.49	2,702.15
03.01.03	ACERO Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	785.40	4.26	3,345.80
03.02	MURO				19,970.61
03.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA MURO	m3	20.244	333.85	6,758.46
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA MURO	m2	203.88	43.85	8,940.14
03.02.03	ACERO PARA MURO Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	1,002.82	4.26	4,272.01
03.03	PODIOS				21,704.13
03.02.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA PODIO	m3	16.00	359.1	5,745.60
03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PODIO	m2	75.52	55.26	4,173.24
03.02.03	ACERO PARA PODIO Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	2,766.50	4.26	11,785.29

03.04	COLUMNAS				57,943.41
03.04.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 PARA COLUMNAS	m3	38.64	359.1	13,875.62
03.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN COLUMNAS	m2	348.20	55.26	19,241.53
03.04.03	ACERO PARA COLUMNAS Fy=4200 kg/cm GRADO 60	kg	5,827.76	4.26	24,826.26
03.05	VIGAS				94,756.65
03.05.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN VIGAS	m3	79.29	326.18	25,862.81
03.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN VIGAS	m2	592.63	46.63	27,634.34
03.05.03	ACERO PARA VIGAS Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	9,685.33	4.26	41,259.51
03.06	LOSAS ALIGERADAS				96,860.00
03.06.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	m3	70.93	311.78	22,114.56
03.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL EN LOSA ALIGERADA	m2	810.60	41.9	33,964.14
03.06.03	ACERO PARA LOSA ALIGERADA Fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	4,862.21	4.26	20,713.01
03.06.04	LADRILLO 15x30x30 PARA LOSA ALIGERADA	und	6,757.00	2.97	20,068.29

04	AISLADORES				107,595.97
04.01	LRB-S 650/230 - 155	und	3.00	10,623.61	31,870.84
04.02	LRB-S 600/210 - 135	und	5.00	10,623.61	53,118.07
04.03	LRB-S 600/220 - 125	und	2.00	10,623.61	21,247.23
04.03	MONTAJE	m2	6.40	212.47	1,359.82

COSTO DIRECTO S/.	466,783.36
--------------------------	-------------------

5.3.4 ANÁLISIS COMPARATIVO

Tabla 5.3.4.a. Comparación de costos por piso.

NIVEL	CONVENCIONAL (S/.)	AISLADO (S/.)
BASE	83,938.05	256,338.73
1	90,463.55	72,622.21
2	81,357.75	70,569.20
3	80,297.59	66,573.32
	336,056.94	466,103.45

% INCREMENTO

39%

De las tablas 5.3.2.a, 5.3.3.a y 5.3.a se puede observar lo siguiente:

- El costo directo de la versión aislada es superior a su similar de base convencional, incrementando la inversión en 39%.

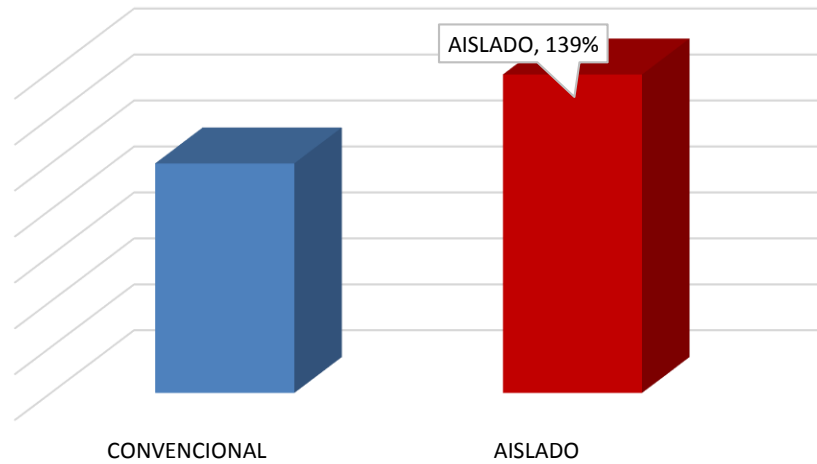


Gráfico 5.3.4.a. Incremento de inversión.

- El costo de los aisladores (S/. 107,595.97) representa un 23% del costo directo total del edificio aislado.

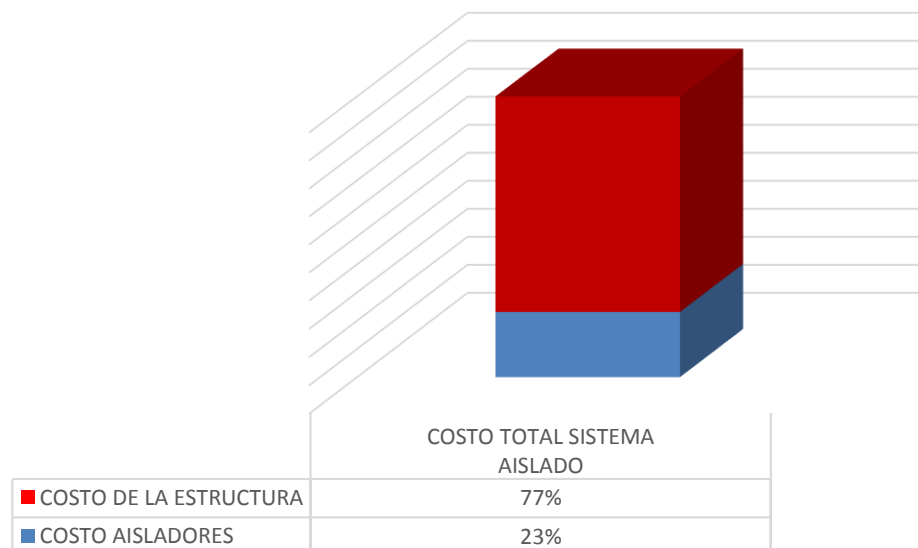


Gráfico 5.3.4.b. Costo de aisladores.

Sin contar con los aisladores el costo de la estructura aislada es 7% superior al costo de la estructura convencional, lo que quiere decir la construcción del piso técnico (que incluye las zapatas, los podios, el muro perimétrico de contención y las vigas y losas arriba de sistema de aislación) representa todo el ahorro de materiales en los tres pisos de la superestructura.

Si tuviésemos más pisos en la superestructura se podría equilibrar mejor los costos, además se optimizaría el comportamiento de los aisladores, ya que como vimos en el capítulo 4, se tuvo que aumentar la rigidez horizontal del aislador para lograr los mínimos requeridos en la tabla de los fabricantes, esto debido al poco peso que le llegaban a los aisladores. En general es difícil diseñar aisladores con poco peso.

En la tabla 5.3.4.b se muestra de una manera muy general, que a partir de 7 u 8 pisos los costos de ambos sistemas serian semejantes, en este caso se tendría un incremento de 5.25%. Esto sin considerar el aumento de sección en las placas que de seguro existirían al considerar mayor altura. Con lo cual se equilibraría aún más los costos.

Tabla 5.3.4.b. Estimación de incremento de costos en edificio de 8 pisos.

NIVEL	CONVENCIONAL (S/.)	AISLADO (S/.)
BASE	119,214.70	256,338.73
1	90,463.55	72,622.21
2	81,357.75	70,569.20
3	81,357.75	70,569.20
4	81,357.75	70,569.20
5	81,357.75	70,569.20
6	81,357.75	70,569.20
7	81,357.75	70,569.20
8	80,297.59	66,573.32
	778,122.32	818,949.43

% INCREMENTO

5.25%

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- La estructura convencional presentará un buen comportamiento ante un sismo severo. Se logró realizar el análisis y diseño estructural del bloque de laboratorios convencional, cumpliendo las disposiciones de la norma E.030 y E.060. Se comprobó que el sistema es básicamente de muros estructurales, pues absorben más del 90% del cortante basal en ambas direcciones. Así mismo, se comprobó que esta estructura rígida (periodo fundamental de 0.304 segundos) amplificó las aceleraciones del sismo de diseño desde 1.87m/s^2 en el primer entrepiso hasta 4.65m/s^2 en el techo (valores correspondientes a la dirección Y, la más desfavorable), lo que trajo como resultado mayor porción de cortante basal en los pisos superiores, como se esperaba. En cuanto a las derivas se obtuvieron valores inferiores al máximo permisible para el concreto (0.007), siendo el valor máximo en la dirección X de 0.0044, en el último piso.
- Se modificó la configuración estructural en el edificio aislado para aprovechar la reducción de cortante de diseño, se optó por reemplazar las placas por columnas de $0.40\text{m} \times 0.70\text{m}$, lo cual flexibilizó la estructura de 0.304 a 0.725 segundos.
- Se realizó con éxito el diseño del sistema de aislación compuesto por aisladores elastoméricos LRB, escogidos por tener mejor comportamiento histerético. Se obtuvieron las dimensiones y propiedades dinámicas de los aisladores según la cargas que reciben y evaluándolos ante un sismo máximo considerado (MCE), obteniéndose un valor de desplazamiento máximo de cada aislador de 0.35m, los

aisladores se distinguen como tipo A, B y C. Para el diseño del sistema aislado se estableció un periodo objetivo de 2.0 segundos, valor que aleja a la estructura de la zona de mayor aceleración espectral. Sin embargo, debido al poco peso, solo se logró aislar a la estructura a un periodo de 1.926 segundos, valor cercano al deseado. Se logró aumentar el amortiguamiento de la estructura de 5% (convencional) a 26% (aislado) bajo el sismo de diseño.

- Se logró realizar con éxito el análisis y diseño estructural del bloque de laboratorios aislado, cumpliendo las disposiciones de las normas UBC-97, FEMA 450-451, ASCE SEI 7-10, además de las normas E.030 y E.060, las cuales permitieron la adaptación a la realidad local. Se evaluó la estructura ante el sismo MCE y se comprobó que la estructura no sobrepasa el desplazamiento máximo de los aisladores (0.35m), obteniéndose un desplazamiento total máximo en el sismo MCE del orden de 0.303m que representa el 83% del máximo calculado en los aisladores. Al aplicar el sismo de diseño (DBE) se obtuvo un desplazamiento de diseño de 0.239m en la dirección X y 0.211m en la dirección Y.
- El edificio aislado tuvo un buen comportamiento, superior al edificio convencional, se obtuvo reducciones de cortante basal de diseño de 43.4% en la dirección X, y 44.3% en la dirección Y. Estas reducciones permiten reducir el área sección de los elementos resistentes al corte en 52% con respecto al de su similar empotrado, también se logró minimizar las vibraciones en los pisos superiores, en donde la amplificación de aceleraciones en el sismo de diseño varía desde

1.14m/s² en el primer entrepiso hasta 1.22m/s² en el techo (valores correspondientes a la dirección Y, la más desfavorable). En cuanto a las derivas todas son inferiores a la máxima permitida en la norma E.030 para estructuras de concreto (0.007), siendo la dirección Y la más desfavorable, con un valor máximo de 0.0049.

- Se concluye que el costo de edificio aislado representa un incremento en la inversión de 39% con respecto de su similar convencional. La reducción en sección de los elementos de corte en los tres pisos de superestructura, no representa un ahorro, pues para una estructura aislada necesariamente se debe construir un piso técnico con dimensiones suficientes para la inspección de los aisladores, y su posible recambio post-sismo.
- Al considerar los costos de reparación y de paralización post-sismo este incremento de inversión se justifica debido al nivel de protección que se le entrega al edificio para salvaguardar la vida de las personas ante un sismo inclusive de gran magnitud, sin embargo si en un proyecto tuviésemos más pisos, alrededor de 7 u 8, el incremento de costos seria mínimo, alrededor de 5%, dependiendo de la magnitud del proyecto.

6.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda considerar el uso de dispositivos de aislación sísmica desde las etapas iniciales del proyecto, a fin de mitigar el impacto de su incorporación en la arquitectura, ya que para este caso particular se tuvo que obviar la presencia de los bloques cercanos, los que imposibilitaba el desplazamiento del conjunto. Así mismo, se sugiere bloques con similar número de pórticos en ambas direcciones, con altura menor a 35m (8pisos), con periodo fundamental menor a 1 segundo y con suficiente espacio de tal manera que se pueda colocar una junta de 0.50m como mínimo.
- Se puede sugerir que los edificios públicos serían los más beneficiados, los que ante un evento sísmico de gran magnitud no deberían interrumpir su funcionamiento, como es el caso de hospitales, estación de bomberos, o de contenido valioso como son museos, almacenes industriales etc.
- Se recomienda usar aisladores en suelos rígidos (S_1), pudiendo extenderse a suelos intermedios (S_2), y se sugiere limitar su uso en suelos flexibles (S_3) o en zonas de licuefacción de suelos. El diseño del sistema aislado se optimizará cuando se cimiente sobre un suelo rígido. Al analizar el edificio en suelo S_2 , se tuvo que maximizar el amortiguamiento de los aisladores, para limitar el desplazamiento del conjunto a un valor aceptable (0.35m). Se sugiere limitar el uso de aisladores en suelos S_3 , debido a que el periodo que define la plataforma del espectro de este tipo de suelo (T_p) amplifica la respuesta,

obteniendo a valores poco prácticos de desplazamiento del sistema de aislación y valores indeseables de cortante basal; en algunos casos inclusive superiores a los que se obtendrían al diseñar el edificio convencionalmente.

- Según Hernández, una deriva superior a $1/300$ es suficiente para causar daños significativos a parapetos y tabiques (Hernández, 2012) . Por lo tanto debido a que en el primer piso se obtuvo una deriva de 0.0049 en de la dirección Y, se recomienda rigidizar la superestructura en esa dirección y en sólo primer piso, ya que para los pisos superiores, las derivas son mínimas.
- Al tener solo tres niveles, resulta conveniente usar losa aligerada unidireccional en nivel inmediato sobre los aisladores, sin embargo si tuviésemos más niveles, se sugiere usar losa aligerada bidireccional o una losa maciza, con el fin de distribuir mejor las cargas y asegurar el diafragma rígido.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andrade, L., Miramontes, C., & Ram, J. (2006). *Seismic Protection of Structures with Modern Technologies*. Term Project, University of Patras, Department of Civil Engineering, Patras.
- Arriagada, J. A. (2005). *Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos*. Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería. Valdivia: Universidad Austral de Chile.
- ASCE. (2010). Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures. En *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (págs. 165-177). Reston, Virginia, United States of America: Engineers, American Society of Civil. Obtenido de www.pubs.asce.org
- Chauhan , K. M., & Shah, B. J. (Junio de 2013). Excel Spreadsheet For Design Of Lead Rubber Bearing Uses For Seismic Isolation Of Bridges. *International Journal of Advanced Engineering Research and Studies*, II, 3.
- de la Llera, J. C. (2011). Aisladores Sísmicos en el Hospital Militar. *ArquitecturaMOP*, 10.
- DIS. (Enero de 2008). *Dynamic Isolation Systems*. Recuperado el 17 de Noviembre de 2014, de Isolator Engineering Properties: <http://www.dis-inc.com/technical.html>
- E.020. (2006). *Norma De Cargas*. Obtenido de Sencico – Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción: <http://www.sencico.gob.pe/investigacion/publicaciones.php?id=230>

- E.030. (2006). *Norma De Diseño Sismorresistente*. Obtenido de Sencico – Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción: <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>
- E.060. (2009). *Norma De Concreto Armado*. Obtenido de Sencico – Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción: <http://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=242>
- FEMA 450 - Commentary. (2004). *Chapter 13: Seismically Isolated Structure Design Requirements*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 14 de Noviembre de 2014, de <http://bssconline.org>
- FEMA 450 - Provisions. (2004). *Chapter 13: Seismically Isolated Structure Design Requirements*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 14 de Noviembre de 2014, de <http://bssconline.org>
- FEMA 451. (2006). *NEHRP Recommended Provisions: Design Examples, Chapter 11: Seismically Isolated Structures*. (Building Seismic Safety Council, & C. A. Kircher, Edits.) Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 14 de Noviembre de 2014, de <http://bssconline.org>
- FEMA 451B. (2006). *NEHRP Recommended Provisions: Instructional Materials. Topic 15-7: Seismic Isolation*. (M. D. Symans, Ed.) Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency. Recuperado el 14 de Noviembre de 2014, de <http://bssconline.org>

- Fernandez, M. (30 de Noviembre de 2008). *La placa de Nazca: la principal causa de los sismos en Perú*. Obtenido de empresa&economía: <http://www.empresayeconomia.es/desarrollo-sostenible/la-placa-de-nazca-la-principal-causa-de-los-seismos-en-peru.html>
- Fernandez, V. (09 de Diciembre de 2014). *Slideshare*. Obtenido de Aisladores Sísmicos, Pendulo de fricción: <http://es.slideshare.net/vancefernandezhuaman/aisladores>
- FIP INDUSTRIALE. (Mayo de 2012). *Lead Rubber Bearings*. Recuperado el 8 de Diciembre de 2014, de Fip Industriale leading technologies: <http://www.fipindustriale.it/index.php?area=106&menu=68>
- Guillén, J. (2012). *Tendencias Actuales en la Construcción Sismorresistente para Edificios en Hormigón Armado*. Madrid: Universidad Politécnica De Madrid.
- Hernández, H. M. (2012). *Análisis Estructural de un edificio aislado sísmicamente y diseño de su sistema de aislamiento*. Artículo científico, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima.
- INDECI. (2006). *Sismos ocurridos en el Perú a través del tiempo*. Instituto Nacional de Defensa Civil. Lima: Oficina de Estadística y Telemática del INDECI. Recuperado el 25 de Mayo de 2015, de http://www.indeci.gob.pe/compend_estad/2006/7_otras_estad/7.1_sismos/7.1.4_hist_sismos.pdf

- Kelly, T. E. (2001). *Base Isolation of Structures: Design Guidelines*. Wellington, New Zealand: Holmes Consulting Group Ltd. Obtenido de www.holmesgroup.com
- Korswagen, P. A., Arias, J. C., & Huaranga, P. G. (2012). *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú*. Tesis, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.
- Matsuzaki, S. (2014). Evaluation of Seismic Vulnerability of Buildings Based on Damage Survey Data from the 2007 Pisco, Peru Earthquake. *Journal of Disaster Research*, 9(6). Recuperado el 15 de Febrero de 2015, de http://ares.tu.chiba-u.jp/~papers/paperIJ/2014/2014JDR_Matsuzaki.pdf
- Mayes , R. L., & Hinma, E. (14 de Junio de 2004). *Base Isolation Technology and Blast Loading*. California, United States of America: National Park Service .
- Mayes, R. L., & Farzad, N. (2001). Design of Structures with Seismic Isolation. En N. Farzad, & N. Farzad (Ed.), *The Seismic Design Handbook* (págs. 723-755). California: Springer US. doi:10.1007/978-1-4615-1693-4_14
- Muñoz, A. (1999). *Apuntes del curso: Ingeniería Sismorresistente*. Lima, Peru: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). *Design of seismic isolated structures: from theory to practice*. New York, United States of America: John Wiley & Sons, Inc.

- Peng-Hsiang, C. (1998). *Base Isolation For Multistorey Building Structures*. Christchurch: University of Canterbury.
- Saavedra, F. R., Goytia, I. R., & Villanueva, R. (2001). *Texto Guía de Ingeniería Antisísmica*. Universidad Mayor de San Simón, Ingeniería Civil. Cochabamba: Facultad de Ciencias y Tecnología.
- UBC. (1997). Appendix Chapter 16: Earthquake Regulations for Seismic-Isolated Structures. *Uniform Building Code*. California.
- Valdivia, H. (2012). *Mejora de la gestión de territorio mediante la reducción de riesgos de desastres*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Recuperado el 24 de Mayo de 2015, de https://www.mef.gob.pe/contenidos/presu_public/migl/manuales/VIVIENDA_peligro_vulnerabilidad_B.pdf
- Villarreal, G. (1 de Agosto de 2013). *Videos De Curso De Posgrado "Diseño Sísmico" (Umrpsfxch-Oruro-Bolivia)*. Obtenido de Ingeniería Estructural: <http://gennervillarrealcastro.blogspot.com/2013/08/videos-de-curso-de-posgrado-diseno.html>
- Wiles, J. I. (2008). *An overview of the technology and design of base isolated buildings in high seismic regions in the United States*. Master of Science, Kansas State University, Department of Architectural Engineering and Construction Science, Manhattan.

Figura	Descripción	Referencia
Figura 1.1.a.	Placas tectónicas en el mundo.	Fernandez, 2008 (*)
Figura 1.1.b.	Hotel miguelón, Pisco 2007.	Fernandez, 2008 (*)
Figura 1.1.c.	Cercado de Lima, sismo del 1974.	Fernandez, 2008 (*)
Figura 1.1.d.	San Pedro, Chimbote 1970.	Fernandez, 2008 (*)
Figura 1.1.2.a.	Modelo de comportamiento estructural elasto-plástico perfecto.	Muñoz, 1999 (*)
Figura 1.1.2.b.	Esquema de estructura sin aislación basal y con aislación.	“Tras el 27F cambió la normativa” www.diariolibertador.com
Figura 2.1.a.	Desplazamientos del sistema de aislación.	Fema 451,2006 (*)
Figura 2.1.b.	Terminología del sistema de aislación.	Fema 451,2006 (*)
Figura 2.2.a.	Respuesta de aceleración, Northridge 1994.	Mayes & Hinma, 2004 (*)
Figura 2.3.a.	Estructura aislada, posición inicial y posición deformada.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
Figura 2.4.1.1.a.	Componentes del LDR	Elaboración propia.
Figura 2.4.1.1.b.	Prototipo LDR	DIS Inc. (*)
Figura 2.4.1.2.a	Componentes del HDR	Elaboración propia.
Figura 2.4.1.2.b	Corte esquemático prototipo de un HDR	DOSHIN RUBBER - KOSSAN Inc.
Figura 2.4.1.3.a	Componentes del LRB	Elaboración propia.
Figura 2.4.1.3.b	Corte esquemático de un prototipo LRB	VIBRO-TECH CORPORATION.
Figura 2.4.2.1.a	Componentes del FPS.	Elaboración propia.
Figura 2.4.2.1.b	Plato cóncavo y deslizador de un FPS para un soporte de puente.	FEMA 451B,2006 (*)
Figura 2.4.2.2.a.	Componentes del aislador FPS-D	Elaboración propia.
Figura 2.4.2.3.a.	Componentes del aislador de triple péndulo friccional.	Fernandez, 2014 (*)
Figura 2.4.2.3. b.	Funcionamiento secuencial ante diferentes intensidades de sismo del aislador de triple péndulo friccional.	Fernandez, 2014 (*)
Figura 2.6.a.	Servicios básicos con conexiones flexibles.	Wiles, 2008 (*)
Figura 2.6.b.	Separación de la caja del ascensor.	CDV Representaciones www.cdvperu.com
Figura 2.6.c.	Junta deslizante, conexión escalera-superestructura.	Arriagada, 2005 (*)
Figura 2.6.d	Exterior del Hospital Militar (Chile) con junta y separaciones para permitir el movimiento entre la parte fija y la estructura aislada.	Arriagada, 2005 (*)
Figura 2.6.e.	Aislador elastomérico con funda protectora anti-fuego.	CDV Representaciones www.cdvperu.com

Figura 3.1.1.a.	Planta arquitectónica del primer nivel edificio convencional.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 3.1.1.b.	Planta arquitectónica del segundo y tercer nivel edificio convencional.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 3.1.1.c.	Elevación lateral y escalera externa edificio convencional.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 3.2.2.a.	Vista tridimensional frontal.	Elaboración propia.
Figura 3.2.2.b.	Vista tridimensional posterior.	Elaboración propia.
Figura 3.3.1.a.	Ventana para definir caso de carga sísmica estática.	Elaboración propia.
Figura 3.3.1.b.	Ventana para definir fuente de masa.	Elaboración propia.
Figura 3.3.1.c.	Chequeo del modelo.	Elaboración propia.
Figura 3.3.3.a.	Ventana para definir espectro de respuesta.	Elaboración propia.
Figura 3.3.3.b.	Ventana para definir casos de carga dinámica.	Elaboración propia.
Figura 3.3.4.a.	Primer modo de vibración, traslacional X.	Elaboración propia.
Figura 3.3.4.b.	Segundo modo de vibración, traslacional Y.	Elaboración propia.
Figura 3.3.4.c.	Tercer modo de vibración, rotacional RZ.	Elaboración propia.
Figura 4.1.1.a.	Planta arquitectónica primer nivel edificio aislado.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 4.1.1.b.	Planta arquitectónica segundo y tercer nivel edificio aislado.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 4.1.1.c.	Elevación Lateral y piso de técnico edificio aislado.	Oficina de Infraestructura Física de la UNS.
Figura 4.2.2.a.	Definición de un aislador con propiedades lineales	Lema, 2013 (*)
Figura 4.2.2.b.	Definición de un aislador con propiedades no lineales	Lema, 2013 (*)
Figura 4.2.2.c.	Propiedades histeréticas de un aislador elastomérico para deformación cortante bilineal.	FEMA 451B, 2006 (*)
Figura 4.2.2.d.	Definir elementos tipo link.	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.e.	Ventana de ingreso de propiedades del aislador.	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.f.	Ventana de ingreso de propiedades lineales del aislador en la dirección Z (U1)	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.g.	Ventana de ingreso de propiedades no lineales en las direcciones X e Y (U2 y U3).	Elaboración propia.

Figura 4.2.2.h.	Definir elementos spring (resorte).	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.i.	Ventana para ingresar propiedades de elementos spring.	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.j.	Vista tridimensional frontal sistema aislado.	Elaboración propia.
Figura 4.2.2.k.	Vista tridimensional lateral sistema aislado.	Elaboración propia.
Figura 4.3.3.a	Definir caso de carga.	Elaboración propia.
Figura 4.3.3.a.	Definir amortiguamiento de los 3 primeros modos en caso de carga.	Elaboración propia.
Figura 4.3.4.a.	Distribución de la carga máxima (P_{max}): $1.25(D+L)+S$ (ton).	Elaboración propia.
Figura 4.3.4.b.	Distribución de carga mínima (P_{min}): $D+0.25L$ (ton).	Elaboración propia.
Figura 4.3.5.a.	Modelo usado para representar el comportamiento del aislador LRB.	DIS Inc. (*)
Figura 4.3.6.a.	Distribución en planta de aisladores tipo A, B y C.	Elaboracion propia.
Figura 4.3.6.b.	Características del Aislador tipo A.	Elaboracion propia.
Figura 4.3.6.c.	Características del Aislador tipo B.	Elaboracion propia.
Figura 4.3.6.d.	Características del aislador tipo C.	Elaboracion propia.
Figura 4.4.3.a.	Periodo fundamental, modo translacional en Y.	Elaboracion propia.
Figura 4.4.3.b.	Segundo modo de vibración, modo translacional en X.	Elaboracion propia.
Figura 4.4.3.c.	Tercer modo de vibración, modo rotacional en Z.	Elaboracion propia.
Figura 5.2.1.a.	Primer modo de la estructura con base fija, dirección X (0.304 seg).	Elaboracion propia.
Figura 5.2.1.b.	Segundo modo de la estructura con base aislada, dirección X (1.863 seg).	Elaboracion propia.

(*) Ver referencias bibliográficas

Tabla	Descripción	Referencia
Tabla 2.7.1.a	Coefficientes de amortiguamiento, B_d o B_m .	FEMA 450,2003 (*)
Tabla 2.7.1.b.	Valores mínimos para el análisis dinámico.	FEMA 451,2006 (*)
Tabla 2.7.3.a.	Coefficientes de amortiguamiento, B_D o B_M	ASCE, 2010 (*)
Tabla 2.7.4.a.	Comparación entre las normas consultadas	Elaboración propia.
Tabla 3.3.a.	Factor de Zona	E.030,2006 (*)
Tabla 3.3.b.	Parámetros del suelo.	E.030,2006 (*)

Tabla 3.3.1.a.	Parámetros sísmicos, análisis estático.	E.030,2006 (*)
Tablas 3.3.2.a.	Cortante basal en X.	Elaboración propia.
Tablas 3.3.2.b.	Cortante basal en Y.	Elaboración propia.
Tablas 3.3.2.c.	Distribución cortantes en altura, dirección X.	Elaboración propia.
Tablas 3.3.2.d.	Distribución cortantes en altura, dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 3.3.2.e.	Cortante absorbida por los muros en la dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 3.3.2.f.	Cortante absorbida por los muros en la dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 3.3.3.a.	Parámetros para determinar la función espectral	Elaboración propia.
Tabla 3.3.3.b.	Función espectral.	Elaboración propia.
Tablas 3.3.4.a.	Fuerzas cortantes en direcciones X	Elaboración propia.
Tablas 3.3.4.b.	Fuerzas cortantes en direcciones Y	Elaboración propia.
Tabla 3.3.4.c.	Modos de vibración y Masas participativas.	Elaboración propia.
Tabla 3.3.4.d.	Control de derivas en la dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 3.3.4.e.	Control de derivas en la dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 3.4.a.	Factores de amplificación de carga.	E.060, 2009 (*)
Tabla 3.4.b.	Factores de reducción de resistencia nominal.	E.060, 2009 (*)
Tabla 3.4.1.a.	Cargas asignadas a las losas.	Elaboración propia.
Tabla 3.4.1.b.	Resumen de armadura para las vigas y losas.	Elaboración propia.
Tabla 3.4.2.a.	Resumen de armadura para columnas.	Elaboración propia.
Tabla 3.4.3.a.	Resumen de armadura en placas.	Elaboración propia.
Tabla 3.4.4.a.	Resumen de armadura cimentación.	Elaboración propia.
Tabla 4.3.3.a.	Parámetros sísmicos.	Elaboración propia.
Tabla 4.3.3.b.	Función espectral.	Elaboración propia.
Tabla 4.3.4.a.	Peso sísmico del edificio.	Elaboración propia.
Tabla 4.3.4.b.	Carga máxima (P_{max}) y mínima (P_{min}) en los aisladores.	Elaboración propia.
Tabla 4.3.5.a.	Coefficientes de amortiguamiento.	ASCE, 2010 (*)
Tabla 4.3.6.a.	Resumen de propiedades de los aisladores.	Elaboración propia.

Tabla 4.3.6.b.	Resumen de propiedades del sistema de aislación.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.1.a.	Resultados desplazamiento de diseño	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.1.b.	Resultados desplazamiento máximo.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.1.c.	Resultados desplazamiento total de diseño	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.1.d.	Resultados desplazamiento total máximo	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.2.a.	Rigideces del sistema de aislación.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.3.a.	Fuerzas cortantes mínimas.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.4.a.	Fuerzas distribuidas.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.5.a.	Control de derivas en la dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.2.5.b.	Control de derivas en la dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.1.a.	Períodos y participación modal.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.2.a.	Desplazamientos en el MCE.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.2.b.	Desplazamientos en el DBE.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.3.a.	Fuerzas cortantes en la sub-estructura dirección X, sismo DBE.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.3.b.	Fuerzas cortantes en la sub-estructura dirección Y, sismo DBE.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.3.c.	Fuerzas cortantes escaladas en la sub-estructura, dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.3.d.	Fuerzas cortantes escaladas en la sub-estructura, dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.3.e.	Desplazamientos en el DBE escalados.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.a.	Cortante basal dirección X, espectro DBE/R.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.b.	Cortante basal dirección Y, espectro DBE/R.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.c.	Cortante basal escalado, dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.d.	Cortante basal escalado, dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.e.	Fuerzas cortantes distribuidas en la superestructura, dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.4.f.	Fuerzas cortantes distribuidas en la superestructura, dirección Y.	Elaboración propia.

Tabla 4.4.3.5.a.	Control de derivas en la dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.5.b.	Control de derivas en la dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.6.a.	Control de capacidad de carga en aisladores.	Elaboración propia.
Tabla 4.4.3.6.b.	Control de capacidad tracción en aisladores.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.a.	Factores de amplificación de carga.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.b.	Factores de reducción de resistencia nominal.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.1.a.	Cargas asignadas a las losas.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.1.b.	Resumen de armadura para las vigas.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.2.a.	Resumen de armadura en losas.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.3.a.	Resumen de armadura en columnas.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.4.a.	Resumen de armadura en podios.	Elaboración propia.
Tabla 4.5.5.a.	Resumen de armadura zapatas.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.1.a.	Periodos fundamentales en las direcciones principales del edificio.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.2.a.	Fuerzas cortantes sísmicas, análisis estático.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.2.b.	Fuerzas cortantes de diseño en la dirección X, análisis del espectro de respuesta.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.2.c.	Fuerzas cortantes de diseño en la dirección Y, análisis del espectro de respuesta.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.2.d.	Reducción en área de sección transversal de los elementos resistentes a las fuerzas sísmicas.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.3.a.	Derivas en la dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.3.b.	Derivas en la dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.3.c.	Incremento de la aceleración por nivel. Dirección X.	Elaboración propia.
Tabla 5.2.3.d.	Incremento de la aceleración por nivel. Dirección Y.	Elaboración propia.
Tabla 5.3.2.a.	Costo directo del edificio convencional.	Elaboración propia.
Tabla 5.3.3.a.	Costo directo del edificio aislado.	Elaboración propia.
Tabla 5.3.4.a.	Comparación de costos por piso.	Elaboración propia.

Tabla 5.3.4.b.	Estimación de incremento de costos en edificio de 8 pisos.	Elaboración propia.
----------------	--	---------------------

(*) Ver referencias bibliográficas

Ecuación	Descripción	Referencia
1.1.2. a	Energía de una estructura	Muñoz, 1999 (*)
2.3. a	Ecuación de movimiento para un sistema de un grado de libertad.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
2.3. b	Integral de Duhamel.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
2.3. c	Frecuencia de vibración natural y amortiguada.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
2.3. d	Periodo de vibración natural y amortiguado.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
2.3. e	Pseudo-aceleraciones.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
2.7.1. a	Desplazamiento de diseño del sistema de aislación.	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. b	Periodo Efectivo de la estructura aislada.	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. c	desplazamiento total de diseño del sistema de aislación	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. d	Fuerza cortante para diseñar la subestructura	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. e	Fuerza cortante para diseñar la superestructura	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. f	Distribución de la fuerza cortante.	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. g	Deflexión real para cálculo de derivas.	FEMA 450,2003 (*)
2.7.1. h	Control de deriva (procedimiento ELF).	FEMA 450,2003 (*)
2.7.2. a	Desplazamiento de diseño.	UBC 97 (*)
2.7.2. b	Periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento de diseño.	UBC 97 (*)
2.7.2. c	Desplazamiento máximo.	UBC 97 (*)
2.7.2. d	Periodo efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo.	UBC 97 (*)
2.7.2. e	Desplazamiento total de diseño.	UBC 97 (*)
2.7.2. f	Desplazamiento total máximo	UBC 97 (*)
2.7.2. g	Fuerza cortante para diseñar la subestructura	UBC 97 (*)
2.7.2. h	Fuerza cortante para diseñar la superestructura	UBC 97 (*)
2.7.2. i	Distribución de la fuerza cortante en altura.	UBC 97 (*)
2.7.2. j	Desplazamiento de diseño reducido.	UBC 97 (*)

2.7.2. <i>k</i>	Desplazamiento máximo reducido.	UBC 97 (*)
2.7.3. <i>a</i>	Desplazamiento de diseño.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>b</i>	Periodo efectivo en el desplazamiento de diseño.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>c</i>	Desplazamiento máximo.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>d</i>	periodo efectivo en el desplazamiento máximo	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>e</i>	Desplazamiento total de diseño	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>f</i>	Desplazamiento total máximo	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>g</i>	Fuerza cortante para diseñar la subestructura	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>h</i>	Fuerza cortante para diseñar la superestructura	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>i</i>	Distribución de la fuerza cortante en altura.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>j</i>	Deflexión real para cálculo de derivas.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>k</i>	Control de deriva (procedimiento ELF).	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>l</i>	Desplazamiento de diseño reducido.	ASCE, 2010 (*)
2.7.3. <i>m</i>	Desplazamiento máximo reducido.	ASCE, 2010 (*)
3.3. <i>a</i>	Coeficiente de amplificación sísmica.	E.030, 2006 (*)
3.3. <i>b</i>	Periodo Fundamental.	E.030, 2006 (*)
4.3.3. <i>a</i>	Aceleración espectral de diseño	ASCE, 2010 (*)
4.3.3. <i>b</i>	Aceleración espectral máxima considerada.	ASCE, 2010 (*)
4.3.3. <i>c</i>	Coeficiente de amplificación sísmica.	E.030,2006 (*)
4.3.5. <i>a</i>	Coeficiente numérico relacionado al amortiguamiento efectivo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>b</i>	Desplazamiento máximo.	ASCE, 2010 (*)
4.3.5. <i>c</i>	Desplazamiento total máximo del aislador.	ASCE, 2010 (*)
4.3.5. <i>d</i>	Rigidez horizontal efectiva.	ASCE, 2010 (*)
4.3.5. <i>e</i>	Energía disipada en un ciclo histerético.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>f</i>	Rigidez Efectiva.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>g</i>	Energía disipada en un ciclo histerético.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>h</i>	Desplazamiento de fluencia.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>i</i>	Fuerza de fluencia del núcleo de plomo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>j</i>	Rigidez inelástica.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>k</i>	Desplazamiento de fluencia.	Farzad & Kelly, 1999 (*)

4.3.5. <i>l</i>	Fuerza de fluencia del núcleo de plomo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>m</i>	Diámetro de Plomo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>n</i>	Rango de valores para diámetro de plomo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>o</i>	Rigidez horizontal proporcionada por el núcleo de plomo.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>p</i>	Rigidez horizontal proporcionada por el caucho.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>q</i>	Fuerza de fluencia del aislador.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>r</i>	Diámetro del aislador.	FEMA 451, 2006 (*)
4.3.5. <i>s</i>	Diámetro del aislador.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>t</i>	Altura total de caucho.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>u</i>	Deformación por corte.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>v</i>	Rigidez Vertical.	Arriagada, 2005 (*)
4.3.5. <i>w</i>	Módulo de compresibilidad del conjunto caucho – acero.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>x</i>	Factor de forma.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>y</i>	Frecuencia vertical.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>z</i>	Frecuencia horizontal.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>aa</i>	Relación frecuencia vertical y horizontal.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>bb</i>	Peso crítico.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>cc</i>	Presión crítica.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>dd</i>	Factor de forma secundario.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>ee</i>	Factor de seguridad.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>ff</i>	Frecuencia circular.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>gg</i>	Rigidez horizontal reducida.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>hh</i>	Área cortante efectiva.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>ii</i>	Área reducida adimensional.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>jj</i>	Diámetro adimensional.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>kk</i>	Área reducida y diámetro adimensional.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>ll</i>	Área reducida crítica.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>mm</i>	Desplazamiento máximo al vuelco.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.3.5. <i>nn</i>	Factor de seguridad.	Farzad & Kelly, 1999 (*)
4.4.2.1. <i>a</i>	Desplazamiento de diseño.	ASCE,2010 (*)
4.4.2.1. <i>b</i>	Desplazamiento total de diseño.	ASCE,2010 (*)

4.4.2.2. a	Periodo efectivo del sistema de aislación.	ASCE,2010 (*)
4.4.2.3. a	Cortante mínima V_b .	ASCE,2010 (*)
4.4.2.3. b	Cortante mínima V_s .	ASCE,2010 (*)
4.4.2.4. a	Distribución de la cortante.	ASCE,2010 (*)

(*) Ver referencias bibliográficas

Gráfico	Descripción	Referencia
Gráfico 1.1.2.a.	Esquema de disipación de energía del sismo.	Villarreal, 2013 (*)
Gráfico 2.2.a.	Respuesta de aceleración para los sistemas aislados compuestos por HDR, LRB+HDR, FPS	Arriagada, 2005 (*)
Gráfico 2.2.b.	Cortante basal ante diferentes solicitaciones sísmicas	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
Gráficos 2.2.c.	Reducción de fuerzas sísmicas para las señales de Huaraz 70, Pisco 2007, Chile 2010.	Korswagen, Arias & Huaranga, 2012 (*)
Gráfico 2.4.a.	Espectro de respuesta de deformaciones.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
Gráfico 2.4.b	Espectro de respuesta de Pseudo-aceleraciones.	Andrade, Miramontes & Ram, 2006 (*)
Gráfico 2.4.1.a.	Comparación del comportamiento histerético de los aisladores LRD, HDR y LRB.	FEMA 451B, 2006 (*)
Gráfico 2.4.1.1.a.	Comportamiento histerético del aislador LRD.	FIP INDUSTRIALE Inc. (*)
Gráfico 2.4.1.2.a.	Comportamiento histerético del aislador HDR.	FIP INDUSTRIALE Inc. (*)
Gráfico 2.4.1.3.a.	Comportamiento histerético del aislador LRB.	FIP INDUSTRIALE Inc. (*)
Gráfico 2.4.2.1.a.	Comportamiento histerético del aislador FPS.	FIP INDUSTRIALE Inc. (*)
Gráfico 2.4.2.2.a.	Comportamiento histerético del FPS-D	FIP INDUSTRIALE Inc. (*)
Gráfico 2.5.a.	Relación entre periodo, amortiguamiento y desplazamiento.	Elaboración Propia.
Gráfico 2.5.b.	Desplazamiento y fuerza cortante del sistema de aislación en función al periodo.	FEMA 451, 2003 (*)
Gráfico 2.7.1.a.	Coefficientes de amortiguamiento, B_d o B_m	FEMA 451B, 2006 (*)
Gráfico 2.7.1.b.	Aceleración espectral para 1segundo, S_{D1} .	FEMA 451B, 2006 (*)
Gráfico 3.3.3.a.	Función espectral.	Elaboración propia.
Gráfico 4.3.3.a.	Función espectral.	Elaboración propia.

