

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**IMPLEMENTACIÓN DE AISLADORES SÍSMICOS
EN UN EDIFICIO DE VIVIENDAS EN LIMA, PERÚ**

Tesis para optar por el título de **Ingeniero Civil** que presenta el bachiller:

Michael Leyton Bradley

Asesor: Ing. Marcos Tinman Behar

Lima, Abril del 2017

Agradecimientos a:

Mi padre y a mi madre, porque ni un solo paso hasta esta meta habría sido posible sin su ayuda.

Marcos Tinman, por el invaluable tiempo y experiencia compartida en la asesoría.

Eduardo Cabrejos, por la orientación profesional en mi primera participación en proyectos de infraestructura.

Alejandro Sanchez, por la colaboración incondicional en mi persecución de nuevos retos.



RESUMEN

En la actualidad, los sistemas de protección sísmica representan una opción viable para la prevención de desastres naturales como lo es un evento telúrico. Nuestro país se encuentra en la zona del cinturón de fuego del pacífico, por lo tanto no se debe hacer caso omiso al peligro que un sismo supone. En atención a ello, se presenta el siguiente estudio que intentará explicar, a grandes rasgos, una tecnología de protección sísmica: la implementación de aisladores en un edificio de viviendas.

Es recurrente que el público en general, e inclusive ingenieros civiles, tengan interrogantes sobre el comportamiento, tipos, eficiencia y conveniencia de los distintos tipos de aisladores sísmicos. Por tal motivo, este estudio fue estructurado para describir la tecnología desde los principios básicos y la filosofía del diseño, hasta los mecanismos de protección y propiedades dinámicas de cada uno de los dispositivos. La información técnica mostrada corresponde a estándares internacionales, normativa local y prácticas comunes de la ingeniería estructural y construcción.

Complementario a la información teórica, se plantea una comparación entre la propuesta ya construida y su similar con aisladores en una edificación de viviendas de varios niveles. Se ha seleccionado para el ejercicio un edificio multifamiliar típico del distrito de San Isidro, en la ciudad de Lima: dos sótanos y siete niveles de viviendas, incluyendo la azotea. La directriz general que se siguió, para realizar la propuesta con aisladores, fue la de reestructurar la edificación con la idea de ahorrar en materiales de construcción y compensar, así, el sobre costo por el concepto de aisladores. Al mismo tiempo, se mantuvo la arquitectura original y la funcionalidad de las viviendas. Finalmente, se resumen los resultados de los análisis de estructuras, de acuerdo a norma, y se presentan los costos de construcción asociados, junto con los beneficios del aislamiento sísmico, para comparar la conveniencia de su implementación en el ejercicio mostrado.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
2.	OBJETIVOS, ALCANCE Y METODOLOGÍA.....	2
2.1	OBJETIVO.....	2
2.2	ALCANCE.....	2
2.3	METODOLOGÍA.....	3
3.	MARCO TEÓRICO DEL AISLAMIENTO.....	4
3.1	PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO EN LA BASE.....	4
3.1.1	FLEXIBILIZACIÓN EN LA BASE.....	4
3.1.2	DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	6
3.1.3	MODELO TEÓRICO.....	7
3.2	IMPLEMENTACIÓN DEL AISLAMIENTO EN EDIFICACIONES.....	8
3.2.1	CONDICIONES GENERALES.....	8
3.2.2	IMPACTO DEL AISLAMIENTO EN LAS ESPECIALIDADES.....	10
4.	AISLADORES SÍSMICOS.....	13
4.1	TIPOS DE AISLADORES.....	13
4.1.1	ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LRD).....	13
4.1.2	ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB).....	14
4.1.3	ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR).....	14
4.1.4	PÉNDULOS FRICCIONALES (FPS).....	15
4.2	PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS MATERIALES.....	16
4.2.1	PROPIEDADES DEL CAUCHO.....	16
4.2.2	PROPIEDADES DEL ACERO.....	19
4.2.3	PROPIEDADES DEL PLOMO.....	19
4.3	PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES.....	20
4.3.1	PROPIEDADES DE LOS AISLADORES LRB.....	20
4.3.2	PROPIEDADES DE LOS AISLADORES HDR.....	25
4.3.3	PROPIEDADES DE LOS FPS Y PTFE.....	27
5.	RESTRUCTURACIÓN Y MODELAMIENTO.....	31
5.1	GENERALIDADES.....	31
5.2	ESTRUCTURA.....	32
5.2.1	RESTRUCTURACIÓN.....	32
5.2.2	MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.....	35
5.3	SISTEMA DE AISLAMIENTO.....	37
5.3.1	PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO.....	37
5.3.2	MODELAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO.....	43
6.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	46
6.1	GENERALIDADES.....	46
6.2	ANÁLISIS MODAL.....	47

6.3	ANÁLISIS SÍSMICO	49
6.3.1	ANÁLISIS FUERZA LATERAL EQUIVALENTE	50
6.3.2	ANÁLISIS RESPUESTA ESPECTRAL	53
6.3.3	ANÁLISIS RESPUESTA TIEMPO-HISTORIA	56
6.3.4	HOJAS DE PROCEDIMIENTO	57
7.	DISEÑO ESTRUCTURAL	59
7.1	GENERALIDADES	59
7.2	DISEÑO DE VIGAS	60
7.2.1	REQUERIMIENTO DE RESISTENCIA	60
7.2.2	REQUERIMIENTO DE DETALLADO	62
7.2.3	DISEÑO DE VIGAS	63
7.3	DISEÑO DE COLUMNAS	66
7.3.1	REQUERIMIENTO DE RESISTENCIA	66
7.3.2	REQUERIMIENTO DE DETALLADO	69
7.3.1	DISEÑO DE COLUMNAS	69
7.4	DISEÑO DE CIMENTACIONES	72
7.4.1	DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN	72
7.4.2	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	73
7.4.3	CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN	74
8.	EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO	76
8.1	GENERALIDADES	76
8.2	REDUCCIÓN DE FUERZA BASAL	76
8.3	EVALUACIÓN DE DERIVAS	77
8.4	FUERZA RESTITUTIVA DEL SISTEMA AISLADO	78
8.5	FACTORES DE SEGURIDAD DEL SISTEMA AISLADO	78
8.5.1	CAPACIDAD DE CARGA POR COMPRESIÓN	79
8.5.2	CAPACIDAD DE CARGA POR PANDEO	79
8.5.3	RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD DEL SISTEMA AISLADO	80
9.	EVALUACIÓN ECONÓMICA	82
9.1	GENERALIDADES	82
9.2	EVALUACIÓN DIRECTA	82
9.2.1	METODOLOGÍA	83
9.2.2	COMPARACIÓN DE PROPUESTAS	83
9.3	EVALUACIÓN INDIRECTA	85
9.3.1	METODOLOGÍA	85
9.3.2	COSTO DE ESTRUCTURAS CON Y SIN AISLAMIENTO	86
9.4	RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ECONÓMICA	87
10.	CONCLUSIONES	89
10.1	GENERALIDADES	89
10.2	CONCLUSIONES EN EL SISTEMA AISLADO	89

10.3	CONCLUSIONES EN LA SUPERESTRUCTURA.....	91
10.4	CONCLUSIONES EN LA SUBESTRUCTURA.....	92
11.	BIBLIOGRAFÍA.....	94
	INDICE DE FIGURAS.....	97



1. INTRODUCCIÓN

La ingeniería sísmoresistente dedica constantes esfuerzos al análisis y desarrollo de nuevas tecnologías que permitan a las edificaciones dar mayor seguridad para proteger la vida y patrimonio de sus ocupantes. Una de ellas, el aislamiento en la base, se ha desarrollado notablemente en los últimos 20 años; sin embargo, sus primeras aplicaciones se remontan a varios siglos atrás. En el Perú, por ejemplo, la civilización de Caral, cuyo apogeo se dio entre los años 3000 y 1800 a.c., empleó una técnica de construcción que lograba parcialmente aislar a sus templos de los movimientos telúricos. Los ingenieros de Caral armaban paquetes de piedra amarrados con fibras vegetales, denominados *shicras*, que se colocaban en la cimentación de las estructuras. Ante movimientos laterales, las rocas dentro de los paquetes se reacomodaban evitando transmitir toda la fuerza impuesta por el suelo a la estructura, logrando protegerlas así del sismo (Rodríguez, 2015 p.30 y Shady, 2009 p.38).

A lo largo de la historia, el principio del aislamiento en la base ha sido motivo de investigación para el desarrollo de distintos tipos de dispositivos que reproduzcan este comportamiento, tales como elastoméricos, sistemas de fricción, rodillos, cables, columnas mecedoras, entre otras. Algunos de estos dispositivos han logrado desarrollarse lo suficiente como para pasar del marco teórico a ser implementados en edificaciones.

Dentro de la filosofía del diseño se admite cierto grado de daño estructural, de acuerdo al uso o importancia de una construcción; es decir, un criterio acorde a las necesidades de operatividad posterior a un desastre y los costos que estos suponen. Por dicha razón, en edificaciones como hospitales y/o aeropuertos se ha implementado el aislamiento satisfactoriamente, a pesar del sobre costo; sin embargo, aún existe un universo de edificaciones vulnerables, como edificios multifamiliares y oficinas, que no se consideran de igual importancia como para justificar una mayor inversión.

Actualmente, el reto pendiente de la ingeniería es demostrar que la aplicación de esta tecnología sea capaz de superar las barreras económicas que limitan su difusión masiva. La evaluación económica convencional del aislamiento sísmico puede ser redefinida cuantificando las pérdidas por daños materiales y humanos.

2. OBJETIVOS, ALCANCE Y METODOLOGÍA

2.1 OBJETIVO

La presente tesis se enfoca en reconocer la factibilidad técnica-económica del aislamiento sísmico en una edificación de concreto armado en particular: el edificio multifamiliar Basadre, ubicado en el distrito de San Isidro, Lima. La factibilidad del aislamiento se reconoce a partir de la comparación entre el proyecto ya construido y la propuesta alternativa con aisladores. El diseño determinará la eficiencia de la tecnología a través de indicadores estructurales y la evaluación económica, circunscrita a las variaciones entre propuestas, determinará los costos por el aislamiento.

2.2 ALCANCE

La implementación del aislamiento sísmico en una edificación impacta el comportamiento estructural asimismo en el costo directo del proyecto. En consideración a lo descrito, el presente estudio aborda los siguientes temas para determinar la factibilidad técnica y económica de una edificación multifamiliar en San Isidro, Lima, Perú:

- Filosofía del aislamiento sísmico. Son los mecanismos de protección, ventajas y limitaciones de la tecnología al ser aplicados en edificaciones.
- Propiedades ingenieriles, ventajas y limitaciones de cada tipo de aislador.
- Reglas y recomendaciones para la estructuración de un edificio aislado. De igual forma, una metodología que permita el predimensionamiento óptimo del sistema aislado.
- Procedimientos de análisis para edificaciones con aisladores sísmicos según reglamento.
- Indicadores para determinar el desempeño de la estructura con aislamiento en la base.
- Metodología para el análisis comparativo económico entre un edificio con y sin aislamiento.
- Conclusiones técnico-económicas del caso particular estudiado, las cuales serán, además, aplicables a proyectos similares.

2.3 METODOLOGÍA

El presente estudio ha visto conveniente escoger un proyecto construido para rediseñarlo con aisladores y, así mismo, cotizarlo. El procedimiento que se plantea para comparar las propuestas técnica y económica del proyecto original y la alternativa con aisladores ha sido desglosado en cinco (05) fases descritas a continuación: 1) reestructuración de la edificación; 2) dimensionamiento del sistema aislado; 3) análisis y diseño estructural; 4) cotización de la edificación aislada; y, por último, 5) evaluación económica.

De tal manera, primero se modificará el sistema estructural del edificio considerando sólo los cambios estrictamente necesarios por requerimiento de la aislación. Luego, se definirá los tipos y dimensiones de los aisladores que servirán de apoyo para las columnas o placas en base a los parámetros de carga y desplazamientos. El procedimiento de dimensionamiento es iterativo: se busca que el desplazamiento estimado converja con los resultados del análisis con un *software* de estructuras. Al finalizar, se verificarán los factores de seguridad del sistema aislado.

A continuación, se seguirá los procedimientos de análisis normados del caso respetando los parámetros peruanos. Es decir, el diseño de los elementos de concreto armado se realizará bajo los estándares convencionales de la norma E.060. Para ello, las modificaciones en la estructura se cuantificarán y valorizarán para observar el impacto en el costo directo del proyecto. Finalmente, se establecerá una metodología de comparación en función del costo directo.

3. MARCO TEÓRICO DEL AISLAMIENTO

3.1 PRINCIPIOS DEL AISLAMIENTO EN LA BASE

La ingeniería sismoresistente define el concepto del aislamiento sísmico como el desacoplamiento de la estructura superior de su propia base. El cambio en las condiciones de apoyo supone que la edificación se encuentra, en cierto grado, aislada del movimiento lateral que el suelo le puede imponer durante un sismo. De esta manera, la ingeniería de protección sísmica, como el aislamiento en la base, logra su propósito de alterar el comportamiento convencional de una estructura mediante los mecanismos de flexibilización de la base y disipación de energía.

3.1.1 FLEXIBILIZACIÓN EN LA BASE

La capacidad de deformación transversal de los aisladores promete una serie de beneficios para la estructura. Su instalación debajo de todas las columnas conforma una interfaz de reducida rigidez respecto al resto de la edificación. Debido a ello, la estructura generalmente cambia a un único modo fundamental de vibración, con mayor periodo respecto a las formas modales que tendría estando empotrada. Comparando una estructura aislada y una sin aislar, de similares características, se encuentran notables diferencias respecto a las fuerzas y desplazamientos, como se muestra a continuación, en las figuras 3.1 y 3.2.

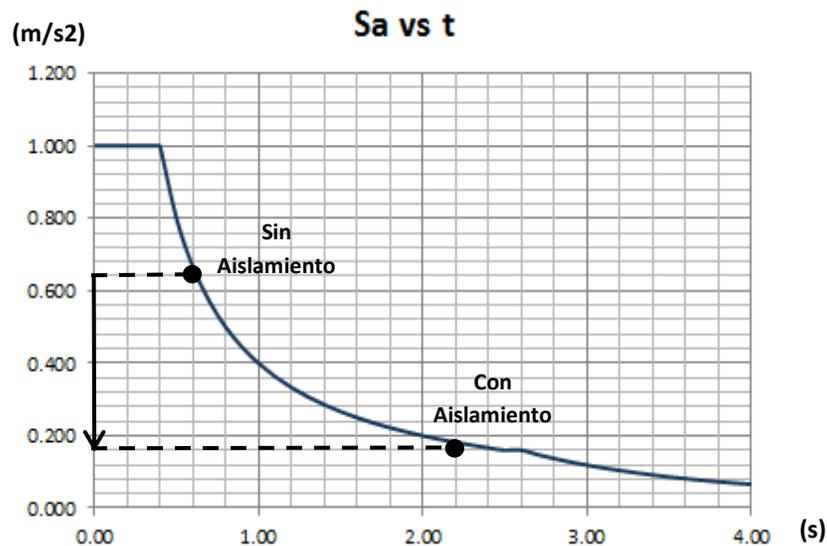


Figura 3.1: Aceleración espectral (S_a) vs periodo (t) antes y después de la flexibilización

En la figura 3.1, se muestra el gráfico de aceleración vs. periodo. Es posible observar en el espectro que, al flexibilizar la base, el periodo aumenta y las aceleraciones disminuyen drásticamente; por tanto, las fuerzas sísmicas, también.