Gráfico 5.2.2.a.	Fuerzas cortantes de diseño en la dirección X.	Elaboracion propia.
Gráfico 5.2.2.b.	Fuerzas cortantes de diseño en la dirección Y.	Elaboracion propia.
Gráfico 5.2.4.a.	Desplazamientos en la dirección X	Elaboracion propia.
Gráfico 5.2.4.b.	Desplazamientos en la dirección Y	Elaboracion propia.
Gráfico 5.3.4.a.	Incremento de inversión.	Elaboracion propia.
Gráfico 5.3.4.b.	Costo de aisladores.	Elaboracion propia.

(*) Ver referencias bibliográficas

ANEXOS

INDICE

1. ANÁLISIS CONVENCIONAL DE LA ESTRUCTURA APORTICADA
2. NORMAS DE CONSULTADAS
 - 2.1. UNIFORM BUILDING CODE 1997
 - 2.2. FEDERAL EMERGENCY MANAGMENT AGENCY
 - 2.3. ASCE SEI 7-10
3. DATOS DE FABRICANTES PARA DISEÑO
4. COTIZACIÓN DE AISLADORES LRB
5. PLANOS

ANEXO 1

1. ANÁLISIS CONVENCIONAL DE LA ESTRUCTURA APORTICADA

Este análisis complementa lo expuesto en el acápite 4.2.2. En los siguientes cuadros se muestra el resumen los resultados de los análisis estático y dinámico por combinación modal espectral según la norma E.30 para la estructura aporticada con base fija; los cuales son los datos de entrada para el análisis de la estructura aislada.

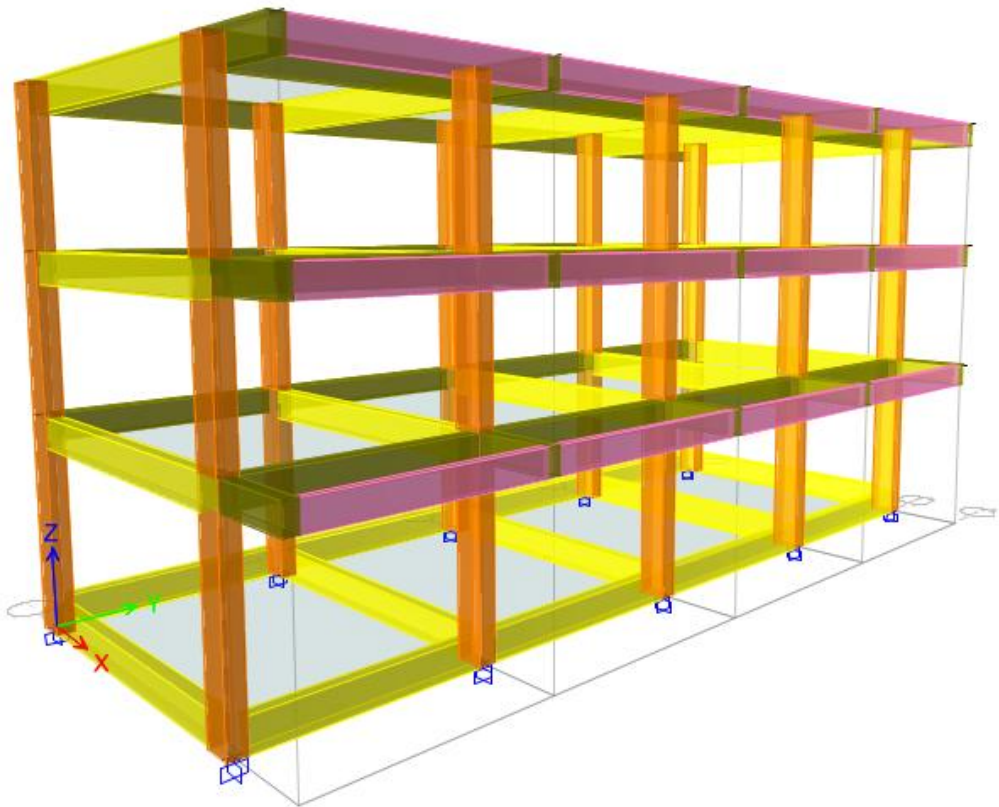


Figura A.1. Estructura Aporticada

ANEXO 1

ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN LA NORMA E.030

Parámetros Sísmicos

Z	0.4
U	1.5
C	2.5
T (seg)	0.3
S	1.2
Tp (seg)	0.6
R	8.0

Peso Sísmico

NIVEL	MASA (ton-s ² /m)	PESO (ton)
3	15.0	147.6
2	22.5	220.5
1	23.4	229.5
Base	16.4	161.1
Total	77.3	758.6

ZUCS/R	0.225
---------------	--------------

Fuerzas Cortantes

NIVEL	DIRECCIÓN	VX (Ton)
3	SISMO XX	52.13
2	SISMO XX	104.73
1	SISMO XX	134.39

NIVEL	DIRECCIÓN	VY (Ton)
3	SISMO YY	52.13
2	SISMO YY	104.73
1	SISMO YY	134.39

Distorsiones de entrepiso

DIRECCIÓN X-X

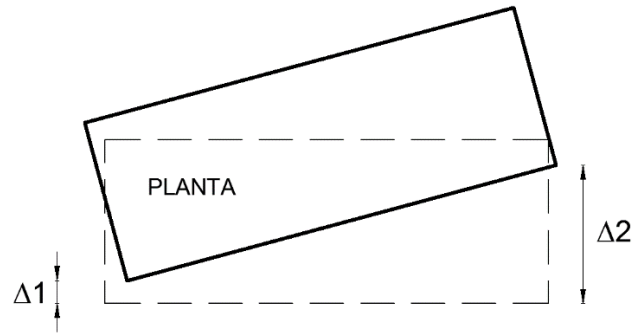
Nivel	Diafragma	UX (cm)	$\Delta U_x * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta U_x / He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
3	D3	2.293	2.85	360	0.008	0.007	NO PASA
2	D2	1.818	4.69	360	0.013	0.007	NO PASA
1	D1	1.037	6.22	490	0.013	0.007	NO PASA

DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Diafragma	UY (cm)	$\Delta U_y * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta U_y / He$	$\Delta_{m\acute{a}x}$	OBSERVACIÓN
3	D3	3.848	3.38	360	0.009	0.007	NO PASA
2	D2	3.284	6.67	360	0.019	0.007	NO PASA
1	D1	2.173	13.04	490	0.027	0.007	NO PASA

ANEXO 1

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD TORSIONAL



$$\frac{\Delta 2}{h_e} > 1.3 \times \left(\frac{\Delta 1 + \Delta 2}{h_e} \right)$$

DIRECCION X-X

Nivel	U1 (cm)	U2 (cm)	$\Delta U1 * 0.75 * R$ (cm)	$\Delta U2 * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta 1 / He$	$\Delta 2 / He$	Observación
3	1.93	2.65	2.41	3.27	360	0.007	0.009	Regular
2	1.53	2.11	3.96	5.41	360	0.011	0.015	Regular
1	0.87	1.21	5.22	7.24	410	0.013	0.018	Regular

DIRECCION Y-Y

Nivel	U1 (cm)	U2 (cm)	$\Delta U1 * 0.75 * R$ (cm)	$\Delta U2 * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta 1 / He$	$\Delta 2 / He$	Observación
3	3.63	4.07	3.13	3.64	360	0.009	0.010	Regular
2	3.11	3.46	6.22	7.10	360	0.017	0.020	Regular
1	2.07	2.28	12.43	13.69	410	0.030	0.033	Regular

VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ – PISO BLANDO

$$\sum A_T \text{ piso } n < 0.85 \times \sum A_T \text{ piso } n + 1$$

Cuando existe alturas diferentes, multiplicar por $\left(\frac{h_t}{h_d} \right)$

Donde:

A_T = Área total de sección transversal de columnas y placas.

h_t = Altura típica.

h_d = Altura diferente.

Nivel	He (m)	Área (m ²)	Área 2 (m ²)	Control	Observación
3	3.6	2.8	2.8	-	-
2	3.6	2.8	2.8	100%	Regular
1	4.1	2.8	2.46	88%	Regular

ANEXO 1

ANÁLISIS DEL ESPCTRO DE RESPUESTA SEGÚN LA NORMA E.030

Construcción del espectro de respuesta

Z	0.4	S	1.2	Tp (seg)	0.6
U	1.5	R	8	g (m/s²)	9.81

Factor de Amplificación Sísmica C	Período T (s)	Aceleración Espectral S_a (m/s²)
2.50	0.00	2.21
2.50	0.20	2.21
2.50	0.30	2.21
2.50	0.40	2.21
2.50	0.50	2.21
2.50	0.60	2.21
2.14	0.70	1.89
1.88	0.80	1.65
1.67	0.90	1.47
1.50	1.00	1.32
1.36	1.10	1.20
1.25	1.20	1.10
1.15	1.30	1.02
1.07	1.40	0.95
1.00	1.50	0.88
0.94	1.60	0.83
0.88	1.70	0.78
0.83	1.80	0.74
0.79	1.90	0.70
0.75	2.00	0.66
0.60	2.50	0.53
0.50	3.00	0.44
0.43	3.50	0.38
0.38	4.00	0.33
0.33	4.50	0.29
0.30	5.00	0.26

ANEXO 1

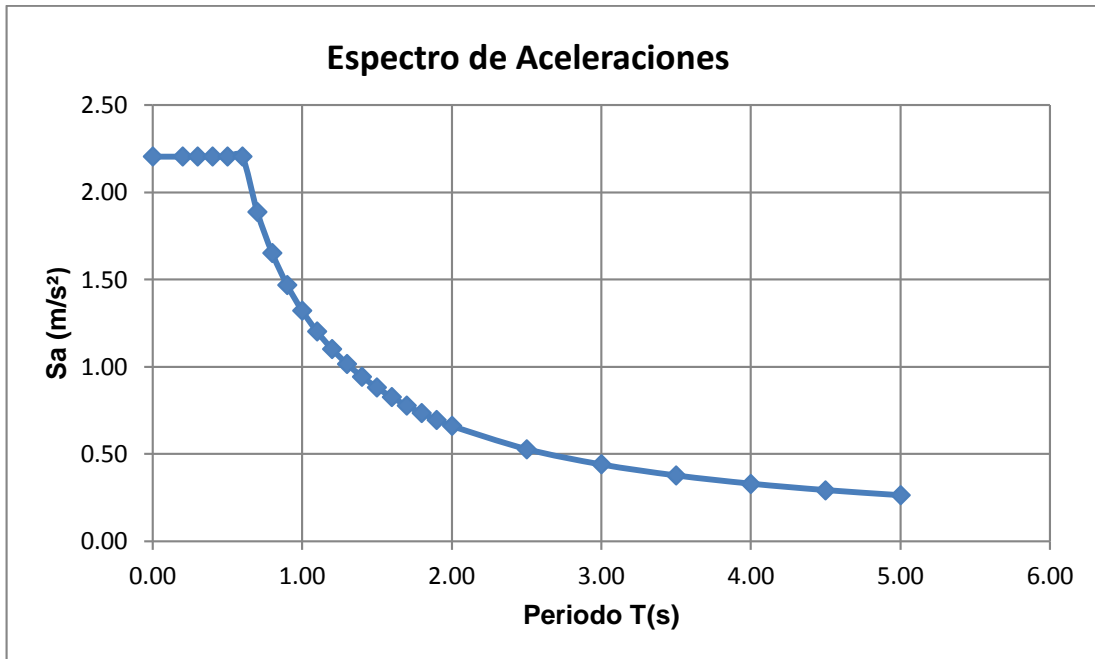


Gráfico 1.a. Espectro de aceleraciones.

Análisis Modal

La masa para el análisis modal se tomó el 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva, según la norma E.030.

Modo	Periodo (seg)	UX	UY	RZ
1	0.725	0.000	0.988	0.012
2	0.538	0.997	0.000	0.003
3	0.515	0.003	0.013	0.985
4	0.219	0.000	0.990	0.010
5	0.157	0.994	0.000	0.006
6	0.152	0.006	0.012	0.982
7	0.127	0.000	0.992	0.008
8	0.081	0.786	0.001	0.213
9	0.081	0.214	0.005	0.781

ANEXO 1

Fuerzas Cortantes

NIVEL	DIRECCIÓN	VX (Ton)
3	SX DINAMICO Max	44.28
2	SX DINAMICO Max	98.45
1	SX DINAMICO Max	132.57
% VDINAMICO/VESTATICO		99%

NIVEL	DIRECCIÓN	VY (Ton)
3	SY DINAMICO Max	33.16
2	SY DINAMICO Max	77.68
1	SY DINAMICO Max	109.90
% VDINAMICO/VESTATICO		82%

Distorsiones de entrepiso

DIRECCIÓN X-X

Nivel	Diafragma	UX (cm)	$\Delta U_x * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta U_x / He$	$\Delta máx$	OBSERVACIÓN
3	D3	2.184	2.56	360	0.007	0.007	NO PASA
2	D2	1.758	4.46	360	0.012	0.007	NO PASA
1	D1	1.015	6.09	490	0.012	0.007	NO PASA

DIRECCIÓN Y-Y

Nivel	Diafragma	UY (cm)	$\Delta U_y * 0.75 * R$ (cm)	He (cm)	$\Delta U_y / He$	$\Delta máx$	OBSERVACIÓN
3	D3	3.003	2.30	360	0.006	0.007	OK
2	D2	2.619	5.09	360	0.014	0.007	NO PASA
1	D1	1.771	10.63	490	0.022	0.007	NO PASA

ANEXO 2

2. NORMAS DE CONSULTADAS

2.1. UNIFORM BUILDING CODE 1997

APENDIX CHAPTER 16

*“DIVISION IV – EARTHQUAKE REGULATIONS FOR SEISMIC ISOLATED
STRUCTURES”*

Division IV—EARTHQUAKE REGULATIONS FOR SEISMIC-ISOLATED STRUCTURES

SECTION 1654 — GENERAL

Every seismic-isolated structure and every portion thereof shall be designed and constructed in accordance with the requirements of this division and the applicable requirements of Chapter 16, Part IV.

The lateral-force-resisting system and the isolation system shall be designed to resist the deformations and stresses produced by the effects of seismic ground motions as provided in this division.

Where wind forces prescribed by Chapter 16, Part III, produce greater deformations or stresses, such loads shall be used for design in lieu of the deformations and stresses resulting from earthquake forces.

SECTION 1655 — DEFINITIONS

The definitions of Section 1627 and the following apply to the provisions of this division:

DESIGN DISPLACEMENT is the design-basis earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

DESIGN-BASIS EARTHQUAKE is defined in Section 1631.2.

EFFECTIVE DAMPING is the value of equivalent viscous damping corresponding to energy dissipated during cyclic response of the isolation system.

EFFECTIVE STIFFNESS is the value of the lateral force in the isolation system, or an element thereof, divided by the corresponding lateral displacement.

ISOLATION INTERFACE is the boundary between the upper portion of the structure, which is isolated, and the lower portion of the structure, which moves rigidly with the ground.

ISOLATION SYSTEM is the collection of structural elements that includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system, and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of this section.

ISOLATOR UNIT is a horizontally flexible and vertically stiff structural element of the isolation system that permits large lateral deformations under design seismic load. An isolator unit may be used either as part of or in addition to the weight-supporting system of the building.

MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE is the maximum level of earthquake ground shaking that may ever be expected at the building site within the known geological framework. In Seismic Zones 3 and 4, this intensity may be taken as the level of earthquake ground motion that has a 10 percent probability of being exceeded in a 100-year time period.

MAXIMUM DISPLACEMENT is the maximum capable earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

TOTAL DESIGN DISPLACEMENT is the design-basis earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system, or an element thereof.

TOTAL MAXIMUM DISPLACEMENT is the maximum capable earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for verification of the stability of the isolation system, or elements thereof, design of building separations, and vertical load testing of isolator unit prototypes.

WIND-RESTRAINT SYSTEM is the collection of structural elements that provide restraint of the seismic-isolated structure for wind loads. The wind-restraint system may be either an integral part of isolator units or may be a separate device.

SECTION 1656 — SYMBOLS AND NOTATIONS

The symbols and notations of Section 1628 and the following provisions apply to the provisions of this division:

- B_D = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the design displacement, β_D , as set forth in Table A-16-C.
- B_M = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the maximum displacement, β_M , as set forth in Table A-16-C.
- b = the shortest plan dimension of the structure, in feet (mm), measured perpendicular to d .
- C_{AD} = the seismic coefficient, C_a , as set forth in Table 16-Q.
- C_{AM} = the seismic coefficient, C_a , as set forth in Table A-16-F for shaking intensity, $M_M Z N_a$.
- C_{VD} = seismic coefficient, C_v , as set forth in Table 16-R.
- C_{VM} = seismic coefficient, C_v , as set forth in Table A-16-G for shaking intensity, $M_M Z N_v$.
- D_D = design displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-1).
- D_D' = design displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (59-1).
- D_M = maximum displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-3).
- D_M' = maximum displacement, in inches (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Formula (59-2).
- D_{TD} = total design displacement, in inches (mm), of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity, D_D , and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as specified in Section 1658.3.5.
- D_{TM} = total maximum displacement, in inches (mm), of an element of the isolation system, including both translational displacement at the center of rigidity, D_M , and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as specified by Section 1658.3.3.
- d = the longest plan dimension of the structure, in feet (mm).
- E_{LOOP} = energy dissipated in kip-inches (kN-mm), in an isolator unit during a full cycle of reversible load over a test displacement range from Δ^+ to Δ^- , as measured by the area enclosed by the loop of the force-deflection curve.
- ΣE_D = total energy dissipated, in kip-inches (kN-mm), of all units of the isolation system during a full cycle of response at the design displacement, D_D .

ΣE_M = total energy dissipated, in kip-inches (kN-mm), of all units of the isolation system during a full cycle of response at the maximum displacement, D_M .

e = the actual eccentricity, in feet (mm), measured in plan between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus accidental eccentricity, in feet (mm), taken as 5 percent of the maximum building dimension perpendicular to the direction of force under consideration.

F^- = negative force, in kips (kN), in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of Δ^- .

F^+ = positive force, in kips (kN), in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of Δ^+ .

$\Sigma |F_D^+|_{max}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum positive force in kips (kN) at positive displacement D_D . For a given isolator unit, the maximum positive force at positive displacement, D_D , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_D , and selecting the maximum positive value at positive displacement, D_D .

$\Sigma |F_D^+|_{min}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum positive force in kips (kN) at positive displacement D_D . For a given isolator unit, the minimum positive force at positive displacement, D_D , is determined by comparing each of the minimum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_D , and selecting the minimum positive value at positive displacement, D_D .

$\Sigma |F_D^-|_{max}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum negative force in kips (kN) at negative displacement D_D . For a given isolator unit, the maximum negative force at negative displacement, D_D , is determined by comparing each of the maximum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_D , and selecting the maximum negative value at negative displacement, D_D .

$\Sigma |F_D^-|_{min}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum negative force in kips (kN) at negative displacement D_D . For a given isolator unit, the minimum negative force at negative displacement, D_D , is determined by comparing each of the minimum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_D , and selecting the minimum negative value at negative displacement, D_D .

$\Sigma |F_M^+|_{max}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum positive force in kips (kN) at positive displacement D_M . For a given isolator unit, the maximum positive force at positive displacement, D_M , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_M , and selecting the maximum positive value at positive displacement, D_M .

placement, D_M , is determined by comparing each of the maximum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_M , and selecting the maximum positive value at positive displacement, D_M .

$\Sigma |F_M^+|_{min}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum positive force in kips (kN) at positive displacement, D_M . For a given isolator unit, the minimum positive force at positive displacement, D_M , is determined by comparing each of the minimum positive forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_M and selecting the minimum positive value at positive displacement, D_M .

$\Sigma |F_M^-|_{max}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's maximum negative force in kips (kN) at negative displacement D_M . For a given isolator unit, the maximum negative force at negative displacement, D_M , is determined by comparing each of the maximum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_M and selecting the maximum negative value at negative displacement, D_M .

$\Sigma |F_M^-|_{min}$
= sum, for all isolator units, of the absolute values of the individual isolator unit's minimum negative force in kips (kN) at negative displacement D_M . For a given isolator unit, the minimum negative force at negative displacement, D_M , is determined by comparing each of the minimum negative forces that occurred during each cycle of the prototype test sequence associated with displacement increment D_M and selecting the minimum negative value at negative displacement, D_M .

g = gravity constant (386.4 in/sec.², or 9,810 mm/sec.², for SI).

k_{eff} = effective stiffness of an isolator unit, in kips/inch as prescribed by Formula (65-1).

k_{Dmax} = maximum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration.

k_{Mmax} = maximum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration.

k_{Dmin} = minimum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration.

k_{Mmin} = minimum effective stiffness, in kips/inch (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration.

M_M = numerical coefficient related to maximum capable earthquake response as set forth in Table A-16-D.

N_a = near-source factor used in the determination of C_{AD} and C_{AM} related to both the proximity of the building or structure to known faults with magnitudes and slip rates as set forth in Tables 16-S and 16-U.

N_v = near-source factor used in the determination of C_{VD} and C_{VM} related to both the proximity of the building or structure to known faults with magnitudes and slip rates as set forth in Tables 16-T and 16-U.

- R_l = numerical coefficient related to the type of lateral-force-resisting system above the isolation system as set forth in Table A-16-E for seismic-isolated structures.
- T_D = effective period, in seconds, of seismic-isolated structure at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-2).
- T_M = effective period, in seconds, of seismic-isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration, as prescribed by Formula (58-4).
- V_b = the total lateral seismic design force or shear on elements of the isolation system or elements below the isolation system as prescribed by Formula (58-5).
- V_s = the total lateral seismic design force or shear on elements above the isolation system as prescribed by Formula (58-8) and the limits specified in Section 1658.
- W = the total seismic dead load defined in Section 1630.1. For design of the isolation system, W is the total seismic dead load weight of the structure above the isolation interface.
- y = the distance, in feet (mm), between the center of rigidity of the isolation system rigidity and the element of interest, measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration.
- β_{eff} = effective damping of the isolation system and isolator unit, as prescribed by Formula (65-2).
- β_D = effective damping of the isolation system at the design displacement, as prescribed by Formula (65-3).
- β_M = effective damping of the isolation system at the maximum displacement, as prescribed by Formula (65-4).
- $\Delta+$ = maximum positive displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.
- $\Delta-$ = maximum negative displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.

SECTION 1657 — CRITERIA SELECTION

1657.1 Basis for Design. The procedures and limitations for the design of seismic-isolated structures shall be determined considering zoning, site characteristics, vertical acceleration, cracked section properties of concrete and masonry members, occupancy, configuration, structural system and height in accordance with Section 1629, except as noted below.

1657.2 Stability of the Isolation System. The stability of the vertical load-carrying elements of the isolation system shall be verified by analysis and test, as required, for lateral seismic displacement equal to the total maximum displacement.

1657.3 Occupancy Categories. The importance factor, I , for a seismic-isolated building shall be taken as 1.0 regardless of occupancy category.

1657.4 Configuration Requirements. Each structure shall be designated as being regular or irregular on the basis of the structural configuration above the isolation system, in accordance with Section 1629.5.

1657.5 Selection of Lateral Response Procedure.

1657.5.1 General. Any seismic-isolated structure may be, and certain seismic-isolated structures defined below shall be, designed using the dynamic lateral response procedure of Section 1659.

1657.5.2 Static analysis. The static lateral response procedure of Section 1658 may be used for design of a seismic-isolated structure, provided:

1. The structure is located at least 10 kilometers (km) from all active faults.
2. The structure is located on Soil Profile Type S_A , S_B , S_C or S_D .
3. The structure above the isolation interface is equal to or less than four stories, or 65 feet (19.8 m), in height.
4. The effective period of the isolated structure, T_M , is equal to or less than 3.0 seconds.
5. The effective period of the isolated structure, T_D , is greater than three times the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system, as determined by Formula (30-8) of Section 1630.
6. The structure above the isolation system is of regular configuration.
7. The isolation system is defined by all of the following attributes:
 - 7.1 The effective stiffness of the isolation system at the design displacement is greater than one third of the effective stiffness at 20 percent of the design displacement.
 - 7.2 The isolation system is capable of producing a restoring force, as specified in Section 1661.2.4.
 - 7.3 The isolation system has force-deflection properties which are independent of the rate of loading.
 - 7.4 The isolation system has force-deflection properties which are independent of vertical load and bilateral load.
 - 7.5 The isolation system does not limit maximum capable earthquake displacement to less than C_{VM}/C_{VD} times the total design displacement.

1657.5.3 Dynamic analysis. The dynamic lateral response procedure of Section 1659 shall be used for design of seismic-isolated structures as specified below:

1. **Response spectrum analysis.** Response spectrum analysis may be used for design of a seismic-isolated structure, provided:

- 1.1 The structure is located on Soil Profile Type S_A , S_B , S_C or S_D .
- 1.2 The isolation system is defined by all of the attributes specified in Section 1657.5.2, Item 7.

2. **Time-history analysis.** Time-history analysis may be used for design of any seismic-isolated structure and shall be used for design of all seismic-isolated structures not meeting the criteria of Section 1657.5.3, Item 1.

3. **Site-specific design spectra.** Site-specific ground motion spectra of the design-basis earthquake and the maximum capable earthquake, developed in accordance with Section 1631.2, shall be used for design and analysis of all seismic-isolated structures as specified below:

1. The structure is located on Soil Profile Type S_E or S_F .
2. The structure is located within 10 km of an active fault.

SECTION 1658 — STATIC LATERAL RESPONSE PROCEDURE

1658.1 General. Except as provided in Section 1659, every seismic-isolated structure, or portion thereof, shall be designed and constructed to resist minimum earthquake displacements and

forces as specified by this section and the applicable requirements of Section 1630.

1658.2 Deformation Characteristics of the Isolation System. Minimum lateral earthquake design displacements and forces on seismic-isolated structures shall be based on the deformation characteristics of the isolation system.

The deformation characteristics of the isolation system shall explicitly include the effects of the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of this document.

The deformation characteristics of the isolation system shall be based on properly substantiated tests performed in accordance with Section 1665.

1658.3 Minimum Lateral Displacements.

1658.3.1 Design displacement. The isolation system shall be designed and constructed to withstand minimum lateral earthquake displacements which act in the direction of each of the main horizontal axes of the structure in accordance with the formula:

$$D_D = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)C_{VD}I_D}{B_D} \quad (58-1)$$

1658.3.2 Effective period at the design displacement. The effective period of the isolated structure at the design displacement, T_D , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system in accordance with the formula:

$$T_D = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}} \quad (58-2)$$

1658.3.3 Maximum displacement. The maximum displacement of the isolation system, D_M , in the most critical direction of horizontal response shall be calculated in accordance with the formula:

$$D_M = \frac{\left(\frac{g}{4\pi^2}\right)C_{VM}I_M}{B_M} \quad (58-3)$$

1658.3.4 Effective period at the maximum displacement. The effective period of the isolated structure at the maximum displacement, T_M , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system in accordance with the formula:

$$T_M = 2 \pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}} \quad (58-4)$$

1658.3.5 Total displacement. The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , of elements of the isolation system shall include additional displacement due to actual and accidental torsion calculated considering the spatial distribution of the lateral stiffness of the isolation system and the most disadvantageous location of mass eccentricity.

The total design displacement, D_{TD} , and the of total maximum displacement D_{TM} , of elements of an isolation system with uniform spatial distribution of lateral stiffness shall not be taken as less than that prescribed by the formulas:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (58-5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (58-6)$$

The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , may be taken as less than the value prescribed by Formulas (58-5) and (58-6), but not less than 1.1 times D_D and 1.1 times D_M , respectively, provided the isolation system is shown by calculation to be configured to resist torsion accordingly.

1658.4 Minimum Lateral Forces.

1658.4.1 Isolation system and structural elements at or below the isolation system. The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral seismic force, V_b , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure where:

$$V_b = k_{Dmax}D_D \quad (58-7)$$

1658.4.2 Structural elements above the isolation system. The structure above the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum shear force, V_s , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure where:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_f} \quad (58-8)$$

The R_f factor shall be based on the type of lateral-force-resisting system used for the structure above the isolation system.

1658.4.3 Limits on V_s . The value of V_s shall not be taken as less than the following:

1. The lateral seismic force required by Chapter 16, Division III, for a fixed-base structure of the same weight, W , and a period equal to the isolated period, T_D .
2. The base shear corresponding to the design wind load.
3. The lateral seismic force required to fully activate the isolation system factored by 1.5 (e.g., one and one-half times the yield level of a softening system, the ultimate capacity of a sacrificial wind-restraint system or the static friction level of a sliding system).

1658.5 Vertical Distribution of Force. The total force shall be distributed over the height of the structure above the isolation interface in accordance with the formula:

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (58-9)$$

At each level designated as x , the force F_x shall be applied over the area of the building in accordance with the mass distribution at the level. Stresses in each structural element shall be calculated as the effect of force, F_x , applied at the appropriate levels above the base.

1658.6 Drift Limits. The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system shall not exceed $0.010/R_T$.

SECTION 1659 — DYNAMIC LATERAL-RESPONSE PROCEDURE

1659.1 General. As required by Section 1657, every seismic-isolated structure, or portion thereof, shall be designed and constructed to resist earthquake displacements and forces as specified in this section and the applicable requirements of Section 1631.

1659.2 Isolation System and Structural Elements below the Isolation System. The total design displacement of the isolation system shall not be taken as less than 90 percent of D_{TD} as specified by Section 1658.3.3.

The total maximum displacement of the isolation system shall not be taken as less than 80 percent of D_{TM} as prescribed by Formula (58-6).

The design lateral shear force on the isolation system and structural elements below the isolation system shall not be taken as less than 90 percent of V_b as prescribed by Formula (58-7).

The limits of the first and second paragraphs shall be evaluated using values of D_{TD} and D_{TM} determined in accordance with Section 1658.3, except that D_D' may be used in lieu of D_D and D_M' may be used in lieu of D_M , where D_D' and D_M' are prescribed by the formulas:

$$D_D' = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (59-1)$$

$$D_M' = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (59-2)$$

and T is the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system, as determined only by Formula (30-4) of Section 1630.

1659.3 Structural Elements above the Isolation System. The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if regular in configuration, shall not be taken as less than 80 percent of V_S as prescribed by Formula (58-8) or less than the limits specified by Section 1658.4.3.

EXCEPTION: The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if regular in configuration, may be taken as less than 80 percent, but not less than 60 percent, of V_S provided time-history analysis is used for design of the structure.

The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, shall not be taken as less than V_S as prescribed by Formula (58-8) or less than the limits specified by Section 1658.4.3.

EXCEPTION: The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent, of V_S , provided time-history analysis is used for design of the structure.

1659.4 Ground Motion.

1659.4.1 Design spectra. Properly substantiated, site-specific spectra are required for design of all structures with an isolated period, T_M , greater than 3.0 seconds, or located on Soil Profile Type S_E or S_F or located within 10 km of an active fault or located

in Seismic Zone 1, 2A or 2B. Structures that do not require site-specific spectra and for which site-specific spectra have not been calculated shall be designed using spectra based on Figure 16-3 of Chapter 16, Division III.

A design spectrum shall be constructed for the design-basis earthquake. This design spectrum shall not be taken as less than the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of C_a shall be taken as equal to C_{AD} and C_v shall be taken as equal to C_{VD} .

EXCEPTION: If a site-specific spectrum is calculated for the design-basis earthquake, then the design spectrum may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent of the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of C_a shall be taken as equal to C_{AD} and C_v shall be taken as equal to C_{VD} .

A design spectrum shall be constructed for the maximum capable earthquake. This spectrum shall not be taken as less than the spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III where the values of C_a shall be taken as equal to C_{AM} and C_v shall be taken as equal to C_{VM} . This spectrum shall be used to determine the total maximum displacement and overturning forces for design and testing of the isolation system.

EXCEPTION: If a site-specific spectrum is calculated for the maximum capable earthquake, then the design spectrum may be taken as less than 100 percent, but not less than 80 percent of the response spectrum given in Figure 16-3 of Chapter 16, Division III, where the values of C_a shall be taken as equal to C_{AM} and C_v shall be taken as equal to C_{VM} .

1659.4.2 Time histories. Pairs of appropriate horizontal ground-motion time-history components shall be selected and scaled from not less than three recorded events. Appropriate time histories shall have magnitudes, fault distances and source mechanisms that are consistent with those that control the design-basis earthquake (or maximum capable earthquake). Where three appropriate recorded ground motion time history pairs are not available, appropriate simulated ground motion time history pairs may be used to make up the total number required. For each pair of horizontal ground-motion components, the square root sum of the squares (SRSS) of the 5 percent-damped spectrum of the scaled horizontal components shall be constructed. The motions shall be scaled such that the average value of the SRSS spectra does not fall below 1.3 times the 5 percent-damped spectrum of the design-basis earthquake (or maximum capable earthquake) by more than 10 percent for periods from $0.5T_D$ seconds to $1.25T_M$ seconds.

1659.5 Mathematical Model.

1659.5.1 General. The mathematical models of the isolated structure, including the isolation system, the lateral-force-resisting system and other structural elements, shall conform to Section 1631.3 and to the requirements of Sections 1659.5.2 and 1659.5.3 below.

1659.5.2 Isolation system. The isolation system shall be modeled using deformational characteristics developed and verified by test in accordance with the requirements of Section 1658.2.

The isolation system shall be modeled with sufficient detail to:

1. Account for the spatial distribution of isolator units,
2. Calculate translation, in both horizontal directions, and torsion of the structure above the isolation interface, considering the most disadvantageous location of mass eccentricity,
3. Assess overturning/uplift forces on individual isolator units; and
4. Account for the effects of vertical load, bilateral load and/or the rate of loading if the force deflection properties of the isolation system are dependent on one or more of these attributes.

1659.5.3 Isolated structure.

1659.5.3.1 Displacement. The maximum displacement of each floor and the total design displacement and total maximum displacement across the isolation system shall be calculated using a model of the isolated structure that incorporates the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the isolation system and the lateral-force-resisting system.

Lateral-force-resisting systems with nonlinear elements include, but are not limited to, irregular structural systems designed for a lateral force less than V_s as prescribed by Formula (58-8) and the limits specified by Section 1658.4.3, and regular structural systems designed for a lateral force less than 80 percent of V_s .

1659.5.3.2 Forces and displacements in key elements. Design forces and displacements in key elements of the lateral-force-resisting system may be calculated using a linear elastic model of the isolated structure, provided:

1. Pseudo-elastic properties assumed for nonlinear isolation system components are based on the maximum effective stiffness of the isolation system.
2. All key elements of the lateral-force-resisting system are linear.

1659.6 Description of Analysis Procedures.

1659.6.1 General. A response spectrum analysis or a time-history analysis, or both, shall be performed in accordance with Sections 1631.4 and 1631.5 and the requirements of this section.

1659.6.2 Input earthquake. The design-basis earthquake shall be used to calculate the total design displacement of the isolation system and the lateral forces and displacements of the isolated structure. The maximum capable earthquake shall be used to calculate the total maximum displacement of the isolation system.

1659.6.3 Response spectrum analysis. Response spectrum analysis shall be performed using a modal damping value for the fundamental mode in the direction of interest not greater than the effective damping of the isolation system or 30 percent of critical, whichever is less. Modal damping values for higher modes shall be selected consistent with those appropriate for response spectrum analysis of the structure above the isolation system on a fixed base.

Response spectrum analysis used to determine the total design displacement and the total maximum displacement shall include simultaneous excitation of the model by 100 percent of the most critical direction of ground motion and 30 percent of the ground motion on the orthogonal axis. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated as the vectorial sum of the two orthogonal displacements.

1659.6.4 Time-history analysis. Time-history analysis shall be performed with at least three appropriate pairs of horizontal time-history components, as defined in Section 1659.4.2.

Each pair of time histories shall be applied simultaneously to the model, considering the most disadvantageous location of mass eccentricity. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated from the vectorial sum of the two orthogonal displacements at each time step.

The parameter of interest shall be calculated for each time-history analysis. If three time-history analyses are performed, then the maximum response of the parameter of interest shall be used for design. If seven or more time-history analyses are performed, then the average value of the response parameter of interest may be used for design.

1659.7 Design Lateral Force.

1659.7.1 Isolation system and structural elements at or below the isolation system. The isolation system, foundation and all structural elements below the isolation system shall be designed using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis.

1659.7.2 Structural elements above the isolation system. Structural elements above the isolation system shall be designed using the appropriate provisions for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis divided by a factor of R_f . The R_f factor shall be based on the type of lateral-force-resisting system used for the structure above the isolation system.

1659.7.3 Scaling of results. When the factored lateral shear force on structural elements, determined using either response spectrum or time-history analysis, is less than minimum level prescribed by Sections 1659.1 and 1659.2, then all response parameters, including member forces and moments shall be adjusted upward proportionally.

1659.8 Drift Limits. Maximum interstory drift corresponding to the design lateral force, including displacement due to vertical deformation of the isolation system, shall not exceed the following limits:

1. The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system, calculated by response spectrum analysis, shall not exceed $0.015/R_f$.
2. The maximum interstory drift ratio of the structure above the isolation system, calculated by time-history analysis considering the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the lateral-force-resisting system, shall not exceed $0.020/R_f$.

The secondary effects of the maximum capable earthquake lateral displacement, Δ , of the structure above the isolation system combined with gravity forces shall be investigated if the interstory drift ratio exceeds $0.010/R_f$.

SECTION 1660 — LATERAL LOAD ON ELEMENTS OF STRUCTURES AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS SUPPORTED BY STRUCTURES

1660.1 General. Parts or portions of an isolated structure, permanent nonstructural components and the attachments to them, and the attachments for permanent equipment supported by a structure shall be designed to resist seismic forces and displacements as prescribed by this section and the applicable requirements of Section 1632.

1660.2 Forces and Displacements.

1660.2.1 Components at or above the isolation interface. Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, which are at or above the isolation interface, shall be designed to resist a total lateral seismic force equal to the maximum dynamic response of the element or component under consideration.

EXCEPTION: Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, may be designed to resist total lateral seismic force as prescribed by Formula (32-1) or (32-2) of Section 1632.

1660.2.2 Components that cross the isolation interface. Elements of seismic-isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that cross the isolation interface shall be designed to withstand the total maximum displacement.

1660.2.3 Components below the isolation interface. Elements of seismic-isolated structures and nonstructural compo-

nents, or portions thereof, which are below the isolation interface shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Section 1632.

SECTION 1661 — DETAILED SYSTEMS REQUIREMENTS

1661.1 General. The isolation system and the structural system shall comply with the requirements of Section 1633 and the material requirements of Chapters 19 through 23. In addition, the isolation system shall comply with the detailed system requirements of this section and the structural system shall comply with the detailed system requirements of this section and the applicable portions of Section 1633.

1661.2 Isolation System.

1661.2.1 Environmental conditions. In addition to the requirements for vertical and lateral loads induced by wind and earthquake, the isolation system shall be designed with consideration given to other environmental conditions including aging effects, creep, fatigue, operating temperature and exposure to moisture or damaging substances.

1661.2.2 Wind forces. Isolated structures shall resist design wind loads at all levels above the isolation interface in accordance with the general wind design provisions. At the isolation interface, a wind restraint system shall be provided to limit lateral displacement in the isolation system to a value equal to that required between floors of the structure above the isolation interface.

1661.2.3 Fire resistance. Fire resistance for the isolation system shall meet that required for the building columns, walls or other structural elements in which it is installed.

Isolator systems required to have a fire-resistive rating shall be protected with approved materials or construction assemblies designed to provide the same degree of fire resistance as the structural element in which it is installed when tested in accordance with UBC Standard 7-1. See Section 703.2.

Such isolation system protection applied to isolator units shall be capable of retarding the transfer of heat to the isolator unit in such a manner that the required gravity load-carrying capacity of the isolator unit will not be impaired after exposure to the standard time-temperature curve fire test prescribed in UBC Standard 7-1 for a duration not less than that required for the fire-resistive rating of the structural element in which it is installed.

Such isolation system protection applied to isolator units shall be suitably designed and securely installed so as not to dislodge, loosen, sustain damage, or otherwise impair its ability to accommodate the seismic movements for which the isolator unit is designed and to maintain its integrity for the purpose of providing the required fire-resistive protection.

1661.2.4 Lateral restoring force. The isolation system shall be configured to produce a restoring force such that the lateral force at the total design displacement is at least $0.025W$ greater than the lateral force at 50 percent of the total design displacement.

EXCEPTION: The isolation system need not be configured to produce a restoring force, as required above, provided the isolation system is capable of remaining stable under full vertical load and accommodating a total maximum displacement equal to the greater of either 3.0 times the total design displacement $36 C_{VM}$, inches (For **SI**: $914.4 C_{VM}$, mm).

1661.2.5 Displacement restraint. The isolation system may be configured to include a displacement restraint that limits lateral displacement due to the maximum capable earthquake to less

than C_{VM}/C_{VD} times the total design displacement, provided that the seismic-isolated structure is designed in accordance with the following criteria when more stringent than the requirements of Section 1629.

1. Maximum capable earthquake response is calculated in accordance with the dynamic analysis requirements of Sections 1631 and 1659, explicitly considering the nonlinear characteristics of the isolation system and the structure above the isolation system.

2. The ultimate capacity of the isolation system and structural elements below the isolation system shall exceed the strength and displacement demands of the maximum capable earthquake.

3. The structure above the isolation system is checked for stability and ductility demand of the maximum capable earthquake.

4. The displacement restraint does not become effective at a displacement less than 0.75 times the total design displacement unless it is demonstrated by analysis that earlier engagement does not result in unsatisfactory performance.

1661.2.6 Vertical load stability. Each element of the isolation system shall be designed to be stable under the maximum vertical load, $1.2D + 1.0L + |E|_{max}$ and the minimum vertical load, $0.80|E|_{min}$, at a horizontal displacement equal to the total maximum displacement. The vertical earthquake load on an individual isolation unit due to overturning, $|E|_{max}$ and $|E|_{min}$, shall be based on peak response due to the maximum capable earthquake.

1661.2.7 Overturning. The factor of safety against global structural overturning at the isolation interface shall not be less than 1.0 for required load combinations. All gravity and seismic loading conditions shall be investigated. Seismic forces for overturning calculations shall be based on the maximum capable earthquake and W shall be used for the vertical restoring force.

Local uplift of individual elements is permitted provided the resulting deflections do not cause overstress or instability of the isolator units or other building elements.

1661.2.8 Inspection and replacement.

1. Access for inspection and replacement of all components of the isolation system shall be provided.

2. The architect or engineer of record or a person designated by the architect or engineer of record shall complete a final series of inspections or observations of building separation areas and of components that cross the isolation interface prior to the issuance of the certificate of occupancy for the seismic-isolated building. Such inspections and observations shall indicate that as-built conditions allow for free and unhindered displacement of the structure to maximum design levels and that all components that cross the isolation interface as installed, are able to accommodate the stipulated displacements.

3. Seismic-isolated buildings shall have a periodic monitoring, inspection and maintenance program for the isolation system established by the architect or engineer responsible for the design of the system. The objective of such a program shall be to ensure that all elements of the isolation system are able to perform to minimum design levels at all times.

4. Remodeling, repair or retrofitting at the isolation system interface, including that of components that cross the isolation interface, shall be performed under the direction of an architect or engineer licensed in the appropriate disciplines and experienced in the design and construction of seismic-isolated structures.

5. Horizontal displacement recording devices shall be installed at the isolation interface in seismic-isolated buildings.

1661.2.9 Quality control. A quality control testing program for isolator units shall be established by the engineer responsible for the structural design.

1661.3 Structural System.

1661.3.1 Horizontal distribution of force. A horizontal diaphragm or other structural elements shall provide continuity above the isolation interface and shall have adequate strength and ductility to transmit forces (due to nonuniform ground motion) from one part of the building to another.

1661.3.2 Building separations. Minimum separations between the isolated building and surrounding retaining walls or other fixed obstructions shall not be less than the total maximum displacement.

SECTION 1662 — NONBUILDING STRUCTURES

Nonbuilding structures shall be designed in accordance with the requirements of Section 1634 using design displacements and forces calculated in accordance with Section 1658 or 1659.

SECTION 1663 — FOUNDATIONS

Foundations shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Chapter 18 using design forces calculated in accordance with Section 1658 or 1659.

SECTION 1664 — DESIGN AND CONSTRUCTION REVIEW

1664.1 General. A design review of the isolation system and related test programs shall be performed by an independent engineering team including persons licensed in the appropriate disciplines, experienced in seismic analysis methods and the theory and application of seismic isolation.

1664.2 Isolation System. Isolation system design review shall include, but not be limited to, the following:

1. Review of site-specific seismic criteria, including the development of site-specific spectra and ground motion time histories, and all other design criteria developed specifically for the project.
2. Review of the preliminary design, including the determination of the total design displacement of the isolation system design displacement and lateral force design level.
3. Overview and observation of prototype testing (Section 1665).
4. Review of the final design of the entire structural system and all supporting analyses.
5. Review of the isolation system quality control testing program (Section 1661.2.9).

The engineer of record shall submit with the plans and calculations a statement by all members of the independent engineering team stating that the above has been completed.

SECTION 1665 — REQUIRED TESTS OF ISOLATION SYSTEM

1665.1 General. The deformation characteristics and damping values of the isolation system used in the design and analysis of seismic-isolated structures shall be based on the following tests of a selected sample of the components prior to construction.

The isolation system components to be tested shall include the wind restraint system if such systems are used in the design.

The tests specified in this section are for establishing and validating the design properties of the isolation system, and shall not be considered as satisfying the manufacturing quality control tests of Section 1661.2.9.

1665.2 Prototype Tests.

1665.2.1 General. Prototype tests shall be performed separately on two full-size specimens or sets of specimens, as appropriate, of each type and size of isolator unit of the isolation system. The test specimens shall include the wind restraint system, as well as individual isolator units, if such systems are used in the design. Specimens tested shall not be used for construction.

1665.2.2 Record. For each cycle of tests the force-deflection behavior of the test specimen shall be recorded.

1665.2.3 Sequence and cycles. The following sequence of tests shall be performed for the prescribed number of cycles at a vertical load equal to the average $D + 0.5L$ on all isolator units of a common type and size:

1. Twenty fully reversed cycles of loading at a lateral force corresponding to the wind design force.
2. Three fully reversed cycles of loading at each of the following increments of displacement: $0.2 D_D$, $0.5 D_D$ and $1.0 D_D$, $1.0 D_M$.
3. Three fully reversed cycles at the total maximum displacement, $1.0 D_{TM}$.
4. $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$, but not less than 10, fully reversed cycles of loading at 1.0 times the total design displacement, $1.0 D_{TD}$.

If an isolator unit is also a vertical load-carrying element, then Item 2 of the sequence of cyclic tests specified above shall be performed for two additional vertical load cases:

$$(1) 1.2D + 0.5L + |E|$$

$$(2) 0.8D - |E|$$

where D and L are defined in Chapter 16, Division III. The vertical test load on an individual isolator unit shall include the load increment due to earthquake overturning, $|E|$, and shall be equal to or greater than the peak earthquake vertical force response corresponding to the test displacement being evaluated. In these tests, the combined vertical load shall be taken as the typical or average downward force on all isolator units of a common type and size.

1665.2.4 Units dependent on loading rates. If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on the rate of loading, then each set of tests specified in Section 1665.2.3 shall be performed dynamically at a frequency equal to the inverse of the effective period, T_D , of the isolated structure.

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify rate-dependent properties of isolators, the reduced-scale prototype specimens shall be of the same type and material and be manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes, and shall be tested at a frequency that represents full-scale prototype loading rates.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on the rate of loading if there is greater than a plus or minus 10 percent difference in the effective stiffness at the design displacement when tested at a frequency equal to the inverse of the effective period, T_D , of the isolated structure and when tested at any frequency in the range of 0.1 to 2.0 times the inverse of the effective period, T_D , of the isolated structure.

1665.2.5 Units dependent on bilateral load. If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on bilateral load, then the tests specified in Sections 1665.2.3 and 1665.2.4 shall be augmented to include bilateral load at increments of the total design displacement 0.25 and 1.0, 0.50 and 1.0, 0.75 and 1.0, and 1.0 and 1.0.

EXCEPTION: If reduced-scale prototype specimens are used to quantify bilateral-load-dependent properties, then such scaled specimens shall be of the same type and material, and manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on bilateral load, if the bilateral and unilateral force-deflection properties have greater than a plus or minus 10 percent difference in effective stiffness at the design displacement.

1665.2.6 Maximum and minimum vertical load. Isolator units that carry vertical load shall be statically tested for the maximum and minimum vertical load, at the total maximum displacement. In these tests, the combined vertical loads of $1.2D + 1.0L + |E|_{max}$ shall be taken as the maximum vertical force, and the combined vertical load of $0.8D - |E|_{min}$ shall be taken as the minimum vertical force, on any one isolator unit of a common type and size. The vertical load on an individual isolator unit shall include the load increment due to earthquake overturning, $|E|_{max}$ and $|E|_{min}$, and shall be based on peak response due to the maximum capable earthquake.

1665.2.7 Sacrificial wind-restraint systems. If a sacrificial wind-restraint system is to be utilized, then the ultimate capacity shall be established by test.

1665.2.8 Testing similar units. The prototype tests are not required if an isolator unit is of similar dimensional characteristics and of the same type and material as the prototype isolator unit that has been previously tested using the specified sequence of tests.

1665.3 Determination of Force-deflection Characteristics. The force-deflection characteristics of the isolation system shall be based on the cyclic load tests of isolator prototypes specified in Section 1665.2.3.

As required, the effective stiffness of an isolator unit, k_{eff} , shall be calculated for each cycle of loading by the formula:

$$k_{eff} = \frac{F^+ - F^-}{\Delta^+ - \Delta^-} \quad (65-1)$$

where F^+ and F^- are the positive and negative forces at Δ^+ and Δ^- , respectively.

As required, the effective damping (β_{eff}) of an isolator unit shall be calculated for each cycle of loading by the formula:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[\frac{E_{Loop}}{k_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right] \quad (65-2)$$

where the energy dissipated per cycle of loading, E_{Loop} , and the effective stiffness, k_{eff} , shall be based on test displacements of Δ^+ and Δ^- .

1665.4 System Adequacy. The performance of the test specimens shall be assessed as adequate if the following conditions are satisfied:

1. The force-deflection plots of all tests specified in Section 1665.2 have a positive incremental force-carrying capacity.

2. For each increment of test displacement specified in Section 1665.2.3, Item 2, and for each vertical load case specified in Section 1665.2.3:

2.1 There is no greater than a plus or minus 10 percent difference between the effective stiffness at each of the three cycles of test and the average value of effective stiffness for each test specimen.

2.2 There is no greater than a 10 percent difference in the average value of effective stiffness of the two test specimens of a common type and size of the isolator unit over the required three cycles of test.

3. For each specimen there is no greater than a plus or minus 20 percent change in the initial effective stiffness of each test specimen over the $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$, but not less than 10, cycles of the test specified in Section 1665.2.3, Item 4.

4. For each specimen there is no greater than a 20 percent decrease in the initial effective damping over for the $(15C_{VD}/C_{VA}B_D)$, but not less than 10, cycles of the test specified in Section 1665.2.3, Item 4.

5. All specimens of vertical load-carrying elements of the isolation system remain stable at the total maximum displacement for static load as prescribed in Section 1665.2.6.

1665.5 Design Properties of the Isolation System.

1665.5.1 Maximum and minimum effective stiffness. At the design displacement, the maximum and minimum effective stiffnesses of the isolation system, k_{Dmax} and k_{Dmin} , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formulas:

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (65-3)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (65-4)$$

At the maximum displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the isolation system, k_{Mmax} and k_{Mmin} , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formulas:

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M} \quad (65-5)$$

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M} \quad (65-6)$$

For isolator units that are found by the tests of Sections 1665.2.3, 1665.2.4 and 1665.2.5 to have force-deflection characteristics which vary with vertical load, rate of loading or bilateral load, respectively, the values of k_{Dmax} and k_{Mmax} shall be increased and the values of k_{Dmin} and k_{Mmin} shall be decreased, as necessary, to bound the effects of measured variation in effective stiffness.

1665.5.2 Effective damping. At the design displacement, the effective damping of the isolation system, β_D , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formula:

ANEXO 2

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2} \right] \quad (65-7)$$

In Formula (65-7), the total energy dissipated in the isolation system per cycle of design displacement response, $\sum E_D$, shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at test displacements, Δ^+ and Δ^- , that are equal in magnitude to the design displacement, D_D .

At the maximum displacement, the effective damping of the

isolation system, β_M , shall be based on the cyclic tests of Section 1665.2.3 and calculated by the formula:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{\sum E_M}{k_{Mmax} D_M^2} \right] \quad (65-8)$$

In Formula (65-8), the total energy dissipated in the isolation system per cycle of response, $\sum E_M$, shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at test displacements, Δ^+ and Δ^- , that are equal in magnitude to the maximum displacement, D_M .

TABLE A-16-C—DAMPING COEFFICIENTS, B_D AND B_M

EFFECTIVE DAMPING, β_D or β_M (percentage of critical) ^{1,2}	B_D or B_M FACTOR
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

¹The damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 1665.5.

²The damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.

TABLE A-16-D—MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M

DESIGN BASIS EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY, Z_N	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE RESPONSE COEFFICIENT, M_M
0.075	2.67
0.15	2.0
0.20	1.75
0.30	1.50
0.40	1.25
≥ 0.50	1.20

TABLE A-16-E—STRUCTURAL SYSTEMS ABOVE THE ISOLATION INTERFACE¹

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ²	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R_f	HEIGHT LIMIT FOR SEISMIC ZONES 3 AND 4
			× 304.8 for mm
1. Bearing wall system	1. Light-framed walls with shear panels		
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	2.0	65
	b. All other light-framed walls	2.0	65
	2. Shear walls		
	a. Concrete	2.0	160
	b. Masonry	2.0	160
	3. Light steel-framed bearing walls with tension-only bracing	1.6	65
	4. Braced frames where bracing carries gravity load		
	a. Steel	1.6	160
	b. Concrete ³	1.6	—
c. Heavy timber	1.6	65	
2. Building frame system	1. Steel eccentrically braced frame (EBF)	2.0	240
	2. Light-framed walls with shear panels		
	a. Wood structural panel walls for structures three stories or less	2.0	65
	b. All other light-framed walls	2.0	65
	3. Shear walls		
	a. Concrete	2.0	240
	b. Masonry	2.0	160
	4. Ordinary braced frames		
	a. Steel	1.6	160
	b. Concrete ³	1.6	—
c. Heavy timber	1.6	65	
5. Special concentrically braced frames			
a. Steel	2.0	240	

(Continued)

ANEXO 2

TABLE A-16-E—STRUCTURAL SYSTEMS ABOVE THE ISOLATION INTERFACE¹—(Continued)

BASIC STRUCTURAL SYSTEM ²	LATERAL-FORCE-RESISTING SYSTEM DESCRIPTION	R_f	HEIGHT LIMIT FOR
			SEISMIC ZONES 3 AND 4 × 304.8 for mm
3. Moment-resisting frame system	1. Special moment-resisting frame (SMRF)		
	a. Steel	2.0	N.L.
	b. Concrete	2.0	N.L.
	2. Masonry moment-resisting wall frame (MMRWF)	2.0	160
	3. Concrete intermediate moment-resisting frame (IMRF) ⁴	2.0	—
4. Dual systems	4. Ordinary moment-resisting frame (OMRF)		
	a. Steel ⁵	2.0	160
	b. Concrete ⁶	2.0	—
	5. Special truss moment frames of steel (STMF)	2.0	240
	1. Shear walls		
a. Concrete with SMRF	2.0	N.L.	
b. Concrete with steel OMRF	2.0	160	
c. Concrete with IMRF ⁴	2.0	160	
d. Masonry with SMRF	2.0	160	
e. Masonry with steel OMRF	2.0	160	
f. Masonry with concrete IMRF ³	2.0	—	
g. Masonry with masonry MMRWF	2.0	160	
2. Steel EBF			
a. With steel SMRF	2.0	N.L.	
b. With steel OMRF	2.0	160	
3. Ordinary braced frames			
a. Steel with steel SMRF	2.0	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	2.0	160	
c. Concrete with concrete SMRF ³	2.0	—	
d. Concrete with concrete IMRF ³	2.0	—	
4. Specially concentrically braced frames			
a. Steel with steel SMRF	2.0	N.L.	
b. Steel with steel OMRF	2.0	160	
5. Cantilevered column building systems	1. Cantilevered column elements	1.4	35 ⁷
6. Shear wall-frame interaction systems	1. Concrete ⁶	2.0	—
7. Undefined systems	See Sections 1629.6.7 and 1629.9.2		—

N.L.—no limit.

¹See Section 1630.4 for combination of structural systems.

²Basic structural systems are defined in Section 1629.6.

³Prohibited in Seismic Zones 3 and 4.

⁴Prohibited in Seismic Zones 3 and 4, except as permitted in Section 1633.2.

⁵Ordinary moment-resisting frames in Seismic Zone 1 meeting the requirements of Section 2213.6 may use an R_f value of 2.0.

⁶Prohibited in Seismic Zones 2A, 2B, 3 and 4. See Section 1633.2.7.

⁷Total height of the building including cantilevered columns.

TABLE A-16-F—SEISMIC COEFFICIENT, C_{AM} ¹

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY $M_M Z N_a$				
	$M_M Z N_a = 0.075$	$M_M Z N_a = 0.15$	$M_M Z N_a = 0.2$	$M_M Z N_a = 0.3$	$M_M Z N_a \geq 0.4$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8 M_M Z N_a$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0 M_M Z N_a$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	$1.0 M_M Z N_a$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	$1.1 M_M Z N_a$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	$0.9 M_M Z N_a$
S_F	See Footnote 2				

¹Linear interpolation may be used to determine the value of C_{AM} for values of $M_M Z N_a$ for other than those shown in the table.

²Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for soil.

ANEXO 2

TABLE A-16-G—SEISMIC COEFFICIENT, C_{VM} ¹

SOIL PROFILE TYPE	MAXIMUM CAPABLE EARTHQUAKE SHAKING INTENSITY $M_M ZN_v$				
	$M_M ZN_v = 0.075$	$M_M ZN_v = 0.15$	$M_M ZN_v = 0.20$	$M_M ZN_v = 0.30$	$M_M ZN_v \geq 0.40$
S_A	0.06	0.12	0.16	0.24	$0.8M_M ZN_v$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	$1.0M_M ZN_v$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	$1.4M_M ZN_v$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	$1.6M_M ZN_v$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	$2.4M_M ZN_v$
S_F	See Footnote 2				

¹Linear Interpolation may be used to determine the value of C_{VM} for values of $M_M ZN_v$ for other than those shown in the table.

²Site-specific geotechnical investigation and dynamic site response analysis shall be performed to determine seismic coefficients for soil.

ANEXO 2

2.2. FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY

*“NEHRP RECOMMENDED PROVISIONS FOR SEISMIC REGULATIONS FOR
NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (FEMA 450)”*

Part 1: Provisions

Chapter 13

SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE DESIGN REQUIREMENTS

ANEXO 2

Chapter 13

SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURE DESIGN REQUIREMENTS

13.1 GENERAL

13.1.1 Scope.

Every seismically isolated structure and every portion thereof shall be designed and constructed in accordance with the requirements of these *Provisions* as modified by this chapter.

13.1.2 Definitions.

Component: See Sec. 1.1.4.

Dead load: See Sec. 4.1.3.

Design displacement: The design earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

Displacement restraint system: A collection of structural elements that limits lateral displacement of seismically isolated structures due to maximum considered earthquake ground shaking.

Effective damping: The value of equivalent viscous damping consistent with the energy dissipated during cyclic response of the isolation system.

Effective stiffness: The value of lateral force in the isolation system, or an element thereof, divided by the corresponding lateral displacement.

Isolation interface: The boundary between the upper portion of the structure, which is isolated, and the lower portion of the structure, which is assumed to move rigidly with the ground.

Isolation system: The collection of structural elements that includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system, and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system, energy-dissipation devices, and/or the displacement restraint system where such systems or devices are used to satisfy the design requirements of Chapter 13.

Isolator unit: A horizontally flexible and vertically stiff structural element of the isolation system that permits large lateral deformations under design seismic load. An isolator unit is permitted to be used either as part of or in addition to the weight-supporting system of the structure.

Live load: See Sec. 4.1.3.

Maximum considered earthquake ground motion: See Sec. 3.1.3.

Maximum displacement: The maximum considered earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion.

Occupancy importance factor: See Sec. 1.1.4.

Registered design professional: See Sec. 2.1.3.

Seismic-force-resisting system: See Sec. 1.1.4.

Seismic Use Group: See Sec. 1.1.4.

Story: See Sec. 4.1.3.

Structure: See Sec. 1.1.4.

ANEXO 2

Total design displacement: The design earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system or an element thereof.

Total maximum displacement: The maximum considered earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for verification of the stability of the isolation system or elements thereof, design of structure separations, and vertical load testing of isolator unit prototypes.

Wind-restraint system: The collection of structural elements that provides restraint of the seismically isolated structure for wind loads. The wind-restraint system may be either an integral part of isolator units or a separate device.

13.1.3 Notation

B_D	Numerical coefficient as set forth in Table 13.3-1 for effective damping equal to β_D .
B_M	Numerical coefficient as set forth in Table 13.3-1 for effective damping equal β_M .
b	The shortest plan dimension of the structure measured perpendicular to d .
C_d	See Sec. 4.1.4.
D	See Sec. 4.1.4.
D_D	Design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-1.
D'_D	Design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration applicable to dynamic procedures, as prescribed by Eq. 13.4-1.
D_M	Maximum displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 13.3-3.
D'_M	Maximum displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration applicable to dynamic procedures, as prescribed by Eq. 13.4-2.
D_{TD}	Total design displacement of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity and the component of torsional displacement in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-5.
D_{TM}	Total maximum displacement of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity and the component of torsional displacement in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-6.
d	The longest plan dimension of the structure.
E	See Sec. 4.1.4.
E_{loop}	Energy dissipated in an isolator unit or damping device during a full cycle of reversible load over a test displacement range from Δ^+ to Δ^- as measured by the area enclosed by the loop of the force-deflection curve.
e	The actual eccentricity measured in plan between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus accidental eccentricity taken as 5 percent the maximum building dimension perpendicular to the direction of the force under consideration.
F^+	Positive force in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of Δ^+ .

ANEXO 2

Seismically Isolated Structure Design Requirements

F	Maximum negative force in an isolator unit during a single cycle of prototype testing a displacement amplitude of Δ .
g	Acceleration due to gravity.
h_i	See Sec. 5.1.3
h_{sx}	See Sec. 4.1.4.
h_x	See Sec. 5.1.3.
Level i	See Sec. 4.1.4.
K_{Dmax}	Maximum effective stiffness of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-3.
K_{Dmin}	Minimum effective stiffness of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-4.
K_{Mmax}	Maximum effective stiffness of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-5.
K_{Mmin}	Minimum effective stiffness of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 13.6-6.
k_{eff}	Effective stiffness of an isolator unit, as prescribed by Eq. 13.6-1.
L	The effect of live load.
R	See Sec. 4.1.4.
R_I	Numerical coefficient related to the type of seismic-force-resisting system above the isolation system as defined in Sec. 13.3.3.2 for seismically isolated structures.
S_I	See Sec. 3.1.4.
S_{DI}	See Sec. 3.1.4.
S_{DS}	See Sec. 3.1.4.
S_{MI}	See Sec. 3.1.4.
T_D	Effective period, in seconds, of the seismically isolated structure at the design displacement in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-2.
T_M	Effective period, in seconds, of the seismically isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-4.
V_b	The total lateral seismic design force on elements of the isolation system or elements below the isolation system as prescribed by Eq. 13.3-7.
V_s	The total lateral design force on elements above the isolation system as prescribed by Eq. 13.3-8.
W	See Sec. 1.1.5. For calculation of the period of seismically isolated structures, the seismic weight above the isolation system.
w_i	See Sec. 4.1.4.
w_x	See Sec. 1.1.5.
Level x	See Sec. 1.1.5.
y	The distance between the center of rigidity of the isolation system rigidity and the element of interest measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration.

ANEXO 2

2003 Provisions, Chapter 13

β_D	Effective damping of the isolation system at the design displacement as prescribed by Eq. 13.6-7.
β_M	Effective damping of the isolation system at the maximum displacement as prescribed by Eq. 13.6-8.
β_{eff}	Effective damping of the isolation system as prescribed by Eq. 13.6-2.
Δ	The maximum considered earthquake lateral displacement of the structure above the isolation system.
Δ^+	Maximum positive displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.
Δ^-	Maximum negative displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing.
ΣE_D	Total energy dissipated in the isolation system during a full cycle of response at the design displacement, D_D .
ΣE_M	Total energy dissipated on the isolation system during a full cycle of response at the maximum displacement, D_M .
$\Sigma F_D^+ _{max}$	Sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force at a positive displacement equal to D_D .
$\Sigma F_D^+ _{min}$	Sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force at a positive displacement equal to D_D .
$\Sigma F_D^- _{max}$	Sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force at a negative displacement equal to D_D .
$\Sigma F_D^- _{min}$	Sum, for all isolator units, of the minimum absolute value force at a negative displacement equal to D_D .
$\Sigma F_M^+ _{max}$	Sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force at a positive displacement equal to D_M .
$\Sigma F_M^+ _{min}$	Sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force at a positive displacement equal to D_M .
$\Sigma F_M^- _{max}$	Sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force at a negative displacement equal to D_M .
$\Sigma F_M^- _{min}$	Sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force at a negative displacement equal to D_M .

13.2 GENERAL DESIGN REQUIREMENTS

13.2.1 Occupancy importance factor. The Occupancy Importance Factor shall be taken as 1.0 for a seismically isolated structure, regardless of the Seismic Use Group assigned in accordance with Sec. 1.2.

13.2.2 Configuration. The determination of structural configuration in accordance with Sec. 4.3.2 shall be based on the structural configuration above the isolation system.

13.2.3 Ground motion

13.2.3.1 Design spectra. Properly substantiated site-specific spectra shall be used for the design of all seismically isolated structures located on a Class F site or located at a site with S_I greater than 0.6.

Where site-specific spectra are used, the design spectrum for the design earthquake shall be developed in accordance with Sec. 3.4. Where site-specific spectra are not used, the design spectrum for the design

ANEXO 2

earthquake shall be developed in accordance with Sec. 3.3. The design spectrum for the maximum considered earthquake shall be taken as not less than 1.5 times the design spectrum for the design earthquake.

13.2.3.2 Time histories. Where response history procedures are used, ground motions shall consist of pairs of appropriate horizontal ground motion acceleration components that shall be selected and scaled from individual recorded events. Appropriate ground motions shall be selected from events having magnitudes, fault distance, and source mechanisms that are consistent with those that control the maximum considered earthquake. Where the required number of recorded ground motion pairs are not available, appropriate simulated ground motion pairs shall be used to make up the total number required. For each pair of horizontal ground motion components, an SRSS spectrum shall be constructed by taking the square root of the sum of the squares of the five-percent-damped response spectra for the scaled components (where an identical scale factor is applied to both components of a pair). Each pair of motions shall be scaled such that for each period between $0.5T_D$ and $1.25T_M$ (where T_D and T_M are defined in Sec. 13.3.2) the average of the SRSS spectra from all horizontal component pairs does not fall below 1.3 times the corresponding ordinate of the design response spectrum, determined in accordance with Sec. 13.2.3.1, by more than 10 percent.

13.2.4 Procedure selection. All seismically isolated structures shall be designed using the procedure in Sec. 13.3 or one of the procedures in Sec. 13.4, as permitted in this section.

13.2.4.1 Equivalent lateral force procedure. The equivalent lateral force procedure of Sec. 13.3 is permitted to be used for design of a seismically isolated structure provided that:

1. The structure is located at a site with S_I less than or equal to 0.6 ;
2. The structure is located on a Class A, B, C, or D site;
3. The structure above the isolation interface is not more than four stories or 65 ft (20 m) in height;
4. The effective period of the isolated structure, T_M , is less than or equal to 3.0 sec.
5. The effective period of the isolated structure, T_D , is greater than three times the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system as determined in Sec. 5.2.2.1;
6. The structure above the isolation system is of regular configuration; and
7. The isolation system meets all of the following criteria:
 - a. The effective stiffness of the isolation system at the design displacement is greater than one third of the effective stiffness at 20 percent of the design displacement,
 - b. The isolation system is capable of producing a restoring force as specified in Sec. 13.2.5.4,
 - c. The isolation system does not limit maximum considered earthquake displacement to less than the total maximum displacement.

13.2.4.2 Dynamic procedures. The dynamic procedures of Sec. 13.4 are permitted to be used for design of seismically isolated structures as indicated in this section.

13.2.4.2.1 Response spectrum procedure. The response spectrum procedure is permitted to be used for design of a seismically isolated structure provided that:

1. The structure is located on a Class A, B, C, or D site, and
2. The isolation system meets the criteria of Item 7 of Sec. 13.2.4.1.

13.2.4.2.2 Response history procedure. The response history procedure is permitted to be used for design of any seismically isolated structure.

13.2.4.3 Variations in material properties. The analysis of seismically isolated buildings, including the substructure, isolators and superstructure, shall consider variations in seismic isolator material

ANEXO 2

properties over the projected life of the building including changes due to aging, contamination, environmental exposure, loading rate, scragging, and temperature.

13.2.5 Isolation system

13.2.5.1 Environmental conditions. In addition to satisfying the requirements related to vertical and lateral loads induced by wind and earthquake, the isolation system shall be designed with consideration given to other environmental conditions including aging effects, creep, fatigue, operating temperature, and exposure to moisture or damaging substances.

13.2.5.2 Wind forces. Isolated structures shall resist design wind loads at all levels above the isolation interface. At the isolation interface, a wind restraint system shall be provided to limit lateral displacement in the isolation system to a value equal to that required between floors of the structure above the isolation interface.

13.2.5.3 Fire resistance. The fire resistance rating for the isolation system shall be consistent with the requirements of columns, walls, or other such elements in the same area of the structure.

13.2.5.4 Lateral-restoring force. The isolation system shall be configured to produce a restoring force such that the lateral force at the total design displacement is at least $0.025W$ greater than the lateral force at 50 percent of the total design displacement.

13.2.5.5 Displacement restraint. The isolation system is permitted to be configured to include a displacement restraint that limits lateral displacement due to the maximum considered earthquake to less than S_{MI}/S_{DI} times the total design displacement if the seismically isolated structure is designed in accordance with the following criteria where more stringent than the other requirements of Sec. 13.2:

1. Maximum considered earthquake response is calculated in accordance with Sec. 13.4 including explicit consideration of the nonlinear characteristics of both the isolation system and the structure above the isolation system;
2. The ultimate capacities of the isolation system and structural elements below the isolation system shall exceed the strength and displacement demands due to the maximum considered earthquake;
3. The structure above the isolation system is adequate for the stability and ductility demands due to the maximum considered earthquake; and
4. The displacement restraint does not become effective at a displacement less than 0.75 times the total design displacement unless it is demonstrated by analysis that earlier engagement does not result in unsatisfactory performance.

13.2.5.6 Vertical-load stability. Each element of the isolation system shall be designed to be stable under the maximum vertical load ($1.2D + 1.0L + E$) and the minimum vertical load ($0.8D - E$) when subjected to a horizontal displacement equal to the total maximum displacement. The dead load, D , and the live load, L , are defined in Sec. 13.1.2. The effect of seismic load, E , shall be determined in accordance with Sec. 4.2.2.1 except that S_{MS} shall be used in place of S_{DS} and the vertical loads that result from application of horizontal seismic forces, Q_E , shall be based on peak response due to the maximum considered earthquake.

13.2.5.7 Overturning. The factor of safety against global structural overturning at the isolation interface shall not be less than 1.0 for required load combinations. All gravity and seismic loading conditions shall be investigated. Seismic forces for overturning calculations shall be based on the maximum considered earthquake and the vertical restoring force shall be based on W , the seismic weight above the isolation interface, as defined in Sec. 5.2.1.

Local uplift of individual elements is permitted if the resulting deflections do not cause overstress or instability of the isolator units or other elements of the structure.

13.2.5.8 Inspection and replacement

Access for inspection and replacement of all components of the isolation system shall be provided.

1. A registered design professional shall complete a final series of inspections or observations of structure separation areas and components that cross the isolation interface prior to the issuance of the certificate of occupancy for the seismically isolated structure. Such inspections and observations shall confirm that the conditions allow free and unhindered displacement of the structure to maximum design levels and that all components that cross the isolation interface as installed are able to accommodate the stipulated displacements.
2. The registered design professional responsible for the design of the isolation system shall establish a periodic monitoring, inspection, and maintenance program for such system.
3. Remodeling, repair, or retrofitting at the isolation interface, including that of components that cross the isolation interface, shall be performed under the direction of a registered design professional.

13.2.5.9 Quality control. As part of the quality assurance plan developed in accordance with Sec. 2.2.1, the registered design professional responsible for the structural design shall establish a quality control testing program for isolator units.

13.2.6 Structural system

13.2.6.1 Horizontal distribution of force. A horizontal diaphragm or other structural elements shall provide continuity above the isolation interface and shall have adequate strength and ductility to transmit forces (due to nonuniform ground motion) from one part of the structure to another.

13.2.6.2 Building separations. Minimum separations between the isolated structure and surrounding retaining walls or other fixed obstructions shall not be less than the total maximum displacement.

13.2.6.3 Nonbuilding structures. Nonbuilding structures shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Chapter 14 using design displacements and forces calculated in accordance with this chapter.

13.2.7 Elements of structures and nonstructural components. Parts or portions of an isolated structure, permanent nonstructural components and the attachments to them, and the attachments for permanent equipment supported by a structure shall be designed to resist seismic forces and displacements as prescribed in this section and shall satisfy the applicable requirements of Chapter 6.

13.2.7.1 Components below the isolation interface. Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that are below the isolation interface shall be designed for the forces and displacements indicated in Chapter 4 or Chapter 6, as appropriate.

13.2.7.2 Components crossing the isolation interface. Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that cross the isolation interface shall be designed to withstand the total maximum displacement.

13.2.7.3 Components at or above the isolation interface. Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that are at or above the isolation interface shall be designed to resist a total lateral force consistent with the maximum dynamic response of the element or component under consideration.

Exception: Elements of seismically isolated structures and nonstructural components or portions thereof are permitted to be designed for the forces and displacements indicated in Chapter 4 or Chapter 6, as appropriate.

ANEXO 2

13.3 EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE

Where the equivalent lateral force procedure is used to design seismically isolated structures, the requirements of this section shall apply.

13.3.1 Deformational characteristics of the isolation system. Minimum lateral earthquake design displacement and forces on seismically isolated structures shall be based on the deformational characteristics of the isolation system. The deformational characteristics of the isolation system shall explicitly include the effects of the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of these *Provisions*. The deformational characteristics of the isolation system shall be based on properly substantiated tests performed in accordance with Sec. 13.6.

13.3.2 Minimum lateral displacements

13.3.2.1 Design displacement. The isolation system shall be designed and constructed to withstand minimum lateral earthquake displacements that act in the direction of each of the main horizontal axes of the structure and such displacements shall be calculated in accordance with Eq. 13.3-1 as follows:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{DI} T_D}{B_D} \quad (13.3-1)$$

where:

- g = acceleration due to gravity.
- S_{DI} = design five-percent-damped spectral acceleration parameter at one second period as determined in Chapter 3.
- T_D = effective period of seismically isolated structure at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 13.3-2.
- B_D = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the design displacement, β_D , as set forth in Table 13.3-1.

Table 13.3-1 Damping Coefficient, B_D or B_M

Effective Damping, β_D or β_M (Percentage of Critical) ^{a,b}	B_D or B_M Factor
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0
^a The damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Sec. 13.6.4.2. ^b The damping coefficient shall be based on linear interpolation for effective damping values other than those given.	