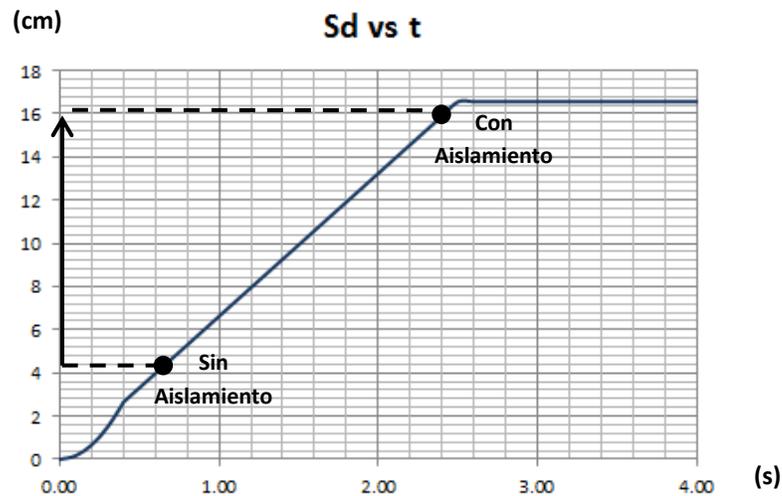


Figura 3.2: Desplazamiento Espectral (S_d) vs Periodo (t) antes y después de la flexibilización

El gráfico, que se observa en la figura 3.2, revela el desplazamiento vs. periodo. Se advierte en el espectro que, aun cuando la fuerza actuante sobre la estructura disminuye, el desplazamiento total en la interfaz de aislación aumenta.

Es preciso resaltar que los beneficios por flexibilización de la base no son indistintamente apreciables en toda edificación. Las características de la estructura y el suelo sobre el cual se proyecta son factores a evaluar antes de considerar el aislamiento para un proyecto. La flexibilización en la base es más eficiente en las edificaciones rígidas que en las flexibles, debido a que las primeras pueden amplificar su periodo por un factor referencial de 3.0, lo cual reduce y concentra la fuerza sísmica en los aisladores eficientemente. En edificaciones flexibles, la capacidad de amplificación del periodo es menor y la reducción de la fuerza sísmica, proporcional a ella. Por otro lado, el comportamiento descrito se ajusta sólo para suelos donde las vibraciones de frecuencia alta se ven amplificadas. Existen casos de suelos especiales, como México D.F y Budapest, donde se da un complejo fenómeno de propagación de ondas llamado "Efecto de vaso Geológico". Aquí, en los depósitos de suelo confinado, las vibraciones se replican por el lecho rocoso y se altera el movimiento del suelo sobre las estructuras. Como consecuencia de ello, las vibraciones de frecuencia baja se

amplifican y el espectro de respuesta cambia: los picos de aceleración son sufridos por estructuras de periodos altos, como las edificaciones aisladas. (Muñoz, s/f p.198)

3.1.2 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Inherente a su naturaleza, las edificaciones convencionales tienen distintas formas de disipación de energía sísmica, pero son muy limitadas. Éstas resultan del movimiento de la estructura misma, por deformaciones elásticas; por las cualidades propias del material; o, en el último de los casos, por el deterioro de la estructura. El aislamiento sísmico representa, en este aspecto, un mecanismo más de disipación de energía.

Los aisladores están ideados para deformarse transversalmente siguiendo el movimiento oscilatorio del sismo. Es posible observar en laboratorio que durante tal ejercicio, los dispositivos entran en el rango inelástico y disipan una gran cantidad de energía a través de varios ciclos de histéresis. El mecanismo descrito reduce considerablemente la energía que el suelo le intenta imponer a la estructura, por lo cual el movimiento se ve amortiguado.

El amortiguamiento efectivo es un concepto estructural que asocia la energía que se disipa y el desplazamiento relativo a ésta. Se representa como un porcentaje del amortiguamiento crítico y, para efectos prácticos del diseño, se le asocia un coeficiente de reducción para la aceleración espectral. En la figura 3.3 se gráfica la aceleración espectral (S_a) vs. periodo (T) y efecto descrito a un amortiguamiento específico dado.

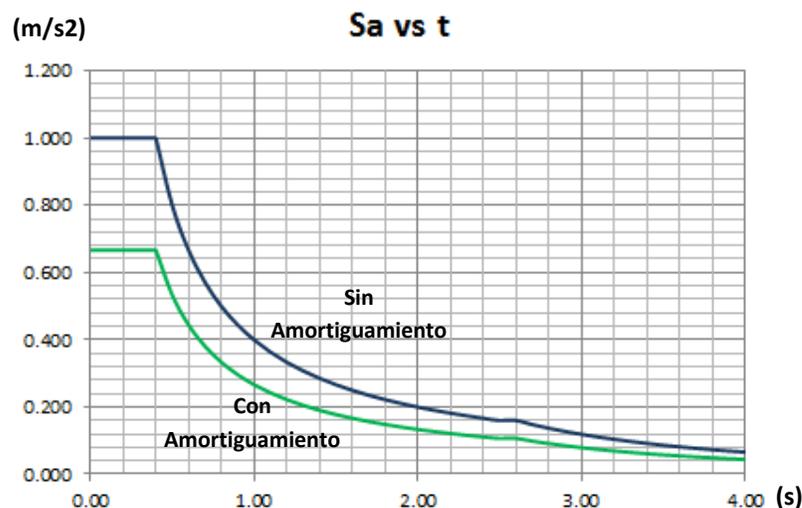


Figura 3.3: Aceleración espectral (S_a) vs periodo (t) con y sin amortiguamiento

El efecto de amortiguamiento representa una reducción importante del desplazamiento obtenido por los espectros de las normas de diseño, el cual es más importante en estructuras flexibles, tal como lo demuestra el gráfico 3.4.

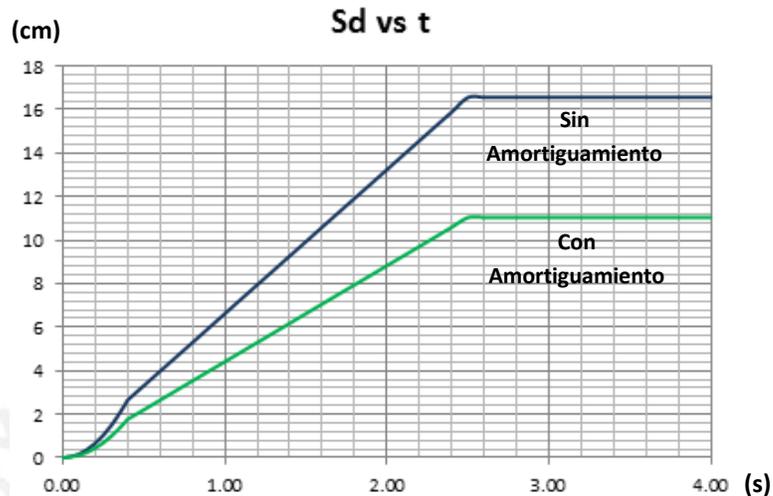


Figura 3.4: Desplazamiento espectral (Sd) vs periodo (t) con y sin amortiguamiento

3.1.3 MODELO TEÓRICO

En edificaciones aisladas, es importante reconocer las partes en las cuales se divide la estructura para entender el comportamiento de cada una de ellas durante un sismo. Los dispositivos de aislamiento, llámese aisladores o deslizadores, conforman la interfaz de aislación; la parte de la edificación que se levanta sobre ésta toma el nombre de superestructura; y la parte de la edificación que se encuentra por debajo, subestructura.

La figura 3.5 representa una estructura aislada y, a su vez, la idealización matemática como un sistema de masa concentrada. Debido a que la rigidez de la superestructura es considerablemente mayor al del sistema de aislación, ésta se asume como una gran masa rígida. Por otro lado, el sistema de aislamiento se representa como un soporte vertical pero flexible lateralmente, mientras que la subestructura, si es que tuviese, no tendría mayor relevancia. El modelo descrito simplifica el concepto del aislamiento en la base; por lo que es muy útil para el pre-dimensionamiento y parte del análisis ya que permite estimar el periodo fundamental, las fuerzas y desplazamientos espectrales. (Kelly, 2001 p.25)

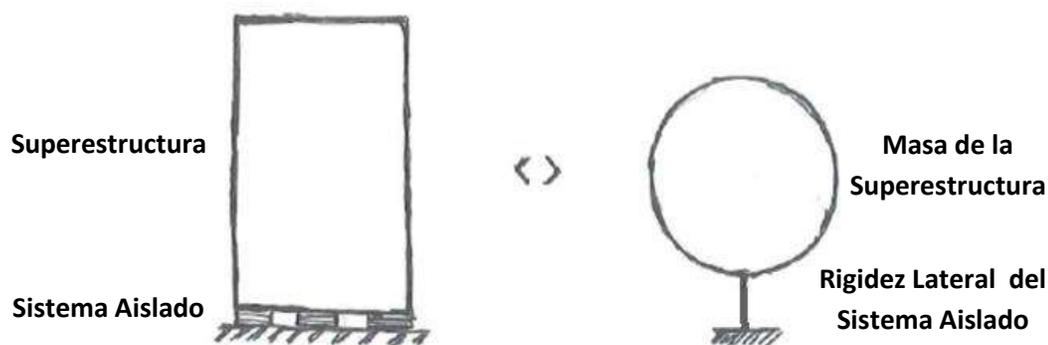


Figura 3.5: Modelo de péndulo invertido de masa concentrada

En la ingeniería estructural, es de suma importancia proyectar edificaciones que se comporten como el modelo teórico descrito, de lo contrario el diseño conllevaría mucha imprecisión. Si se proyecta una superestructura muy flexible o irregular, el predimensionamiento del sistema aislado podría no ser óptimo; la reducción de fuerzas sería mínima; y los desplazamientos no se concentrarían en el sistema aislado, como se desea. En cualquier caso, el análisis modal será una herramienta útil, ya que permitirá al proyectista detectar dichos problemas verificando formas modales, masas participativas y periodos.

3.2 IMPLEMENTACIÓN DEL AISLAMIENTO EN EDIFICACIONES

3.2.1 CONDICIONES GENERALES

El proyectista debe estar en la condición de discernir la conveniencia del aislamiento como sistema de protección sísmica y establecer directrices de estructuración para el diseño óptimo. La aislación en la base puede ser una opción viable para una gran parte de edificaciones siempre y cuando éstas presenten las siguientes características estructurales:

- a) En edificaciones de viviendas, la disminución de hasta un 90% de la fuerza sísmica debido al aislamiento depende de la rigidez del sistema aislado y la edificación que se levanta por encima. Por tal motivo, se recomienda implementar dicho aislamiento en superestructuras relativamente rígidas, de manera que su

periodo pueda ser amplificado por un factor de 3.0. Al mismo tiempo, el sistema aislado no debe ser muy flexible, porque puede tener problemas de estabilidad, deformaciones excesivas y momentos de segundo orden elevados.

- b) La esbeltez que se define como el cociente de la altura entre la longitud de un lado de la base, en cada uno de las direcciones de análisis. Estructuras muy esbeltas tienden a tener complicaciones por la estabilidad global del sistema aislado. Pueden observarse tales problemas en la figura 3.6.

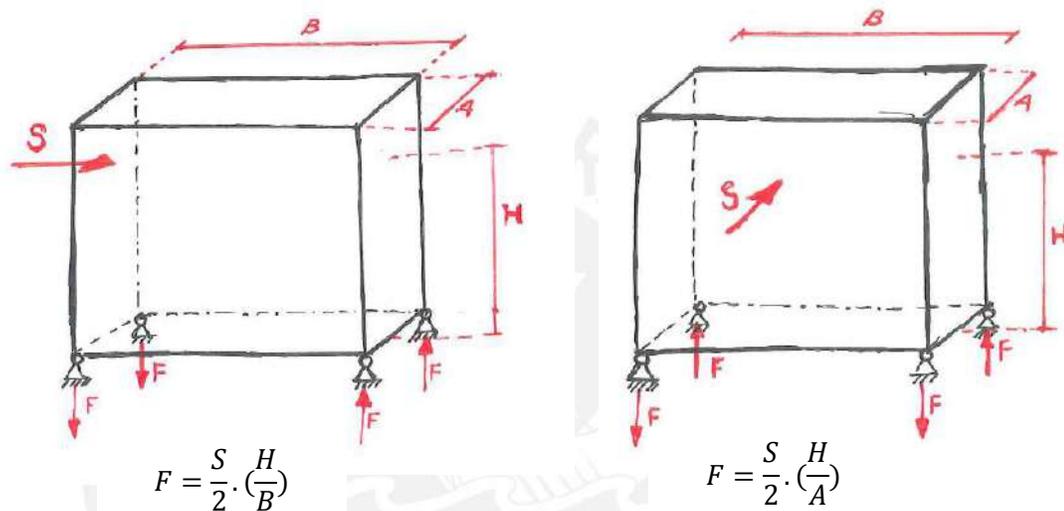


Figura 3.6: Diagrama de cuerpo libre de una edificación ante cargas laterales en sus dos ejes.

En la figura, se aprecia que la fuerza sísmica **S** es igual en ambas direcciones; sin embargo, las reacciones **F** en los aisladores pueden verse drásticamente afectadas por la esbeltez de la superestructura. En consecuencia, en edificaciones esbeltas, se pueden presentar una de 2 complicaciones: O bien, los aisladores demandarán mayores dimensiones por las compresiones elevadas o las tracciones por sismo superan el peso propio, levantando y dañando los equipos y, en el peor escenario, la estructura se vuelca. De una u otra manera, una edificación muy esbelta puede resultar antieconómica o no viable por causas estructurales. Es recomendable emplear el aislamiento sísmico en edificaciones con esbeltez de hasta 2.5 o 3.0, en los casos más extremos.

3.2.2 IMPACTO DEL AISLAMIENTO EN LAS ESPECIALIDADES

La implementación del aislamiento sísmico condiciona todas las especialidades del proyecto. Si bien, cada edificación es un caso particular, existen algunas consideraciones generales que suelen presentarse. El proyectista deberá tener, entonces, conocimiento de los cambios estructurales tanto como de los no estructurales respecto a las edificaciones convencionales.

- **Cambios estructurales**

Debido a que la superestructura tendrá un desplazamiento relativo respecto a la subestructura, se generará una importante excentricidad de cargas axiales que producirán momentos flectores de segundo orden, también llamados *p-delta*. Para cubrir los nuevos momentos generados y controlar las deformaciones asociadas a este, generalmente se proyectan capiteles vigas para arriostrar las columnas de la subestructura. Además, por requerimiento de inspección periódica, los aisladores deben estar ubicados a la vista de cualquier persona. Como resultado, una edificación con aislamiento en la base, generalmente se esquematiza como se muestra en la figura 3.7.



Figura 3.7: Esquema de la Superestructura, Sistema Aislado y Subestructura

La interfaz de aislación separa la superestructura de la subestructura, lo que permite el desplazamiento relativo entre ellos. Según la arquitectura del proyecto, será necesario plantear soluciones para evitar que ascensores, rampas, escaleras e ingresos se interpongan en dicho desplazamiento. Por ejemplo, la caja del ascensor, que se moviliza a través de los pisos superiores y sótanos, debe ser continua en todo el recorrido; por lo tanto, los aisladores serían colocados al nivel de cimentación, como se muestra en la figura 3.8. La caja del ascensor, inclusive el tramo que recorre la subestructura, se desplaza con la superestructura. Consecuentemente en dichos niveles debe estar separado entre sí por juntas.