ANEXO 2

13.3.2.2 Effective period at design displacement. The effective period of the isolated structure, T_D , shall be determined using Eq. 13.3-2 as follows:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin}g}} \quad (13.3-2)$$

where:

- W = seismic weight above the isolation interface as defined in Sec. 5.2.1.
- k_{Dmin} = minimum effective stiffness of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-4.
- g = acceleration due to gravity.

13.3.2.3 Maximum displacement. The maximum displacement of the isolation system, D_M in the most critical direction of horizontal response shall be calculated in accordance with Eq. 13.3-3 as follows:

$$D_M = \left(\frac{g}{4\pi^2} \right) \frac{S_{MI}T_M}{B_M} \quad (13.3-3)$$

where:

- g = acceleration due to gravity.
- S_{MI} = maximum considered five-percent-damped spectral acceleration parameter at 1 sec period as determined in Chapter 3.
- T_M = effective period of seismic-isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-4.
- B_M = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the maximum displacement, β_M , as set forth in Table 13.3-1.

13.3.2.4 Effective period at maximum displacement. The effective period of the isolated structure at maximum displacement, T_M shall be determined using Eq. 13.3-4 as follows:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Mmin}g}} \quad (13.3-4)$$

where:

- W = seismic weight above the isolation interface as defined in Sec. 5.2.1.
- k_{Mmin} = minimum effective stiffness of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-6.
- g = acceleration due to gravity.

13.3.2.5 Total displacements. The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , of elements of the isolation system shall include additional displacement due to inherent and accidental torsion calculated considering the spatial distribution of the lateral stiffness of the isolation system and the most disadvantageous location of eccentric mass.

The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , of elements of an isolation system with uniform spatial distribution of lateral stiffness shall not be taken less than that prescribed by Eq. 13.3-5 and Eq. 13.3-6, respectively, as follows:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (13.3-5)$$

ANEXO 2

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \left(\frac{12e}{b^2 + d^2} \right) \right] \quad (13.3-6)$$

where:

- D_D = design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-1.
- D_M = maximum displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed in Eq. 13.3-3.
- y = the distance between the center of rigidity of the isolation system and the element of interest measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration.
- e = the actual horizontal eccentricity between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus the accidental eccentricity, taken as 5 percent of the longest plan dimension of the structure perpendicular to the direction of force under consideration.
- b = the shortest plan dimension of the structure measured perpendicular to d .
- d = the longest plan dimension of the structure.

Exception: The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , are permitted to be taken less than the values prescribed by Eq. 13.3-5 and Eq. 13.3-6, respectively, but not less than 1.1 times D_D and D_M , respectively, if the isolation system is shown by calculation to be configured to resist torsion accordingly.

13.3.3 Minimum lateral forces

13.3.3.1 Isolation system and structural elements below the isolation system. The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral force, V_b , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure. V_b shall be determined in accordance with Eq. 13.3-7 as follows:

$$V_b = k_{Dmax} D_D \quad (13.3-7)$$

where:

- k_{Dmax} = maximum effective stiffness of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-3.
- D_D = design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-1.

In all cases, V_b shall not be taken less than the maximum force in the isolation system at any displacement up to and including the design displacement.

13.3.3.2 Structural elements above the isolation system. The structure above the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral force, V_s , using all of the appropriate provisions for a nonisolated structure. V_s shall be determined in accordance with Eq. 13.3-8 as follows:

$$V_s = \frac{k_{Dmax} D_D}{R_f} \quad (13.3-8)$$

where:

- k_{Dmax} = maximum effective stiffness of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 13.6-3.

ANEXO 2

- D_D = design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 13.3-1.
- R_I = numerical coefficient related to the type of seismic-force-resisting system above the isolation system.

R_I shall be based on the type of seismic-force-resisting system used for the structure above the isolation system and shall be taken as the lesser of 2.0 or 3/8 of the R value given in Table 4.3-1, but need not be taken less than 1.0.

In no case shall V_s be taken less than the following:

1. The lateral force required by Sec. 5.2 for a fixed-base structure of the same weight, W , and a period equal to the isolated period, T_D ;
2. The base shear corresponding to the factored design wind load; and
3. The lateral force required to fully activate the isolation system (e.g., the yield level of a softening system, the ultimate capacity of a sacrificial wind-restraint system, or the break-away friction level of a sliding system) multiplied by 1.5.

13.3.4 Vertical distribution of forces. The total force shall be distributed over the height of the structure above the isolation interface in accordance with Eq. 13.3-9 as follows:

$$F_x = V_s \frac{w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (13.3-9)$$

where:

- V_s = total lateral design force on elements above the isolation system.
- W_x = portion of W that is located at or assigned to Level x .
- h_x = height above the base Level x .
- w_i, w_x = portion of W that is located at or assigned to Level i or Level x , respectively.
- h_i = height, above the base, to Level i .

At each Level x the force, F_x , shall be applied over the area of the structure in accordance with the distribution of mass at the level. Stresses in each structural element shall be determined by applying to an analytical model the lateral forces, F_x , at all levels above the base.

13.3.5 Drift limits. The drift limits specified in this section shall supercede those found in Sec. 4.5.1. The maximum story drift of the structure above the isolation system shall not exceed $0.015h_{sx}$. The drift shall be calculated using Eq. 5.2-15 except that C_d for the isolated structure shall be taken equal to R_I as defined in Sec. 13.3.3.2.

13.4 DYNAMIC PROCEDURES

Where dynamic analysis is used to design seismically isolated structures, the requirements of this section shall apply.

13.4.1 Modeling. The mathematical models of the isolated structure including the isolation system, the seismic-force-resisting system, and other structural elements shall be developed in accordance with Sec. 5.3.1 and this section.

13.4.1.1 Isolation system. The isolation system shall be modeled using deformational characteristics developed and verified by testing in accordance with the requirements of Sec. 13.3.1. The isolation system shall be modeled with sufficient detail to:

1. Account for the spatial distribution of isolator units;

ANEXO 2

2. Calculate translation, in both horizontal directions, and torsion of the structure above the isolation interface considering the most disadvantageous location of eccentric mass;
3. Assess overturning/uplift forces on individual isolator units; and
4. Account for the effects of vertical load, bilateral load, and the rate of loading if the force-deflection properties of the isolation system are dependent on such attributes.

The total design displacement and total maximum displacement across the isolation system shall be calculated using a model of the isolated structure that incorporates the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the isolation system and the seismic-force-resisting system.

13.4.1.2 Isolated structure

The maximum displacement of each floor and design forces and displacements in elements of the seismic-force-resisting system are permitted to be calculated using a linear elastic model of the isolated structure provided that:

1. Stiffness properties assumed for the nonlinear components of the isolation system are based on the maximum effective stiffness of the isolation system, and
2. No elements of the seismic-force-resisting system of the structure above the isolation system are nonlinear.

Seismic-force-resisting systems with nonlinear elements include, but are not limited to, irregular structural systems designed for a lateral force less than 100 percent of V_s and regular structural systems designed for a lateral force less than 80 percent of V_s , where V_s is determined in accordance with Sec. 13.3.3.2.

13.4.2 Description of procedures. The response spectrum procedure, linear response history procedure, and nonlinear response history procedure shall be performed in accordance with Sec. 5.3, 5.4, and 5.5, respectively, and the requirements of this section.

13.4.2.1 Input earthquake. The design earthquake shall be used to calculate the total design displacement of the isolation system and the lateral forces and displacements of the isolated structure. The maximum considered earthquake shall be used to calculate the total maximum displacement of the isolation system.

13.4.2.2 Response spectrum procedure. Response spectrum analysis shall be performed using a modal damping value for the fundamental mode in the direction of interest not greater than the effective damping of the isolation system or 30 percent of critical, whichever is less. Modal damping values for higher modes shall be selected consistent with those that would be appropriate for response spectrum analysis of the structure above the isolation system assuming a fixed base.

Response spectrum analysis used to determine the total design displacement and the total maximum displacement shall include simultaneous excitation of the model by 100 percent of the ground motion in the critical direction and 30 percent of the ground motion in the perpendicular, horizontal direction. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated as the vectorial sum of the two orthogonal displacements.

The design shear at any story shall not be less than the story shear resulting from application of the story forces calculated using Eq. 13.3-9 and a value of V_s equal to the base shear obtained from the response-spectrum analysis in the direction of interest.

13.4.2.3 Response history procedure. Where a response history procedure is performed, a suite of not fewer than three appropriate ground motions shall be used in the analysis and the ground motions shall be selected and scaled in accordance with Sec. 13.2.3.2. Each pair of ground motion components shall be applied to the model considering the most disadvantageous location of eccentric mass. The

ANEXO 2

Seismically Isolated Structure Design Requirements

maximum displacement of the isolation system shall be calculated from the vectorial sum of the two orthogonal displacement components at each time step.

For each ground motion analyzed, the parameters of interest shall be calculated. If at least seven ground motions are analyzed, the average value of the response parameter of interest shall be permitted to be used for design. If fewer than seven ground motions are analyzed, the maximum value of the response parameter of interest shall be used for design.

13.4.3 Minimum lateral displacements and forces

13.4.3.1 Isolation system and structural elements below the isolation system. The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis without reduction, but the design lateral force shall not be taken less than 90 percent of V_b determined in accordance with Sec. 13.3.3.1.

The total design displacement of the isolation system shall be taken as not less than 90 percent of D_{TD} . The total maximum displacement of the isolation system shall be taken as not less than 80 percent of D_{TM} . These limits shall be evaluated using values of D_{TD} and D_{TM} determined in accordance with Sec. 13.3.2.5 except that D'_D and D'_M , as calculated using Eq. 13.4-1 and 13.4-2, shall be permitted to be used in lieu of D_D and D_M , respectively.

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_D}\right)^2}} \quad (13.4-1)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + \left(\frac{T}{T_M}\right)^2}} \quad (13.4-2)$$

where:

- D_D = design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, determined in accordance with Sec. 13.3.2.1.
- D_M = maximum displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, determined in accordance with Sec. 13.3.2.3.
- T = elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system, determined in accordance with Sec. 5.2.2.
- T_D = effective period of the seismically isolated structure at the design displacement in the direction under consideration, determined in accordance with Sec. 13.3.2.2.
- T_M = effective period of the seismically isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration, determined in accordance with Sec. 13.3.2.4.

13.4.3.2 Structural elements above the isolation system. Subject to the procedure-specific limits of this section, structural elements above the isolation system shall be designed using the appropriate provisions for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis divided by R_I , where R_I is determined in accordance with Sec. 13.3.3.2.

Where the response spectrum procedure is used and the structure is regular in configuration, the design lateral force on the structure above the isolation system shall be taken as not less than 80 percent of V_s as determined in accordance with Sec. 13.3.3.2. Where the response spectrum procedure is used and the

ANEXO 2

structure is irregular in configuration, the design lateral force on the structure above the isolation system shall be taken as not less than 100 percent of V_s as determined in accordance with Sec. 13.3.3.2.

Where the response history procedure is used and the structure is regular in configuration, the design lateral force on the structure above the isolation system shall be taken as not less than 60 percent of V_s as determined in accordance with Sec. 13.3.3.2. Where the response history procedure is used and the structure is irregular in configuration, the design lateral force on the structure above the isolation system shall be taken as not less than 80 percent of V_s as determined in accordance with Sec. 13.3.3.2.

13.4.3.3 Scaling of results. Where the design lateral force on structural elements, determined using either the response spectrum or response history procedure, is less than the minimum level required by Sec. 13.4.3.1 and 13.4.3.2, all response parameters, including member forces and moments, shall be adjusted proportionally upward.

13.4.4 Drift limits. The drift limits specified in this section shall supercede those found in Sec. 4.5.1. The maximum story drift of the structure above the isolation system corresponding to the design lateral force, including displacement due to vertical deformation of the isolation system, shall not exceed $0.015h_{xx}$ where the response spectrum procedure is used, or $0.020h_{xx}$ where the response history procedure is used.

Drift shall be calculated using Eq. 5.3-8 with C_d for the isolated structure taken equal to R_T as defined in Sec. 13.3.3.2.

The secondary effects of the maximum considered earthquake lateral displacement, Δ , of the structure above the isolation system combined with gravity forces shall be investigated if the story drift ratio exceeds $0.010/R_T$.

13.5 DESIGN REVIEW

A design review of the isolation system and related test programs shall be performed by an independent team of registered design professionals in the appropriate disciplines and others experienced in seismic analysis methods and the theory and application of seismic isolation. Isolation system design review shall include, but need not be limited to, the following:

1. Review of site-specific seismic criteria including the development of site-specific spectra and ground motion time histories and all other design criteria developed specifically for the project;
2. Review of the preliminary design including the determination of the total design displacement of the isolation system and the lateral force design level;
3. Overview and observation of prototype testing, performed in accordance with Sec. 13.6;
4. Review of the final design of the entire structural system and all supporting analyses; and
5. Review of the isolation system quality control testing program developed in accordance with Sec. 13.2.5.9.

13.6 TESTING

The deformation characteristics and damping values of the isolation system used in the analysis and design of seismically isolated structures shall be based on tests of a selected sample of the components prior to construction as described in this section.

The isolation system components to be tested shall include the wind-restraint system if such a system is used in the design.

The tests specified in this section are for establishing and validating the design properties of the isolation system and shall not be considered as satisfying the manufacturing quality control tests of Sec. 13.2.5.9.

ANEXO 2

13.6.1 Prototype tests. Prototype tests shall be performed separately on two full-size specimens (or sets of specimens, as appropriate) for each predominant type and size of isolator unit of the isolation system. The test specimens shall include the wind restraint system as well as individual isolator units if such system is used in the design. Specimens tested shall not be used for construction unless accepted by the registered design professional.

13.6.1.1 Record. For each cycle of tests, the force-deflection behavior of the test specimen shall be recorded.

13.6.1.2 Sequence and cycles. For all isolator units of a common type and size, the following sequence of tests shall be performed for the prescribed number of cycles while the test specimen is subjected to a vertical load equal to the average dead load plus one-half the average live load:

1. Twenty fully reversed cycles of loading at a lateral force corresponding to the wind design force;
2. Three fully reversed cycles of loading at each of the following increments of displacement: $0.25D_D$, $0.5D_D$, $1.0D_D$, and $1.0D_M$;
3. Three fully reversed cycles of loading at the total maximum displacement, D_{TM} and
4. $30S_{DI}/B_DS_{DS}$ but not less than ten, fully reversed cycles of loading at the total design displacement, D_{TD} .

If an isolator unit is also a vertical-load-carrying element, then Item 2 of the sequence of cyclic tests specified above shall be performed for two additional vertical load cases: 1) $1.2D + 0.5L + |E|$ and 2) $0.8D - |E|$, where each vertical load case is based on the average downward force on all isolator units of a common type and size. The dead load, D , and the live load, L , are defined in Sec. 13.1.2. The effect of seismic load, E , shall be determined in accordance with Sec. 4.2.2.1 and the vertical loads that result from application of horizontal seismic forces, Q_E , shall be based on peak response corresponding to the test displacement being evaluated.

13.6.1.3 Units dependent on loading rates. If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on the rate of loading, then each set of tests specified in Sec. 13.6.1.2 shall be performed dynamically at a frequency equal to the inverse of the effective period of the isolated structure, T_D . The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on the rate of loading if the measured property (effective stiffness or effective damping) at the design displacement where tested at any frequency in the range of 0.1 to 2.0 times the inverse of T_D is different from the property where tested at a frequency equal to the inverse of T_D by more than 15 percent.

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify rate-dependent properties of isolators, the reduced-scale prototype specimens shall be of the same type and material and be manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes and shall be tested at a frequency that represents full-scale prototype loading rates.

13.6.1.4 Units dependent on bilateral load. If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on bilateral load, the tests specified in Sec. 13.6.1.2 and 13.6.1.3 shall be augmented to include bilateral load at the following increments of the total design displacement, D_{TD} : 0.25 and 1.0, 0.50 and 1.0, 0.75 and 1.0, and 1.0 and 1.0. The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on bilateral load if the effective stiffness where subjected to bilateral loading is different from the effective stiffness where subjected to unilateral loading by more than 15 percent.

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify bilateral-load-dependent properties, then such specimens shall be of the same type and material and manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes.

13.6.1.5 Maximum and minimum vertical load. In addition to the cyclic testing requirements of Sec. 13.6.1.2, isolator units that are vertical-load-carrying elements shall be statically tested by subjecting them to the total maximum displacement while under the maximum and minimum vertical

ANEXO 2

load. In these tests, the maximum vertical load shall be taken as the maximum effect of $1.2D + 1.0L + |E|$ and the minimum vertical load shall be taken as the minimum effect of $0.8D - |E|$ for any one isolator of a common type and size. The dead load, D , and the live load, L , are defined in Sec. 13.1.2. The effect of seismic load, E , shall be determined in accordance with Sec. 4.2.2.1 except that S_{MS} shall be used in place of S_{DS} and the vertical loads that result from application of horizontal seismic forces, Q_B , shall be based on peak response due to the maximum considered earthquake.

13.6.1.6 Sacrificial wind-restraint systems. If a sacrificial wind-restraint system is to be utilized, the ultimate capacity shall be established by test.

13.6.1.7 Testing similar units. The prototype tests are not required if an isolator unit is of similar dimensional characteristics and of the same type and material as a prototype isolator unit that has been previously tested using the specified sequence of tests.

13.6.2 Determination of force-deflection characteristics. The force-deflection characteristics of the isolation system shall be based on the cyclic load tests of isolator prototypes specified in Sec. 13.6.1.

As required, the effective stiffness of an isolator unit, k_{eff} , shall be calculated for each cycle of loading by Eq. 13.6-1 as follows:

$$k_{eff} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (13.6-1)$$

where F^+ and F^- are the positive and negative forces at Δ^+ and Δ^- , respectively.

As required, the effective damping, β_{eff} , of an isolator unit shall be calculated for each cycle of loading by Eq. 13.6-2 as follows:

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \left[\frac{E_{loop}}{k_{eff} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \right] \quad (13.6-2)$$

where the energy dissipated per cycle of loading, E_{loop} , and the effective stiffness, k_{eff} , shall be based on peak test displacements of Δ^+ and Δ^- .

13.6.3 Test specimen adequacy. The performance of the test specimens shall be deemed adequate if the following conditions are satisfied:

1. The force-deflection plots for all tests specified in Sec. 13.6.1 have a positive incremental force carrying capacity. For each increment of test displacement specified in Item 2 of Sec. 13.6.1.2 and for each vertical load case specified in Sec. 13.6.1.2,
 - a. For each test specimen, the difference between the effective stiffness at each of the three cycles of test and the average value of effective stiffness is no greater than 15 percent; and
 - b. For each cycle of test, the difference between effective stiffness of the two test specimens of a common type and size of the isolator unit and the average effective stiffness is no greater than 15 percent.
2. For each specimen there is no greater than a 20 percent change in the initial effective stiffness over the cycles of test specified in Item 4 of Sec. 13.6.1.2;
3. For each specimen there is no greater than a 20 percent decrease in the initial effective damping over the cycles of test specified in Item 4 of Sec. 13.6.1.2; and
4. All specimens of vertical-load-carrying elements of the isolation system remain stable when tested in accordance with Sec. 13.6.1.5.

13.6.4 Design properties of the isolation system

13.6.4.1 Maximum and minimum effective stiffness. At the design displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the entire isolated system, k_{Dmax} and k_{Dmin} , shall be based on the cyclic tests of individual isolator units in accordance with Item 2 of Sec. 13.6.1.2 and calculated using Eq. 13.6-3 and 13.6-4 as follows:

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (13.6-3)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (13.6-4)$$

At the maximum displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the entire isolation system, k_{Mmax} and k_{Mmin} , shall be based on the cyclic tests of individual isolator units in accordance with Item 2 of Sec. 13.6.1.2 and calculated using Eq. 13.6-5 and 13.6-6 as follows:

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M} \quad (13.6-5)$$

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M} \quad (13.6-6)$$

The maximum effective stiffness of the isolation system, k_{Dmax} (or k_{Mmax}), shall be based on forces from the cycle of prototype testing at a test displacement equal to D_D (or D_M) that produces the largest value of effective stiffness. Minimum effective stiffness of the isolation system, k_{Dmin} (or k_{Mmin}), shall be based on forces from the cycle of prototype testing at a test displacement equal to D_D (or D_M) that produces the smallest value of effective stiffness.

For isolator units that are found by the tests of Sec. 13.6.1.2, 13.6.1.3 and 13.6.1.4 to have force-deflection characteristics that vary with vertical load, rate of loading, or bilateral load, respectively, the values of k_{Dmax} and k_{Mmax} shall be increased and the values of k_{Dmin} and k_{Mmin} shall be decreased to bound the effects of measured variation in effective stiffness.

13.6.4.2 Effective damping. At the design displacement, the effective damping of the entire isolation system, β_D , shall be based on the cyclic tests of individual isolator units in accordance with Item 2 of Sec. 13.6.1.2 and calculated using Eq. 13.6-7 as follows:

$$\beta_D = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\sum E_D}{k_{Dmax} D_D^2} \right) \quad (13.6-7)$$

In Eq. 13.6-7, the total energy dissipated per cycle of design displacement response, $\sum E_D$, shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at a test displacement equal to D_D , and shall be based on forces and deflections from the cycle of prototype testing that produces the smallest value of effective damping.

At the maximum displacement, the effective damping of the entire isolation system, β_M , shall be based on the cyclic tests of individual isolator units in accordance with Item 2 of Sec. 13.6.1.2 and calculated using Eq. 13.6-8 as follows:

$$\beta_M = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\sum E_M}{k_{Mmax} D_M^2} \right) \quad (13.6-8)$$

ANEXO 2

2003 *Provisions*, Chapter 13

In Eq. 13.6-8, the total energy dissipated per cycle of maximum displacement response, ΣE_M , shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at a test displacement equal to D_M and shall be based on forces and deflections from the cycle of prototype testing that produces the smallest value of effective damping.

ANEXO 2

2.3. ASCE SEI 7-10

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS -
STRUCTURAL ENGINEERING INSTITUTE

“Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures”

Chapter 17

SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED
STRUCTURES

ANEXO 2

Chapter 17

SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

17.1 GENERAL

Every seismically isolated structure and every portion thereof shall be designed and constructed in accordance with the requirements of this section and the applicable requirements of this standard.

17.1.1 Variations in Material Properties

The analysis of seismically isolated structures, including the substructure, isolators, and superstructure, shall consider variations in seismic isolator material properties over the projected life of the structure including changes due to aging, contamination, environmental exposure, loading rate, scragging, and temperature.

17.1.2 Definitions

DISPLACEMENT:

Design Displacement: The design earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system.

Total Design Displacement: The design earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for design of the isolation system or an element thereof.

Total Maximum Displacement: The maximum considered earthquake lateral displacement, including additional displacement due to actual and accidental torsion, required for verification of the stability of the isolation system or elements thereof, design of structure separations, and vertical load testing of isolator unit prototypes.

DISPLACEMENT RESTRAINT SYSTEM: A collection of structural elements that limits lateral displacement of seismically isolated structures due to the maximum considered earthquake.

EFFECTIVE DAMPING: The value of equivalent viscous damping corresponding to energy dissipated during cyclic response of the isolation system.

EFFECTIVE STIFFNESS: The value of the lateral force in the isolation system, or an element thereof, divided by the corresponding lateral displacement.

ISOLATION INTERFACE: The boundary between the upper portion of the structure, which is isolated, and the lower portion of the structure, which moves rigidly with the ground.

ISOLATION SYSTEM: The collection of structural elements that includes all individual isolator units, all structural elements that transfer force between elements of the isolation system, and all connections to other structural elements. The isolation system also includes the wind-restraint system, energy-dissipation devices, and/or the displacement restraint system if such systems and devices are used to meet the design requirements of this chapter.

ISOLATOR UNIT: A horizontally flexible and vertically stiff structural element of the isolation system that permits large lateral deformations under design seismic load. An isolator unit is permitted to be used either as part of, or in addition to, the weight-supporting system of the structure.

MAXIMUM DISPLACEMENT: The maximum considered earthquake lateral displacement, excluding additional displacement due to actual and accidental torsion.

SCRAGGING: Cyclic loading or working of rubber products, including elastomeric isolators, to effect a reduction in stiffness properties, a portion of which will be recovered over time.

WIND-RESTRAINT SYSTEM: The collection of structural elements that provides restraint of the seismic-isolated structure for wind loads. The wind-restraint system is permitted to be either an integral part of isolator units or a separate device.

17.1.3 Notation

- B_D = numerical coefficient as set forth in Table 17.5-1 for effective damping equal to β_D
 B_M = numerical coefficient as set forth in Table 17.5-1 for effective damping equal to β_M
 b = shortest plan dimension of the structure, in ft (mm) measured perpendicular to d

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

- D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1
- D'_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.6-1
- D_M = maximum displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-3
- D'_M = maximum displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.6-2
- D_{TD} = total design displacement, in in. (mm), of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-5
- D_{TM} = total maximum displacement, in in. (mm), of an element of the isolation system including both translational displacement at the center of rigidity and the component of torsional displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-6
- d = longest plan dimension of the structure, in ft (mm)
- E_{loop} = energy dissipated in kips-in. (kN-mm), in an isolator unit during a full cycle of reversible load over a test displacement range from Δ^+ to Δ^- , as measured by the area enclosed by the loop of the force-deflection curve
- e = actual eccentricity, in ft (mm), measured in plan between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus accidental eccentricity, in ft. (mm), taken as 5 percent of the maximum building dimension perpendicular to the direction of force under consideration
- F^- = minimum negative force in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of Δ^-
- F^+ = maximum positive force in kips (kN) in an isolator unit during a single cycle of prototype testing at a displacement amplitude of Δ^+
- F_x = total force distributed over the height of the structure above the isolation interface as prescribed by Eq. 17.5-9
- k_{Dmax} = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-3
- k_{Dmin} = minimum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-4
- k_{Mmax} = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-5
- k_{Mmin} = minimum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-6
- k_{eff} = effective stiffness of an isolator unit, as prescribed by Eq. 17.8-1
- L = effect of live load in Chapter 17
- T_D = effective period, in s, of the seismically isolated structure at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-2
- T_M = effective period, in s, of the seismically isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-4
- V_b = total lateral seismic design force or shear on elements of the isolation system or elements below isolation system, as prescribed by Eq. 17.5-7
- V_s = total lateral seismic design force or shear on elements above the isolation system, as prescribed by Eq. 17.5-8
- y = distance, in ft (mm), between the center of rigidity of the isolation system rigidity and the element of interest measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration
- β_D = effective damping of the isolation system at the design displacement, as prescribed by Eq. 17.8-7
- β_M = effective damping of the isolation system at the maximum displacement, as prescribed by Eq. 17.8-8

ANEXO 2

MINIMUM DESIGN LOADS

- β_{eff} = effective damping of the isolation system, as prescribed by Eq. 17.8-2
- Δ^+ = maximum positive displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing
- Δ^- = minimum negative displacement of an isolator unit during each cycle of prototype testing
- ΣE_D = total energy dissipated, in kips-in. (kN-mm), in the isolation system during a full cycle of response at the design displacement, D_D
- ΣE_M = total energy dissipated, in kips-in. (kN-mm), in the isolation system during a full cycle of response at the maximum displacement, D_M
- $\Sigma |F_D^+|_{\text{max}}$ = sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force, in kips (kN), at a positive displacement equal to D_D
- $\Sigma |F_D^+|_{\text{min}}$ = sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force, in kips (kN), at a positive displacement equal to D_D
- $\Sigma |F_D^-|_{\text{max}}$ = sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force, in kips (kN), at a negative displacement equal to D_D
- $\Sigma |F_D^-|_{\text{min}}$ = sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force, in kips (kN), at a negative displacement equal to D_D
- $\Sigma |F_M^+|_{\text{max}}$ = sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force, in kips (kN), at a positive displacement equal to D_M
- $\Sigma |F_M^+|_{\text{min}}$ = sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force, in kips (kN), at a positive displacement equal to D_M
- $\Sigma |F_M^-|_{\text{max}}$ = sum, for all isolator units, of the maximum absolute value of force, in kips (kN), at a negative displacement equal to D_M
- $\Sigma |F_M^-|_{\text{min}}$ = sum, for all isolator units, of the minimum absolute value of force, in kips (kN), at a negative displacement equal to D_M

17.2 GENERAL DESIGN REQUIREMENTS

17.2.1 Importance Factor

All portions of the structure, including the structure above the isolation system, shall be assigned a risk category in accordance with Table 1.5-1. The importance factor, I_e , shall be taken as 1.0 for a seismically isolated structure, regardless of its risk category assignment.

17.2.2 MCE_R Spectral Response Acceleration Parameters, S_{MS} and S_{M1}

The MCE_R spectral response acceleration parameters S_{MS} and S_{M1} shall be determined in accordance with Section 11.4.3.

17.2.3 Configuration

Each structure shall be designated as having a structural irregularity based on the structural configuration above the isolation system.

17.2.4 Isolation System

17.2.4.1 Environmental Conditions

In addition to the requirements for vertical and lateral loads induced by wind and earthquake, the isolation system shall provide for other environmental conditions including aging effects, creep, fatigue, operating temperature, and exposure to moisture or damaging substances.

17.2.4.2 Wind Forces

Isolated structures shall resist design wind loads at all levels above the isolation interface. At the isolation interface, a wind-restraint system shall be provided to limit lateral displacement in the isolation system to a value equal to that required between floors of the structure above the isolation interface in accordance with Section 17.5.6.

17.2.4.3 Fire Resistance

Fire resistance for the isolation system shall meet that required for the columns, walls, or other such gravity-bearing elements in the same region of the structure.

17.2.4.4 Lateral Restoring Force

The isolation system shall be configured to produce a restoring force such that the lateral force at the total design displacement is at least 0.025W greater than the lateral force at 50 percent of the total design displacement.

17.2.4.5 Displacement Restraint

The isolation system shall not be configured to include a displacement restraint that limits lateral displacement due to the maximum considered earthquake to less than the total maximum displacement unless the seismically isolated structure is designed in accordance with the following criteria where more stringent than the requirements of Section 17.2:

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

1. Maximum considered earthquake response is calculated in accordance with the dynamic analysis requirements of Section 17.6, explicitly considering the nonlinear characteristics of the isolation system and the structure above the isolation system.
2. The ultimate capacity of the isolation system and structural elements below the isolation system shall exceed the strength and displacement demands of the maximum considered earthquake.
3. The structure above the isolation system is checked for stability and ductility demand of the maximum considered earthquake.
4. The displacement restraint does not become effective at a displacement less than 0.75 times the total design displacement unless it is demonstrated by analysis that earlier engagement does not result in unsatisfactory performance.

17.2.4.6 Vertical-Load Stability

Each element of the isolation system shall be designed to be stable under the design vertical load where subjected to a horizontal displacement equal to the total maximum displacement. The design vertical load shall be computed using load combination 5 of Section 2.3.2 for the maximum vertical load and load combination 7 of Section 12.4.2.3 for the minimum vertical load where S_{DS} in these equations is replaced by S_{MS} . The vertical loads that result from application of horizontal seismic forces, Q_E , shall be based on peak response due to the maximum considered earthquake.

17.2.4.7 Overturning

The factor of safety against global structural overturning at the isolation interface shall not be less than 1.0 for required load combinations. All gravity and seismic loading conditions shall be investigated. Seismic forces for overturning calculations shall be based on the maximum considered earthquake, and W shall be used for the vertical restoring force.

Local uplift of individual elements shall not be allowed unless the resulting deflections do not cause overstress or instability of the isolator units or other structure elements.

17.2.4.8 Inspection and Replacement

- a. Access for inspection and replacement of all components of the isolation system shall be provided.
- b. A registered design professional shall complete a final series of inspections or observations of structure separation areas and components that

- a. cross the isolation interface prior to the issuance of the certificate of occupancy for the seismically isolated structure. Such inspections and observations shall indicate that the conditions allow free and unhindered displacement of the structure to maximum design levels and that all components that cross the isolation interface as installed are able to accommodate the stipulated displacements.
- c. Seismically isolated structures shall have a monitoring, inspection, and maintenance program for the isolation system established by the registered design professional responsible for the design of the isolation system.
- d. Remodeling, repair, or retrofitting at the isolation system interface, including that of components that cross the isolation interface, shall be performed under the direction of a registered design professional.

17.2.4.9 Quality Control

A quality control testing program for isolator units shall be established by the registered design professional responsible for the structural design.

17.2.5 Structural System

17.2.5.1 Horizontal Distribution of Force

A horizontal diaphragm or other structural elements shall provide continuity above the isolation interface and shall have adequate strength and ductility to transmit forces (due to nonuniform ground motion) from one part of the structure to another.

17.2.5.2 Building Separations

Minimum separations between the isolated structure and surrounding retaining walls or other fixed obstructions shall not be less than the total maximum displacement.

17.2.5.3 Nonbuilding Structures

Nonbuilding structures shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Chapter 15 using design displacements and forces calculated in accordance with Sections 17.5 or 17.6.

17.2.6 Elements of Structures and Nonstructural Components

Parts or portions of an isolated structure, permanent nonstructural components and the attachments to them, and the attachments for permanent equipment supported by a structure shall be designed to resist seismic forces and displacements as prescribed by this section and the applicable requirements of Chapter 13.

17.2.6.1 Components at or above the Isolation Interface

Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that are at or above the isolation interface shall be designed to resist a total lateral seismic force equal to the maximum dynamic response of the element or component under consideration.

EXCEPTION: Elements of seismically isolated structures and nonstructural components or portions designed to resist seismic forces and displacements as prescribed in Chapter 12 or 13 as appropriate.

17.2.6.2 Components Crossing the Isolation Interface

Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that cross the isolation interface shall be designed to withstand the total maximum displacement.

17.2.6.3 Components below the Isolation Interface

Elements of seismically isolated structures and nonstructural components, or portions thereof, that are below the isolation interface shall be designed and constructed in accordance with the requirements of Section 12.1 and Chapter 13.

17.3 GROUND MOTION FOR ISOLATED SYSTEMS

17.3.1 Design Spectra

The site-specific ground motion procedures set forth in Chapter 21 are permitted to be used to determine ground motions for any structure. For structures on Site Class F sites, site response analysis shall be performed in accordance with Section 21.1. For seismically isolated structures on sites with S_1 greater than or equal to 0.6, a ground motion hazard analysis shall be performed in accordance with Section 21.2. Structures that do not require or use site-specific ground motion procedures shall be analyzed using the design spectrum for the design earthquake developed in accordance with Section 11.4.5.

A spectrum shall be constructed for the MCE_R ground motion. The spectrum for MCE_R ground motions shall not be taken as less than 1.5 times the spectrum for the design earthquake ground motions.

17.3.2 Ground Motion Histories

Where response-history procedures are used, ground motions shall consist of pairs of appropriate

horizontal ground motion acceleration components developed per Section 16.1.3.2 except that $0.2T$ and $1.5T$ shall be replaced by $0.5T_D$ and $1.25T_M$, respectively, where T_D and T_M are defined in Section 17.5.3.

17.4 ANALYSIS PROCEDURE SELECTION

Seismically isolated structures except those defined in Section 17.4.1 shall be designed using the dynamic procedures of Section 17.6.

17.4.1 Equivalent Lateral Force Procedure

The equivalent lateral force procedure of Section 17.5 is permitted to be used for design of a seismically isolated structure provided that

1. The structure is located at a site with S_1 less than $0.60g$.
2. The structure is located on a Site Class A, B, C, or D.
3. The structure above the isolation interface is less than or equal to four stories or 65 ft (19.8 m) in structural height, h_n , measured from the base as defined in Section 11.2.
4. The effective period of the isolated structure at the maximum displacement, T_M , is less than or equal to 3.0 s.
5. The effective period of the isolated structure at the design displacement, T_D , is greater than three times the elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system as determined by Eq. 12.8-7 or 12.8-8.
6. The structure above the isolation system is of regular configuration.
7. The isolation system meets all of the following criteria:
 - a. The effective stiffness of the isolation system at the design displacement is greater than one-third of the effective stiffness at 20 percent of the design displacement.
 - b. The isolation system is capable of producing a restoring force as specified in Section 17.2.4.4.
 - c. The isolation system does not limit maximum considered earthquake displacement to less than the total maximum displacement.

17.4.2 Dynamic Procedures

The dynamic procedures of Section 17.6 are permitted to be used as specified in this section.

17.4.2.1 Response-Spectrum Procedure

Response-spectrum analysis shall not be used for design of a seismically isolated structure unless:

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

1. The structure is located on a Site Class A, B, C, or D.
2. The isolation system meets the criteria of Item 7 of Section 17.4.1.

17.4.2.2 Response-History Procedure

The response-history procedure is permitted for design of any seismically isolated structure and shall be used for design of all seismically isolated structures not meeting the criteria of Section 17.4.2.1.

17.5 EQUIVALENT LATERAL FORCE PROCEDURE

17.5.1 General

Where the equivalent lateral force procedure is used to design seismically isolated structures, the requirements of this section shall apply.

17.5.2 Deformation Characteristics of the Isolation System

Minimum lateral earthquake design displacements and forces on seismically isolated structures shall be based on the deformation characteristics of the isolation system. The deformation characteristics of the isolation system shall explicitly include the effects of the wind-restraint system if such a system is used to meet the design requirements of this standard. The deformation characteristics of the isolation system shall be based on properly substantiated tests performed in accordance with Section 17.8.

17.5.3 Minimum Lateral Displacements

17.5.3.1 Design Displacement

The isolation system shall be designed and constructed to withstand minimum lateral earthquake displacements, D_D , that act in the direction of each of the main horizontal axes of the structure using Eq. 17.5-1:

$$D_D = \frac{gS_{D1}T_D}{4\pi^2 B_D} \quad (17.5-1)$$

where

- g = acceleration due to gravity. The units for g are in./s² (mm/s²) if the units of the design displacement, D_D , are in. (mm)
- S_{D1} = design 5 percent damped spectral acceleration parameter at 1-s period in units of g -s, as determined in Section 11.4.4

Table 17.5-1 Damping Coefficient, B_D or B_M

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

^aThe damping coefficient shall be based on the effective damping of the isolation system determined in accordance with the requirements of Section 17.8.5.2.

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

T_D = effective period of the seismically isolated structure in seconds, at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-2

B_D = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the design displacement, β_D , as set forth in Table 17.5-1

17.5.3.2 Effective Period at Design Displacement

The effective period of the isolated structure at design displacement, T_D , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system and Eq. 17.5-2:

$$T_D = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{Dmin} g}} \quad (17.5-2)$$

where

W = effective seismic weight of the structure above the isolation interface as defined in Section 12.7.2

k_{Dmin} = minimum effective stiffness in kips/in. (kN/mm) of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-4

g = acceleration due to gravity

17.5.3.3 Maximum Displacement

The maximum displacement of the isolation system, D_M , in the most critical direction of horizontal response shall be calculated using Eq. 17.5-3:

$$D_M = \frac{gS_{M1}T_M}{4\pi^2 B_M} \quad (17.5-3)$$

ANEXO 2

MINIMUM DESIGN LOADS

where

- g = acceleration of gravity
- S_{MI} = maximum considered earthquake 5 percent damped spectral acceleration parameter at 1-s period, in units of g -s, as determined in Section 11.4.3
- T_M = effective period, in seconds, of the seismically isolated structure at the maximum displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-4
- B_M = numerical coefficient related to the effective damping of the isolation system at the maximum displacement, β_M , as set forth in Table 17.5-1

17.5.3.4 Effective Period at Maximum Displacement

The effective period of the isolated structure at maximum displacement, T_M , shall be determined using the deformational characteristics of the isolation system and Eq. 17.5-4:

$$T_M = 2\pi \sqrt{\frac{W}{k_{M\min} g}} \quad (17.5-4)$$

where

- W = effective seismic weight of the structure above the isolation interface as defined in Section 12.7.2 (kip or kN)
- $k_{M\min}$ = minimum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the maximum displacement in the horizontal direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.8-6
- g = the acceleration of gravity

17.5.3.5 Total Displacement

The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , of elements of the isolation system shall include additional displacement due to actual and accidental torsion calculated from the spatial distribution of the lateral stiffness of the isolation system and the most disadvantageous location of eccentric mass.

The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , of elements of an isolation system with uniform spatial distribution of lateral stiffness shall not be taken as less than that prescribed by Eqs. 17.5-5 and 17.5-6:

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (17.5-5)$$

$$D_{TM} = D_M \left[1 + y \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (17.5-6)$$

where

- D_D = design displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 17.5-1
- D_M = maximum displacement at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration as prescribed by Eq. 17.5-3
- y = the distance between the centers of rigidity of the isolation system and the element of interest measured perpendicular to the direction of seismic loading under consideration
- e = the actual eccentricity measured in plan between the center of mass of the structure above the isolation interface and the center of rigidity of the isolation system, plus accidental eccentricity, in ft (mm), taken as 5 percent of the longest plan dimension of the structure perpendicular to the direction of force under consideration
- b = the shortest plan dimension of the structure measured perpendicular to d
- d = the longest plan dimension of the structure

EXCEPTION: The total design displacement, D_{TD} , and the total maximum displacement, D_{TM} , are permitted to be taken as less than the value prescribed by Eqs. 17.5-5 and 17.5-6, respectively, but not less than 1.1 times D_D and D_M , respectively, provided the isolation system is shown by calculation to be configured to resist torsion accordingly.

17.5.4 Minimum Lateral Forces

17.5.4.1 Isolation System and Structural Elements below the Isolation System

The isolation system, the foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum lateral seismic force, V_b , using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and as prescribed by Eq. 17.5-7:

$$V_b = k_{D\max} D_D \quad (17.5-7)$$

where

- $k_{D\max}$ = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration as prescribed by Eq. 17.8-3
- D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

V_b shall not be taken as less than the maximum force in the isolation system at any displacement up to and including the design displacement.

17.5.4.2 Structural Elements above the Isolation System

The structure above the isolation system shall be designed and constructed to withstand a minimum shear force, V_s , using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and as prescribed by Eq. 17.5-8:

$$V_s = \frac{k_{D_{\max}} D_D}{R_I} \quad (17.5-8)$$

where

$k_{D_{\max}}$ = maximum effective stiffness, in kips/in. (kN/mm), of the isolation system at the design displacement in the horizontal direction under consideration

D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1

R_I = numerical coefficient related to the type of seismic force-resisting system above the isolation system

The R_I factor shall be based on the type of seismic force-resisting system used for the structure above the isolation system and shall be three-eighths of the value of R given in Table 12.2-1, with a maximum value not greater than 2.0 and a minimum value not less than 1.0.

17.5.4.3 Limits on V_s

The value of V_s shall not be taken as less than the following:

1. The lateral seismic force required by Section 12.8 for a fixed-base structure of the same effective seismic weight, W , and a period equal to the isolated period, T_D .
2. The base shear corresponding to the factored design wind load.
3. The lateral seismic force required to fully activate the isolation system (e.g., the yield level of a softening system, the ultimate capacity of a sacrificial wind-restraint system, or the break-away friction level of a sliding system) multiplied by 1.5.

17.5.5 Vertical Distribution of Force

The shear force V_s shall be distributed over the height of the structure above the isolation interface using Eq. 17.5-9:

$$F_x = \frac{V_s w_x h_x}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \quad (17.5-9)$$

where

F_x = portion of V_s that is assigned to Level x

V_s = total lateral seismic design force or shear on elements above the isolation system as prescribed by Eq. 17.5-8

w_x = portion of W that is located at or assigned to Level x

h_x = height above the base of Level x

At each level designated as x , the force, F_x , shall be applied over the area of the structure in accordance with the mass distribution at the level.

17.5.6 Drift Limits

The maximum story drift of the structure above the isolation system shall not exceed $0.015h_{sx}$. The drift shall be calculated by Eq. 12.8-15 with C_d for the isolated structure equal to R_I as defined in Section 17.5.4.2.

17.6 DYNAMIC ANALYSIS PROCEDURES

17.6.1 General

Where dynamic analysis is used to design seismically isolated structures, the requirements of this section shall apply.

17.6.2 Modeling

The mathematical models of the isolated structure including the isolation system, the seismic force-resisting system, and other structural elements shall conform to Section 12.7.3 and to the requirements of Sections 17.6.2.1 and 17.6.2.2.

17.6.2.1 Isolation System

The isolation system shall be modeled using deformational characteristics developed and verified by test in accordance with the requirements of Section 17.5.2. The isolation system shall be modeled with sufficient detail to

- a. Account for the spatial distribution of isolator units.
- b. Calculate translation, in both horizontal directions, and torsion of the structure above the isolation

interface considering the most disadvantageous location of eccentric mass.

- c. Assess overturning/uplift forces on individual isolator units.
- d. Account for the effects of vertical load, bilateral load, and/or the rate of loading if the force-deflection properties of the isolation system are dependent on one or more of these attributes.

The total design displacement and total maximum displacement across the isolation system shall be calculated using a model of the isolated structure that incorporates the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the isolation system and the seismic force-resisting system.

17.6.2.2 Isolated Structure

The maximum displacement of each floor and design forces and displacements in elements of the seismic force-resisting system are permitted to be calculated using a linear elastic model of the isolated structure provided that both of the following conditions are met:

1. Stiffness properties assumed for the nonlinear components of the isolation system are based on the maximum effective stiffness of the isolation system; and
2. All elements of the seismic force-resisting system of the structure above the isolation system remain elastic for the design earthquake.

Seismic force-resisting systems with elastic elements include, but are not limited to, irregular structural systems designed for a lateral force not less than 100 percent of V_s and regular structural systems designed for a lateral force not less than 80 percent of V_s , where V_s is determined in accordance with Section 17.5.4.2.

17.6.3 Description of Procedures

17.6.3.1 General

Response-spectrum and response-history procedures shall be performed in accordance with Section 12.9 and Chapter 16, and the requirements of this section.

17.6.3.2 Input Earthquake

The design earthquake ground motions shall be used to calculate the total design displacement of the

isolation system and the lateral forces and displacements in the isolated structure. The maximum considered earthquake shall be used to calculate the total maximum displacement of the isolation system.

17.6.3.3 Response-Spectrum Procedure

Response-spectrum analysis shall be performed using a modal damping value for the fundamental mode in the direction of interest not greater than the effective damping of the isolation system or 30 percent of critical, whichever is less. Modal damping values for higher modes shall be selected consistent with those that would be appropriate for response-spectrum analysis of the structure above the isolation system assuming a fixed base.

Response-spectrum analysis used to determine the total design displacement and the total maximum displacement shall include simultaneous excitation of the model by 100 percent of the ground motion in the critical direction and 30 percent of the ground motion in the perpendicular, horizontal direction. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated as the vectorial sum of the two orthogonal displacements.

The design shear at any story shall not be less than the story shear resulting from application of the story forces calculated using Eq. 17.5-9 and a value of V_s equal to the base shear obtained from the response-spectrum analysis in the direction of interest.

17.6.3.4 Response-History Procedure

Where a response-history procedure is performed, a suite of not fewer than three pairs of appropriate ground motions shall be used in the analysis; the ground motion pairs shall be selected and scaled in accordance with Section 17.3.2.

Each pair of ground motion components shall be applied simultaneously to the model considering the most disadvantageous location of eccentric mass. The maximum displacement of the isolation system shall be calculated from the vectorial sum of the two orthogonal displacements at each time step.

The parameters of interest shall be calculated for each ground motion used for the response-history analysis. If seven or more pairs of ground motions are used for the response-history analysis, the average value of the response parameter of interest is permitted to be used for design. If fewer than seven pairs of ground motions are used for analysis, the maximum value of the response parameter of interest shall be used for design.

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

17.6.4 Minimum Lateral Displacements and Forces

17.6.4.1 Isolation System and Structural Elements below the Isolation System

The isolation system, foundation, and all structural elements below the isolation system shall be designed using all of the appropriate requirements for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis without reduction, but the design lateral force shall not be taken as less than 90 percent of V_b determined in accordance as prescribed by Eq. 17.5-7.

The total design displacement of the isolation system shall not be taken as less than 90 percent of D_{TD} as specified by Section 17.5.3.5. The total maximum displacement of the isolation system shall not be taken as less than 80 percent of D_{TM} as prescribed by Section 17.5.3.5.

The limits on displacements specified by this section shall be evaluated using values of D_{TD} and D_{TM} determined in accordance with Section 17.5.5 except that D'_D is permitted to be used in lieu of D_D and D'_M is permitted to be used in lieu of D_M as prescribed in Eqs. 17.6-1 and 17.6-2:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1+(T/T_D)^2}} \quad (17.6-1)$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1+(T/T_M)^2}} \quad (17.6-2)$$

where

D_D = design displacement, in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-1

D_M = maximum displacement in in. (mm), at the center of rigidity of the isolation system in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-3

T = elastic, fixed-base period of the structure above the isolation system as determined by Section 12.8.2

T_D = effective period of seismically isolated structure in s, at the design displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-2

T_M = effective period, in s, of the seismically isolated structure, at the maximum displacement in the direction under consideration, as prescribed by Eq. 17.5-4

17.6.4.2 Structural Elements above the Isolation System

Subject to the procedure-specific limits of this section, structural elements above the isolation system

shall be designed using the appropriate requirements for a nonisolated structure and the forces obtained from the dynamic analysis reduced by a factor of R_I as determined in accordance with Section 17.5.4.2. The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if regular in configuration, shall not be taken as less than 80 percent of V_s , or less than the limits specified by Section 17.5.4.3.

EXCEPTION: The lateral shear force on the structure above the isolation system, if regular in configuration, is permitted to be taken as less than 80 percent, but shall not be less than 60 percent of V_s , where the response-history procedure is used for analysis of the seismically isolated structure.

The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, shall not be taken as less than V_s or less than the limits specified by Section 17.5.4.3.

EXCEPTION: The design lateral shear force on the structure above the isolation system, if irregular in configuration, is permitted to be taken as less than 100 percent, but shall not be less than 80 percent of V_s , where the response-history procedure is used for analysis of the seismically isolated structure.

17.6.4.3 Scaling of Results

Where the factored lateral shear force on structural elements, determined using either response-spectrum or response-history procedure, is less than the minimum values prescribed by Sections 17.6.4.1 and 17.6.4.2, all response parameters, including member forces and moments, shall be adjusted upward proportionally.

17.6.4.4 Drift Limits

Maximum story drift corresponding to the design lateral force including displacement due to vertical deformation of the isolation system shall not exceed the following limits:

1. The maximum story drift of the structure above the isolation system calculated by response-spectrum analysis shall not exceed $0.015h_{sx}$.
2. The maximum story drift of the structure above the isolation system calculated by response-history analysis based on the force-deflection characteristics of nonlinear elements of the seismic force-resisting system shall not exceed $0.020h_{sx}$.

Drift shall be calculated using Eq. 12.8-15 with the C_d of the isolated structure equal to R_I as defined in Section 17.5.4.2.

The secondary effects of the maximum considered earthquake lateral displacement of the structure

above the isolation system combined with gravity forces shall be investigated if the story drift ratio exceeds $0.010/R_f$.

17.7 DESIGN REVIEW

A design review of the isolation system and related test programs shall be performed by an independent engineering team including persons licensed in the appropriate disciplines and experienced in seismic analysis methods and the theory and application of seismic isolation. Isolation system design review shall include, but not be limited to, the following:

1. Review of site-specific seismic criteria including the development of site-specific spectra and ground motion histories and all other design criteria developed specifically for the project.
2. Review of the preliminary design including the determination of the total design displacement, the total maximum displacement, and the lateral force level.
3. Overview and observation of prototype testing (Section 17.8).
4. Review of the final design of the entire structural system and all supporting analyses.
5. Review of the isolation system quality control testing program (Section 17.2.4.9).

17.8 TESTING

17.8.1 General

The deformation characteristics and damping values of the isolation system used in the design and analysis of seismically isolated structures shall be based on tests of a selected sample of the components prior to construction as described in this section.

The isolation system components to be tested shall include the wind-restraint system if such a system is used in the design.

The tests specified in this section are for establishing and validating the design properties of the isolation system and shall not be considered as satisfying the manufacturing quality control tests of Section 17.2.4.9.

17.8.2 Prototype Tests

Prototype tests shall be performed separately on two full-size specimens (or sets of specimens, as appropriate) of each predominant type and size of isolator unit of the isolation system. The test speci-

mens shall include the wind-restraint system as well as individual isolator units if such systems are used in the design. Specimens tested shall not be used for construction unless accepted by the registered design professional responsible for the design of the structure and approved by the authority having jurisdiction.

17.8.2.1 Record

For each cycle of each test, the force-deflection and hysteretic behavior of the test specimen shall be recorded.

17.8.2.2 Sequence and Cycles

The following sequence of tests shall be performed for the prescribed number of cycles at a vertical load equal to the average dead load plus one-half the effects due to live load on all isolator units of a common type and size:

1. Twenty fully reversed cycles of loading at a lateral force corresponding to the wind design force.
2. Three fully reversed cycles of loading at each of the following increments of the total design displacement— $0.25D_D$, $0.5D_D$, $1.0D_D$, and $1.0D_M$ where D_D and D_M are as determined in Sections 17.5.3.1 and 17.5.3.3, respectively, or Section 17.6 as appropriate.
3. Three fully reversed cycles of loading at the total maximum displacement, $1.0D_{TM}$.
4. $30S_{D1}/S_{D5}B_{D1}$, but not less than 10, fully reversed cycles of loading at 1.0 times the total design displacement, $1.0D_{TD}$.

If an isolator unit is also a vertical-load-carrying element, then item 2 of the sequence of cyclic tests specified in the preceding text shall be performed for two additional vertical load cases specified in Section 17.2.4.6. The load increment due to earthquake overturning, Q_E , shall be equal to or greater than the peak earthquake vertical force response corresponding to the test displacement being evaluated. In these tests, the combined vertical load shall be taken as the typical or average downward force on all isolator units of a common type and size.

17.8.2.3 Units Dependent on Loading Rates

If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on the rate of loading, each set of tests specified in Section 17.8.2.2 shall be performed dynamically at a frequency equal to the inverse of the effective period, T_D .

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify rate-dependent properties of isolators, the

ANEXO 2

CHAPTER 17 SEISMIC DESIGN REQUIREMENTS FOR SEISMICALLY ISOLATED STRUCTURES

reduced-scale prototype specimens shall be of the same type and material and be manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes and shall be tested at a frequency that represents full-scale prototype loading rates.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on the rate of loading if the measured property (effective stiffness or effective damping) at the design displacement when tested at any frequency in the range of 0.1 to 2.0 times the inverse of T_D is different from the property when tested at a frequency equal to the inverse of T_D by more than 15 percent.

17.8.2.4 Units Dependent on Bilateral Load

If the force-deflection properties of the isolator units are dependent on bilateral load, the tests specified in Sections 17.8.2.2 and 17.8.2.3 shall be augmented to include bilateral load at the following increments of the total design displacement, D_{TD} : 0.25 and 1.0, 0.5 and 1.0, 0.75 and 1.0, and 1.0 and 1.0

If reduced-scale prototype specimens are used to quantify bilateral-load-dependent properties, the reduced-scale specimens shall be of the same type and material and manufactured with the same processes and quality as full-scale prototypes.

The force-deflection properties of an isolator unit shall be considered to be dependent on bilateral load if the effective stiffness where subjected to bilateral loading is different from the effective stiffness where subjected to unilateral loading, by more than 15 percent.

17.8.2.5 Maximum and Minimum Vertical Load

Isolator units that carry vertical load shall be statically tested for maximum and minimum downward vertical load at the total maximum displacement. In these tests, the combined vertical loads shall be taken as specified in Section 17.2.4.6 on any one isolator of a common type and size. The dead load, D , and live load, L , are specified in Section 12.4. The seismic load E is given by Eqs. 12.4-1 and 12.4-2 where S_{DS} in these equations is replaced by S_{MS} and the vertical loads that result from application of horizontal seismic forces, Q_E , shall be based on the peak response due to the maximum considered earthquake.

17.8.2.6 Sacrificial Wind-Restraint Systems

If a sacrificial wind-restraint system is to be utilized, its ultimate capacity shall be established by test.

17.8.2.7 Testing Similar Units

Prototype tests are not required if an isolator unit is of similar size and of the same type and material as a prototype isolator unit that has been previously tested using the specified sequence of tests.

17.8.3 Determination of Force-Deflection Characteristics

The force-deflection characteristics of the isolation system shall be based on the cyclic load tests of prototype isolator specified in Section 17.8.2.

As required, the effective stiffness of an isolator unit, k_{eff} , shall be calculated for each cycle of loading as prescribed by Eq. 17.8-1:

$$k_{\text{eff}} = \frac{|F^+| + |F^-|}{|\Delta^+| + |\Delta^-|} \quad (17.8-1)$$

where F^+ and F^- are the positive and negative forces, at Δ^+ and Δ^- , respectively.

As required, the effective damping, β_{eff} , of an isolator unit shall be calculated for each cycle of loading by Eq. 17.8-2:

$$\beta_{\text{eff}} = \frac{2}{\pi} \frac{E_{\text{loop}}}{k_{\text{eff}} (|\Delta^+| + |\Delta^-|)^2} \quad (17.8-2)$$

where the energy dissipated per cycle of loading, E_{loop} , and the effective stiffness, k_{eff} , shall be based on peak test displacements of Δ^+ and Δ^- .

17.8.4 Test Specimen Adequacy

The performance of the test specimens shall be deemed adequate if the following conditions are satisfied:

1. The force-deflection plots for all tests specified in Section 17.8.2 have a positive incremental force-resisting capacity.
2. For each increment of test displacement specified in item 2 of Section 17.8.2.2 and for each vertical load case specified in Section 17.8.2.2,
 - a. For each test specimen, the difference between the effective stiffness at each of the three cycles of test and the average value of effective stiffness is no greater than 15 percent.
 - b. For each cycle of test, the difference between effective stiffness of the two test specimens of a common type and size of the isolator unit and the average effective stiffness is no greater than 15 percent.
3. For each specimen there is no greater than a 20 percent change in the initial effective stiffness over the cycles of test specified in item 4 of Section 17.8.2.2.

4. For each specimen there is no greater than a 20 percent decrease in the initial effective damping over the cycles of test specified in item 4 of Section 17.8.2.2.
5. All specimens of vertical-load-carrying elements of the isolation system remain stable where tested in accordance with Section 17.8.2.5.

17.8.5 Design Properties of the Isolation System

17.8.5.1 Maximum and Minimum Effective Stiffness

At the design displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the isolated system, k_{Dmax} and k_{Dmin} , shall be based on the cyclic tests of item 2 of Section 17.8.2.2 and calculated using Eqs. 17.8-3 and 17.8-4:

$$k_{Dmax} = \frac{\sum |F_D^+|_{max} + \sum |F_D^-|_{max}}{2D_D} \quad (17.8-3)$$

$$k_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D} \quad (17.8-4)$$

At the maximum displacement, the maximum and minimum effective stiffness of the isolation system, k_{Mmax} and k_{Mmin} , shall be based on the cyclic tests of item 3 of Section 17.8.2.2 and calculated using Eqs. 17.8-5 and 17.8-6:

$$k_{Mmax} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_M} \quad (17.8-5)$$

$$k_{Mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{min} + \sum |F_M^-|_{min}}{2D_M} \quad (17.8-6)$$

The maximum effective stiffness of the isolation system, k_{Dmax} (or k_{Mmax}), shall be based on forces from the cycle of prototype testing at a test displacement equal to D_D (or D_M) that produces the largest value of effective stiffness. Minimum effective stiffness of the isolation system, k_{Dmin} (or k_{Mmin}), shall be based on forces from the cycle of prototype testing at a test

displacement equal to D_D (or D_M) that produces the smallest value of effective stiffness.

For isolator units that are found by the tests of Sections 17.8.2.2, 17.8.2.3, and 17.8.2.4 to have force-deflection characteristics that vary with vertical load, rate of loading, or bilateral load, respectively, the values of k_{Dmax} and k_{Mmax} shall be increased and the values of k_{Dmin} and k_{Mmin} shall be decreased, as necessary, to bound the effects of measured variation in effective stiffness.

17.8.5.2 Effective Damping

At the design displacement, the effective damping of the isolation system, β_D , shall be based on the cyclic tests of item 2 of Section 17.8.2.2 and calculated using Eq. 17.8-7:

$$\beta_D = \frac{\sum E_D}{2\pi k_{Dmax} D_D^2} \quad (17.8-7)$$

In Eq. 17.8-7, the total energy dissipated per cycle of design displacement response, $\sum E_D$, shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at a test displacement equal to D_D and shall be based on forces and deflections from the cycle of prototype testing at test displacement D_D that produces the smallest values of effective damping.

At the maximum displacement, the effective damping of the isolation system, β_M , shall be based on the cyclic tests of item 2 of Section 17.8.2.2 and calculated using Eq. 17.8-8

$$\beta_M = \frac{\sum E_M}{2\pi k_{Mmax} D_M^2} \quad (17.8-8)$$

In Eq. 17.8-8, the total energy dissipated per cycle of design displacement response, $\sum E_M$, shall be taken as the sum of the energy dissipated per cycle in all isolator units measured at a test displacement equal to D_M and shall be based on forces and deflections from the cycle of prototype testing at test displacement D_M that produces the smallest value of effective damping.

ANEXO 2

ANEXO 3

3. DATOS DE FABRICANTES PARA DISEÑO

TABLA DE PROPIEDADES PARA DISEÑO DE AISLADORES LRB –
DYNAMIC ISOLATION SYSTEM

ANEXO 3

DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS

Isolator Engineering Properties

Metric Units

DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS					
Isolator Diameter, D_I (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter D_L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole ϕ (mm)	A (mm)	B (mm)
305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115

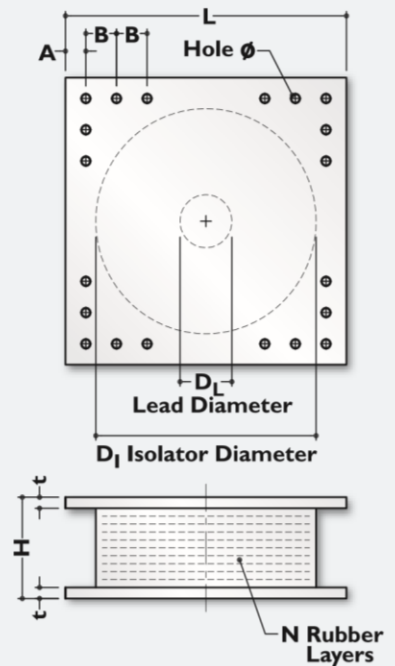
(1) The axial load capacities provided correspond to maximum displacements based on design limits of 250% rubber shear strain or 2/3 the isolator diameter. An isolator's actual displacement and load capacity are dependent on the rubber modulus and number of rubber layers.

(2) Rubber Shear Moduli (G) are available from 0.38 N/mm² to 0.70 N/mm².

(3) Elastic Stiffness (Ke) for analytical modeling may be taken as 10-times the yielded stiffness (Kd).

(4) Kd range shown in table is typical for most projects. If needed for specific projects, Kd values up to three times the maximum shown in the range can be achieved by limiting the displacement capacity to 2/3 of the shown value.

Isolator Diameter, D_I (mm)	DESIGN PROPERTIES			Maximum Displacement, D_{max} (mm)	Axial Load Capacity P_{max} (kN)
	Yielded Stiffness, K_d (kN/mm)	Characteristic Strength Q_d (kN)	Compression Stiffness, K_v (kN/mm)		
305	0.2-0.4	0-65	>50	150	450
355	0.2-0.4	0-65	>100	150	700
405	0.3-0.5	0-110	>100	200	900
455	0.3-0.7	0-110	>100	250	1,150
520	0.4-0.7	0-180	>200	300	1,350
570	0.5-0.9	0-180	>500	360	1,800
650	0.5-1.1	0-220	>700	410	2,700
700	0.5-1.4	0-220	>800	460	3,100
750	0.7-1.6	0-265	>900	460	3,600
800	0.7-1.6	0-265	>1,000	510	4,000
850	0.7-1.8	0-355	>1,200	560	4,900
900	0.7-1.9	0-355	>1,400	560	5,800
950	0.7-2.0	0-490	>1,800	610	6,700
1000	0.8-2.0	0-490	>1,900	660	7,600
1050	0.9-2.1	0-580	>2,100	710	8,500
1160	1.1-2.1	0-665	>2,800	760	13,800
1260	1.2-2.3	0-755	>3,700	810	20,500
1360	1.4-2.5	0-890	>5,100	860	27,600
1450	1.6-2.5	0-1,025	>5,300	910	33,400
1550	1.8-2.5	0-1,025	>6,500	910	40,000



ANEXO 3

DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS

Terms & Symbols

Hysteresis Loop: This is the force displacement plot generated by the shear testing of an isolator. (see below)

Elastic Stiffness, K_e : This is the initial stiffness of the isolator, typically at less than one inch displacement. Its value is dominated by the lead core size and is important in controlling the response to services loads such as wind.

Yielded Stiffness, K_d or K_2 : This is the secondary stiffness of the isolator and is a function of the modulus, total height and area of the rubber.

K_{eff} (Effective Stiffness): This is the isolator force divided by the displacement. This is a displacement-dependent quantity.

Hysteretic Strength, Q_d : This is the force axis intercept of the isolator hysteresis loop. This parameter relates to damping and isolator response to service loads.

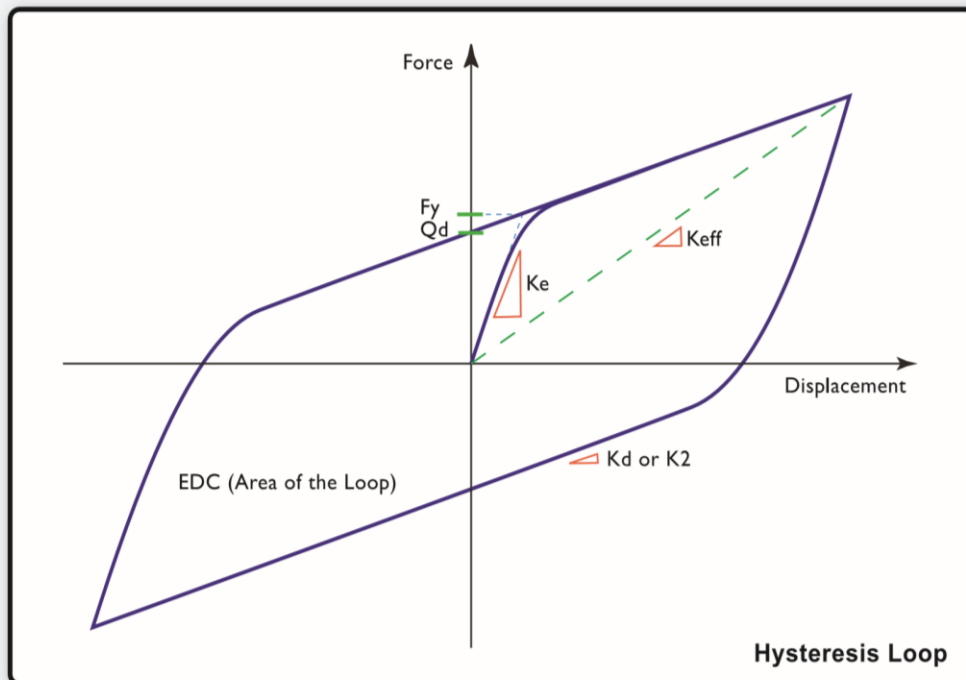
Yield Force, F_y : The yield force is the point in the model at which the initial stiffness changes to secondary stiffness. In reality, there is a smooth transition from one stiffness to the other, rather than a well-defined point. This value is mainly used in analytical modeling.

Energy Dissipated per Cycle, EDC: This is the area of the hysteresis loop. This value is a measure of the damping of the isolator.

Vertical Stiffness (K_y): This is the vertical stiffness of the isolator.

DBE (Design Basis Earthquake): DBE represents the ground motion that has a 10% chance of being exceeded in 50 years.

MCE (Maximum Credible Earthquake): MCE is defined as the ground motion that has a 2% probability of being exceeded in 50 years



ANEXO 4

4. COTIZACIÓN DE AISLADORES LRB

COSTOS DE FABRICACIÓN Y ENSAYOS DE CALIDAD DE AISLADORES LRB – FIP INDUSTRIALE PARA EL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS.

ANEXO 4



Santiago, 11 de Diciembre del 2014

Sr.
Juan Carlos Plasencia
Universidad Nacional del Santa
Presente

Ref.: Dispositivos antisismicos Laboratorios Escuela de Ingeniería.

De nuestra consideración:

De acuerdo a lo solicitado en su mail del 25 de Noviembre del 2014, enviamos a Ud. cotización por la provisión de los elementos en la referencia considerando los antecedentes entregados.

Las características técnicas de cada producto se detallan en la propuesta emitida por *FIP Industriale* (OF: 20141695 DP/DP de fecha 10/12/2014).

Los valores y condiciones económicas se detallan a continuación:

1. PRECIO TOTAL

Device id.	Q.ty	Max. ULS (non-seismic) Vertic. Load	Max. Seismic Vertic. Load	Max. Allow. Displacement	Max. Elastic Displacement	Max. Design Displacement
	[no.]	F_{2d} [kN]	$N_{Ed,max}$ [kN]	$d E max$ [±mm]	$d 1$ [±mm]	d_{bd} [±mm]
LRB-S 550/125-120	20	4340	1640	250	10	208
Total Q.ty:	20					

Nominal equiv. stiffness at [d _{bd}] 0,5 Hz	Nominal equiv. viscous damping at [d _{bd}] 0,5 Hz	Elastic limit. Force	Unit Price	Total Price
K_{eff} [kN/mm]	ξ_{eff} [%]	F_1 [kN]	[€]	[€]
1,29	27	126	3.024,00	60.480,00
			Total:	60.480,00

*En caso de hacer cambios en las cantidades definitivas, el precio final será calculado en base a los valores unitarios señalados.

CALENDARIO DE FABRICACIÓN

Los 20 dispositivos LRB-S estarán listos para ser enviados a partir de 14 semanas hábiles de Italia, plazo a partir de la aprobación del diseño, especificaciones y dibujos por parte del Calculista. Para esa fecha se deberá contar además con la carta de crédito.

ANEXO 4



2. CONDICIONES DE PRECIOS

- Las señaladas en los puntos 2 y 3 de la oferta OF: 20141695 DP/DP.
- Los precios señalados son sólo por el suministro ex fábrica, para despacho considerar lo señalado en la oferta OF: 20141695 DP/DP.
- Los costos de envío, en caso de ser requeridos, desde el puerto de Italia al de Callao, Perú, son de aproximadamente 4.000,00 EUROS.
- No se consideran costos de sacado de aduana.
- Ninguno de los valores indicados anteriormente incluyen impuestos locales ni cualquier otro impuesto.
- No se consideran visitas de ningún tipo.
- No se consideran ensayos de ningún tipo.

3. PAGOS

- 3.1. Todos los pagos se efectuarán en EURO.
- 3.2. Debe acogerse al punto 7 de la oferta OF: 20141695 DP/DP.

La presente propuesta será válida hasta el 31 de Enero del 2015. Fuera de dicho plazo debe ser ratificada por SISMICA.

Si necesita cualquier información adicional, por favor contactarse con nosotros.

Lo saluda muy atentamente,



Nicolás Torrealba A.
Gerente Comercial
Sismica

Date 10/12/2014

OF: 20141695 DP/DP

Messrs
SISMICA
Av. Cerro el Plomo 5420, Of. 605
Santiago
Chile
Tel. +56 3710 000
Email: ntorrealba@sismica.cl

To the attention of Mr. Nicolás Torrealba Aránguiz

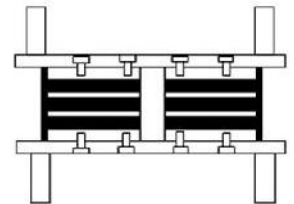
Subject: Laboratories at an Engineering School, Nuevo Chimbote, Peru. Seismic devices offer.

Further to the above project and your e-mail dated 28/11/2014, we are pleased to submit our quotation for the supply only of the seismic devices designed according to **EN15129 for seismic condition** and according to **EN1337-3 for non-seismic conditions**, as follows.

1. PRODUCTS DESCRIPTION

Elastomeric bearings type “LRB”

LRB (Lead Rubber Bearing) type isolation devices are rubber bearings – which are comprised of alternate layers of steel and rubber vulcanized together – with a central lead core. Such isolation devices are characterized by high horizontal flexibility, high vertical stiffness and recentring capability, provided by the laminated rubber bearing, as well as appropriate dissipative capability provided by the lead core.



For general characteristics please refer to our catalogue.

The elastomeric isolators quoted in this offer are designed according to **EN15129** for seismic condition and according to **EN1337-3** for non-seismic conditions.

Materials used:

- Grade S275JR or S355JR – EN 10025-2 steel plates and steel reinforcing plates
- High damping rubber compounds characterized by an effective dynamic shear modulus (at shear strain $\gamma = 1$ and frequency 0,5 Hz):
 $G_{din} = 0.4$ MPa (S compound)
- Lead used has high purity, higher than 99.85%
- Grade 8.8 or 12.9 bolts

FIP INDUSTRIALE S.p.A.
Società con unico socio
Via Scapacchiò, 41
35030 SELVAZZANO DENTRO (PD) ITALY
Tel: +39 049 8225511
Fax: +39 049 638567
E-mail: fip@fip-group.it

Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.
Registro Impr. di PD n. 02373170287
R.E.A. n. 225035
C.F. e P. IVA n. 02373170287
<http://www.fipindustriale.it>



ISO 9001 – Cert.n.0057



ANEXO 4



2. PRICE

2.1. Seismic devices. Total price Euro 60.480,00

Device id.	Q.ty	Max. ULS (non-seismic) Vertical. Load	Max. Seismic Vertical. Load	Max. Allow. Displacement	Max. Elastic Displacement	Max. Design Displacement	Nominal equiv. stiffness at [d _{bd}] 0,5 Hz	Nominal equiv. viscous damping at [d _{bd}] 0,5 Hz	Elastic limit. Force	Unit Price	Total Price
	[no.]	F _{zd} [kN]	N _{Ed,max} [kN]	d E max [±mm]	d l [±mm]	d _{bd} [±mm]	K _{eff} [kN/mm]	ξ _{eff} [%]	F _i [kN]	[€]	[€]
LRB-S 550/125-120	20	4340	1640	250	10	208	1,29	27	126	€ 3.024,00	60.480,00 [€]

Total: € 60.480,00

2.3 Design Notes

Please note that:

- Above devices are designed to be anchored on upper and lower structure by means of bolts and dowels.
- Anchorage configuration permits the devices to be replaced.
- Anchorage is calculated without considering friction.
- No compensation for deck inclination is considered.
- Maximum rotation: ±0,005 rad.
- The above devices are designed for an average upper and lower contact pressure on concrete of 27 N/mm² at SLS and of 35 N/mm² at ULS.
- The displacement δ for elastomeric bearings is deduced from the horizontal load H through the equation:

$$H = k x \delta$$

where k is the shear stiffness of the rubber.

3 PRICE CONDITIONS

- 1 The above prices include fixing bolts and transportation clamps. Shop painting is included as described at § 5.
- 2 Bearing prices do not include any upper and lower counterplates.
- 3 The above prices do not include any testing of the devices. Please refer to §6 for cost of testing in accordance to EN15129.
- 4 The above prices are for supply only delivery Ex-Works Selvazzano Dentro (PD) – Italy, as per ICC Incoterms® 2010.
- 5 For delivery of the above devices CIF Callao Port (Peru), please add to the above price Euro 4.000,00.
- 6 No allowance is made for VAT or import duties or any other levies bearing on the materials on entry into Chile. We have made provision for a single dispatch. Should more than one dispatch be necessary relevant costs will be evaluated.

FIP INDUSTRIALE S.p.A.
 Società con unico socio
 Via Scapacchiò, 41
 35030 SELVAZZANO DENTRO (PD) ITALY
 Tel: +39 049 8225511
 Fax: +39 049 638567
 E-mail: fip@fip-group.it

Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.
 Registro Impr. di PD n. 02373170287
 R.E.A. n. 225035
 C.F. e P. IVA n. 02373170287
<http://www.fipindustriale.it>



ISO 9001 – Cert.n.0057



ANEXO 4



- 7 The above prices are fixed and will remain open for acceptance up to 31st January 2015.
- 8 The tabulated devices have been selected on the basis of your e-mail dated 28th November 2014 and documents attached. We therefore reserve the right to amend this quotation in accordance with any change required to the above devices characteristics.

4 TECHNICAL SUBMISSION AND FABRICATION

1 Technical Submission

- Should our Company be successful with this tender, drawings for all different types of seismic devices together with design calculations will be submitted for approval before fabrication takes place.

2 Fabrication

- The above devices will be ready for dispatch within 14 working weeks from final approval of calculation report and drawings, quality submission.
- Please note that the above programme has to be considered preliminary and based on raw material availability at time of the order.
- The above programme does not consider the time required for testing of the devices, which depends upon laboratory availability.

Note: The term "working weeks" refers to the week starting from Monday till Friday, since these are the efficient days of work, excluding Saturday and Sunday, i.e. the weekend. Please note moreover that the period from the 20th December 2014 till the 6th January 2015 and from the 8th August till the 24th August 2015 have to be considered as not working since FIP and FIP's suppliers are closed for Christmas and Summer Holidays respectively.

5 PAINTING

- 1 The above devices exposed steel parts will be corrosion protected as follows:

- Sandblasting SA 2.5-3
- Cycloaliphatic Epoxy Polyamide Finish mdft 210 µm

6 TESTING OF THE DEVICES

- 1 Type tests and Factory Production Control Tests of devices can be carried out at SIS LAB in Potenza and FIP laboratories in Padova (Italy) respectively, within the range of the available testing rig capacity, in accordance with EN 15129, as follows:

Device type	Test c/o Italy	Q.ty (No. of devices to be tested)	Price each EURO	Price total EURO
LRB-S 550/125-120	Type Test acc. to EN15129-§8.2.4.1.	2	7.585,00	15.170,00
LRB-S 550/125-120	Factory Production Control Test acc. to EN15129 EN15129-§8.2.4.1.	6	1.290,00	7.740,00
Total:			22.910,00	

The above prices include the cost of 2Nos. Rubber Isolators properly manufactured for the Type tests.