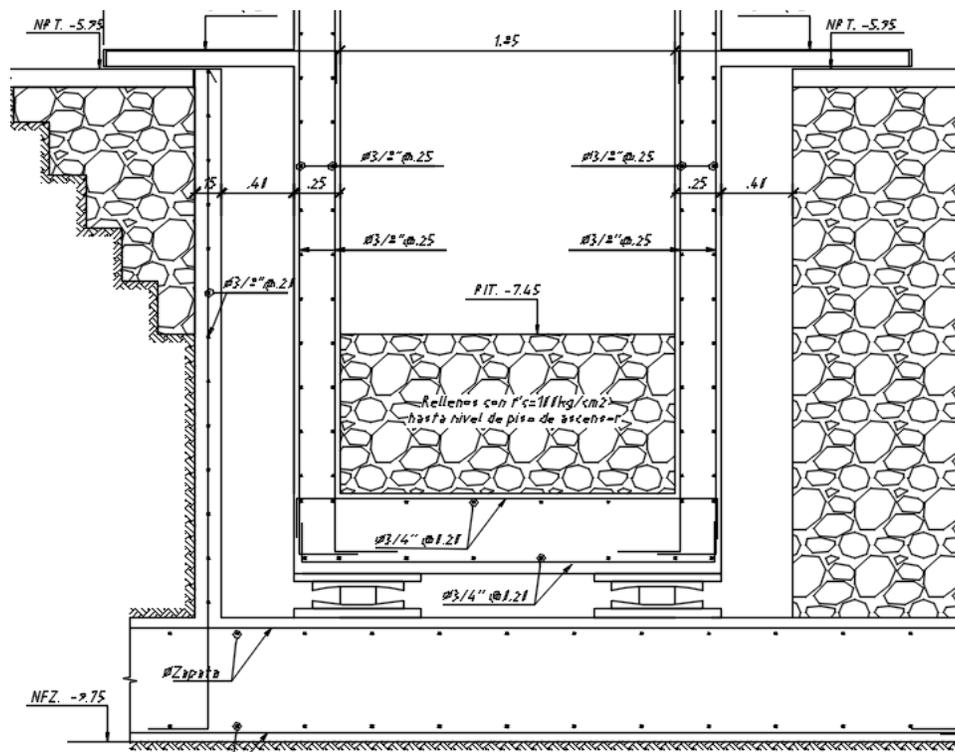


Figura 3.8: Detalle del aislamiento del Ascensor en la Cimentación

Al cambiar el sistema estructural de la parte aislada, normalmente deja de ser necesario proyectar edificaciones de muros o duales para controlar las derivas de entrepiso, será permisible estructurar con sólo pórticos. De tal manera es posible reducir las dimensiones o el refuerzo de los elementos sismorresistentes como columnas, placas y vigas. Si bien las fuerzas por sismo son menores, la norma limita de manera más drástica las derivas de entrepisos y considera de manera más conservadora el factor de reducción por ductilidad.

- **Cambios no estructurales**

Implementar el aislamiento puede impactar en mayor o menor manera las demás especialidades del proyecto. El desplazamiento relativo entre la superestructura y la subestructura afecta a todos los elementos que la cruzan, ya sean instalaciones eléctricas o sanitarias. Las tuberías contraincendios, por ejemplo, no son lo suficientemente flexibles como para admitir estos desplazamientos; sin embargo, se pueden instalar conectores y demás aparatos que permitan su funcionalidad. El empleo de estos accesorios, implica un sobrecosto pero es apenas apreciable en el presupuesto total.



Figura 3.9: Conexiones flexibles de tuberías en la interfaz de aislamiento

En una edificación aislada, la arquitectura puede verse condicionada por la reducción del área construida a causa de las juntas de separación con edificaciones vecinas. El desplazamiento solicitado por sismo puede llegar hasta los 30 centímetros, por lo cual las dimensiones de junta sísmica deben encontrarse en ese orden. Arquitectura también debe contemplar eventuales columnas adicionales o cambios en sus dimensiones que afecten la estética y funcionalidad de los ambientes. Una medida necesaria será la de aumentar la altura total del entepiso en el primer sótano, para que la presencia de los aisladores y las vigas de amarre no afecte la altura libre en ese nivel.

4. AISLADORES SÍSMICOS

4.1 TIPOS DE AISLADORES

Cuando se habla de aisladores, se hace referencia principalmente a los elastoméricos, pero también pertenecen a estos dispositivos los de fricción. Dentro del grupo de aisladores elastoméricos podemos encontrar los de bajo amortiguamiento (LRD), los de núcleo de plomo (LRB) y los de alto amortiguamiento (HDR). De manera similar, dentro del grupo de aisladores de fricción podemos encontrar los péndulos friccionales (PFS) y deslizadores planos (PTFE). Cabe resaltar que es una práctica recomendable emplear distintos tipos de aisladores para la optimización del proyecto.

4.1.1 ELASTOMÉRICOS DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LRD)

Los dispositivos LRD (*low rubber damping*) están conformados por varias capas de caucho y planchas de acero alternadas. Ambos materiales se engoman en un proceso llamado vulcanización, el cual permite una adherencia tan resistente que, ante demandas extremas, el caucho fallaría antes que la unión (Korswagen, 2012 p.7). Adicionalmente, dos (02) placas de acero de mayor espesor confinan el aislador por la cara superior e inferior, para servir de anclaje a la subestructura y superestructura. Los LRD pueden proveer un amortiguamiento equivalente de hasta el 5%, valor que no representa grandes beneficios en edificaciones; sin embargo, en la construcción de puentes suelen ser empleados por su menor costo respecto a otros equipos.



Figura 4.1: Apoyos VASOFLON® en puente tipo viga

4.1.2 ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)

Los dispositivos LRB (*lead rubber bearing*) siguen casi la misma configuración de los LRD, sólo que se incluye un núcleo de plomo en el centro. La presencia de dicho material le brinda la posibilidad al aislador de disipar una mayor cantidad de energía, aproximadamente entre el 20% y 35% del amortiguamiento efectivo. Al ser el plomo un material más rígido que el caucho, que fluye y se recristaliza a temperatura ambiente, este produce ciclos muy estables de histéresis (Korswagen, 2012 p.10). Por otro lado, la presencia del núcleo también aumenta la rigidez del aislador, lo cual puede ser beneficioso en estructuras pesadas o con problemas de torsión.

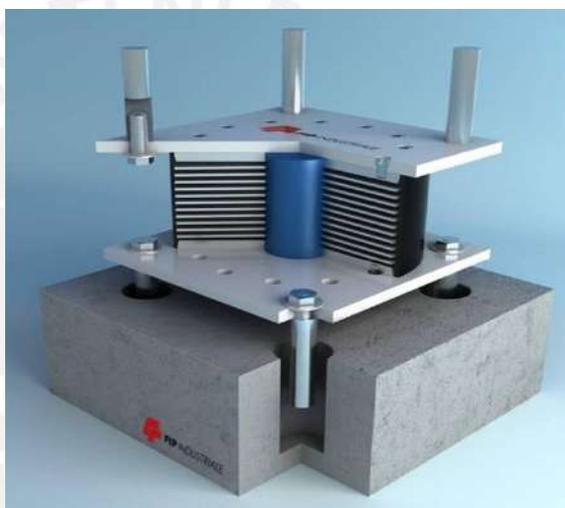


Figura 4.2: Aisladores con Núcleo de Plomo (LRB)

4.1.3 ELASTOMÉRICOS DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDR)

La viscosidad del caucho en los dispositivos HDR (*high damping rubber*) se altera químicamente para modificar su comportamiento histerético. De esta manera pueden proveer un mayor amortiguamiento, entre el 8 y 15% del crítico. Por lo demás los HDR siguen la misma configuración de los LRD; sin embargo, su diseño exige ser más minucioso por la alta sensibilidad de las propiedades. Es relevante precisar que por la alteración química del caucho, este puede sufrir un deterioro acelerado, por lo cual el proyectista debería especificar una pintura protectora si el proveedor no pudiera garantizar la durabilidad necesaria. (Kelly, 2001 p.135)

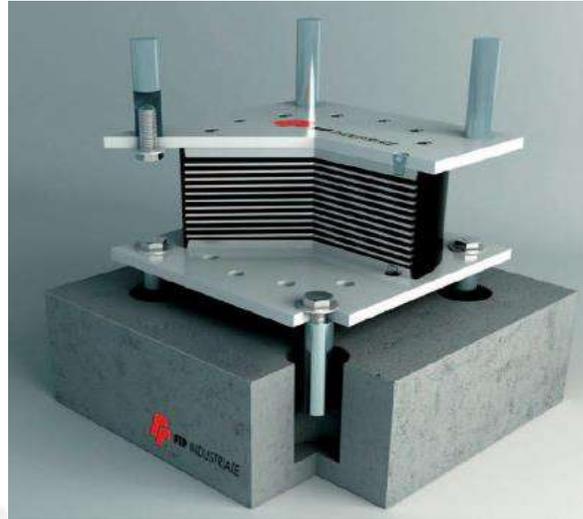


Figura 4.3: Aisladores de Alto Amortiguamiento (HDR)

4.1.4 PÉNDULOS FRICCIONALES (FPS)

Los FPS (*frictional Pendulum system*) están conformados por dos (02) superficies metálicas y una pastilla que trabajan exclusivamente a fricción. Los fabricantes de estos péndulos pueden tener distintas especificaciones para ellos; sin embargo, tradicionalmente se emplea platillos con curvatura específica de material autolubricante como el *polytetrafluroetileno* (PTFE) para las superficies de deslizamiento. (Kelly, 2001. p. 137)



Figura 4.4: Aisladores de Péndulo Friccional (FPS)

La curvatura de sus superficies le otorga la siguiente clasificación a los péndulos: simples, dobles, triples y deslizadores planos. Los deslizadores (PTFE) tienen una gran capacidad de amortiguamiento por oposición al desplazamiento a través de fricción, 63.6% del valor crítico. La gran desventaja reside en que no son capaces de desarrollar fuerza restitutiva: no regresan por sí mismos a su posición inicial. El diseño limita el uso de estos dispositivos, ya que sólo pueden emplearse en conjunto con otros aisladores que si tienen la capacidad de generar fuerza restitutiva.

4.2 PROPIEDADES INGENIERILES DE LOS MATERIALES

En las distintas versiones que se presentan los aisladores elastómeros, los materiales tradicionalmente empleados para la manufactura de estos son el caucho en capas, el acero en planchas y, alternativamente, el plomo como núcleo. Conocer al detalle las propiedades ingenieriles de los materiales permitirá entender el comportamiento y calcular, más adelante, las propiedades mecánicas de los aisladores.

4.2.1 PROPIEDADES DEL CAUCHO

Los elastómeros, como el caucho, pueden presentar particularidades en sus propiedades, ya sea por su naturaleza o alteración química, respecto al material estándar. A continuación se expondrán dichas características.

- **Dureza (IRHD)**

Para los fabricantes, la manera más común de clasificar el caucho es por la dureza y según la clasificación IRHD (*international rubber hardness degrees*) de la ASTM. Es importante especificar la dureza considerada en el diseño ya que de ella dependen las demás propiedades del material.

- **Módulo de Elasticidad (En)**

El módulo de Elasticidad, al igual que en cualquier material, representa la relación entre el esfuerzo y la deformación axial del caucho. Como se muestra en la tabla 4.1, el valor de **En** no se altera por alteración química del material, mas sí por la dureza del caucho.

Tabla 4.1: Módulo de Elasticidad según Dureza del Elastómero

IRHD	37	40	45	50	55	60
En (MPa)	1.35	1.50	1.80	2.20	3.25	4.45

- **Módulo de Corte (Gn)**

El módulo de Corte simboliza la relación entre el esfuerzo y la deformación angular del material. Este valor puede verse alterado por modificación química del material y variar en un 250% según la dureza del caucho, tal como lo muestra la tabla 4.2. (ASTM, 1994)

Tabla 4.2: Módulo de Corte según Dureza del Elastómero

IRHD	37	40	45	50	55	60
Gn (MPa)	0.40	0.45	0.54	0.64	0.81	1.06

El módulo de Corte es entendido como un valor constante en cauchos comunes; sin embargo, los empleados en la fabricación de los aisladores HDR, están alterados químicamente para que su valor varíe con la deformación angular. En la figura 4.5 se aprecia el gráfico “Módulo de corte vs deformación angular” para un elastómero alterado químicamente. Como se explicará más adelante, esta propiedad le brinda capacidad de disipar energía a los aisladores HDR. (FIP Industriale – III, 2015 p.5)

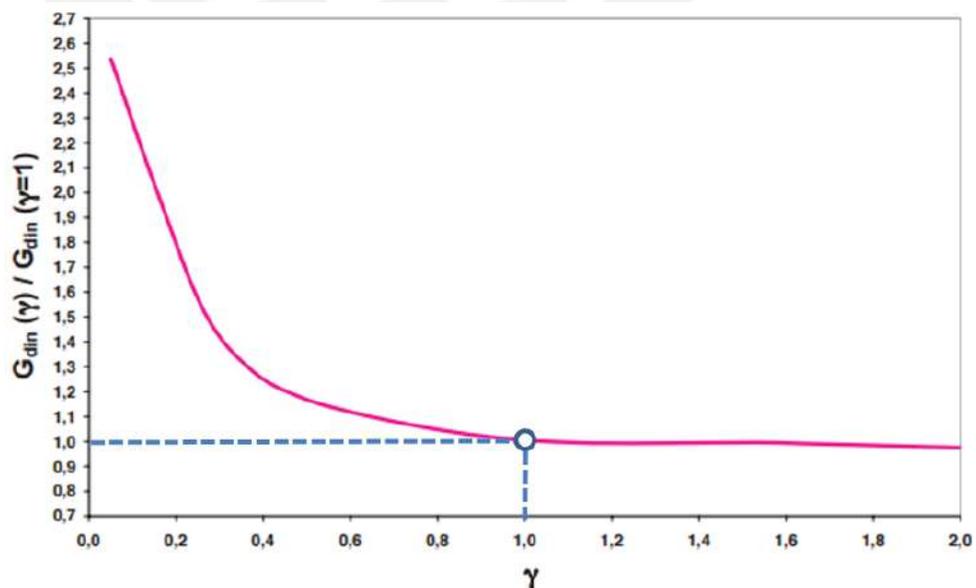


Figura 4.5: Curva Módulo de Corte “G” vs Deformación Angular “γ” de un Elastómero

- **Constante del Material (k)**

La constante del material es un valor asociado a la dureza que simplifica el cálculo del módulo de compresibilidad, dato necesario para obtener de la rigidez vertical del aislador, tal como se muestra en la tabla 4.3 (ASTM 1994).

Tabla 4.3: constante del material según Dureza del Elastómero

IRHD	37	40	45	50	55	60
K	0.87	0.85	0.80	0.73	0.64	0.57

- **Deformación Angular Inelástica (γ_{yn})**

El caucho no tiene, propiamente hablando, fluencia ante deformaciones angulares, este simplemente rompe frágilmente en sollicitaciones últimas. No obstante, en aisladores HDR, el módulo de corte varía conforme se deforma ($\gamma=5\%-10\%$ según proveedor). Este valor de deformación se asocia a la incursión en el rango inelástico del material. La figura 4.5 demuestra el comportamiento para una deformación dada.

- **Deformación de Angular de Rotura (γ_{un})**

El caucho tiene una capacidad de deformación angular muy alta antes de llegar a la rotura: 350%, según ensayos de Skellerup Industries; sin embargo, para efectos de diseño, las deformaciones angulares se limitan a 300% para HDRs y 250% para LRBs. (Kelly, 2001 p.136)

- **Elongación de Rotura (ϵ_{un})**

La deformación axial, cuando el caucho rompe por tracción, es un valor empleado para el cálculo de la capacidad de carga a una deformación dada. Los valores de elongación de rotura varían de manera inversamente proporcional con la dureza del caucho, tal como se muestra en la tabla 4.4 (ASTM, 1994)

Tabla 4.4: Elongación de rotura según Dureza del Elastómero

IRHD	37	40	45	50	55	60
ϵ_u	650%	600%	600%	500%	500%	400%

- **Esfuerzo de Compresión Máximo (σ_{max})**

El valor de Esfuerzo de compresión máximo es útil para predimensionar el diámetro del aislador ante cargas de servicio, entiéndase dicho valor sólo aplicable para el caso en el cual la deformación angular $\gamma = 0$. Skellerup Industries recomienda considerar el esfuerzo de compresión máximo como tres (03) veces el valor del módulo de corte **Gn**. Para otras verificaciones, el valor será calculado considerando fórmulas que dependen de la elongación de rotura, factor de seguridad, entre otros (Kelly, 2001 p.127)

4.2.2 PROPIEDADES DEL ACERO

Las características del acero no afectan en absoluto el funcionamiento de los dispositivos, su presencia sólo sirve para mantener la funcionalidad y los estándares de calidad. Las planchas de acero, con las que se manufacturan los aisladores, deben seguir las especificaciones para acero grado 50 o A36 de la norma ASTM de manera que se garantice la falla del caucho antes que la adherencia entre materiales.

4.2.3 PROPIEDADES DEL PLOMO

La capacidad del plomo en recristalizarse a temperatura ambiente amerita su presencia en los aisladores LRB, ya que mejora la conformación de ciclos estables de histéresis.

- **Módulo de corte (Gp)**

Ensayos de deformación angular del material, estiman un valor constante de 150 MPa en su rango elástico. Una vez se sobrepasen de este, el valor cae hasta el cero; sin embargo, se recristaliza una vez regresa al rango de deformación elástica.

- **Deformación angular de fluencia (γ_{yp})**

El esfuerzo cortante de fluencia del plomo se considera 10 MPa, por lo tanto la deformación de fluencia se alcanza al 6.7% de deformación angular. (Korswagen, 2012 p.10)

- **Capacidad de carga (Q/W)**

El concepto de capacidad de carga del plomo se emplea para dimensionar el diámetro del núcleo. En los aisladores LRBs, el ratio Q/W se debe mantener en el rango de 3%-10%, donde el valor de Q es la fuerza cortante a desplazamiento cero y W la carga axial en servicio al que está sometido (Korswagen: 2012, p.44).

$$Q = G_p \cdot A_p$$

Dónde:

A_p: Área transversal del núcleo de plomo

4.3 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES

El presente capítulo busca desarrollar todos los conceptos referidos al diseño de aisladores elastómeros y deslizadores planos. Como fue mencionado anteriormente, los aisladores de bajo amortiguamiento LRD tienen aplicaciones muy limitadas en edificaciones, por lo tanto no se entrará en mayores detalles con dichos equipos.

4.3.1 PROPIEDADES DE LOS AISLADORES LRB

Los aisladores con núcleo de plomo definen su comportamiento exclusivamente por el trabajo en conjunto del núcleo de plomo y las capas de caucho, las planchas de acero no tienen mayor incidencia en el desempeño, excepto para controlar las deformaciones axiales en el aislador.

- **Rigidez Lateral**

Representa la relación entre la fuerza lateral que debe ser aplicada sobre el aislador y la deformación que esta sufre a causa de ella. En el caso de los aisladores LRB, este factor depende de la altura del caucho, sección transversal y módulo de corte, tanto del plomo como del caucho, en el rango elástico. Cuando el plomo fluye, aproximadamente al 6.7% de la deformación angular, la rigidez lateral sólo depende de las propiedades del caucho. Se define así el concepto de la rigidez efectiva como el

cociente de la fuerza a un desplazamiento dado entre dicho desplazamiento. Debido a la facilidad de recristalización del plomo, el núcleo recupera sus propiedades elásticas una vez regresa a la deformación cero, lo cual garantiza ciclos de histéresis estables.

Rigidez lateral elástica “Ke”:

$$K_e = \frac{G_p \cdot A_p + G_n \cdot A_n}{H_n}$$

Rigidez lateral post-fluencia “Kl”:

$$K_l = \frac{G_n \cdot A_n}{H_n}$$

Rigidez lateral efectiva “Keff”:

$$K_{eff} = K_e \cdot \left(\frac{\Delta y}{\Delta} \right) + K_l \cdot \left(1 - \frac{\Delta y}{\Delta} \right)$$

Dónde:

G_p : Módulo de Corte del Plomo

G_n : Módulo de Corte del Neopreno

A_p : Área de la sección transversal del Plomo

A_n : Área de la sección transversal del Neopreno

Δy : Desplazamiento de Fluencia

Δ : Desplazamiento aplicado

La curva de histéresis grafica un bucle de desplazamiento transversal del aislador y la fuerza lateral asociado a este. En la figura 4.6 se muestra el comportamiento de un aislador LRB de 15 cm de diámetro de plomo, 100 cm de diámetro del caucho y 20 cm de altura de caucho realizando ciclos de 40 cm de amplitud. Es posible identificar en dicho gráfico que las pendientes en cada tramo representan las rigideces descritas anteriormente.

Curva de Histéresis (F vs D) para LRB

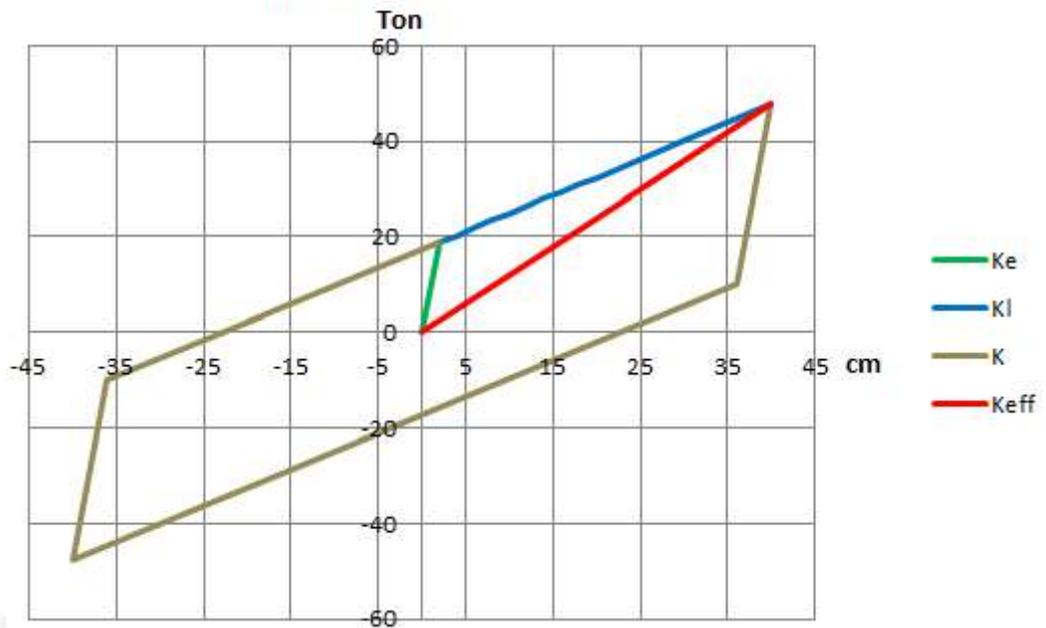


Figura 4.6: Fuerza Lateral (F) vs Deformación Lateral (D) en un LRB

- Amortiguamiento

El amortiguamiento viscoso se entiende como un porcentaje del crítico, se calcula como un ratio del trabajo realizado entre el desplazamiento, a partir de la gráfica de histéresis por medio de la siguiente fórmula.

$$\beta_{eff} = \frac{2 \cdot Q \cdot (\Delta - \Delta_y)}{\pi \cdot K_{eff} \cdot \Delta^2}$$

Dónde:

Q : Fuerza a Desplazamiento $\Delta = 0$ (Curva de Histéresis)

Δ : Desplazamiento considerado

Δ_y : Desplazamiento de Fluencia

K_{eff} : Rigidez efectiva para un desplazamiento igual a " Δ "

En la figura 4.7 se muestra la gráfica del amortiguamiento viscoso para el aislador LRB, descrito anteriormente. En él se muestra cómo el coeficiente varía según la distorsión angular que a la que se encuentre.

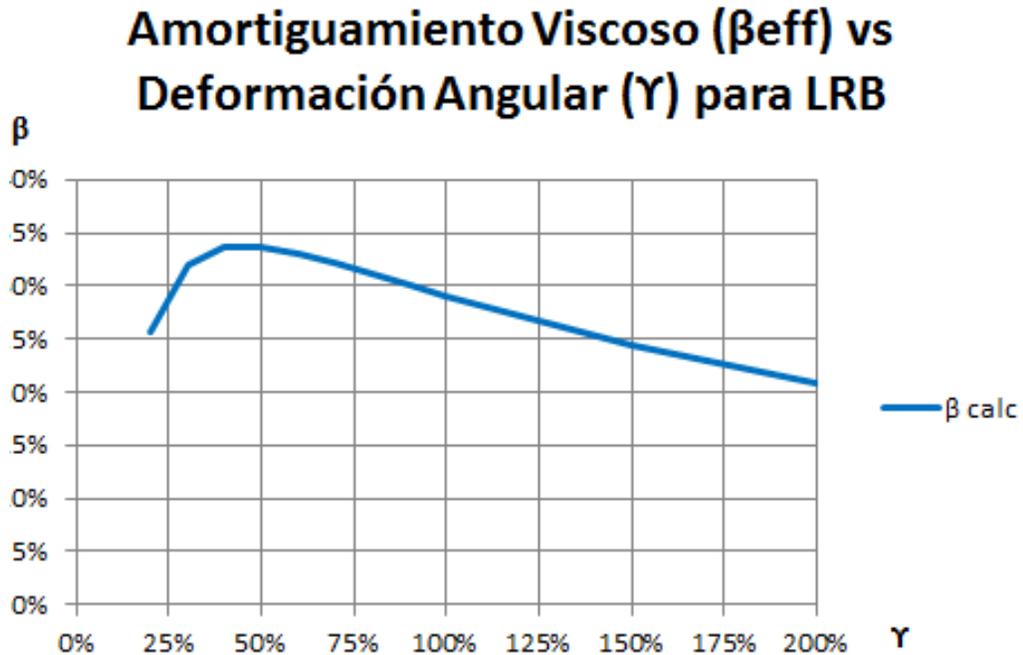


Figura 4.7: Amortiguamiento viscoso (β) vs Deformación Angular (γ) en un LRB

- Rigidez Vertical

La rigidez vertical en un aislador determina las deflexiones verticales por cargas de servicio o cargas sísmicas. Controlar las de cada aislador es un requerimiento importante en el diseño, al igual que verificar las deflexiones diferenciales en todo el sistema aislado. Se debe considerar que la rigidez vertical se determina calculando el factor de forma, el módulo de compresibilidad y el área de traslape efectiva a un desplazamiento dado.

Factor de Forma “Si”:

$$S_i = \frac{A_b - A_p}{\pi D t_i}$$

Módulo de Compresibilidad "Ec":

$$E_c = E_n(1 + 2kS_i^2)$$

Rigidez Vertical "Kv"

$$K_v = \frac{E_c \cdot A_r}{t_i}$$

Dónde:

A_b : Área total de la sección transversal del Aislador

A_p : Área de la sección transversal del Núcleo de Plomo

D: Diámetro del Aislador

t_i : Espesor de una capa de caucho

E_n : Módulo de Elasticidad del caucho

k: Constante del Material

A_r : Área de traslape efectiva para un desplazamiento dado

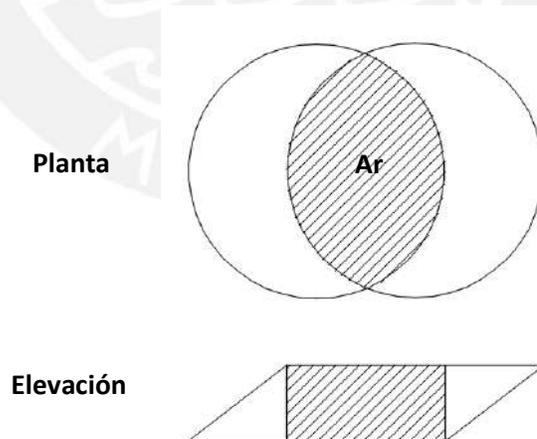


Figura 4.8: Área traslapada de un Aislador deformado

4.3.2 PROPIEDADES DE LOS AISLADORES HDR

Los aisladores de alto amortiguamiento definen su comportamiento exclusivamente por el trabajo de las capas de caucho químicamente alteradas. Al igual que en los LRBs, se puede afirmar que las planchas de acero no tienen mayor incidencia en el desempeño, excepto que darle estabilidad interna al aislador.

- Rigidez Lateral

En el caso de los aisladores HDR, la rigidez lateral depende exclusivamente del módulo de corte, sección transversal y altura del caucho. El caucho no fluye, por lo cual no podemos hablar propiamente de rigidez elástica o post-fluencia; sin embargo, el valor del módulo de corte se varía en su deformación angular, por tanto sólo es necesario hablar de la rigidez efectiva a un desplazamiento dado.

Rigidez efectiva "Keff":

$$K_{eff} = \frac{G_n \cdot A_n}{H_n}$$

Dónde:

G_n : Módulo de Corte a una deformación angular dada

A_n : Área de la sección transversal del Neopreno

H_n : Altura del Neopreno

En la figura 4.9 se muestra la curva de histerética de un aislador HDR de las mismas dimensiones que el ejemplar LRB anterior. Si se grafica con la precisión adecuada, se aprecia un cambio de pendiente y una leve curvatura al cual, para efectos de modelamiento bilineal, podemos definir como el punto de incursión al rango inelástico (5%-10%).

Curva de Histéresis (F vs D) para HDR

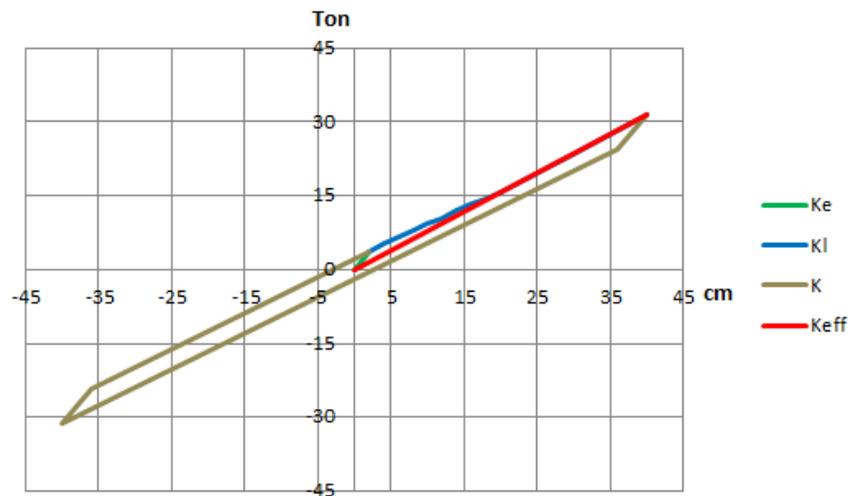


Figura 4.9: Fuerza Lateral (F) vs Deformación Lateral (D) en un HDR

- Amortiguamiento

El cálculo del amortiguamiento viscoso de un HDR es complejo: La fórmula propuesta anteriormente resulta imprecisa ya que calcula el área de la curva de histéresis como un paralelogramo y no considera la curvatura de la gráfica. Por otro lado, otros autores, como Naemin Fazard y James Kelly, proponen una metodología para calcular, de manera precisa, el amortiguamiento viscoso de aisladores HDR. Para ello, realizan un complejo ejercicio de igualar a cero la integral de la diferencia de energía disipada del modelo histerético y el modelo real (Fazard: 1999 p.111-115). Para fines de diseño, la metodología también se descarta por no resultar práctica. Una práctica válida para calcular el amortiguamiento viscoso es emplear la data de un proveedor de aisladores, la cual resulta suficientemente precisa. En la figura 4.10 se muestra comparación entre la curva del amortiguamiento viscoso calculado (β calc) con la fórmula de los aisladores LRB y la curva de amortiguamiento obtenida de un (FIP Industriale – III, 2015)

Amortiguamiento Viscoso (β_{eff}) vs Deformación Angular (γ) para HDR

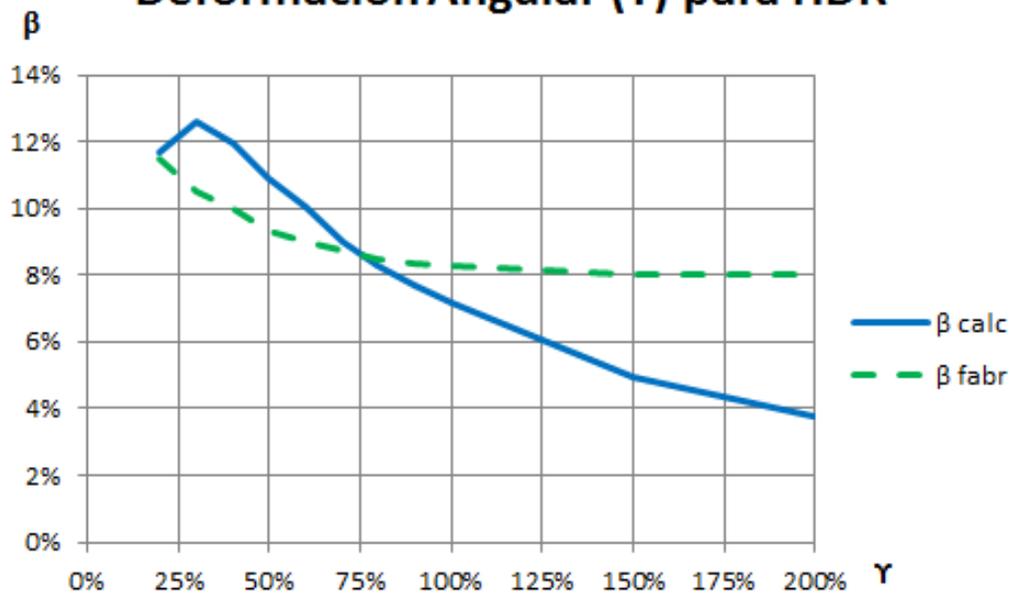


Figura 4.10: Amortiguamiento viscoso (β_{eff}) vs Deformación Angular (γ) para HDR

- Rigidez Vertical

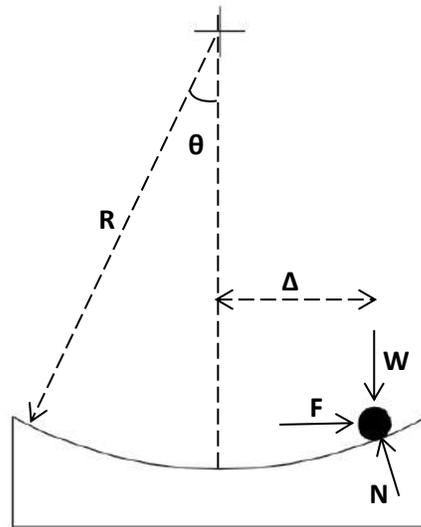
El concepto de rigidez vertical así como su aplicación en el diseño de aisladores HDR es homólogo al de los LRB.