FIP INDUSTRIALE S.p.A.
Società con unico socio
Via Scapacchiò, 41
35030 SELVAZZANO DENTRO (PD) ITALY
Tel: +39 049 8225511
Fax: +39 049 638567
E-mail: fip@fip-group.it

Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.
Registro Impr. di PD n. 02373170287
R.E.A. n. 225035
C.F. e P. IVA n. 02373170287
<http://www.fipindustriale.it>



ISO 9001 – Cert.n.0057



ANEXO 4



2 Please note that:

- Should any further tests, besides those stated above, be required, relevant costs and feasibility will be advised in due course.
- Above tests could be performed after production depending on Laboratory availability.
- Time for the execution of the above tests to be evaluated in due course depending on final approval and load of work of the laboratory.
- The above prices do not make provision for the supervision of a Third Independent Part. Should Third Independent Part supervision be required, we will be pleased to submit the relevant quotation.

7 PAYMENTS

- 1 All payments to be made in EURO by way of an advanced payment.
- 2 Alternatively, all payments to be made in EURO by way of a letter of credit (L/C) through a major European bank, available for payment at 30 days from the date of invoice. Relevant bank charges to be to your account. The L/C should be opened upon issuing of the order.

8 QUALITY ASSURANCE

- 1 A formal quality management system operates within FIP Industriale, which can be assessed by the Client. The Company however is registered ISO 9001-2008.

Should you require any further information please do not hesitate to contact our Ms. Passiglia Daniela (Phone +39 049 8225 501 – Email: daniela.passiglia@fip-group.it)

Yours faithfully

Massimo Fetti
FIP Overseas Division Manager

FIP INDUSTRIALE S.p.A.
Società con unico socio
Via Scapacchio, 41
35030 SELVAZZANO DENTRO (PD) ITALY
Tel: +39 049 8225511
Fax: +39 049 638567
E-mail: fip@fip-group.it

Cap. Soc. € 20.000.000,00 i.v.
Registro Impr. di PD n. 02373170287
R.E.A. n. 225035
C.F. e P. IVA n. 02373170287
<http://www.fipindustriale.it>



ISO 9001 – Cert.n.0057



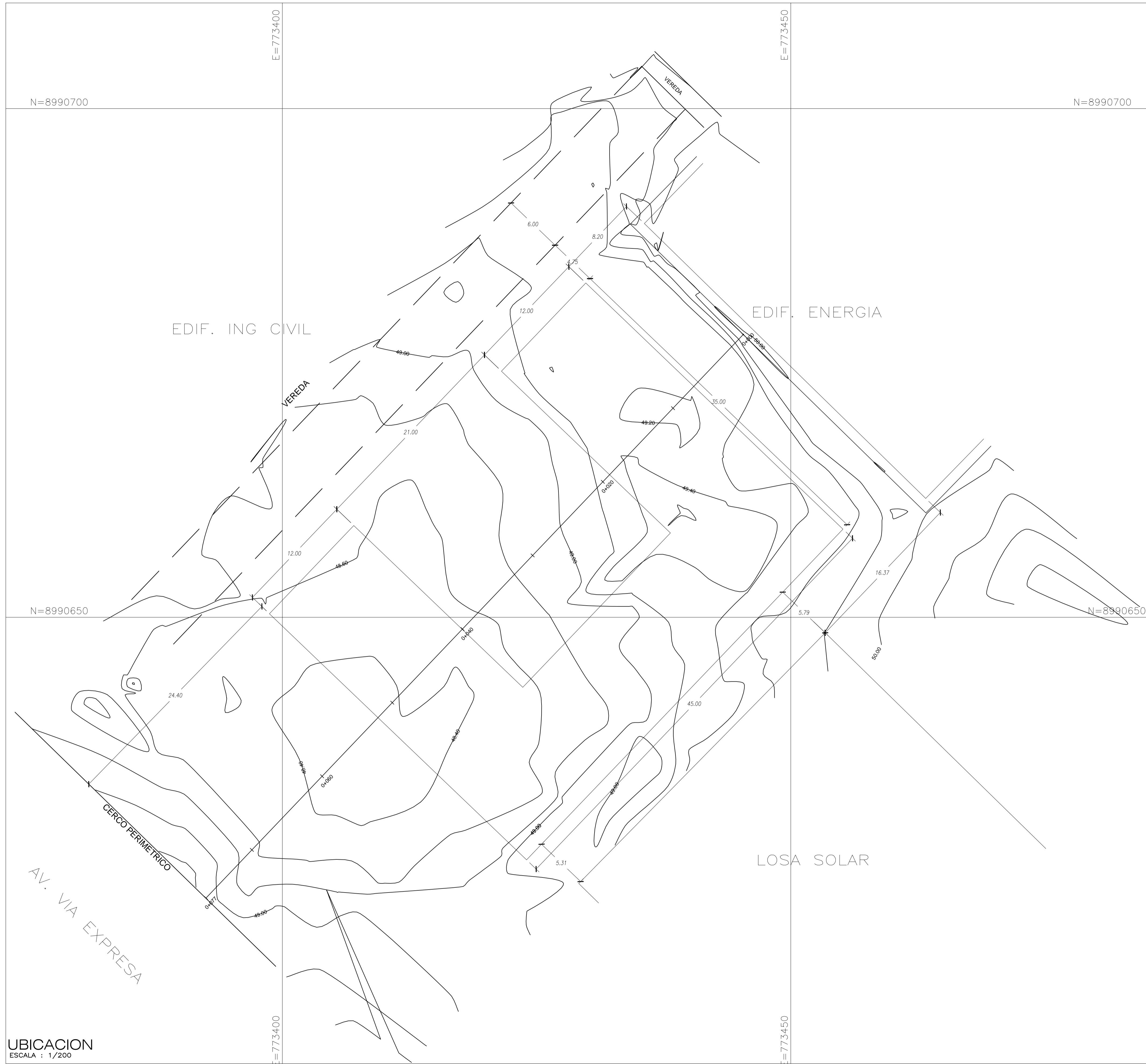
ANEXO 4

ANEXO 5

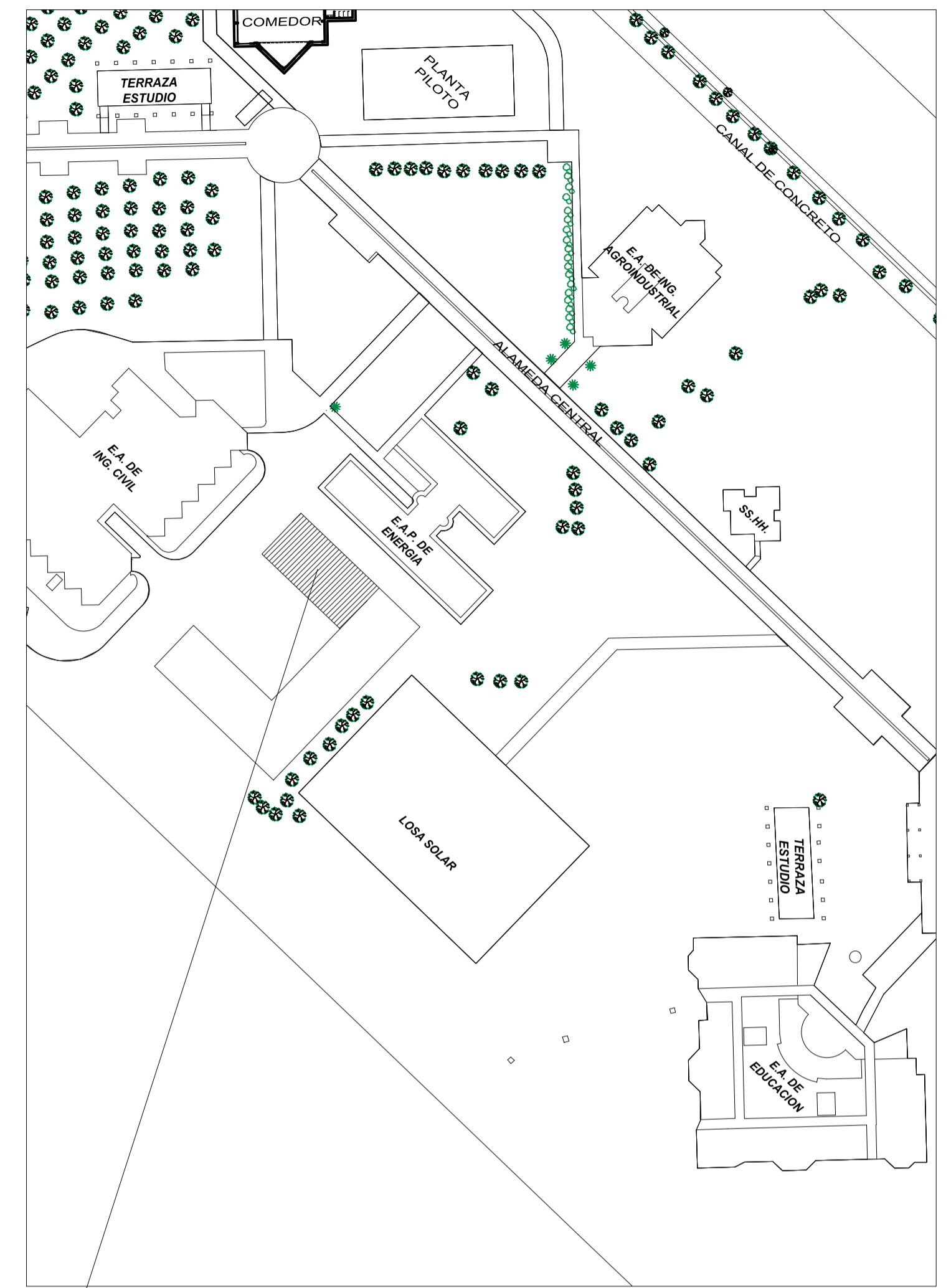
5. PLANOS

Se han elaborado 5 planos para presentar el diseño de la estructura aislada realizado en el capítulo IV.

PLANO	NOMBRE	ESCALA	CONTENIDO
E-01	CIMENTACIÓN Y SISTEMA DE AISLACIÓN	1 / 50	Piso Técnico, detalles de instalación de aisladores y vigas y losas sobre el sistema de aislación.
E-02	LOSAS ALIGERADAS	1 / 50	Detalles de los encofrados, armaduras para vigas y losas del piso 1 al 3.
E-03	VIGAS DE PRIMER PISO	1 / 25	Detalles de armaduras de vigas del primer nivel.
E-04	VIGAS DE SEGUNDO PISO	1 / 25	Detalles de armaduras de vigas del segundo nivel.
E-05	VIGAS DE TERCER PISO	1 / 25	Detalles de armaduras de vigas del tercer nivel.

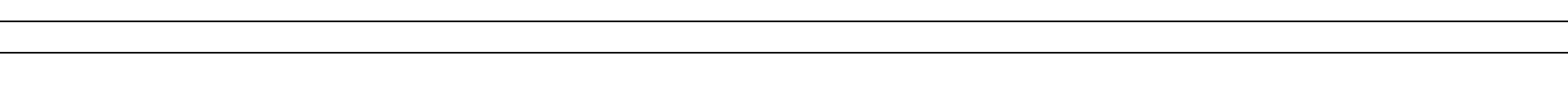
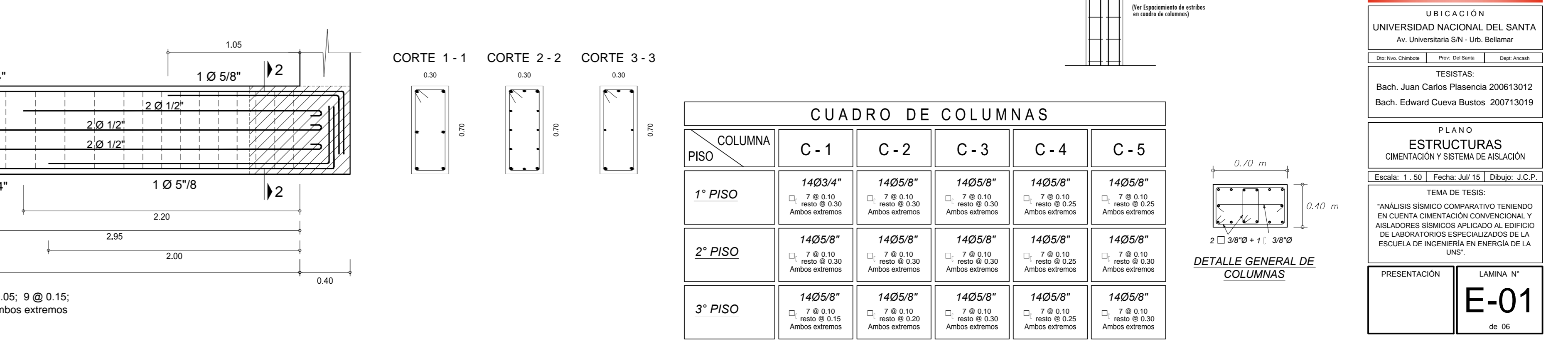
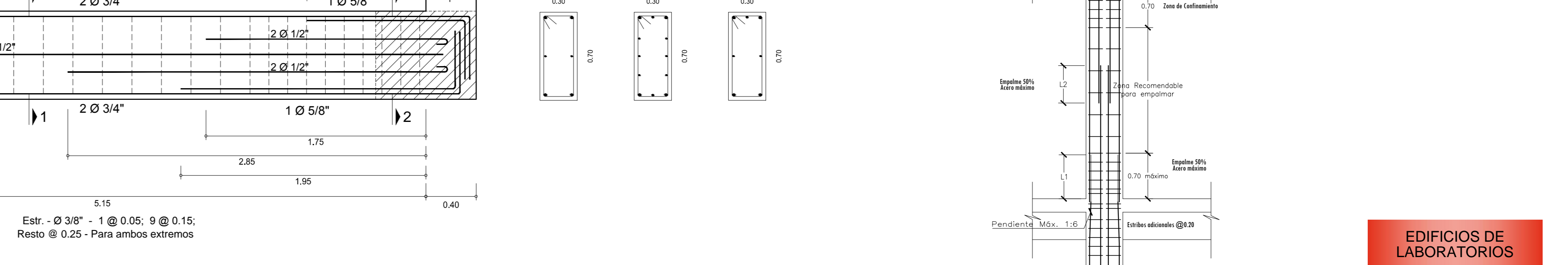
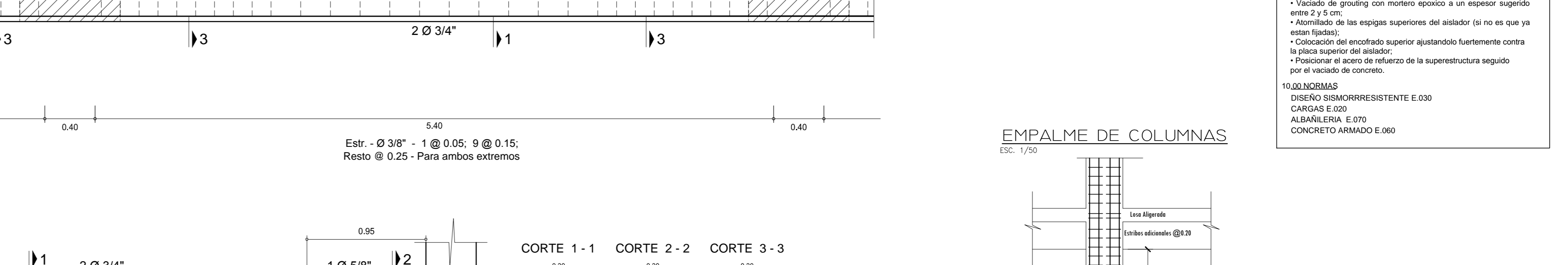
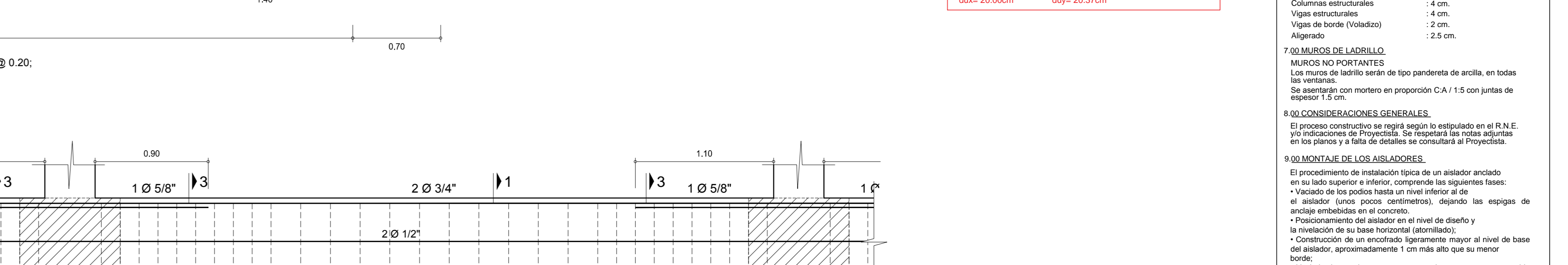
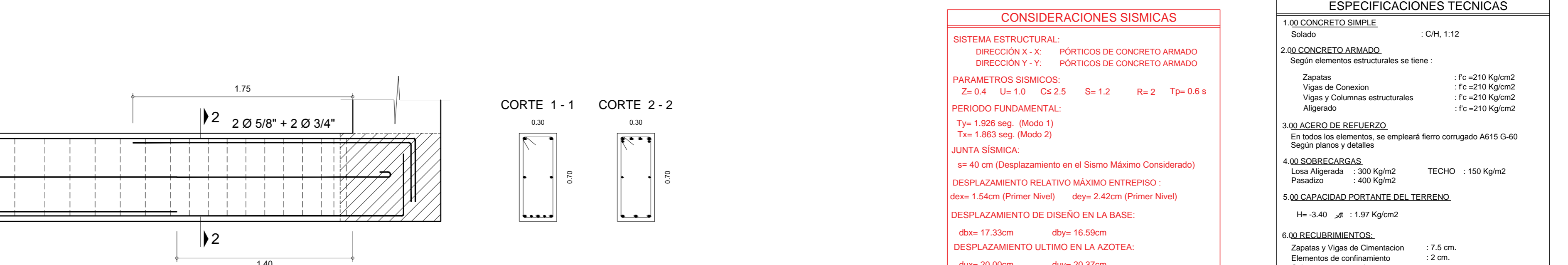
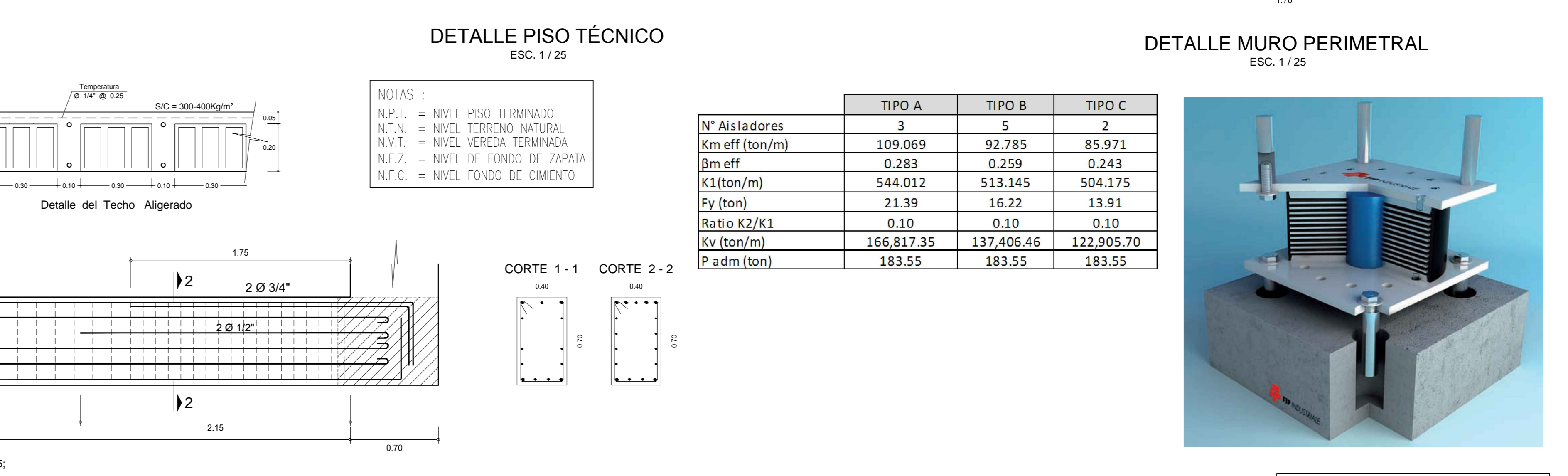
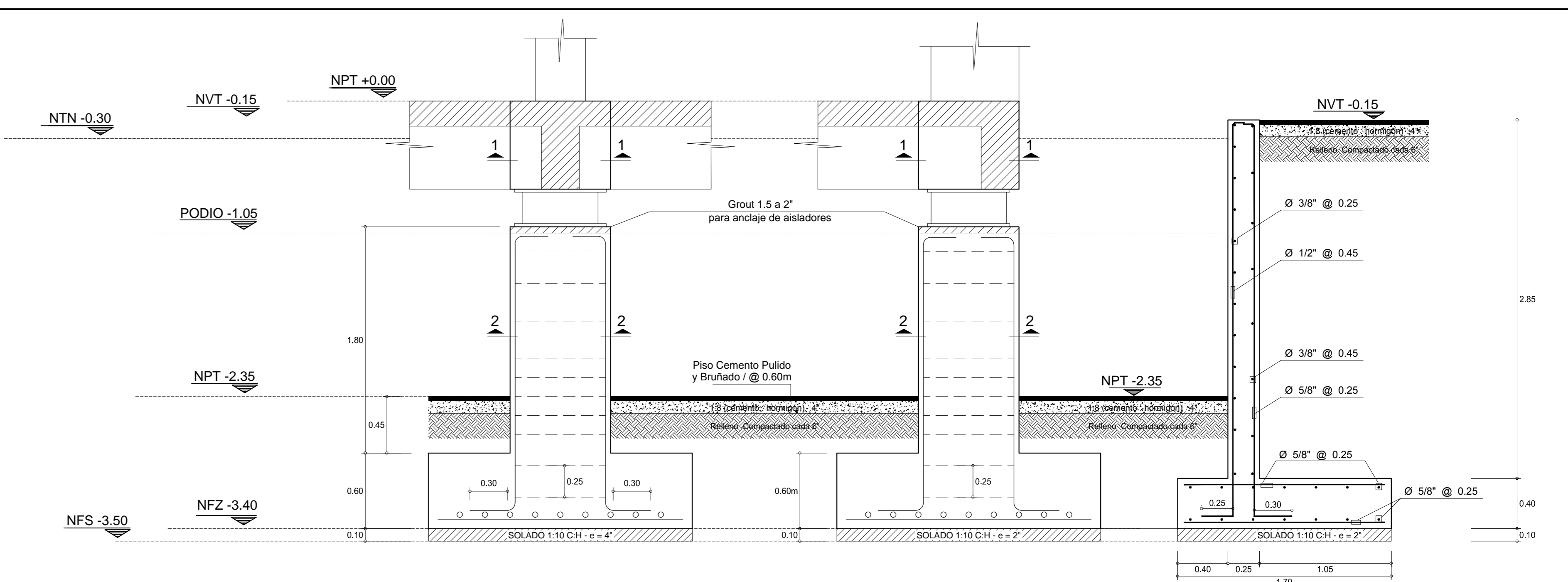
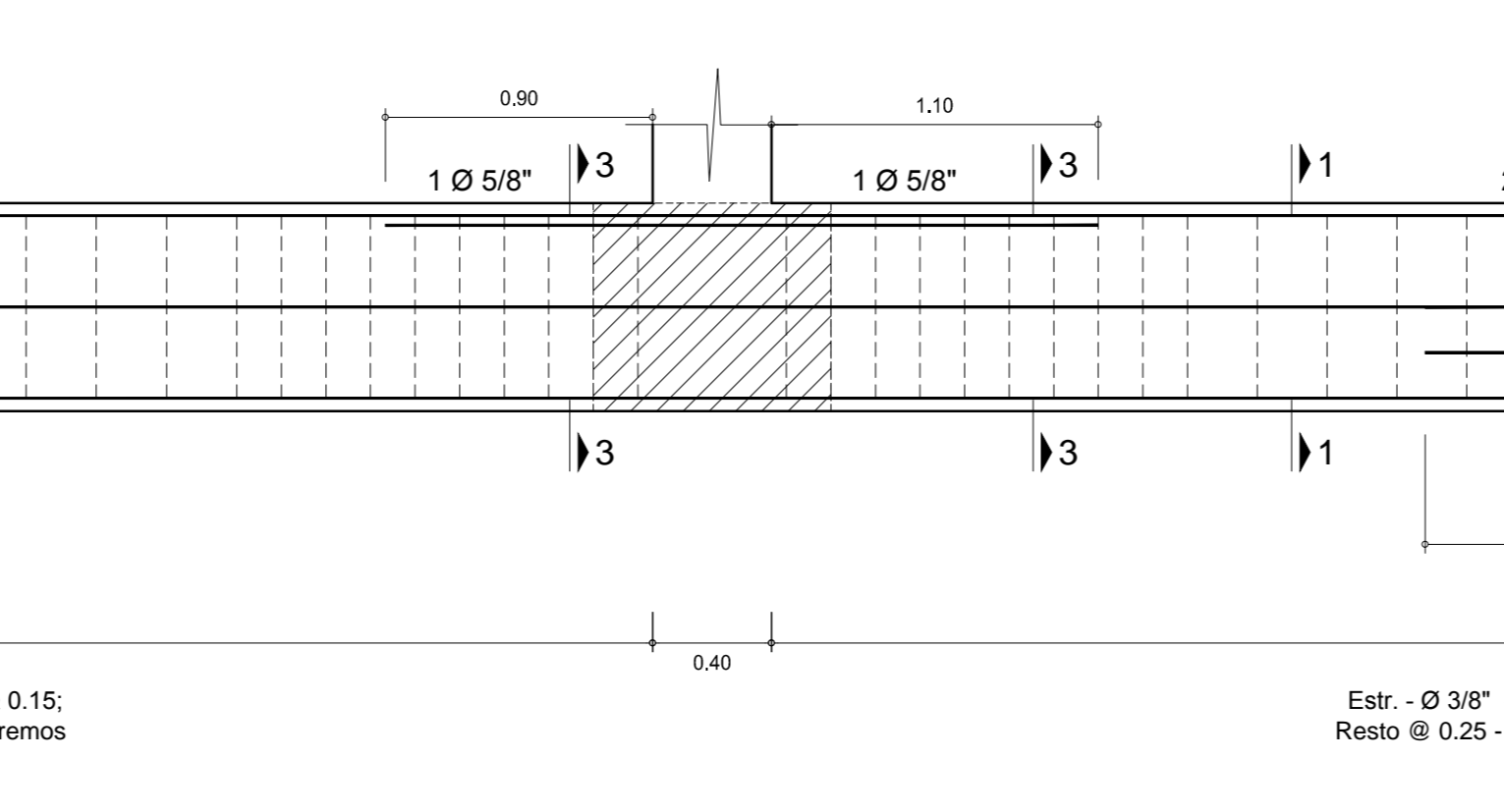
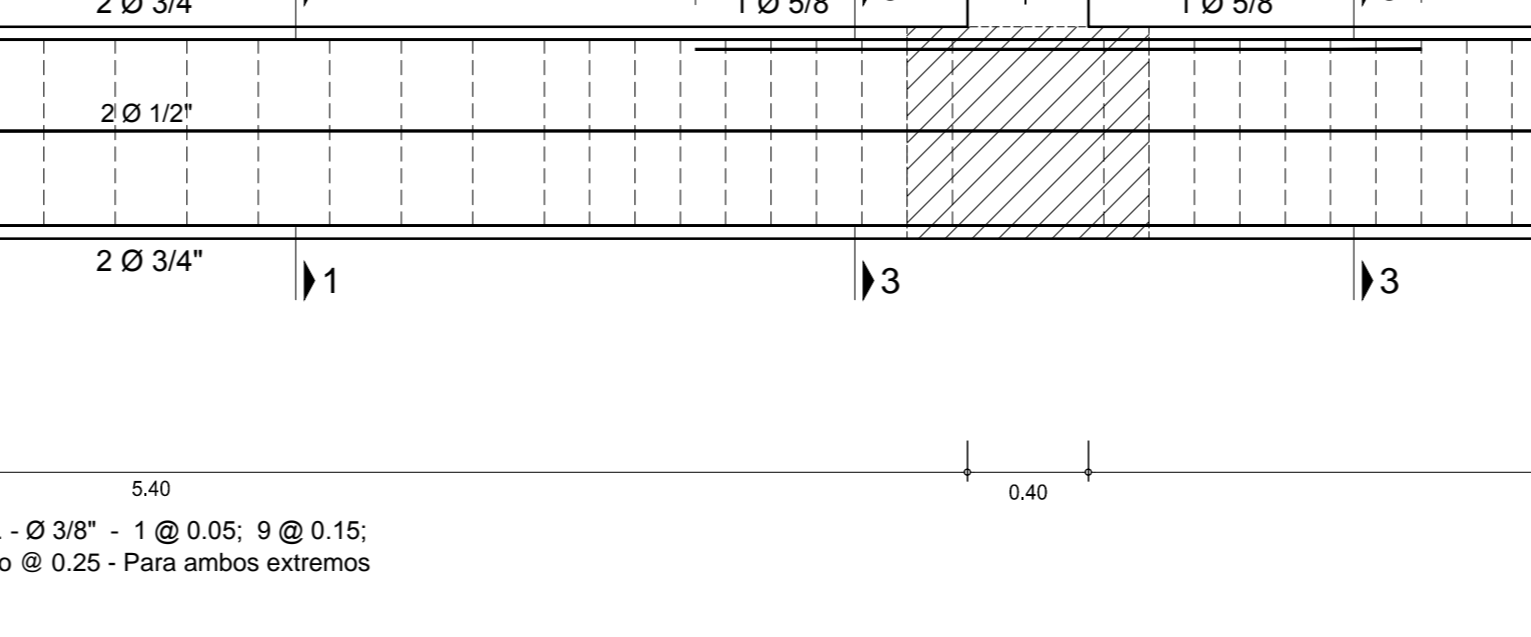
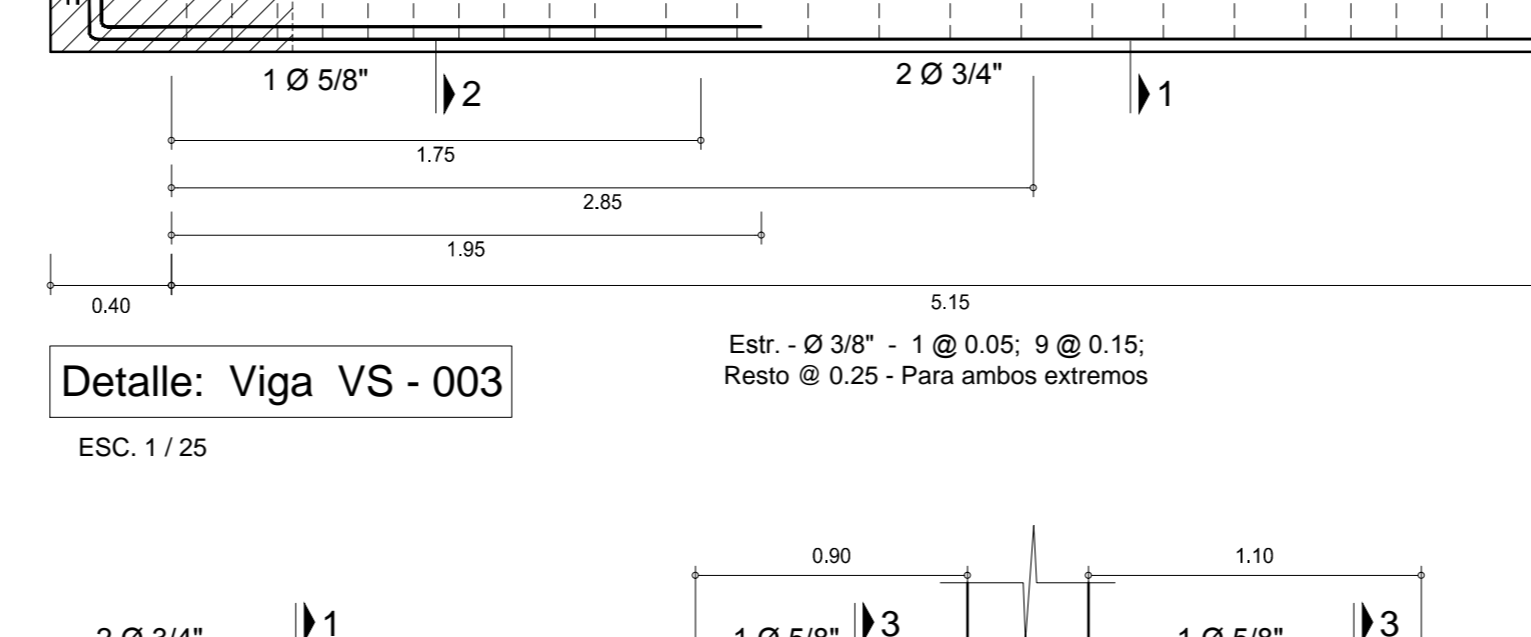
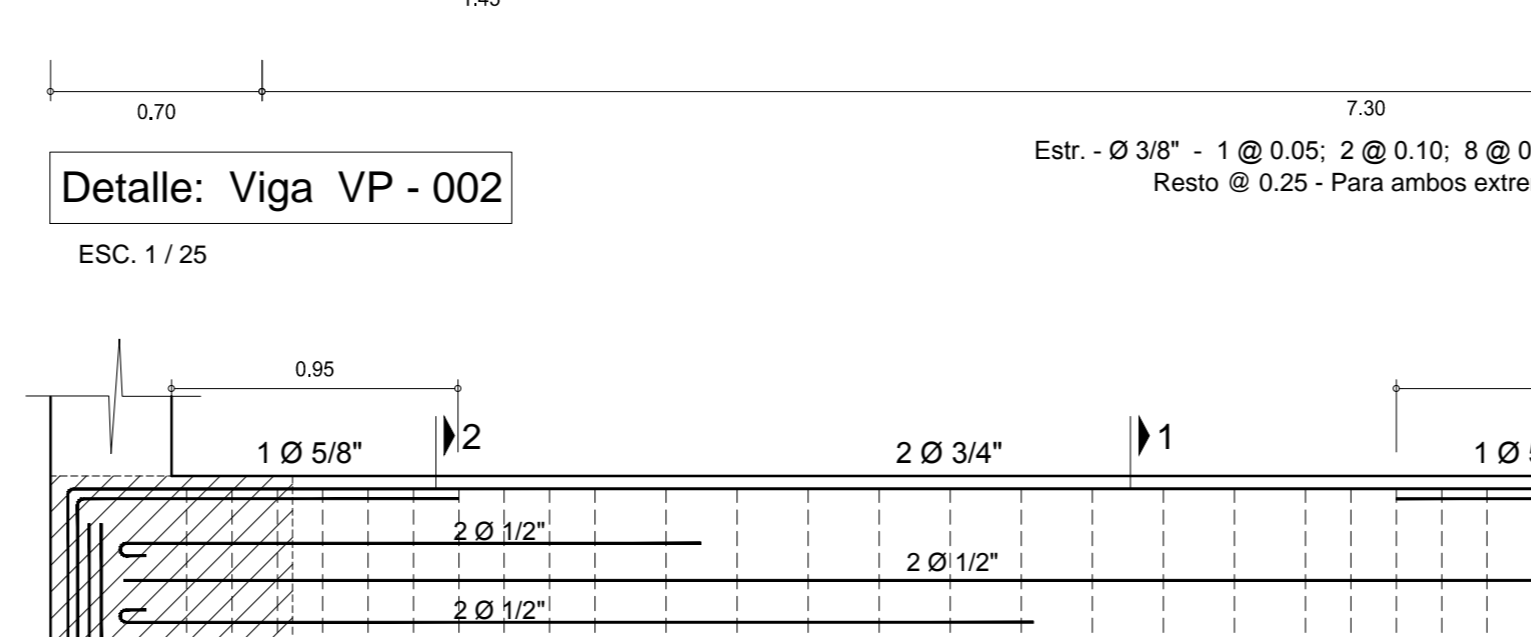
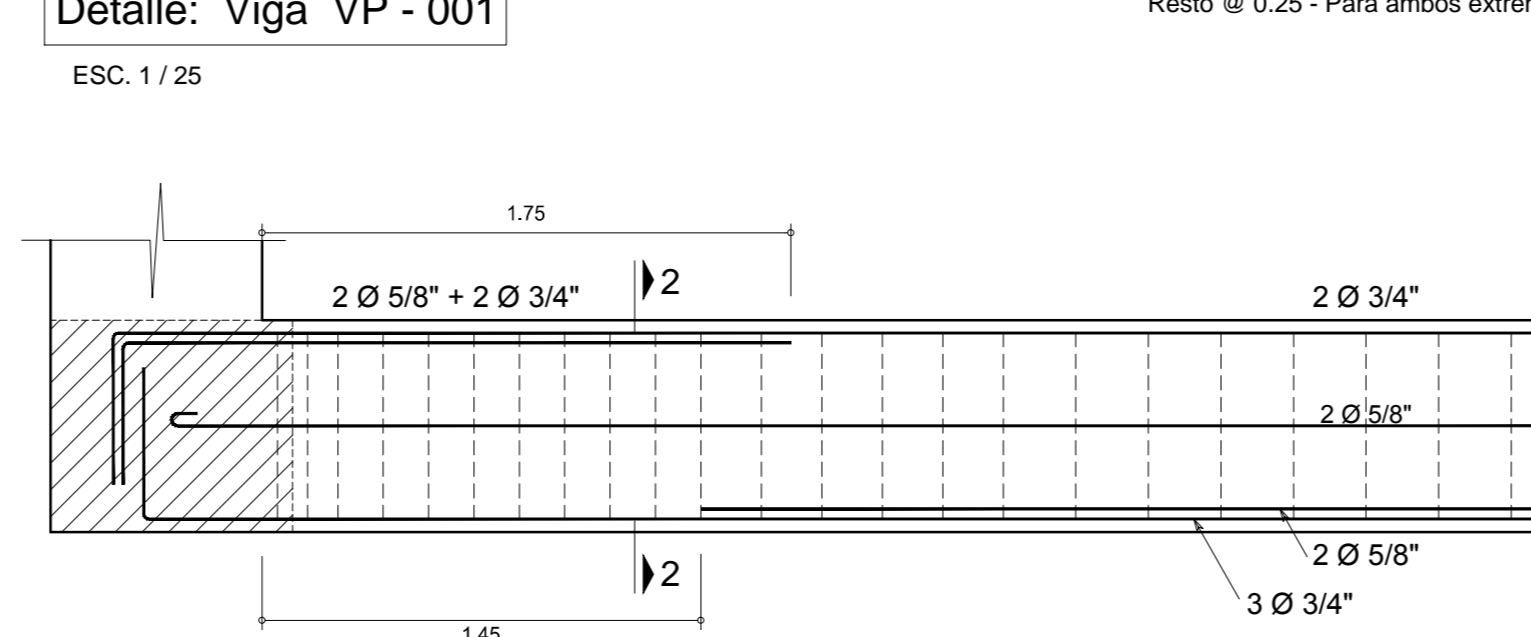
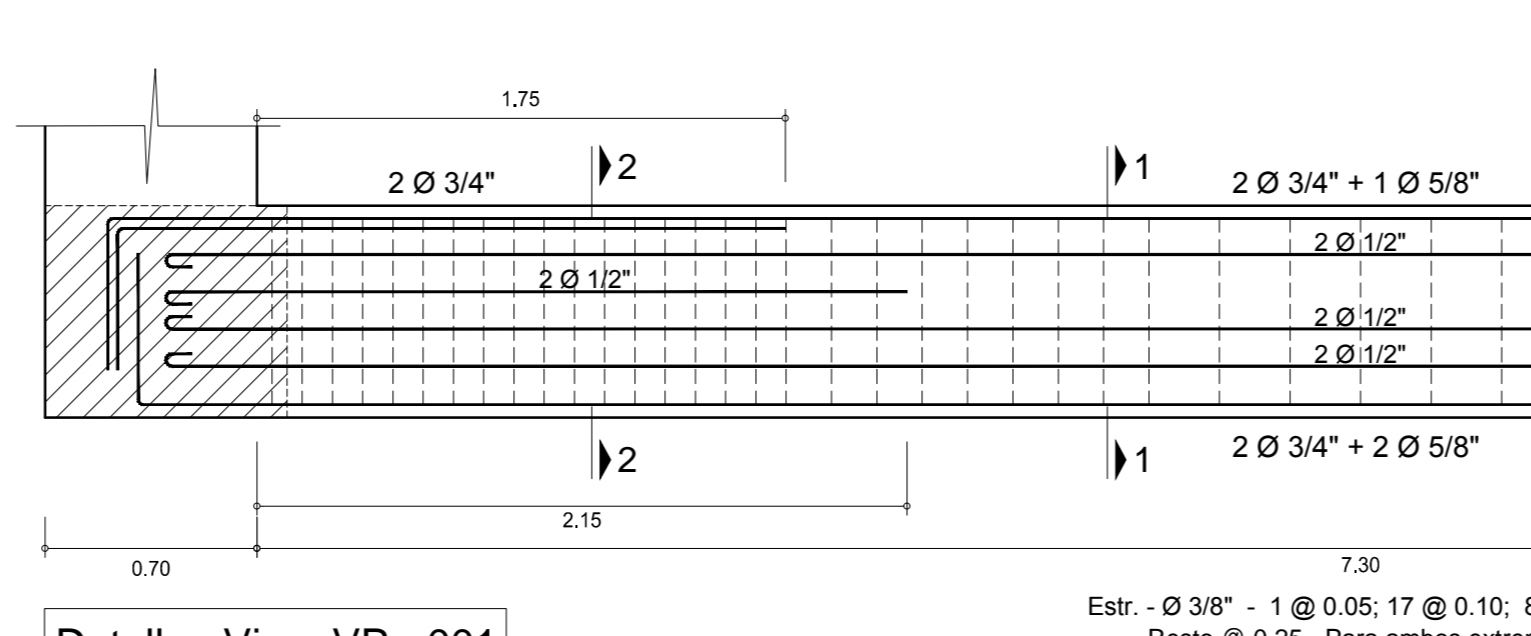
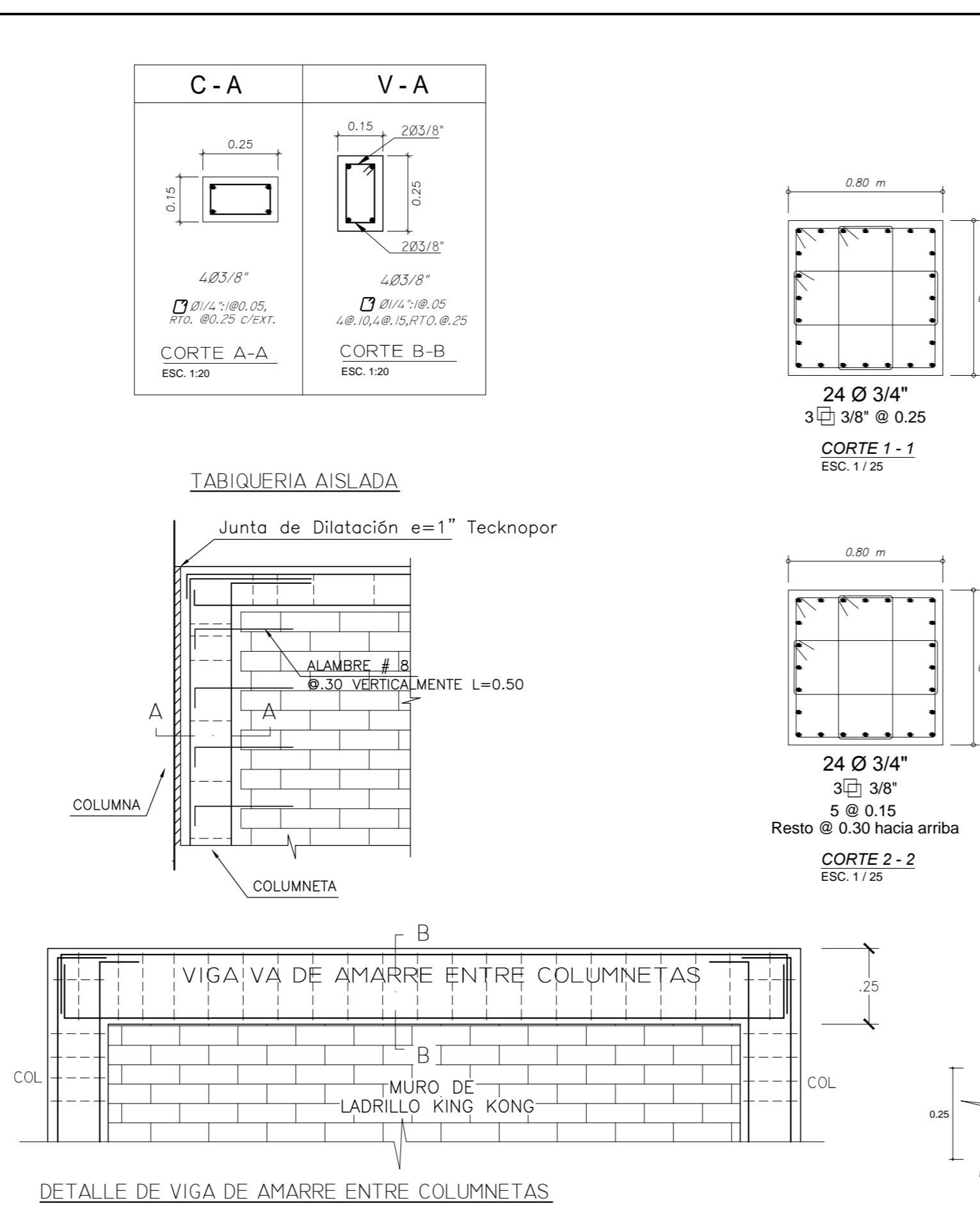
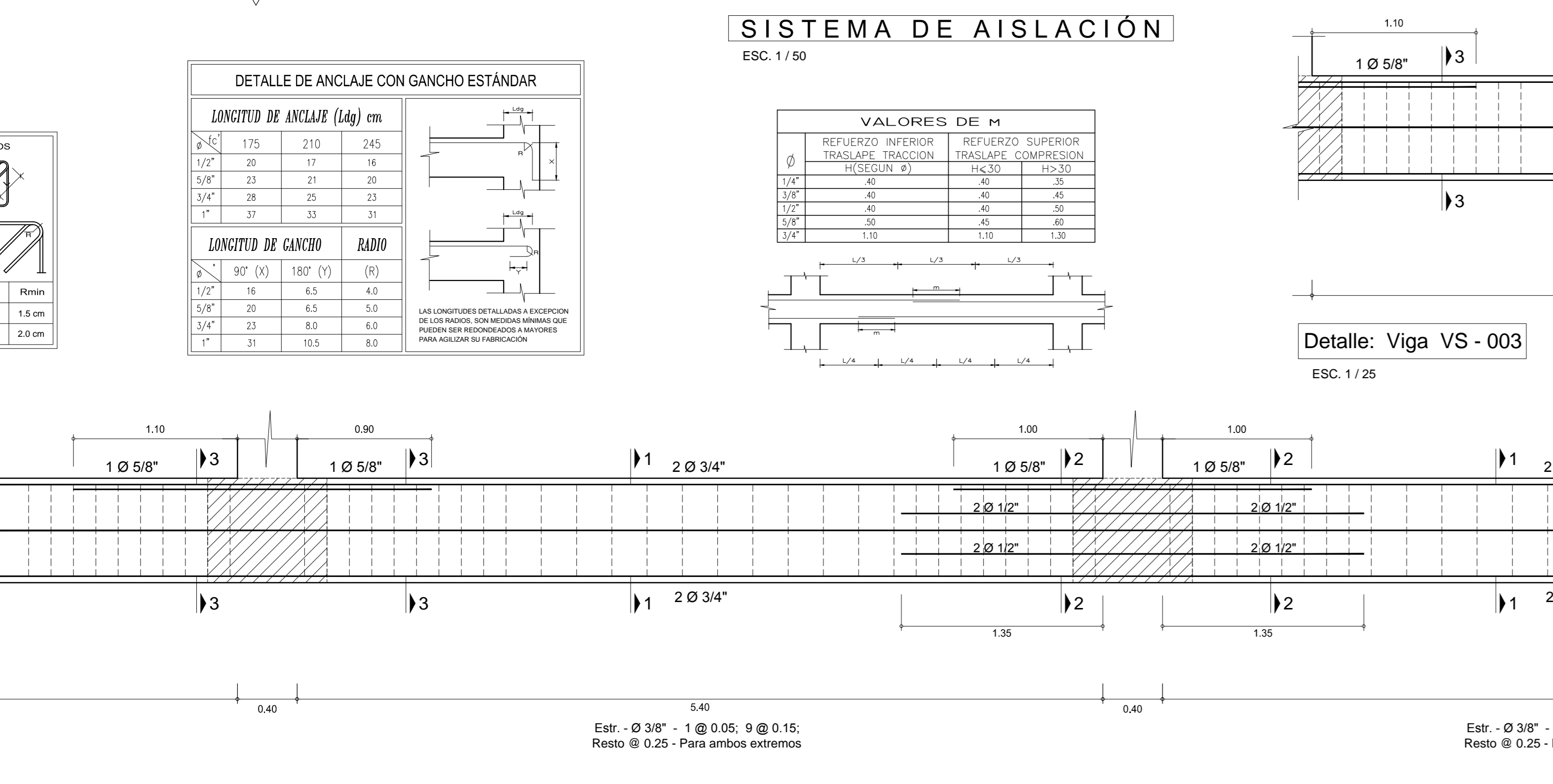
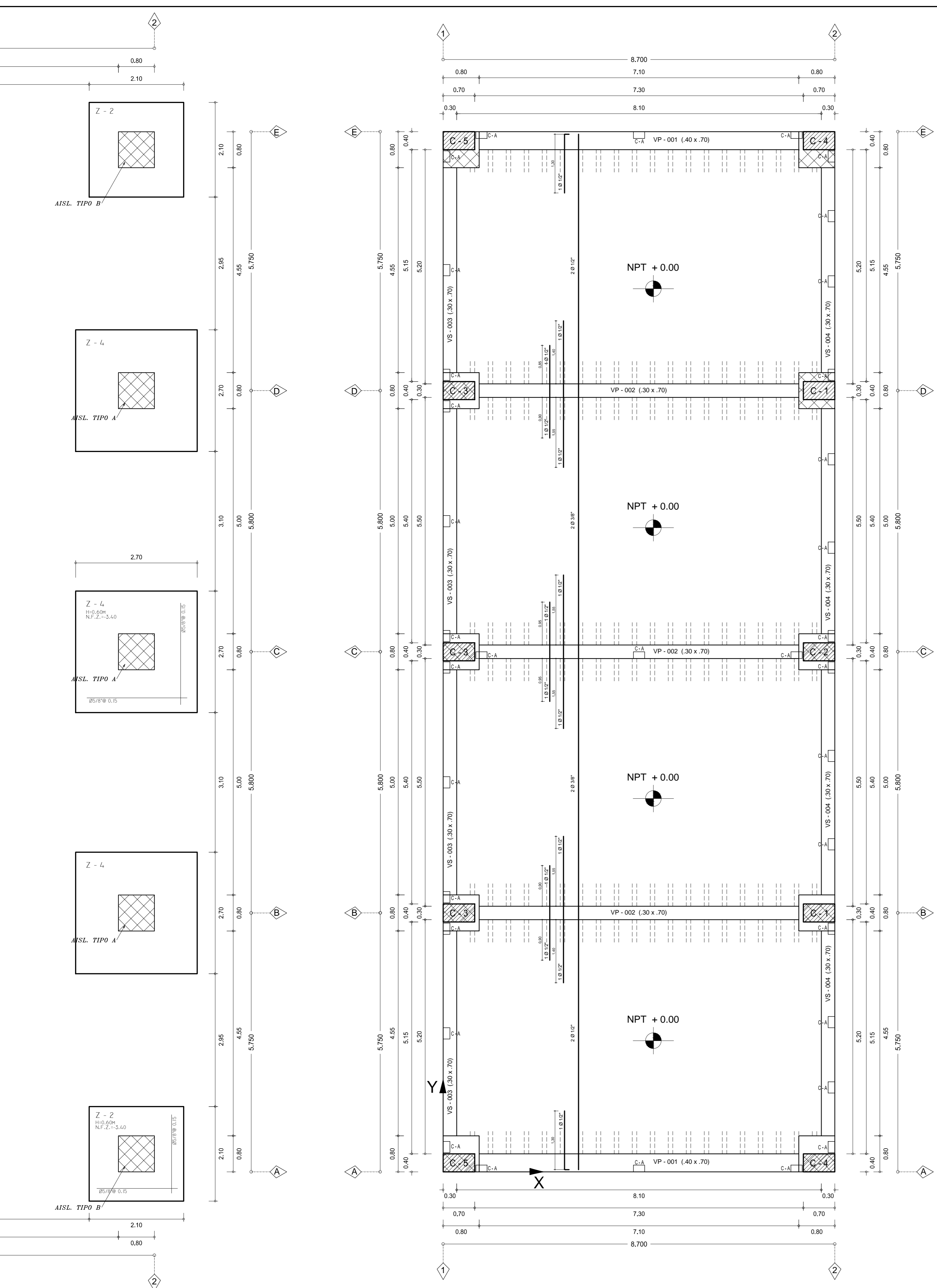