4.3.3 PROPIEDADES DE LOS FPS Y PTFE

Los aisladores de fricción tienen un comportamiento de vibración distinto al de los elastoméricos. Las propiedades de histéresis de estos dispositivos se determinan por factores como la curvatura de las superficies y la fricción entre éstas.

- Rigidez lateral

La rigidez lateral se define como el cociente de la fuerza restitutiva a un desplazamiento dado entre el valor de dicho desplazamiento. El diagrama de cuerpo libre del péndulo y la deducción de las fórmulas de oscilación pueden observarse en la imagen 4.11.



$$F = W \cdot \tan \theta$$

$$\tan \theta = \Delta / R$$

$$F = W \cdot \Delta / R$$

$$K = F / \Delta = W / R$$

$$T = 2 \cdot \pi \sqrt{W / g \cdot K} = 2 \cdot \pi \sqrt{R / g}$$

Figura 4.11: Comportamiento de los Péndulos Friccionales

En un deslizador plano, el radio de curvatura se considera infinito y la rigidez, cero. Los dispositivos no aportan en absoluto fuerza restitutiva al sistema de aislamiento; no obstante, estos desarrollan una curva de histéresis debido a la fuerza de fricción generada en oposición al desplazamiento. La figura 4.12 muestra la curva de histéresis de un deslizador de coeficiente de fricción $\mu=0.1$ y ante carga axial $P=100$ ton.

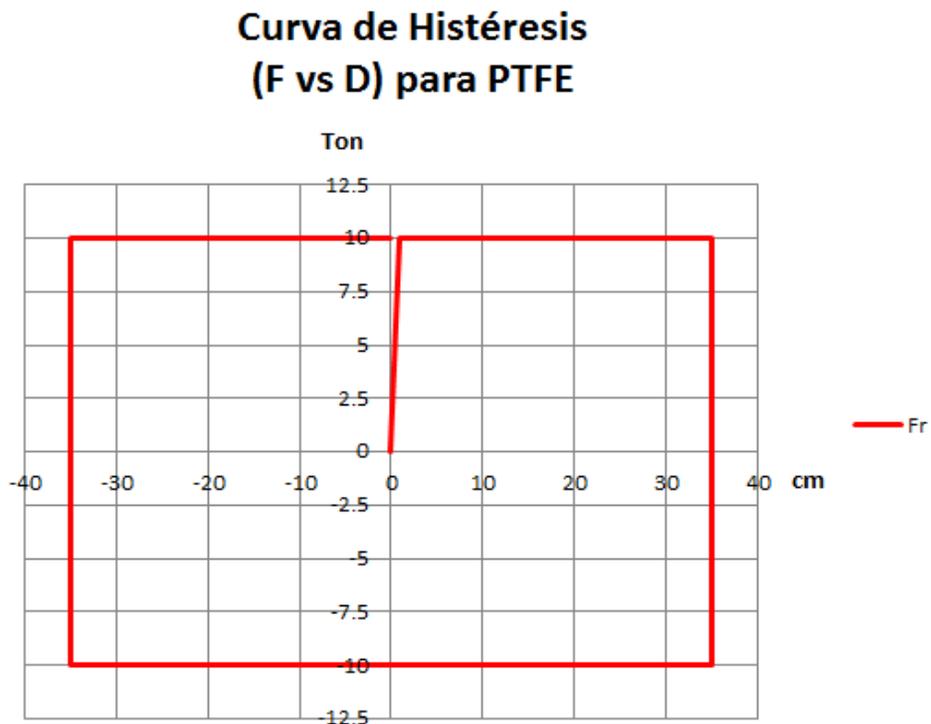


Figura 4.12: Amortiguamiento viscoso (β_{eff}) vs Desplazamiento (D) para PTFE

- Amortiguamiento

El cálculo del amortiguamiento para péndulos friccionales y deslizadores planos se realiza empleando una misma fórmula. Se demuestra que el amortiguamiento efectivo β_{eff} de los péndulos friccionales dependen de factores como curvatura, fricción y desplazamiento; sin embargo, en los deslizadores, es un valor constante, 63.7%.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} \cdot \left(\frac{\mu}{\Delta/R + \mu} \right) = \frac{2}{\pi}$$

Dónde:

μ : Coeficiente de fricción

Δ : Desplazamiento considerado

R : Radio de Giro del Aislador

- Coeficiente de fricción estático

Hace referencia al cociente de la fuerza de fricción entre las superficies de deslizamiento y la carga que se le aplica al inicio del movimiento. En la figura 4.13 se muestra el gráfico del coeficiente de fricción vs esfuerzo axial donde se evidencia la reducción del coeficiente con el aumento del esfuerzo entre superficies, notándose una estabilización a partir de los 40 MPa (Kelly: 2001, p141).

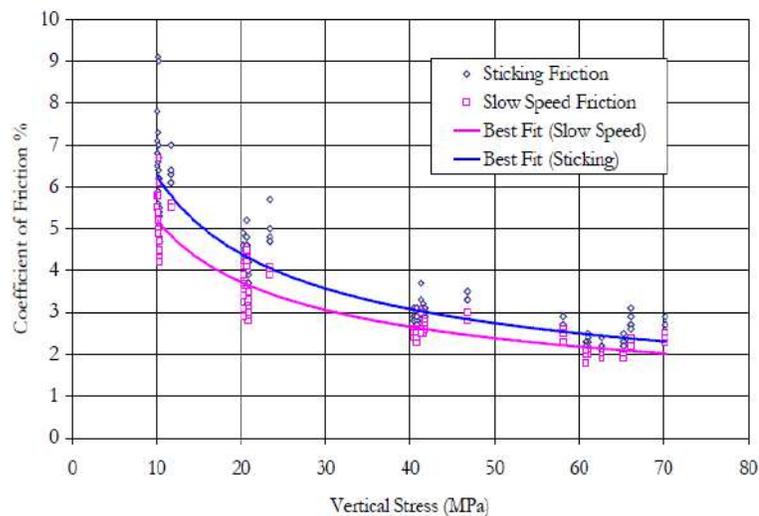


Figura 4.13: Coeficiente de fricción estático vs esfuerzo axial

- Coeficiente de fricción dinámico

Hace referencia al cociente de la fuerza de fricción entre las superficies de deslizamiento cuando estas ya se encuentran en movimiento. En la figura 4.14 se muestran ensayos de Skellerup Industries demuestran la variación del coeficiente: Conforme aumenta la velocidad hasta los 100 mm/s, el coeficiente aumenta y luego se estabiliza. Además, se observa que a menor esfuerzo axial sobre las superficies, el valor de fricción es mayor (Kelly: 2001, p138).

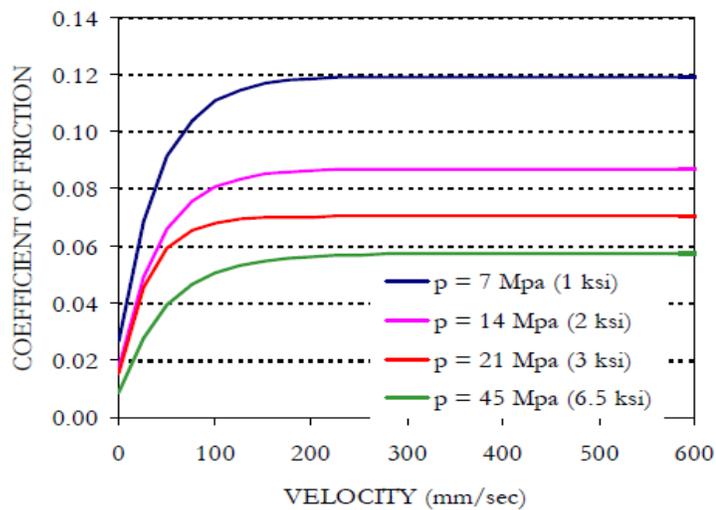


Figura 4.14: Coeficiente de fricción dinámico vs velocidad

5. RESTRUCTURACIÓN Y MODELAMIENTO

5.1 GENERALIDADES

El Edificio Multifamiliar Basadre, es un proyecto de viviendas ubicado en el distrito de San Isidro, Lima, Perú. La edificación originalmente fue proyectada como un sistema estructural del tipo dual, en una dirección, y del muros en la otra; sin embargo, para fines del presente estudio, su configuración fue modificada por motivos técnicos y económicos.

El objetivo fue rediseñar el proyecto de manera que influya lo menos posible en la arquitectura original. En la superestructura, las dimensiones de los elementos del sistema estructural disminuyeron, pues las exigencias sísmicas se vieron reducidas gracias al aislamiento, pero manteniendo simultáneamente una rigidez apropiada para su óptimo funcionamiento. Los cambios se enfocaron sólo los elementos con responsabilidad sísmica, no en el sistema de losas, de manera que las variaciones del presupuesto reflejen sólo el costo de implementar el aislamiento en una edificación convencional.



Figura 5.1: Edificio Multifamiliar Basadre

5.2 ESTRUCTURA

El edificio Basadre se divide en siete (07) niveles de superestructura, correspondiente a viviendas, y dos (02) niveles de subestructura destinados a sótanos; las cuales fueron reestructuradas acorde a las solicitaciones particulares de cada una.

5.2.1 RESTRUCTURACIÓN

La reestructuración fue parcial, porque el sistema de losas y tabiquería, cuya incidencia no es relevante en eventos sísmicos, se mantuvo tal como el proyecto original lo concibió. Por otro lado los elementos estructurales fueron rediseñados considerando los nuevos requerimientos por aislamiento para su óptimo desempeño.

- **La superestructura**

La parte del edificio dedicado a viviendas, originalmente estaba compuesto por un sistema de muros de corte en una dirección y dual en la otra. En la figura 5.2, se observa el diseño original: Grandes placas laterales que asumirán la responsabilidad sísmica, por lo cual no fue necesario de más pórticos rígidos para rigidizar dicha dirección.

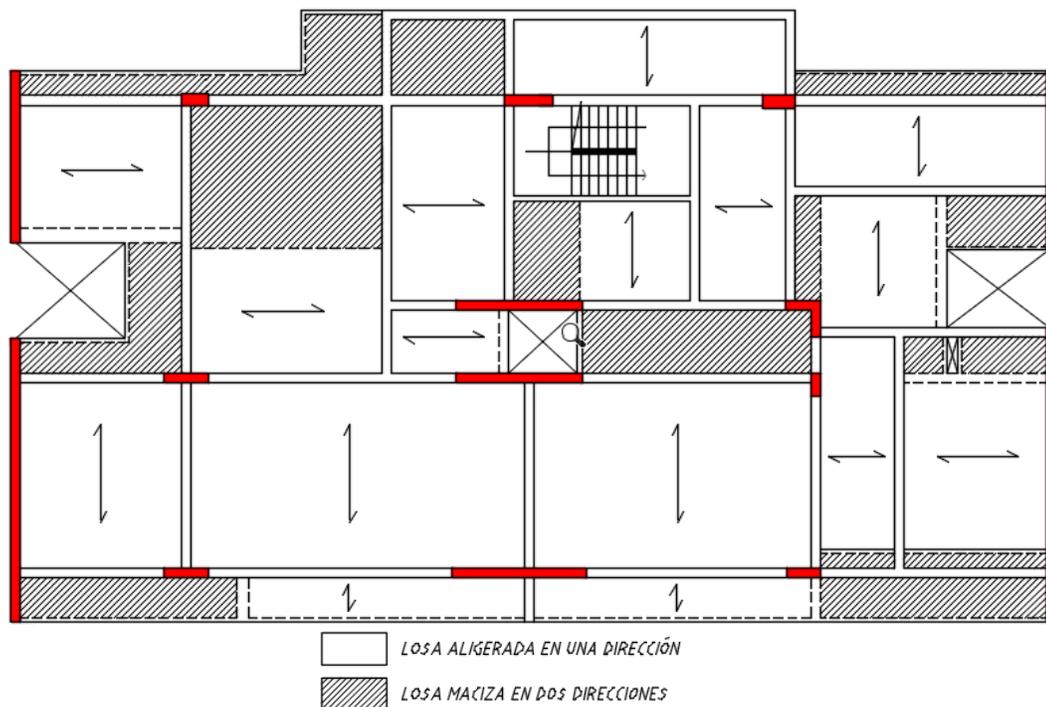


Figura 5.2: Esquema original de la planta típica de la superestructura

Luego de la reestructuración, por implementación de los aisladores, la superestructura se conformó por pórticos rígidos en ambas direcciones. Los cambios se muestran en la figura 5.3 donde se aprecia, además, la reducción de placas y apenas algunos cambios mínimos en el sistema de losas.

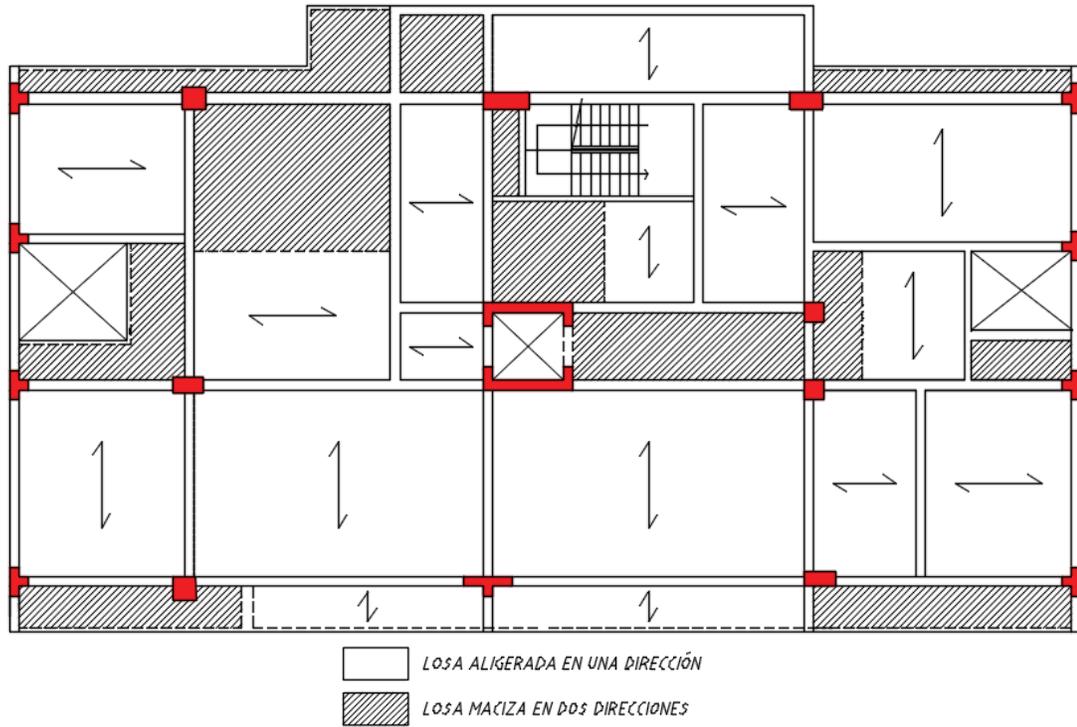


Figura 5.3: Esquema reestructurado e la planta típica de la superestructura

En referencia a los desplazamientos laterales, se consideró una separación entre edificaciones colindantes del orden de 30 cm, valor estimado en el predimensionamiento del sistema aislado y luego verificado en el diseño.