UBICACION
ESCALA : 1/200



LOCALIZACION BLOQUE 2
ESCALA : 1/1000

EDIFICIOS DE LABORATORIOS		
UBICACION		
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA Av. Universitaria S/N - Urb. Bellavista		
Dir. No. Cliente	Proy. Del Sere	Diseño: Anso
TESISTAS:		
Bach. Juan Carlos Plasencia 200613012		
Bach. Edward Cueva Bustos 200713019		
PLANO		
UBICACION		
Escala: 1/50	Fecha: Jul/15	Dibujó: J.C.P.
TEMA DE TESIS:		
"ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNSA"		
PRESENTACION	LAMINA N°	
	U-01	
	de 06	



NOTAS:

- N.P.T. = NIVEL PISO TERMINADO
- N.T.N. = NIVEL TERRENO NATURAL
- N.V.T. = NIVEL VEREDA TERMINADA
- N.F.Z. = NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
- N.F.C. = NIVEL FONDO DE CEMENTO

CUADRO DE COLUMNAS

COLUMNA	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1º PISO	1403/4"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"
2º PISO	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"
3º PISO	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- CONCRETO SIMPLE
- CONCRETO ARMADO
- ACEROS
- SOBRECARGAS
- CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO
- RECURSOS
- MUROS DE LADRILLO
- MUROS NO PORTANTES
- CONSIDERACIONES GENERALES
- MONTAJE DE LOS AISLADORES
- NOBOSAS



CUADRO DE COLUMNAS

PISO	COLUMNA	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1º PISO	1403/4"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"
2º PISO	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"
3º PISO	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"	1405/8"

DETALLE GENERAL DE COLUMNAS

EDIFICIOS DE LABORATORIOS

UBICACIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA, Av. Universidad S/N - Urb. Beltrán

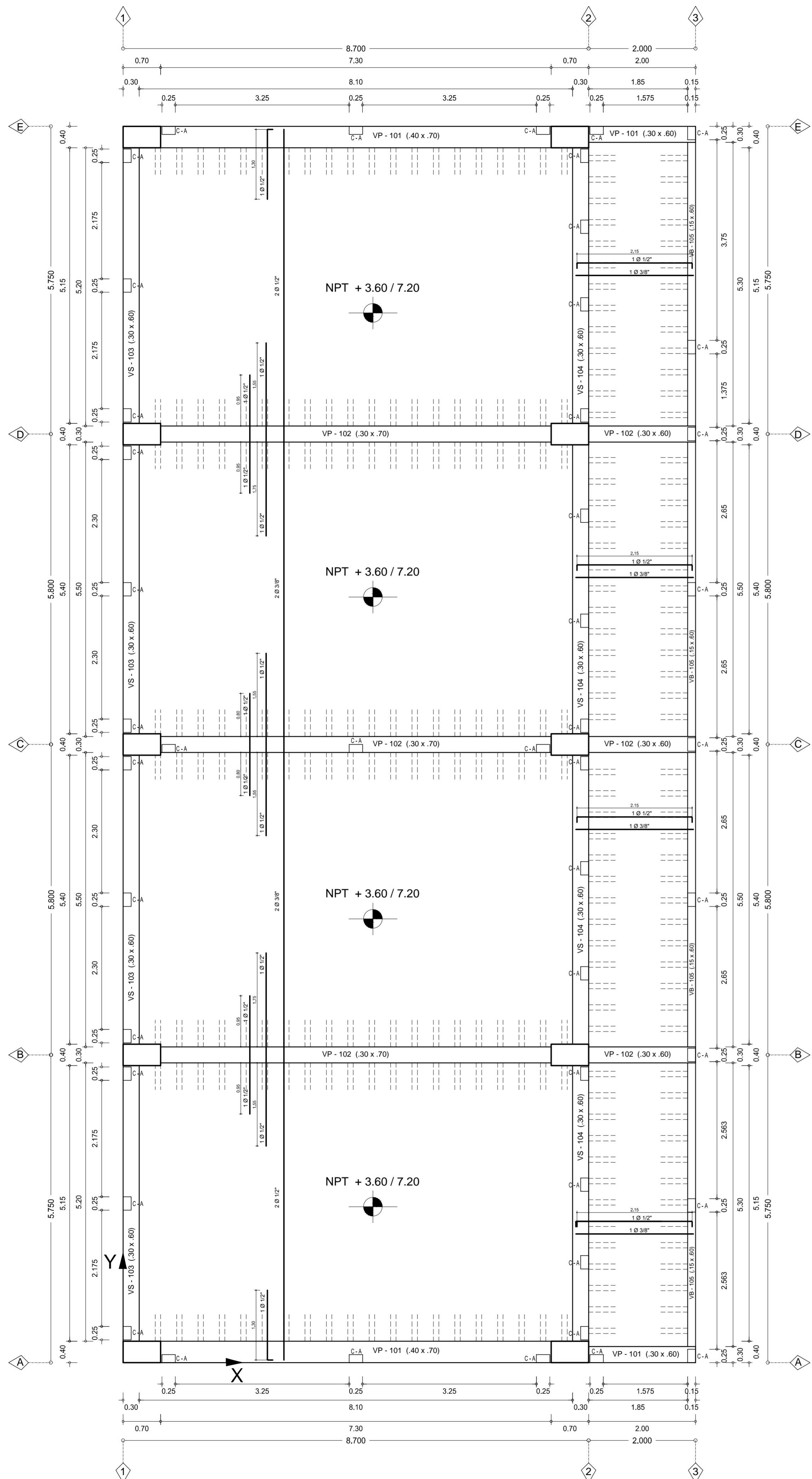
PROYECTO: ESTRUCTURAS DE CIMENTACIÓN Y SISTEMA DE AISLACIÓN

FECHA: 15/07/2015

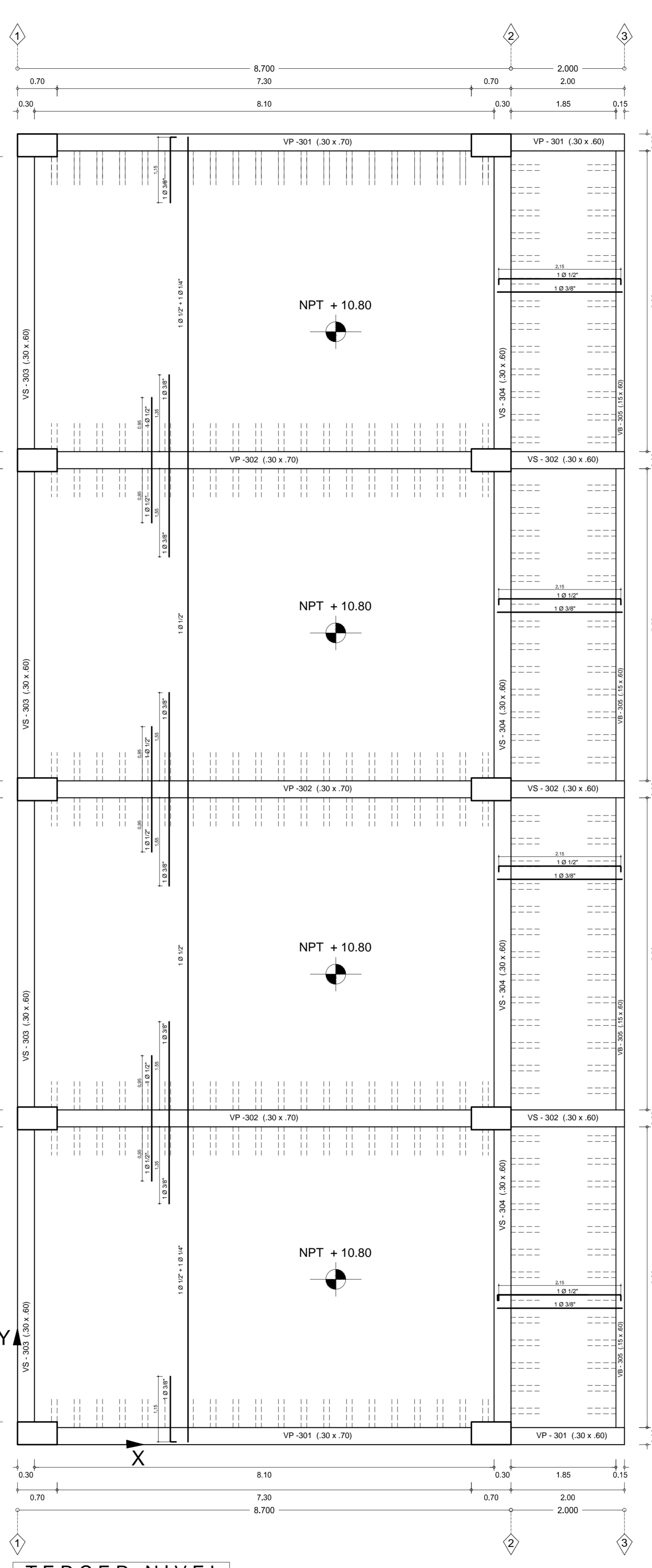
PROYECTISTA: J.C.P.

PRESENTACIÓN

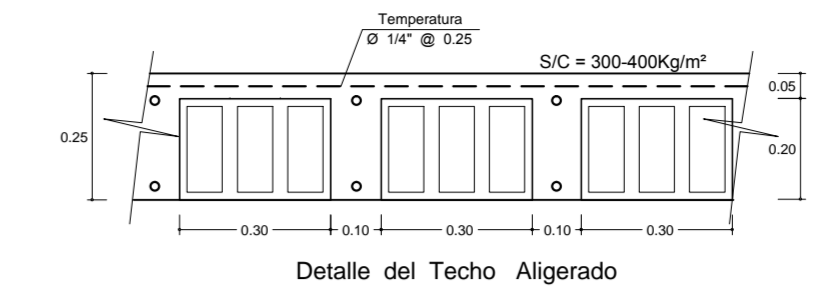
LÁMINA N° E-01



PRIMER Y SEGUNDO NIVEL
ESC. 1 / 50

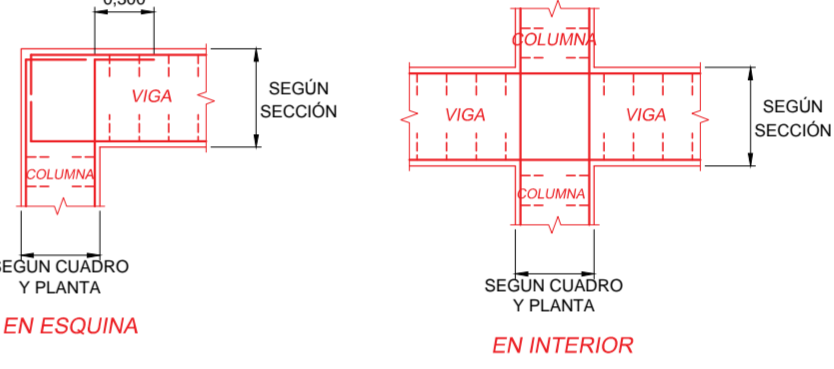
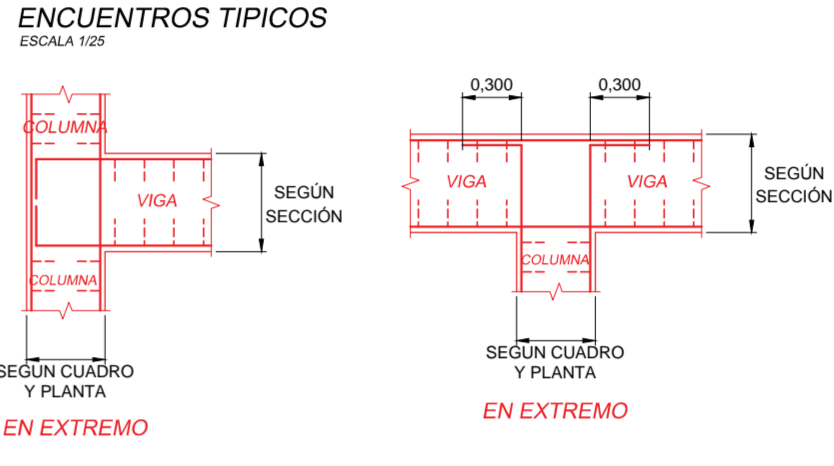
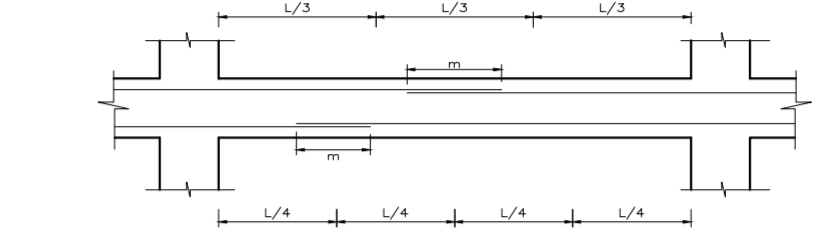


TERCER NIVEL
ESC. 1 / 50



VALORES DE M

REFUERZO INFERIOR TRASLAPADO TRACCION (SEGUN Ø)	REFUERZO SUPERIOR TRASLAPADO COMPRESION
1/2"	40
3/8"	40
1/2"	40
5/8"	45
3/4"	50

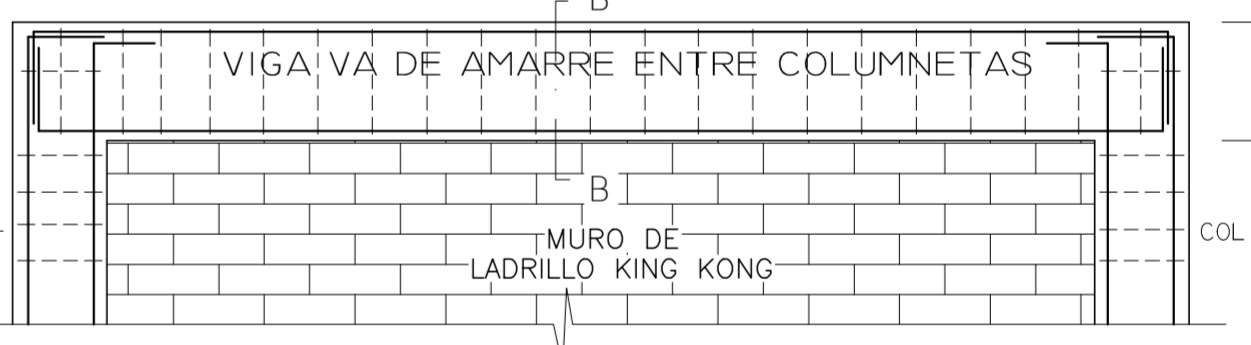


DETALLE DE ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR

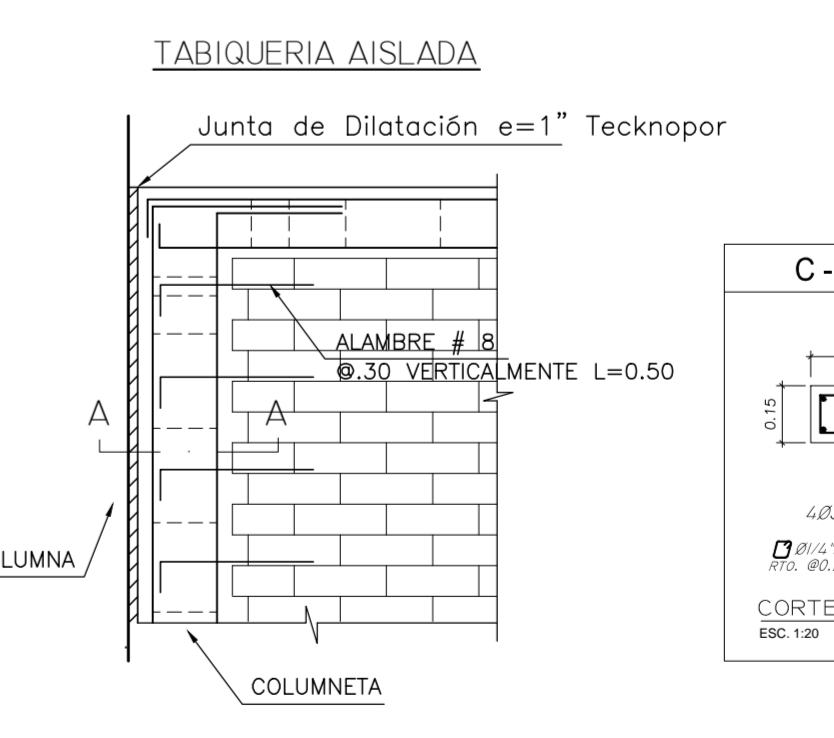
LONGITUD DE ANCLAJE (L _{dg}) cm	Ø	Ø	Ø
175	210	245	
1/2"	20	17	16
5/8"	23	21	20
3/4"	26	25	23
1"	37	33	31

LONGITUD DE GANCHO	RADIO	Ø
90° (X)	180° (Y)	(R)
1/2"	16	6.5
5/8"	20	6.5
3/4"	23	8.0
1"	31	10.5

LAS LONGITUDES METALIZADAS A DESARROLLO DE LOS RADIOS, SON MEDIDAS MÍNIMAS QUE DEBEN SER MEDICADAS A MAYORES PARA AGILIZAR SU FABRICACION.



DETALLE DE VIGA DE AMARRE ENTRE COLUMNETAS



TRASLAPES Y EMPALMES

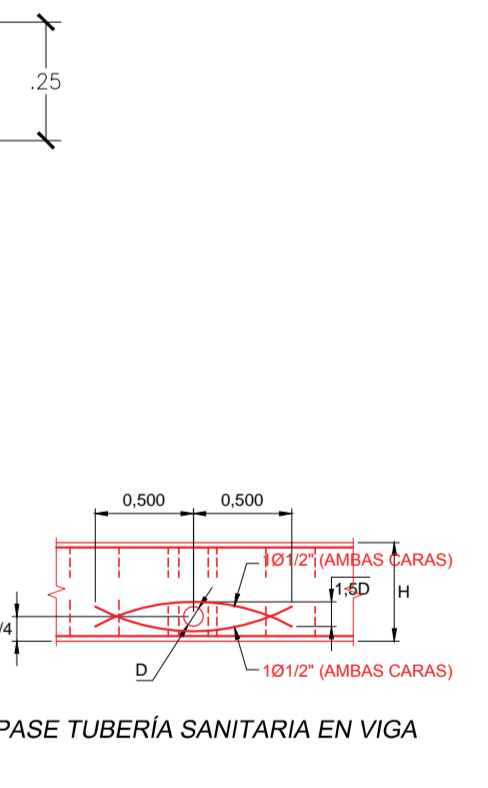
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUMNAS (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS
6 mm	30	-	-	-
3/8"	40	30	-	-
1/2"	50	40	-	-
5/8"	60	50	-	-
3/4"	70	60	-	-
1"	120	90	-	-

ESTRIBOS

Ø	L	Rmin
1/4"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	8.0 cm	2.0 cm

- ESPECIFICACIONES TECNICAS**
- 1.00 CONCRETO SIMPLE : CH. 1:12
 - 2.00 CONCRETO ARMADO : Según elementos estructurales se tiene : Zapatas y Vigas de Cimentación : f'c = 210 Kg/cm² Vigas y Columnas estructurales : f'c = 210 Kg/cm² Aligerado : f'c = 210 Kg/cm²
 - 3.00 ACERO DE REFUERZO : En todos los elementos, se empleará fierro corrugado A615 G-60 Según planos y detalles
 - 4.00 SOBRECARGAS : Losa Aligerada : 300 Kg/m² PASADIZO : 400 Kg/m² TECHO : 150 Kg/m²
 - 5.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO : H = -3.40 : 1.97 Kg/cm²
 - 6.00 RECURRIMIENTOS : Zapatas y Vigas de Cimentación : 7.5 cm. Elementos de confinamiento : 2 cm. Columnas estructurales : 4 cm. Vigas estructurales : 4 cm. Vigas de borde (Voladizo) : 2 cm. Aligerado : 2.5 cm.
 - 7.00 COLUMNAS DE LADRILLO : MURS NO PORTANTES : Los muros de ladrillo serán de tipo pandereta de arcilla, en todas las venetas. Se asentarán con mortero en proporción C/A / 1:5 con juntas de espesor 1.5 cm.
 - 8.00 CONSIDERACIONES GENERALES : El proceso constructivo se regirá según lo estipulado en el R.N.E. y/o indicaciones de Proyectista. Se respetará las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.
 - 9.00 MONTAJE DE LOS AISLADORES : El procedimiento de instalación típica de un aislador anclado en su lado superior e inferior, comprende las siguientes fases:
 - Vaciado de los pozos hasta un nivel inferior al del aislador (unos pocos centímetros), dejando las espigas de anclaje embudadas en el concreto.
 - Posicionamiento del aislador en el nivel de diseño y la nivelación de su base horizontal (atomizada).
 - Construcción de un encofrado ligeramente mayor al nivel de base del aislador, aproximadamente 1 cm más alto que su menor borde.
 - Vaciado de grouting con mortero epoxico a un espesor sugerido entre 2 y 5 cm.
 - Atomizado de las espigas superiores del aislador (si no es que ya están fijadas).
 - Colocación del encofrado superior ajustándolo fuertemente contra la placa superior del aislador.
 - Posicionar el acero de refuerzo de la superestructura seguido por el vaciado de concreto.
 - 10.00 NORMAS : DISEÑO SISMORRESISTENTE E.050 CARGAS E.020 ALBAÑILERIA E.070 CONCRETO ARMADO E.060

- CONSIDERACIONES SISMICAS**
- SISTEMA ESTRUCTURAL : DIRECCIÓN X - X : PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO DIRECCIÓN Y - Y : PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
- PARAMETROS SISMICOS : Z = 0.4 U = 1.0 Cs = 2.5 S = 1.2 R = 2 T_p = 0.6 s
- PERIODO FUNDAMENTAL : T_p = 1.926 seg. (Modo 1) T_p = 1.863 seg. (Modo 2)
- JUNTA SISMICA : s = 40 cm (Desplazamiento en el Sismo Máximo Considerado)
- DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO ENTRE PISO : dx = 1.54cm (Primer Nivel) dy = 2.42cm (Primer Nivel)
- DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN LA BASE : dx = 17.33cm dy = 16.59cm
- DESPLAZAMIENTO ULTIMO EN LA AZOTEA : dx = 20.00cm dy = 20.37cm



EDIFICIOS DE LABORATORIOS

UBICACIÓN : UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA Av. Universitaria S/N - Urb. Bellanar

TESTISTAS : Bach. Juan Carlos Plasencia 200613012 Bach. Edward Cueva Bustos 200713019

PLANO : ESTRUCTURAS LOSAS ALIGERADAS

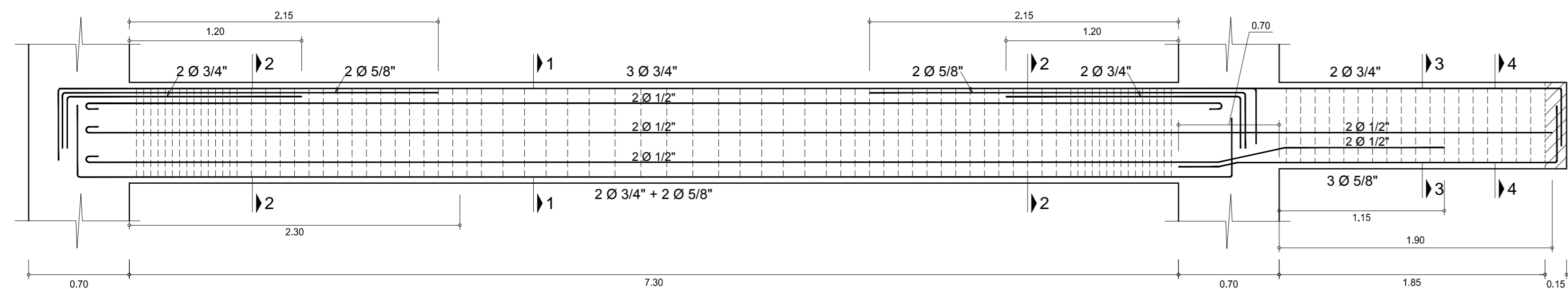
Escala : 1 / 50 Fecha : Jul 15 Dibujo : J.C.P.

ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS.