- **La subestructura**

La parte sin aislar no vio alterado su sistema estructural, se mantuvo en muros de corte para ambas direcciones y arriostraron las columnas en voladizo con el fin de controlar los efectos P-Delta. La necesidad de aislar el ascensor de la subestructura motivó proyectar (04) columnas adicionales, de manera que éstas reemplacen el soporte de vigas y losas, originalmente responsabilidad de la caja del ascensor. La

distribución ortogonal y diagonal de los elementos para el arrioste, en ambas direcciones, se observan en la figura 5.4.

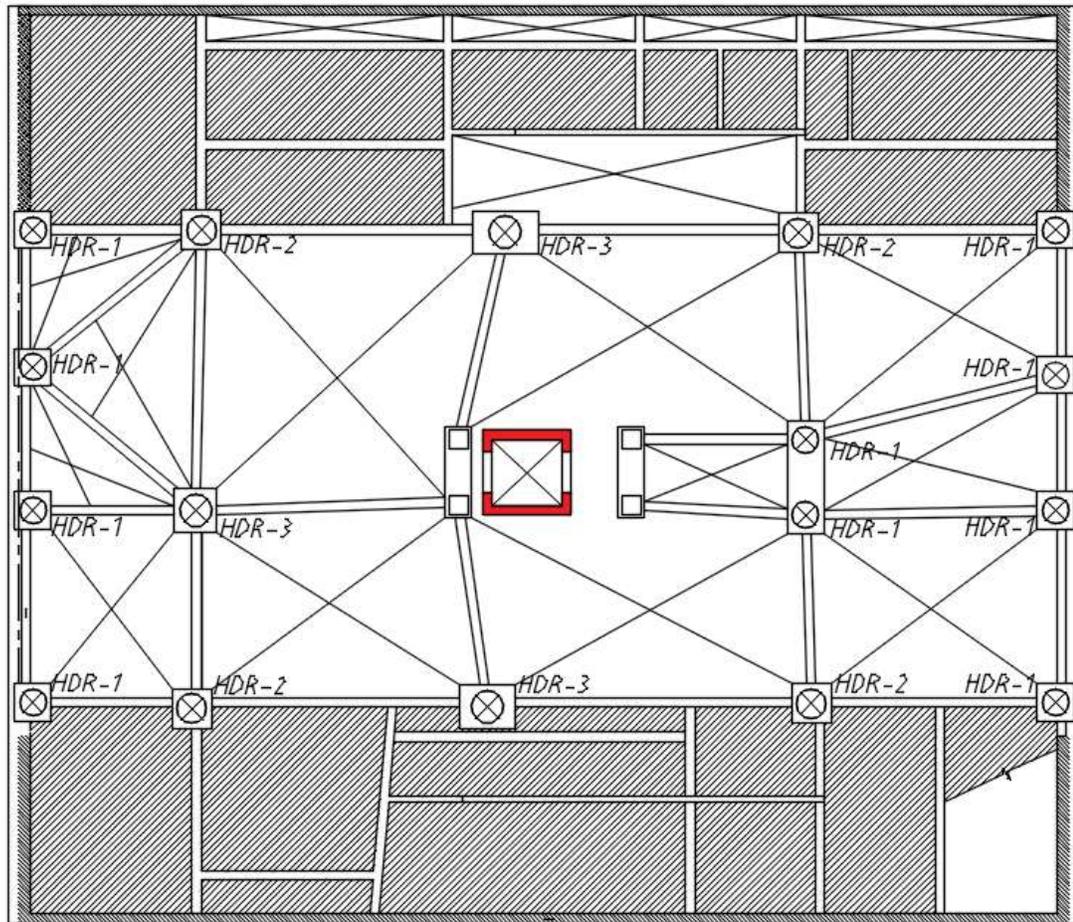


Figura 5.4 Esquema en planta del Sistema Aislado y Subestructura

En edificaciones multifamiliares típicas, como el presente caso, el ingreso a los sótanos puede verse dificultado por la interferencia de las vigas del aislamiento con la rampa de acceso. Se puede observar la propuesta para el presente proyecto (figura 5.5) que escalona la interfaz de aislación descendiendo los dispositivos por debajo de la rampa, de manera que se respete la altura libre de ésta.

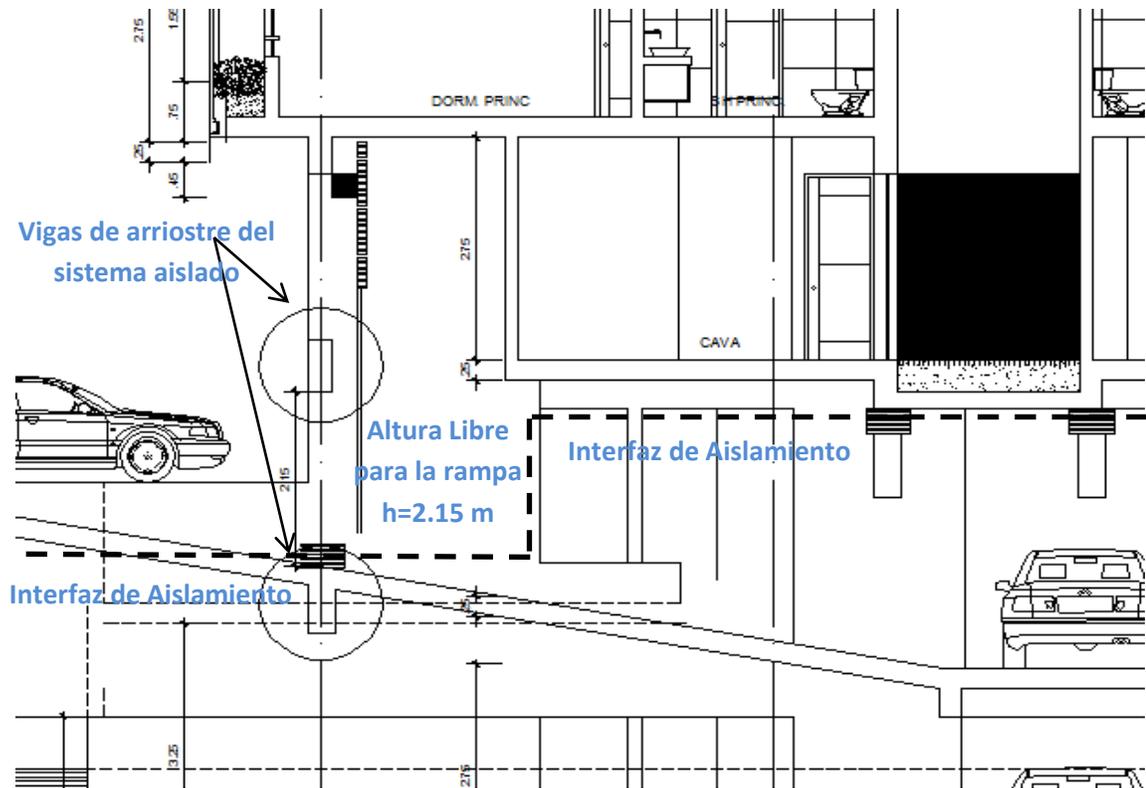


Figura 5.5 Corte de la Rampa de Ingreso – Interfaz de Aislamiento

5.2.2 MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

La estructura fue modelada en el programa SAP2000 v.15 tomando como directriz la estructuración descrita, criterios referentes a los materiales, el comportamiento de cada tipo de elemento estructural y las cargas actuantes que se exponen a continuación.

Materiales Empleados

- Modelo mecánico del concreto armado para una resistencia de $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad calculado para el $f'c$ especificado: $E_c = 15000\sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
- Modelo mecánico del refuerzo correspondiente al del acero grado 60.

Elementos Estructurales

- Modelamiento de losas como elementos área con fuerzas fuera del plano en una dirección, para el caso de aligerados, y en dos direcciones, para las losas macizas.

- Modelamiento de vigas como elementos lineales sujetos a solicitaciones de flexión y cortante.
- Modelamiento de columnas como elementos lineales sujetos a solicitaciones de flexión, cortante y axial.
- Modelamiento de muros de corte como elementos área tipo cáscara (fuerzas dentro y fuera del plano)
- Diafragmas rígidos en todos los puntos de cada losa sin irregularidades considerables.
- Consideración de rótulas en extremos de vigas donde no se garantiza el anclaje o continuidad del refuerzo.

Cargas Permanentes:

- | | |
|---|--------------------------|
| • Peso específico de elementos de concreto simple | : 2300 Kg/m ³ |
| • Peso específico de elementos de concreto armado | : 2400 Kg/m ³ |
| • Peso específico de albañilería | : 1800 kg/m ³ |
| • Peso de losa con viguetas pretensadas (e=0.20m) | : 280 Kg/m ² |
| • Peso por tabiquería móvil | : 100 Kg/m ² |
| • Peso por piso terminado (e=0.05m) | : 100 Kg/m ² |

Sobrecargas:

- | | |
|--|-------------------------|
| • En ambientes de uso destinado a viviendas | : 200 Kg/m ² |
| • En ambientes de uso destinado a azoteas | : 100 Kg/m ² |
| • En ambientes de uso destinado a estacionamientos | : 250 kg/m ² |

Los valores establecidos para el diseño se han obtenido del Reglamento Nacional de Edificaciones y se han considerado para obtener el siguiente modelo de la estructura (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento – II: 2006).

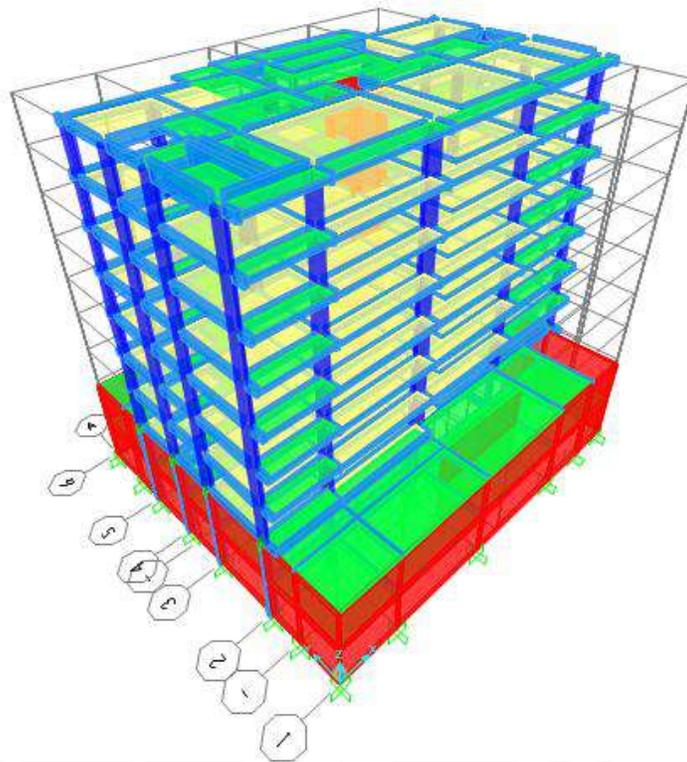


Figura 5.6: Modelo Computarizado de la Estructura en SAP2000

5.3 SISTEMA DE AISLAMIENTO

Se ha seleccionado, para el Edificio Multifamiliar Basadre, aisladores de alto amortiguamiento “HDR” y deslizadores planos “PTFE” según los criterios descritos en el capítulo 4.1 “Tipos de Aisladores”.

5.3.1 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO

El sistema de aislamiento se predimensiona considerando el comportamiento de la superestructura como el del modelo de masa concentrada. Complementario a ello, se toma como referencia los principios del aislamiento y las condiciones generales para su implementación en edificios de viviendas. Adicionalmente, la filosofía del aislamiento para sismos de diseño y máximo creíble se ha acoplado al marco de la Norma E.030 (2016) para optimizar el cálculo de los dispositivos.

La metodología seguida para el predimensionamiento y optimización del sistema aislado se describe a continuación:

- Se realizó un metrado de cargas axiales en cada apoyo para los estados de carga muerta y viva.
- Se seleccionó, a criterio del proyectista, el tipo de aislador en cada apoyo, acorde a la magnitud de la carga axial e intentando mantener la regularidad en planta. Se consideró tres (03) tipos aisladores de HDR y un (01) PTFE.
- Se establecieron parámetros de sitio de acuerdo a la norma peruana, “Factor de Zona” **Z** y “Tipo de Suelo” **S1** (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento – I, 2016) Así también se establecieron los parámetros de la estructura de acuerdo norma (ASCE 7-10: 2010, tabla 17.5-1): “Factor de Uso” **U** y “Coeficiente de Reducción” **R**.
- Se asumió un valor inicial, entre el 8% y 20%, para el amortiguamiento equivalente **β_{eff}** de todo el sistema, el cual será ajustado por medio de iteraciones sucesivas. Se calculó, por interpolación, el valor del coeficiente de amortiguamiento **B** asociado al amortiguamiento equivalente a partir de la tabla 17.5 de la ASCE 7-10.

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

- Se calculó el valor del cortante basal óptimo, multiplicando los parámetros establecidos y el peso sísmico de la superestructura. Se logra el valor óptimo del sistema fijando el coeficiente **C/R** al mínimo establecido por la norma E.030, artículo 4.5.2, que indica un valor igual a 0,125.

$$F_s = M \cdot \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R \cdot B} = M \cdot \frac{Z \cdot U \cdot S}{B} \cdot (0,125)$$

- Producto de fijar el coeficiente de “C/R”, se despejó el valor del periodo óptimo de la estructura empleando el criterio descrito en el capítulo 2.5 de la norma E.030.

$$T < T_p, \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l, \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T_l < T, \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_l}{T^2} \right)$$

- De forma análoga, se obtuvo el valor de la Rigidez Óptima **Keff** del sistema aislado empleando la ecuación del periodo para un modelo de masa concentrada.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{eff}}}$$

- A partir de la Rigidez Óptima **Keff** y la Fuerza Sísmica óptima **Fs**, se obtiene el valor de Desplazamiento Óptimo **D**.
- Se asignó un valor de rigidez a cada tipo de aislador, ponderando el peso sísmico promedio que cargan, de manera que la suma de rigideces de aisladores sea equivalente a la rigidez óptima calculada previamente.
- Posteriormente, se calcularon las dimensiones óptimas de cada tipo de aislador para la rigidez asignada, considerando del esfuerzo axial admisible del caucho. Los resultados obtenidos son referenciales: a partir de ellos se estimaron dimensiones comerciales para el diseño de cada tipo de aislador. Con fines de uniformizar el diseño, se han considerado algunos criterios como la similitud de dimensiones de los tipos de aisladores y alturas de caucho cercanas al valor del desplazamiento de diseño **D_D** para controlar las distorsiones angulares.
- Finalmente, se realizó un proceso iterativo para estimar el valor del desplazamiento del sistema. El procedimiento se inició asumiendo el valor calculado de desplazamiento de diseño **D_D**; luego se calculó las propiedades mecánicas de todos los aisladores para tal condición, lo cual llevó a obtener el periodo y el coeficiente de amortiguamiento. Con dichos datos, se calculó nuevamente el desplazamiento espectral de todo el sistema y se validó con el valor inicial asumido. Si ambos desplazamientos no coincidiesen, se itera nuevamente con otro valor hasta que converjan.
- El amortiguamiento obtenido se verificó con el valor asumido a inicios del procedimiento. Si fuera necesario, nuevamente se recalcula del cortante basal, periodo y rigidez para culminar ajustando las dimensiones de los aisladores.

El procedimiento descrito se muestra en las siguientes hojas de cálculo, para el diseño del aislamiento del Edificio Multifamiliar Basadre.

1.0 PREDIMENSIONAMIENTO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

Se muestra el cuadro de cargas que llegan a los aisladores por condiciones de carga muerta y viva.
A criterio del diseñador, se seleccionará un tipo de dispositivo de aislamiento. Estos criterios se resumen en:

- * Regularidad Estructural en planta
- ** Carga Axial estática de distinta magnitud en apoyos centrales que en laterales o esquineros.
- *** Carga Axial dinámica de distinta magnitud en apoyos centrales que en laterales o esquineros.

CUADRO DE CARGAS EN CADA AISLADOR				
APOYO	CM (ton)	CV (ton)	CM+CV (ton)	AISLADOR
1	139.0	12.3	151.3	HDR-1
2	270.0	32.7	302.7	HDR-2
3	484.2	56.6	540.8	HDR-3
4	370.4	47.2	417.6	HDR-2
5	144.4	13.6	157.9	HDR-1
6	130.4	11.2	141.6	HDR-1
7	157.2	15.8	173.0	HDR-1
8	333.5	48.0	381.5	PTFE
9	234.5	33.5	268.0	HDR-1
10	141.6	16.5	158.2	HDR-1
11	308.4	51.1	359.4	HDR-3
12	330.2	54.1	384.3	PTFE
13	240.9	34.8	275.6	HDR-1
14	187.5	21.0	208.5	HDR-1
15	135.2	19.4	154.7	HDR-1
16	258.0	38.2	296.2	HDR-2
17	305.8	44.4	350.2	HDR-3
18	293.7	40.9	334.6	HDR-2
19	166.3	17.2	183.5	HDR-1
TOTAL	4631.2	608.4	5239.6	

2.0 CUADRO RESUMEN DE CARGAS EN AISLADORES

TIPO DE DISPOSITIVO DE AISLAMIENTO	Código	Cantidad	C.M. Promedio	C.V. Promedio
Alto Amortiguamiento	HDR-1	10	167.7	19.5
Alto Amortiguamiento	HDR-2	4	298.0	39.8
Alto Amortiguamiento	HDR-3	3	366.1	50.7
Deslizador Plano	PTFE	2	331.8	51.1

Unidades:
m
ton.f
s



3.0 PARÁMETROS PRELIMINARES DEL PROYECTO

Parámetros de Sitio

Z(DBE)	0.45	g	Factor de aceleración (De Diseño) para edificaciones en Zona 4
Z(MCE)	0.675	g	Factor de aceleración (Máximo Creíble) para edificaciones en dicha zona
Suelo	S ₁		Factores para perfil de Suelo de Roca o Muy Rígidos
S	1		Coefficiente de amplificación para suelo Tipo S ₁
Tp	0.4	s	Periodo de vibración "P" para el suelo
Tl	2.5	s	Periodo de vibración "L" para el suelo

Parametros de la Superestructura

U	1		Factor de Uso Superestructura
Rs	2		Factor de reducción de superestructura
Rsa	1		Factor de reducción del Sistema Aislado
*	25	%	Porcentaje de participación de carga viva
W	4783	ton	Peso Sismico de la estructura

4.0 PREDISEÑO DEL SISTEMA DE AISLACIÓN

El prediseño del sistema de aislación calcula las propiedades óptimas del sistema de aislamiento. (Valores referenciales)

Consideraciones de Diseño

β	16.02	%	Amortiguamiento Viscoso Equivalente
B	1.32		Coefficiente por amortiguamiento

Propiedades Mecánicas del Sistema Aislado (Optimizado)

C	0.25		Coefficiente de Amplificación Óptimo para Diseño del Sistema Aislado
v	4.26	%	Fuerza Sismica optima para diseño de la Superestructura (Respecto al Peso)
Fs	407.66	ton	Fuerza Sismica Óptima para Diseño del Sistema Aislado
T'	3.16	s	Periodo Óptimo del Sistema Aislado
Ksa	19.27	ton/cm	Rigidez Óptima del Sistema Aislado
D	21.16	cm	Desplazamiento Óptimo del Sistema Aislado

5.0 CUADRO RESUMEN PRELIMINAR DE PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS AISLADORES

Las propiedades mecánicas (Rigidez y Amortiguamiento) de los equipos se estiman proporcionalmente a la carga axial.

TIPO DE DISPOSITIVO DE AISLAMIENTO	Código	Cantidad	Peso Sismico	Rigidez c/aislador	Amorti-guamiento
Alto Amortiguamiento	HDR-1	10	172.6	0.81	8.0%
Alto Amortiguamiento	HDR-2	4	308.0	1.45	8.0%
Alto Amortiguamiento	HDR-3	3	378.8	1.78	8.0%
Deslizador Plano	PTFE	2	344.6	0.00	63.6%

Unidades:

m
ton.f
s

6.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

E.030: Norma Técnica Peruana de Diseño Sismoresistente
ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures

	HOJA DE DISEÑO DE LOS AISLADORES Y SISTEMA AISLADO					ELABORADO POR MLB	
						PROYECTO PFC-2	
						04/12/2016	
1.0 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES							
Propiedades del Caucho (Aisladores Elastómeros) IRHD 37 Dureza del Caucho Gr 0.4 MPa Módulo de corte del Caucho Er 1.35 MPa Módulo de elasticidad del Caucho k 0.87 Constante del material σ 81.5 kg/cm ² Esfuerzo de Compresión Máximo Admisible Propiedades del Teflón (Deslizadores Planos) μ 0.1 Coeficiente de Fricción σ 441 kg/cm ² Esfuerzo de Compresión Máximo Admisible							
2.0 CÁLCULO DE LAS DIMENSIONES MÍNIMAS DE LOS AISLADORES							
		HDR-1	HDR-2	HDR-3			
Pu		330.0	450.0	580.0	ton		Carga Axial máxima Estimada 130%(CM+CV)
Keff		0.81	1.45	1.78	ton/cm		Rigidez óptima del presideño
D		718	838	952	mm		Diámetro del Caucho mínimo
Hr		199	152	160	mm		Altura de Caucho mínimo
3.0 DISEÑO DE LOS AISLADORES							
		HDR-1	HDR-2	HDR-3			
D		750	800	850	mm		Diámetro del Aislador
ni		21	21	21			Número de capas de neopreno
hi		8	8	8	mm		Espesor de capa de neopreno
li		3	3	3	mm		Espesor de plancha de acero
Hr		168	168	168	mm		Altura total del neopreno
4.0 PROPIEDADES DEL SISTEMA AISLADO							
D		20.25 cm	Iterar D				Desplazamiento de diseño
		HDR-1	HDR-2	HDR-3	PTFE	S.A	
N°		10	4	3	2	19	Número de equipos
Dy		1.68	16.80	16.80	-	-	cm Deformación de Fluencia
γ		121	121	121	-	-	% Deformación angular
Keff		1.052	1.197	1.351	0.00	19.36	ton/cm Rigidez efectiva
T'		-	-	-	-	3.15	s Periodo de la estructura
β		8.00	8.00	8.00	63.66	16.02	% Amortiguamiento efectivo
B		-	-	-	-	1.381	Coeficiente de amortiguamiento
Sa		-	-	-	-	0.082	g Aceleración espectral
Sd		-	-	-	-	20.25	cm Desplazamiento espectral
ratio		-	-	-	-	0.00	% Variación entre Desplazamiento de Diseño y Espectral
5.0 BIBLIOGRAFÍA							
Base Isolation of Structures: Design Guidelines, Holmes Consulting Group							

5.3.2 MODELAMIENTO DEL SISTEMA AISLADO

En el programa SAP2000, los aisladores son modelados como elementos lineales *link* y definidos como *Rubber Isolator* si son elastómeros HDR o LRB. Se consideran propiedades en los grados de libertad de traslación (U1, U2, U3), mas no así en lo correspondiente al giro (R1, R2, R3). En el caso de los dispositivos friccionales, como los péndulos de fricción y los deslizadores PTFE, estos se definen como *Friction Isolator* y tienen los mismos grados de libertad que los anteriores.

La figura 5.7 muestra la ventana del programa para definir el tipo de elemento link. Sea cualquiera de los casos mencionados, en la coordenada **U1** (Axial) se consideran sólo propiedades para el análisis lineal, mientras que en las coordenadas **U2** y **U3** (transversales) se consideran propiedades para el análisis lineal y no lineal.

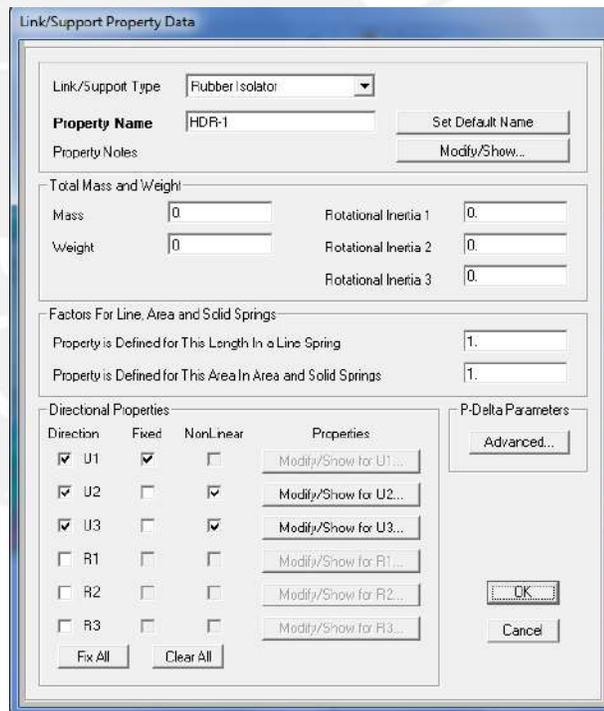


Figura 5.7: Ventana Link/Support Property Data

Las propiedades a ingresar al programa se diferencian según el tipo de análisis al cual se someterá el modelo. De tal forma, en el análisis lineal, las propiedades son calculadas previamente para un desplazamiento dado; posteriormente se verifican a partir de los resultados de los análisis estáticos y espectrales. Según la precisión del

predimensionamiento, el ejercicio iterativo de verificación puede acortarse. Por otro lado, las propiedades para el análisis no lineal hacen referencia a los datos necesarios para que el programa genere su propia curva bilineal de histéresis. De esta manera, en el análisis tiempo-historia, se calculará automáticamente las propiedades a cualquier desplazamiento.

Véase que en las figuras 5.8 y 5.9 se muestran las ventanas de propiedades en las tres (03) coordenadas analizadas para el aislador “HDR1” predimensionado anteriormente. En el análisis lineal, se considera sólo la rigidez efectiva y para el análisis no lineal, la rigidez (elástica), esfuerzo de fluencia y Ratio de rigidez post fluencia.

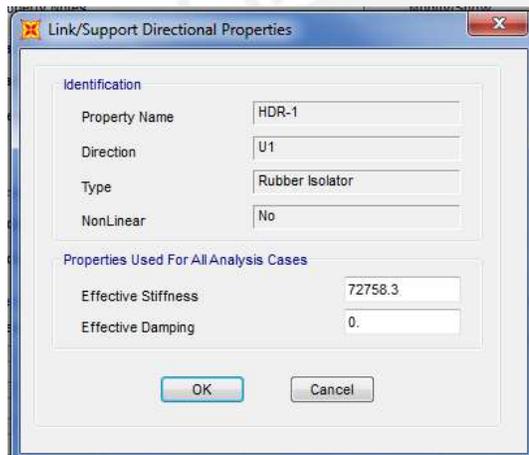


Figura 5.8: Ventana de Propiedades en U1

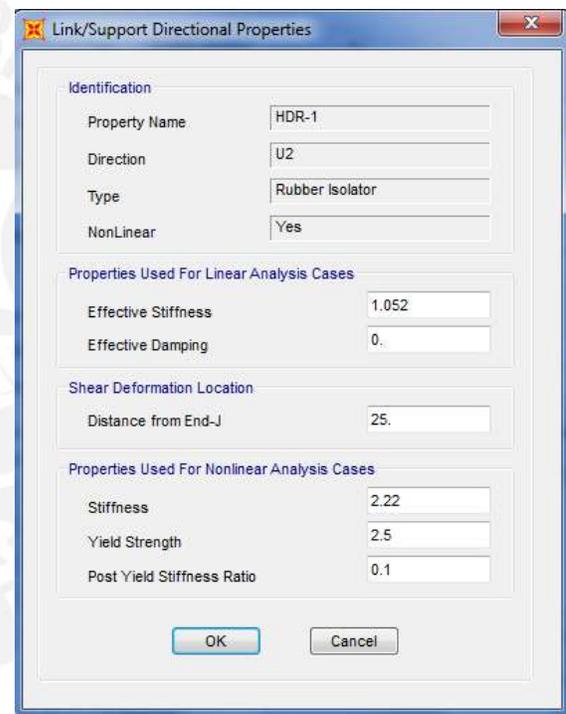


Figura 5.9: Ventana de propiedades en U2 y U3

En la figura 5.10 se muestra los efectos P-Delta por aplicación de carga excéntrica sobre el aislador. Se generan momentos en las caras superior e inferior así como un par de fuerzas cortantes. Para el diseño, se considera que los cortantes adicionales V son despreciables: sólo se reparte en momentos que son transmitidos desde los capiteles superior e inferior. En aisladores elastómeros, la repartición del momento generado es equitativo, 50% hacia la superestructura y 50% a la subestructura; sin

embargo, en péndulos friccionales, el 100% del momento generado se transmite a la subestructura.

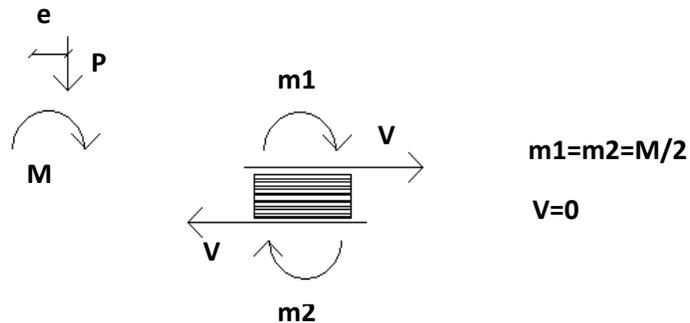


Figura 5.10 Distribución del Momento P- Δ en Aisladores Elastoméricos

La redistribución del momento P-Delta en cada aislador debe hacerse de manera manual para el análisis espectral y el tiempo-historia. Por otro lado, si se desea realizar el análisis Fuerza Lateral Equivalente, el programa puede hacerlo de manera automática. Véase la ventana de parámetros P-Delta con los coeficientes definidos para redistribuir 50% del momento generado hacia la superestructura y subestructura respectivamente (figura 5.11).

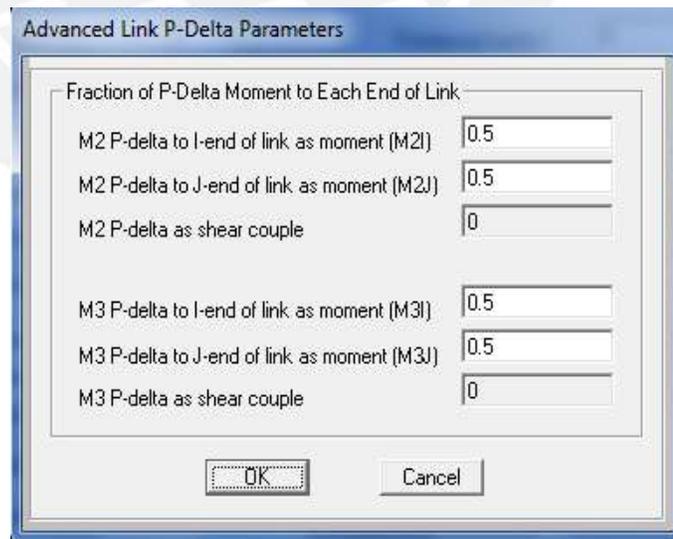


Figura 5.11 Cuadro de parámetros P-Delta

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

6.1 GENERALIDADES

Las edificaciones aisladas y las de base fija mantienen una similitud en el análisis para estados de carga muerta y carga viva: se asignan las cargas y posteriormente se calculan las fuerzas por el método de análisis matricial en un *software* de estructuras. Por el contrario, los procedimientos normativos para determinar las solicitudes sísmicas son singulares para edificaciones de base fija y las aisladas. La norma de Diseño Sismoresistente E.030 (2015), se refiere al capítulo 17: “Requerimientos de diseño para estructuras aisladas sísmicamente” de la norma ASCE 7-10, donde se establecen los análisis estáticos y dinámicos para edificios aislados pero con parámetros adaptados de la norma peruana.