PRESENTACIÓN : LAMINA N°

E-02

de 06



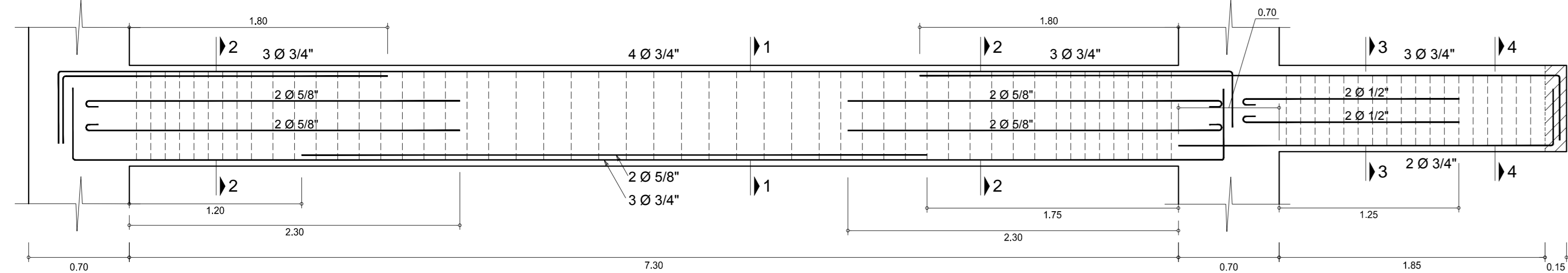
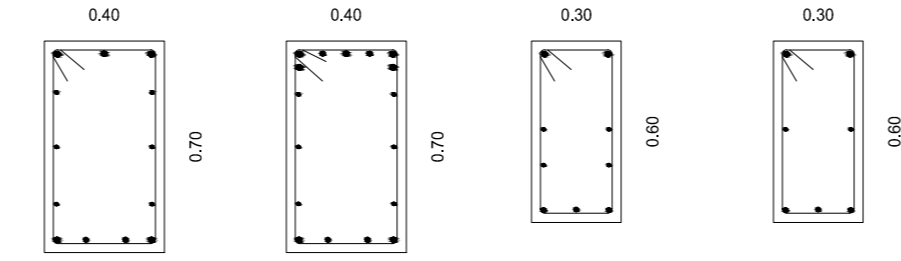
Detalle: Viga VP - 101

ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 15 @ 0.05; 17 @ 0.10; 5 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05;
Resto @ 0.10 - Hacia derecha

CORTE 1 - 1 CORTE 2 - 2 CORTE 3 - 3 CORTE 4 - 4



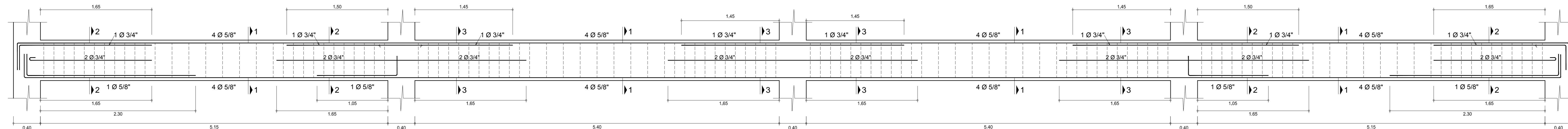
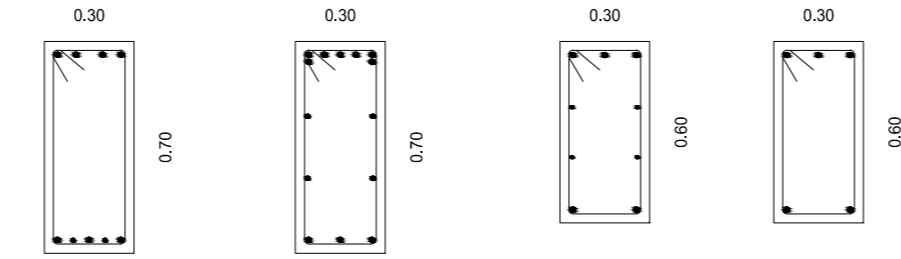
Detalle: Viga VP - 102

ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.10; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05;
Resto @ 0.10 - Hacia derecha

CORTE 1 - 1 CORTE 2 - 2 CORTE 3 - 3 CORTE 4 - 4



Detalle: Viga VS - 103

ESC. 1 / 25

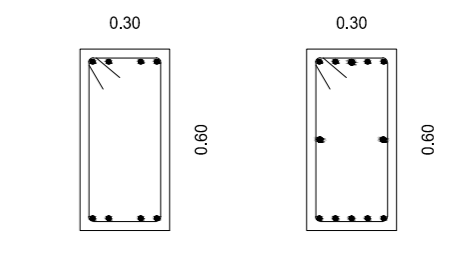
Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

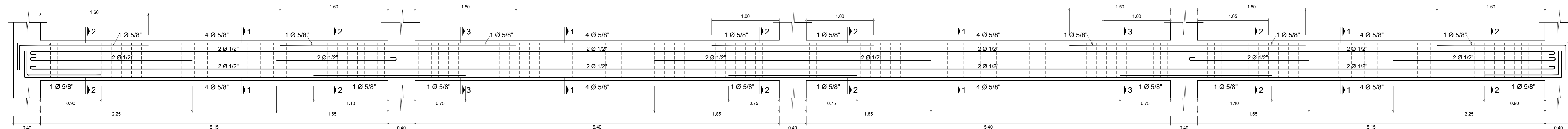
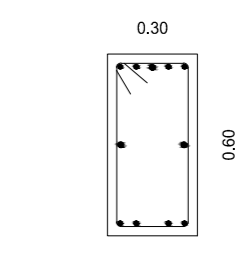
Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

CORTE 1 - 1 CORTE 2 - 2



CORTE 3 - 3



Detalle: Viga VS - 104

ESC. 1 / 25

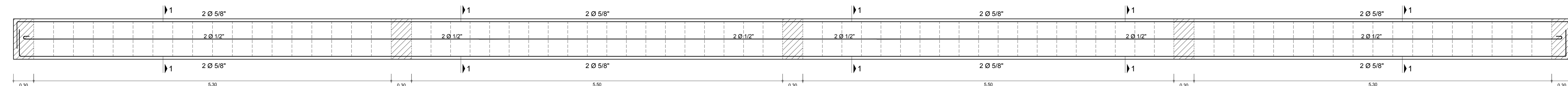
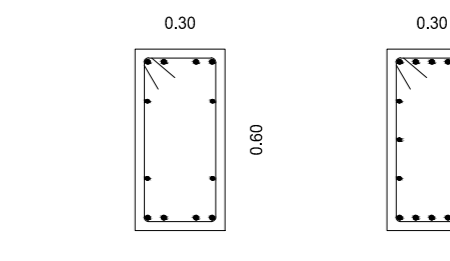
Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 3 @ 0.10; 10 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 3 @ 0.10; 10 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

CORTE 1 - 1 CORTE 2 - 2 CORTE 3 - 3



Detalle: Viga VB - 105

ESC. 1 / 25

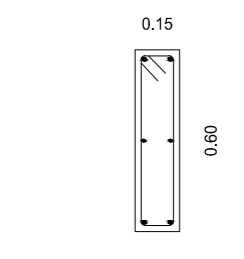
Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

CORTE 1 - 1



TRASLAPES Y EMPALMES			
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUMNAS (cm)	LOSAS Y VIGAS
6 mm	30	-	-
3/8"	40	30	-
1/2"	50	40	-
5/8"	60	50	-
3/4"	70	60	-
1"	120	90	-

DETALLE DE ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR

LONGITUD DE ANCLAJE (L _{dg}) cm		
Ø	90° (X)	180° (Y) (R)
1/2"	175	210
5/8"	20	17
3/4"	23	21
1"	28	25
1 1/4"	37	33

LONGITUD DE GANCHO		RADIO	
Ø	90° (X)	180° (Y)	(R)
1/2"	16	6.5	4.0
5/8"	20	6.5	5.0
3/4"	23	8.0	6.0
1"	31	10.5	8.0

CONSIDERACIONES SISMICAS

SISTEMA ESTRUCTURAL: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
DIRECCIÓN X-X: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
DIRECCIÓN Y-Y: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PARAMETROS SISMICOS:
Z=0.4 U=1.0 Cs=2.5 S=1.2 R=2 Tp=0.6 s

PERIODO FUNDAMENTAL:
Ty=1.926 seg. (Modo 1)
Tx=1.863 seg. (Modo 2)

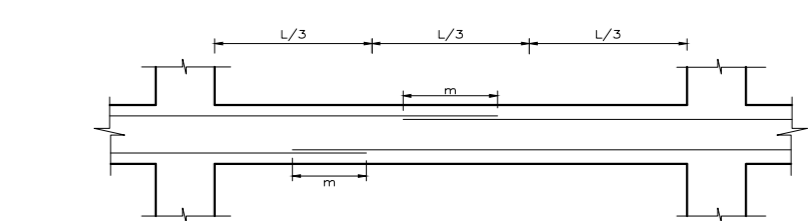
JUNTA SISMICA:
s=40 cm (Desplazamiento en el Sismo Máximo Considerado)

DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO ENTREPISO:
d_{mx}=1.54cm (Primer Nivel) d_{my}=2.42cm (Primer Nivel)

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN LA BASE:
d_{bx}=17.33cm d_{by}=16.59cm

DESPLAZAMIENTO ULTIMO EN LA AZOTEA:
d_{ux}=20.00cm d_{uy}=20.37cm

VALORES DE M			
Ø	REFUERZO INFERIOR TRASLAPES TRACCIÓN (MCM/CM Ø)	REFUERZO SUPERIOR TRASLAPES COMPRESIÓN (MCM/CM Ø)	Ø
1/2"	40	40	35
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	55
5/8"	50	45	60
3/4"	110	110	130



ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO SIMPLE
Solado : CH. 1:12

2.00 CONCRETO ARMADO
Según elementos estructurales se tiene:
Zapatas : Fc=210 Kg/cm²
Vigas de Conexion : Fc=210 Kg/cm²
Vigas y Columnas estructurales : Fc=210 Kg/cm²
Aligerado : Fc=210 Kg/cm²

3.00 ACERO DE REFUERZO
En todos los elementos, se empleará fierro corrugado A615 G-90 Según planos y detalles

4.00 SOBRECARGAS
Losa Aligerada : 300 Kg/m² TECHO : 150 Kg/m²
Pasadizo : 400 Kg/m²

5.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO
H= -3.40 : 1.97 Kg/cm²

6.00 RECUBRIMIENTOS:
Zapatas y Vigas de Cimentacion : 7.5 cm.
Elementos de confinamiento : 2 cm.
Columnas estructurales : 4 cm.
Vigas estructurales : 4 cm.
Vigas de borde (Voladizo) : 2 cm.
Aligerado : 2.5 cm.

7.00 MUROS DE LADRILLO
MUROS NO PORTANTES
Los muros de ladrillo serán de tipo pandereta de arcilla, en todas las ventanillas.
Se asentarán con mortero en proporción C/A / 1:5 con juntas de espesor 1.5 cm.

8.00 CONSIDERACIONES GENERALES
El proceso constructivo se regirá según lo estipulado en el R.N.E. y/o indicaciones de Proyectista. Se respetará las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.

9.00 MONTAJE DE LOS AISLADORES
El procedimiento de instalación típica de un aislador anclado en su lado superior e inferior, comprende las siguientes fases:
• Vaciado de los podios hasta un nivel inferior al del aislador (unos pocos centímetros), dejando las espigas de anclaje embebidas en el concreto.
• Posicionamiento del aislador en el nivel de diseño y la nivelación de su base horizontal (atomillado).
• Construcción de un encofrado ligeramente mayor al nivel de base del aislador, aproximadamente 1 cm más alto que su menor borde.
• Vaciado de grouting con mortero epoxico a un espesor sugerido entre 2 y 5 cm;
• Atomillado de las espigas superiores del aislador (si no es que ya están fijadas);
• Colocación del encofrado superior ajustado fuertemente contra la placa superior del aislador;
• Posicionar el acero de refuerzo de la superestructura seguido por el vaciado de concreto.

10.00 NORMAS
DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030
CARGAS E.020
ALBAÑILERIA E.070
CONCRETO ARMADO E.060

EDIFICIOS DE LABORATORIOS

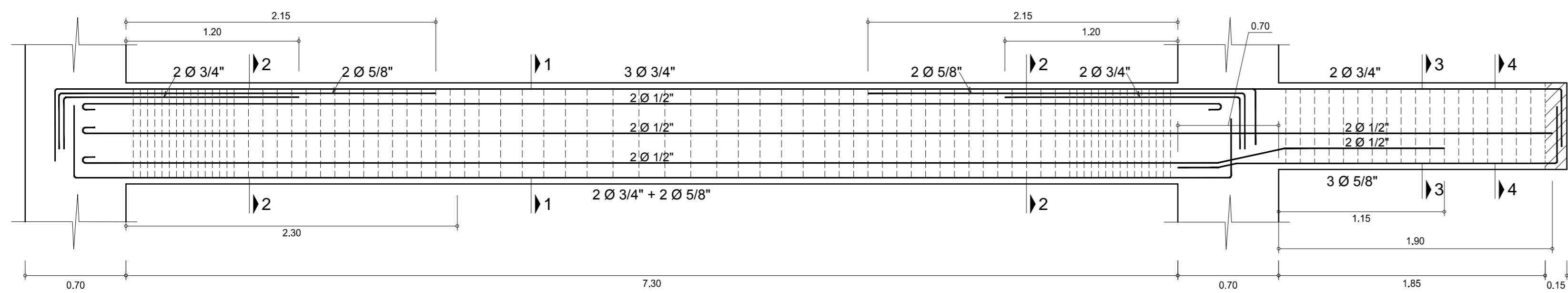
UBICACION
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
Av. Universidad S.N. - Urb. Bellanar

TESISTAS:
Bach. Juan Carlos Plasencia 200613012
Bach. Edward Cueva Bustos 200713019

PLANO
ESTRUCTURAS
VIGAS DE PRIMER PISO
Escala: 1 / 25 | Fecha: Jul 15 | Dibujo: J.C.P.

TEMA DE TESIS:
ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS

PRESENTACIÓN LAMINA N°
E-03
de 06

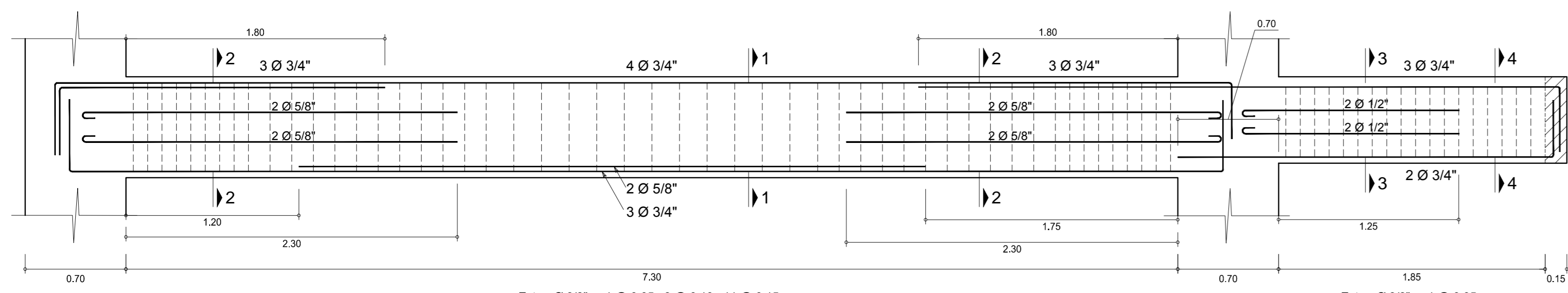


Detalle: Viga VP - 201

ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 15 @ 0.05; 17 @ 0.10; 5 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05;
Resto @ 0.10 - Hacia derecha

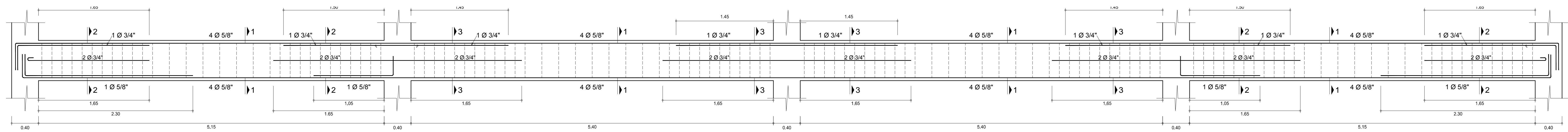


Detalle: Viga VP - 202

ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.10; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05;
Resto @ 0.10 - Hacia derecha



Detalle: Viga VS - 203

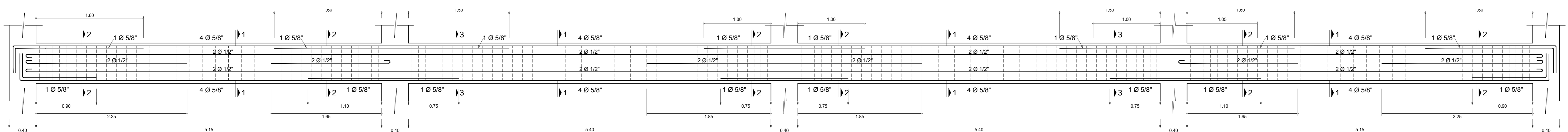
ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 11 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos



Detalle: Viga VS - 204

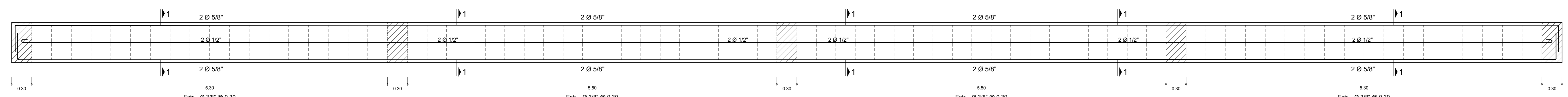
ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 3 @ 0.10; 10 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 3 @ 0.10; 10 @ 0.15;
Resto @ 0.25 - Para ambos extremos

Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 7 @ 0.15;
Resto @ 0.20 - Para ambos extremos



Detalle: Viga VB - 205

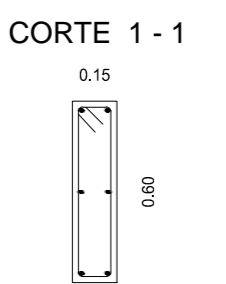
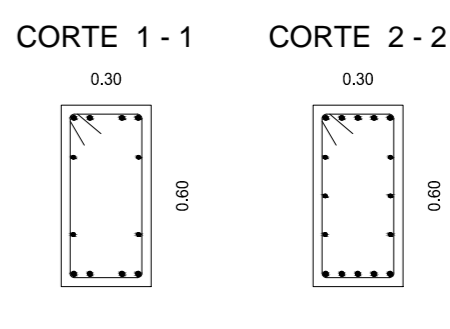
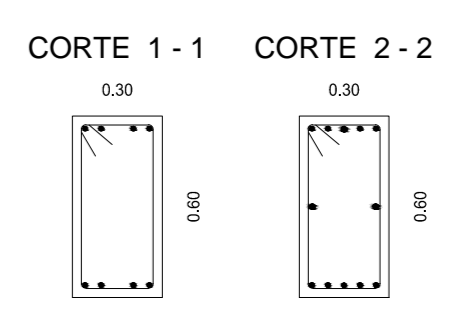
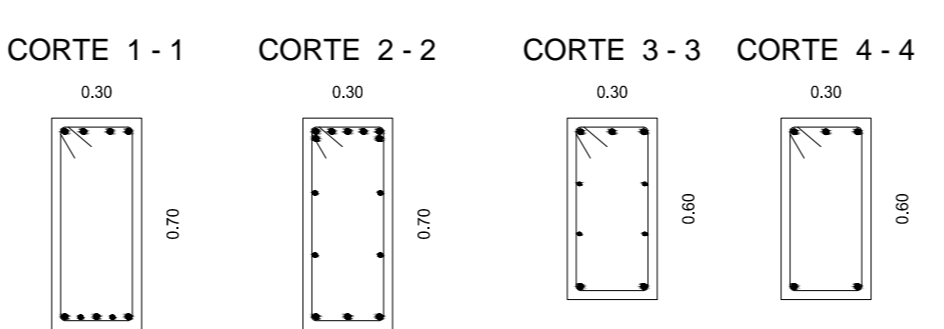
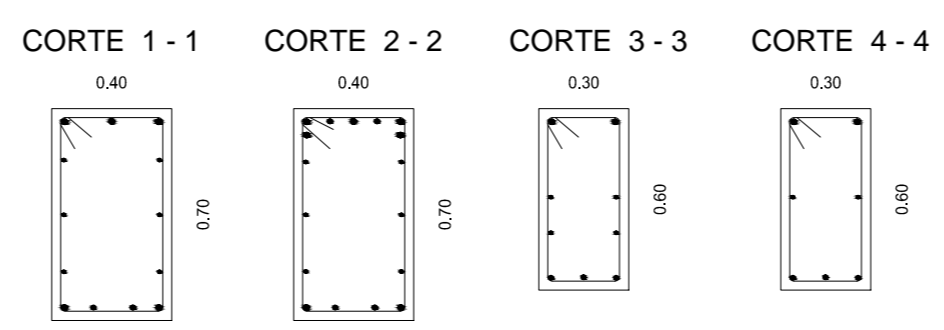
ESC. 1 / 25

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

Estr. - Ø 3/8" @ 0.30

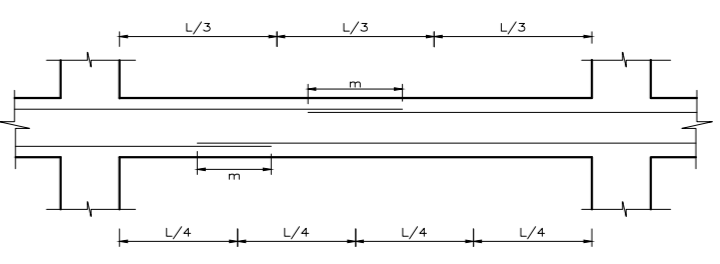


LOSAS Y EMPALMES			ESTRIBOS			
LOSAS VIGAS (cm)	COLUMNAS (cm)	LOSAS Y VIGAS	COLUMNAS	Ø	L	Rmin
6 mm	-			3/8"	7.5 cm	1.5 cm
3/8"	40	30		3/8"	8.0 cm	2.0 cm
1/2"	50	40				
5/8"	60	50				
3/4"	70	60				
1"	120	90				

DETALLE DE ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR		
LONGITUD DE ANCLAJE (L _{aj}) cm		
1/2"	175	210
5/8"	23	21
3/4"	28	25
1"	37	33

LONGITUD DE GANCHO (R)		
90° (X)	180° (Y)	RADIO
1/2"	16	6.5
5/8"	20	6.5
3/4"	23	8.0
1"	31	10.5

VALORES DE H		
Ø	REFUERZO INFERIOR TRASLAP. TRACCION	REFUERZO SUPERIOR TRASLAP. COMPRESION
1/2"	40	30
3/8"	40	45
1/2"	40	50
5/8"	50	45
3/4"	50	50



CONSIDERACIONES SISMICAS

SISTEMA ESTRUCTURAL:
DIRECCION X-X: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
DIRECCION Y-Y: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PARAMETROS SISMICOS:
Z=0.4 U=1.0 Cs=2.5 S=1.2 R=2 Tp=0.6 s

PERIODO FUNDAMENTAL:
Ty= 1.926 seg. (Modo 1)
Tx= 1.863 seg. (Modo 2)

JUNTA SISMICA:
s= 40 cm (Desplazamiento en el Sismo Máximo Considerado)

DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO ENTREPISO:
d_{ux}= 1.54cm (Primer Nivel) d_{uy}= 2.42cm (Primer Nivel)

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN LA BASE:
d_{bx}= 17.33cm d_{by}= 16.59cm

DESPLAZAMIENTO ULTIMO EN LA AZOTEA:
d_{ux}= 20.00cm d_{uy}= 20.37cm

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO SIMPLE
Solado : CH. 1-12

2.00 CONCRETO ARMADO
Según elementos estructurales se tiene:

Zapatas : f_c=210 Kg/cm²
Vigas de Conexión : f_c=210 Kg/cm²
Vigas y Columnas estructurales : f_c=210 Kg/cm²
Aligerado : f_c=210 Kg/cm²

3.00 ACERO DE REFUERZO
En todos los elementos, se empleará fierro corrugado A615 G-60 Según planos y detalles

4.00 SOBRECARGAS
Losa Aligerada : 300 Kg/m² TECHO : 150 Kg/m²
Pasadizo : 400 Kg/m²

5.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO
H= -3.40 m : 1.97 Kg/cm²

6.00 RECUBRIMIENTOS:
Zapatas y Vigas de Cementación : 7.5 cm.
Elementos de confinamiento : 2 cm.
Columnas estructurales : 4 cm.
Vigas estructurales : 4 cm.
Vigas de borde (Voladizo) : 2 cm.
Aligerado : 2.5 cm.

7.00 MUROS DE LADRILLO
MUROS NO PORTANTES
Los muros de ladrillo serán de tipo pandereta de arcilla, en todas las ventanillas.
Se asentarán con mortero en proporción C/A / 1.5 con juntas de espesor 1.5 cm.

8.00 CONSIDERACIONES GENERALES:
El proceso constructivo se regirá según lo estipulado en el R.N.E. y/o Indicadores de Proyectista. Se respetará las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.

9.00 MONTAJE DE LOS AISLADORES:
El procedimiento de instalación típica de un aislador anclado en su lado superior e inferior, comprende las siguientes fases:
• Vaciado de los podios hasta un nivel inferior al de el aislador (unos pocos centímetros), dejando las espigas de anclaje embudadas en el concreto.
• Posicionamiento del aislador en el nivel de diseño y la nivelación de su base horizontal (atomillado).
• Construcción de un encofrado ligeramente mayor al nivel de base del aislador, aproximadamente 1 cm más alto que su menor borde.
• Vaciado de grouting con mortero epoxico a un espesor sugerido entre 2 y 5 cm;
• Atomillado de las espigas superiores del aislador (si no es que ya están fijadas).
• Colocación del encofrado superior ajustandolo fuertemente contra la placa superior del aislador;
• Posicionar el acero de refuerzo de la superestructura seguido por el vaciado de concreto.

10.00 NORMAS
DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030
CARGAS E.020
ALBAÑILERIA E.070
CONCRETO ARMADO E.060

EDIFICIOS DE LABORATORIOS

UBICACIÓN:
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
Av. Universidad S.N. - Urb. Bellmar

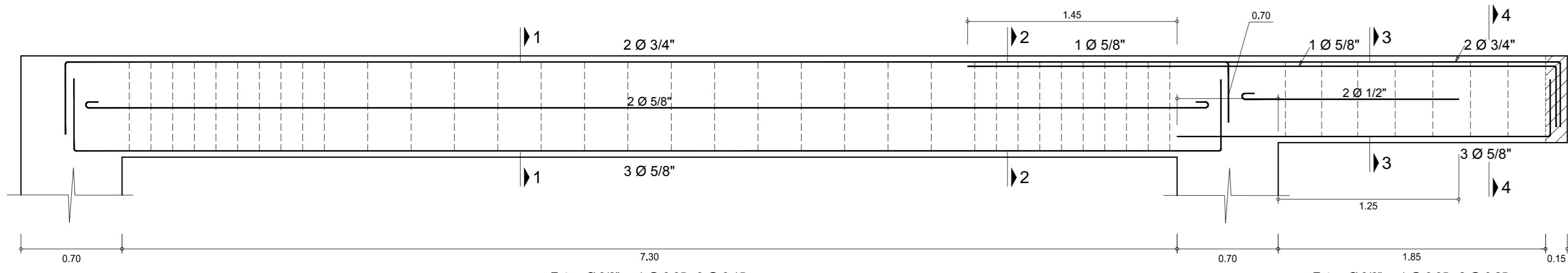
TESISTAS:
Bach. Juan Carlos Plasencia 200613012
Bach. Edward Cueva Bustos 200713019

PLANO
ESTRUCTURAS
VIGAS DE SEGUNDO PISO

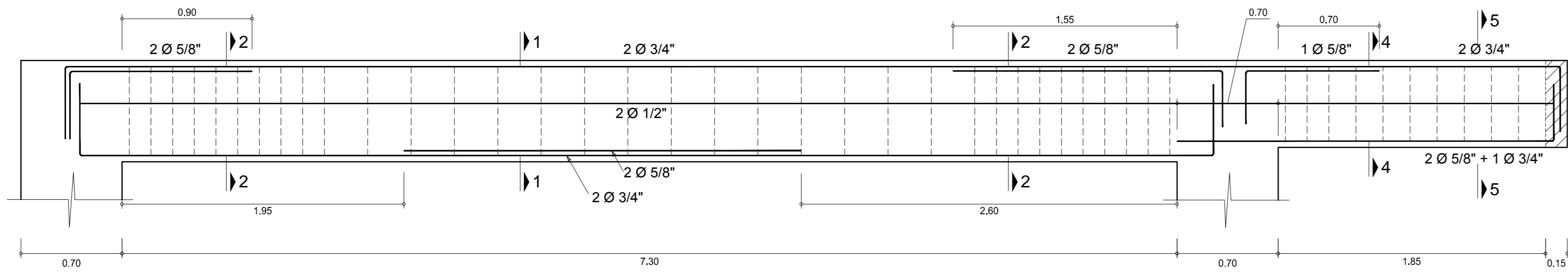
Escala: 1 : 50 | Fecha: Jul 15 | Dibujo: J.C.P.

TEMA DE TESIS:
ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA OMIENIACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS.

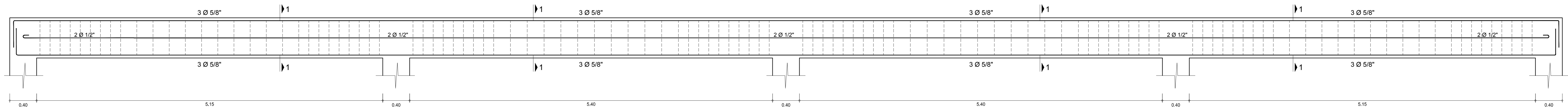
PRESENTACIÓN: LAMINA N° **E-04** de 06



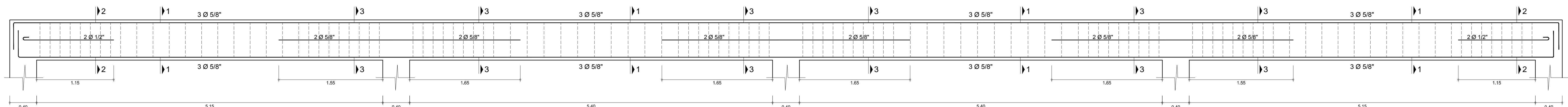
Detalle: Viga VP - 301
 ESC. 1 / 25
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15;
 Resto @ 0.30 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 2 @ 0.25;
 Resto @ 0.30 - Hacia derecha



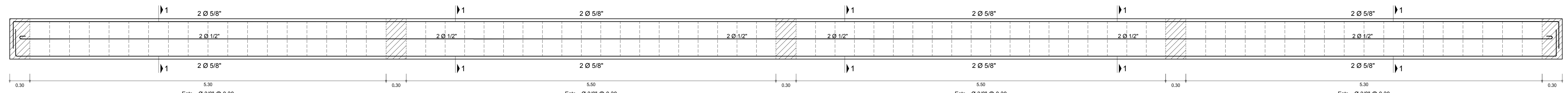
Detalle: Viga VP - 302
 ESC. 1 / 25
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15;
 Resto @ 0.30 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 2 @ 0.15;
 Resto @ 0.20 - Hacia derecha



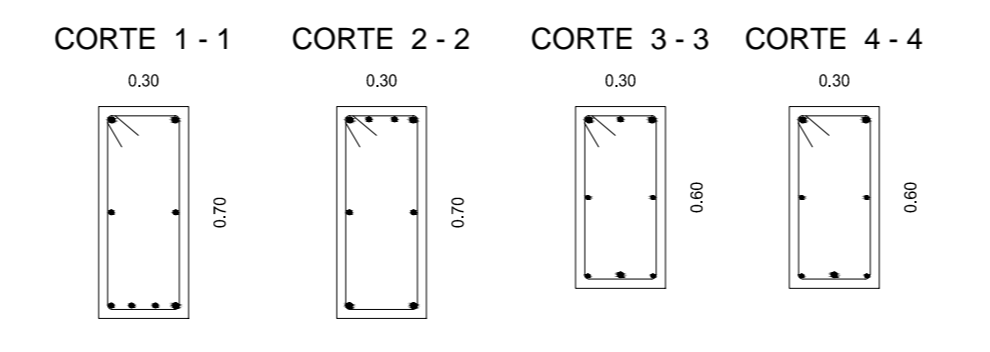
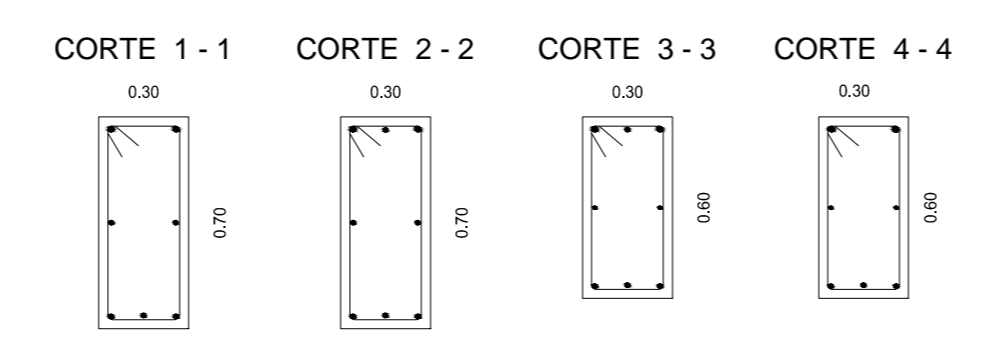
Detalle: Viga VS - 303
 ESC. 1 / 25
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos



Detalle: Viga VS - 304
 ESC. 1 / 25
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 8 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos
 Estr. - Ø 3/8" - 1 @ 0.05; 9 @ 0.15;
 Resto @ 0.25 - Para ambos extremos



Detalle: Viga VB - 305
 ESC. 1 / 25
 Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
 Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
 Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
 Estr. - Ø 3/8" @ 0.30
 Estr. - Ø 3/8" @ 0.30



TRASLAPES Y EMPALMES			
Ø	LOSAS VIGAS (cm)	COLUMNAS (cm)	
6 mm	30	-	
3/8"	40	30	
1/2"	50	40	
5/8"	60	50	
3/4"	70	60	
1"	120	90	

DETALLE DE ANCLAJE CON GANCHO ESTÁNDAR			
LONGITUD DE ANCLAJE (L _{da}) cm			
Ø	90° (X)	180° (Y)	(R)
3/8"	175	210	245
1/2"	20	17	16
5/8"	23	21	20
3/4"	28	25	23
1"	37	33	31

CONSIDERACIONES SISMICAS

SISTEMA ESTRUCTURAL:
 DIRECCION X-X: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO
 DIRECCION Y-Y: PÓRTICOS DE CONCRETO ARMADO

PARAMETROS SISMICOS:
 Z= 0.4 U= 1.0 Cs= 2.5 S= 1.2 R= 2 Tp= 0.6 s

PERIODO FUNDAMENTAL:
 Ty= 1.926 seg. (Modo 1)
 Tx= 1.863 seg. (Modo 2)

JUNTA SISMICA:
 s= 40 cm (Desplazamiento en el Sismo Máximo Considerado)

DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO ENTREPISO:
 dx= 1.54cm (Primer Nivel) dy= 2.42cm (Primer Nivel)

DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO EN LA BASE:
 dx= 17.33cm dy= 16.59cm

DESPLAZAMIENTO ULTIMO EN LA AZOTEA:
 dux= 20.00cm duy= 20.37cm

VALORES DE M			
Ø	REFUERZO INFERIOR TRASLAPES TRACCION	REFUERZO SUPERIOR TRASLAPES COMPRESION	
1/2"	40	40	35
3/8"	40	40	45
1/2"	40	40	50
5/8"	50	45	60
3/4"	1.10	1.10	1.30

ESPECIFICACIONES TECNICAS

1.00 CONCRETO SIMPLE
 Solido : C/H, 1:1:2

2.00 CONCRETO ARMADO
 Según elementos estructurales se tiene:
 Zapatas : Fc= 210 Kg/cm²
 Vigas de Conexion : Fc= 210 Kg/cm²
 Vigas y Columnas estructurales : Fc= 210 Kg/cm²
 Aligerado : Fc= 210 Kg/cm²

3.00 ACERO DE REFUERZO
 En todos los elementos, se empleará fierro corrugado A615 G-60 Según planos y detalles

4.00 SOBRECARGAS
 Losa Aligerada : 300 Kg/m² TECHO : 150 Kg/m²
 Pasadizo : 400 Kg/m²

5.00 CAPACIDAD PORTANTE DEL TERRENO
 H= -3.40 q_u : 1.97 Kg/cm²

6.00 RECURRIMIENTOS:
 Zapatas y Vigas de Cimentacion : 7.5 cm.
 Elementos de confinamiento : 2 cm.
 Columnas estructurales : 4 cm.
 Vigas estructurales : 4 cm.
 Vigas de borde (Voladizo) : 2 cm.
 Aligerado : 2.5 cm.

7.00 MUROS DE LADRILLO
MUROS NO PORTANTES
 Los muros de ladrillo serán de tipo pandereta de arcilla, en todas las ventanas.
 Se asentarán con mortero en proporción C/A : 1/5 con juntas de espesor 1.5 cm.

8.00 CONSIDERACIONES GENERALES
 El proceso constructivo se registrará según lo estipulado en el R.N.E. y/o indicaciones de Proyectista. Se respetará las notas adjuntas en los planos y a falta de detalles se consultará al Proyectista.

9.00 MONTAJE DE LOS AISLADORES
 El procedimiento de instalación típica de un aislador anclado en su lado superior e inferior, comprende las siguientes fases:
 • Vaciado de los pedos hasta un nivel inferior al de el aislador (unos pocos centímetros), dejando las espigas de anclaje embebidas en el concreto.
 • Posicionamiento del aislador en el nivel de diseño y la nivelación de su base horizontal (atomillado).
 • Construcción de un encofrado ligeramente mayor al nivel de base del aislador, aproximadamente 1 cm más alto que su menor borde.
 • Vaciado de grouting con mortero epoxico a un espesor sugerido entre 2 y 5 cm.
 • Atomillado de las espigas superiores del aislador (si no es que ya están fijadas).
 • Colocación del encofrado superior ajustandolo fuertemente contra la placa superior del aislador.
 • Posicionar el acero de refuerzo de la superestructura seguido por el vaciado de concreto.

10.00 NORMAS
 DISEÑO SISMORRESISTENTE E.030
 CARGAS E.020
 ALBANILERIA E.070
 CONCRETO ARMADO E.060

EDIFICIOS DE LABORATORIOS

UBICACIÓN
 UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SANTA
 Av. Universitaria S.N. - Urb. Bellmar

TESTISTAS:
 Bach. Juan Carlos Plasencia 200613012
 Bach. Edward Cueva Bustos 200713019

PLANO
ESTRUCTURAS
 VIGAS DE TERCER PISO

Escala: 1 : 50 | Fecha: Jul 15 | Dibujo: J.C.P.

TEMA DE TESIS:
 "ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO TENIENDO EN CUENTA CIMENTACIÓN CONVENCIONAL Y AISLADORES SÍSMICOS APLICADO AL EDIFICIO DE LABORATORIOS ESPECIALIZADOS DE LA ESCUELA DE INGENIERÍA EN ENERGÍA DE LA UNS"

PRESENTACIÓN LAMINA N°
E-05
 de 06