Los parámetros sísmicos tomados en consideración para el caso del Edificio Multifamiliar Basadre son los siguientes:

Factor de Zona “ Z_{DBE} ”:	0.45g
Factor de Zona “ Z_{MCE} ”:	0.675g ($1.5Z_{DBE}$)
Factor de Uso “U”:	1.0
Tipo de Suelo “S1”	
Factor de Suelo “S”:	1.0
Periodo “p” del suelo “ T_p ”:	0.4 s
Periodo “l” del suelo “ T_l ”:	2.5 s
Coefficiente de Reducción “R*” sin aislamiento:	8 (pórticos)
Coefficiente de Reducción “R” en superestructura:	2 (Mínimo valor entre 2.0 y $3/8.R^*$)
Coefficiente de Reducción “R” en subestructura:	1
Porcentaje de participación de carga viva:	25%

6.2 ANÁLISIS MODAL

Es aquí donde se identifica los modos de vibración fundamentales de la estructura, así como el periodo y la masa participante asociado a cada uno de ellos. La importancia del análisis radica en la posibilidad de identificar el grado de optimización del aislamiento a partir del periodo del modo fundamental, así como advertir eventuales efectos de torsión, tomando como referencia formas modales encontradas y las masas participativas asociadas a estas. El análisis modal se ha realizado antes y después del aislamiento para efectos comparativos.

El análisis modal antes del aislamiento fue realizado a la superestructura considerando las columnas simplemente apoyadas. Los resultados mostrados en la tabla 6.1, identifican todos los modos con periodos inferiores a 1.0 segundos, por lo cual se descarta que la estructura sea flexible, entonces el aislamiento debería ser eficiente. A partir de la tabla, no se puede afirmar que se formaron modos fundamentales claramente determinados: los porcentajes de masa participativa ascendieron a 79.76% y 69.53%, en cada dirección, el restante se dispersó en otros modos. Como se comprueba en las figuras 6.1 y 6.2, se advierte ligeros efectos de torsión en cada uno de los modos fundamentales identificados. En resumen, y a partir de lo observado, se concluye que, con la restructuración hecha, se puede de aislar eficientemente.

Formas Modales	Periodo T (s)	Masa Participativa uX (%)	Masa Participativa Acumulada uX (%)	Masa Participativa uY (%)	Masa Participativa Acumulada uY (%)
Modo 1	0.90	0.01%	0.01%	79.76%	79.76%
Modo 2	0.85	69.53%	69.54%	0.04%	79.80%
Modo 3	0.79	6.01%	75.55%	0.07%	79.87%
Modo 4	0.44	0.00%	75.55%	0.00%	79.87%
Modo 5	0.44	0.00%	75.55%	0.00%	79.87%
Modo 6	0.44	0.00%	75.55%	0.00%	79.87%
Modo 7	0.44	0.01%	75.56%	0.00%	79.87%
Modo 8	0.44	0.02%	75.57%	0.00%	79.88%
Modo 9	0.44	0.02%	75.59%	0.00%	79.88%
Modo 10	0.38	0.00%	75.59%	0.00%	79.88%
Modo 11	0.28	0.00%	75.59%	10.97%	90.85%
Modo 12	0.26	0.00%	75.59%	0.38%	91.23%
Modo 13	0.26	2.60%	78.19%	0.00%	91.23%
Modo 14	0.24	9.97%	88.15%	0.00%	91.23%
Modo 15	0.20	0.01%	88.16%	0.00%	91.23%

Tabla 6.1: Cuadro Modos de vibración antes del Aislamiento

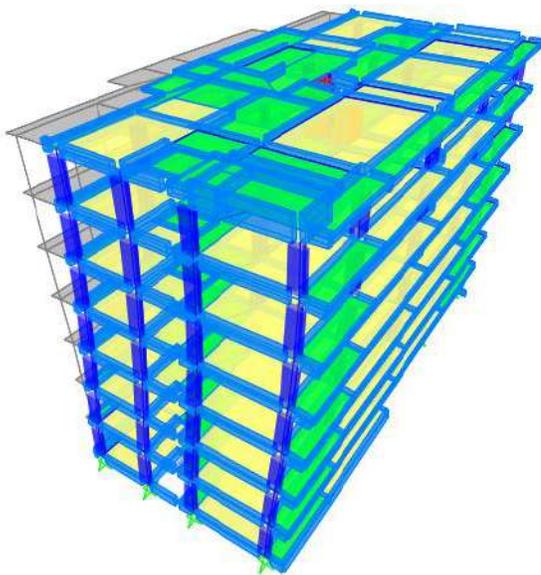


Figura 6.1: Modo de Vibración 1 ($T=0.89s$) de la superestructura

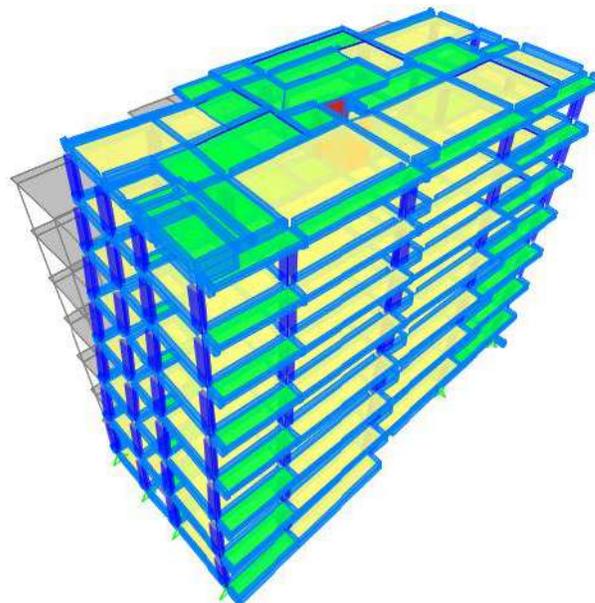


Figura 6.2: Modo de Vibración 2 ($T=0.85s$) de la superestructura

El análisis modal después del aislamiento fue realizado a la edificación integrada por la superestructura, la subestructura y el sistema aislado. Los resultados mostrados en la tabla 6.2 reflejan la formación de modos fundamentales en ambas direcciones: porcentajes de masa participativa de 86.83% y 87.93% para cada caso. Así también se verifica que los periodos fundamentales, $T_y = 3.30$ s y $T_x = 3.27$ s se acercan bastante al valor óptimo calculado en el prediseño, 3.16 s. Como se comprueba en las figuras 6.3 y 6.4, los efectos de torsión son casi nulos en los modos fundamentales identificados.

Formas Modales	Periodo T (s)	Masa Participativa uX (%)	Masa Participativa Acumulada uX (%)	Masa Participativa uX (%)	Masa Participativa Acumulada uX (%)
Modo 1	3.30	4.26%	4.26%	83.31%	83.31%
Modo 2	3.27	84.29%	88.55%	4.62%	87.93%
Modo 3	2.82	0.64%	89.19%	1.24%	89.17%
Modo 4	0.53	0.00%	89.19%	0.13%	89.30%
Modo 5	0.51	0.10%	89.29%	0.00%	89.30%
Modo 6	0.44	0.00%	89.29%	0.00%	89.30%

Tabla 6.2: Cuadro Modos de Vibración después del Aislamiento

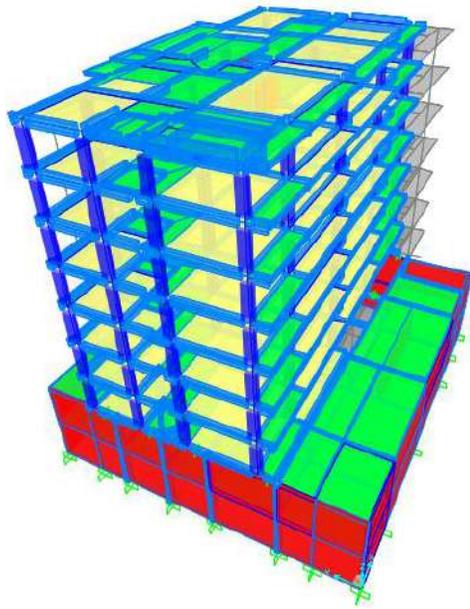


Figura 6.3: Modo de Vibración 1 (T=3.30)
de la estructura aislada

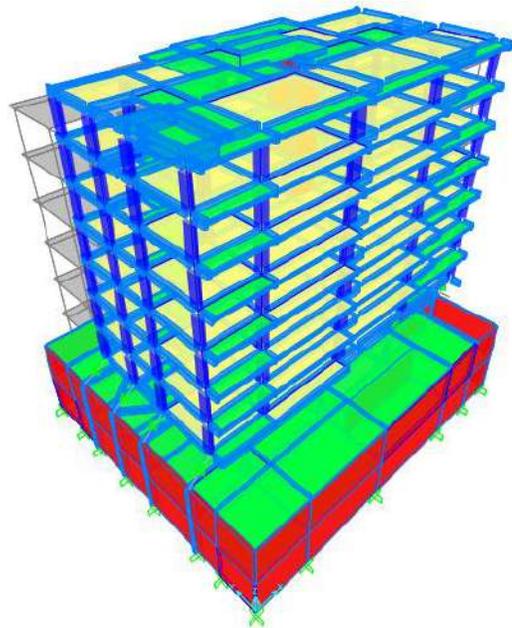


Figura 6.4: Modo de Vibración 2 (T=3.27)
de la estructura aislada

6.3 ANÁLISIS SÍSMICO

La norma ASCE 7-10 establece una metodología general para cualquier procedimiento de análisis y requerimientos principales que garanticen el correcto funcionamiento del sistema aislado, los cuales se describen a continuación:

- Fuerza restitutiva.- El sistema de aislación debe ser capaz de regresar a su posición inicial por sus propios medios. Para tal fin, la norma prescribe proveer una fuerza lateral restitutiva, en desplazamiento de diseño, mayor al 2.5% del peso sísmico (W) más la fuerza lateral correspondiente a la mitad del desplazamiento total de diseño.
- Volteo.- La norma exige un factor de seguridad por esta condición no menor de 1.0. A pesar que la norma no limita el esfuerzo de tracción sobre los aisladores, salvo que genere daño o deterioro en ellos, limitar los esfuerzos a sólo compresión ya garantiza un factor de seguridad por volteo encima del 1.0.

- Estabilidad de los aisladores.- Los dispositivos de aislamiento serán evaluados por pandeo y compresión para solicitaciones de Sismo Máximo Creíble (MCE) en las condiciones de carga específicos.
- Juntas sísmicas.- Las juntas correspondientes a la superestructura y sistema aislado no serán menores al desplazamiento máximo calculado en el análisis.

La ASCE 7-10 contempla procedimientos de análisis del tipo estático “Fuerza Lateral Equivalente”, así como dinámicos “Respuesta Espectral” y “Respuesta Tiempo-Historia”, todos ellos de carácter prescriptivo para edificaciones aisladas.

6.3.1 ANÁLISIS FUERZA LATERAL EQUIVALENTE

Este procedimiento es un análisis del tipo estático, dirigido para estructuras con características muy específicas, como edificaciones de menos de cuatro (04) pisos o 20 metros de altura, configuraciones regulares y estructuras asiladas con periodo de cuando menos el triple de la empotrada pero no mayor a 3.0 segundos. El edificio Basadre no posee las características descritas anteriormente por lo cual la metodología sólo es útil para calcular valores de desplazamiento y fuerza sísmica que son empleados en la calibración de los resultados de los procedimientos dinámicos.

Se considera un primer escenario para la condición de Sismo de Diseño. Siguiendo las fórmulas del ASCE 7-10, se obtiene un desplazamiento de diseño (D_D), en base al periodo de diseño (T_D) y la rigidez mínima de diseño (K_{Dmin}).

$$D_D = \frac{g \cdot S_{D1} \cdot T_D}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_D}$$

$$T_D = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{Dmin}}}$$

$$K_{Dmin} = \frac{\sum |F_D^+|_{min} + \sum |F_D^-|_{min}}{2D_D}$$

En donde:

g : Aceleración de gravedad.

S_D : Coeficiente de aceleración espectral para sismo de diseño.

B_D : Coeficiente por amortiguamiento para el desplazamiento de diseño.

W : Peso sísmico de la estructura

De igual manera, se considerará un segundo escenario para la condición de Sismo Máximo Creíble. Análogamente se obtendrá un desplazamiento máximo (D_M) en base al periodo a máximo desplazamiento (T_M) y la rigidez mínima a desplazamiento máximo (K_{Mmin}).

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

$$T_M = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{Mmin}}}$$

$$K_{mmin} = \frac{\sum |F_M^+|_{max} + \sum |F_M^-|_{max}}{2D_m}$$

En donde:

S_M : Coeficiente de aceleración espectral para sismo máximo creíble.

T_M : Periodo efectivo de la superestructura para el desplazamiento máximo creíble.

B_M : Coeficiente por amortiguamiento para el desplazamiento máximo creíble.

Los valores obtenidos en primer escenario son utilizados para el diseño de la superestructura y subestructura; mientras que los valores del segundo escenario, para los aisladores. La ASCE 7-10 establece un procedimiento particular para calcular los valores del coeficiente de aceleración espectral en base a condiciones geotécnicas regionales de Estados Unidos. En este procedimiento se considera valores de 0.45g y 0.675g como coeficientes de aceleración espectral para sismo de diseño y el máximo creíble respectivamente.

Una vez calculados los desplazamientos de diseño y máximos, se calcula los desplazamientos totales en cada aislador. El criterio que propone el ASCE 7-10 considera efectos de torsión y los estima de la siguiente manera.

Desplazamiento Total de Diseño

$$D_{TD} = D_D \left[1 + y \cdot \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2} \right]$$

Desplazamiento Total Máximo

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

En donde:

b: Mayor dimensión de la planta de aislamiento.

d: Menor dimensión de la planta de aislamiento.

y: Distancia entre centro de rigidez del sistema aislado y el dispositivo medido perpendicularmente a la dirección de análisis.

e: Excentricidad entre el centro de masas y el centro de rigidez de la estructura. Se considera 5% de la mayor dimensión de la planta de aislamiento.

Con los valores de rigidez y desplazamiento calculados para el sismo de diseño, se obtiene el cortante basal, considerando un factor de reducción por ductilidad para la superestructura mas no para la subestructura. En el caso del cortante basal calculado para la superestructura, este se distribuye en los centros de todos los diafragmas rígidos siguiendo el siguiente criterio.

Fuerza cortante basal para la superestructura:

$$V_S = \frac{K_{Dmax} \cdot D_d}{R_1}$$

Fuerza cortante para la subestructura:

$$V_B = K_{Dmax} \cdot D_d$$

En donde:

R1: Es el coeficiente de reducción de la fuerza sísmica por ingreso al rango inelástico.

Distribución del cortante basal en los diafragmas:

$$F_i = \frac{V_s \cdot w_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i}$$

En donde:

w_i : Peso sísmico del piso i

h_i : Altura del piso i , medido desde el nivel de aislación

6.3.2 ANÁLISIS RESPUESTA ESPECTRAL

El Análisis Respuesta Espectral de la norma ASCE 7-10 es homólogo al de la Norma E.030: se construye un espectro de pseudoaceleraciones con los parámetros ya establecidos: **Z**, **U**, **C**, **S**, **B** y **R** y el software calcula la fuerza sísmica ponderando las acciones en cada modo por su masa participativa. El análisis de estructuras aisladas por la ASCE 7-10 en cada dirección considera 30% adicional de la respuesta en la dirección ortogonal a esta.

El espectro concibe la reducción por el factor de amortiguamiento **B** sólo a los modos fundamentales en **x**, **y**. En el gráfico 6.5, se puede observar la manera en la que el espectro sufre una disminución de la pseudoaceleración en el tramo de la curva correspondiente a periodos iguales o mayores de los modos fundamentales de la estructura aislada.

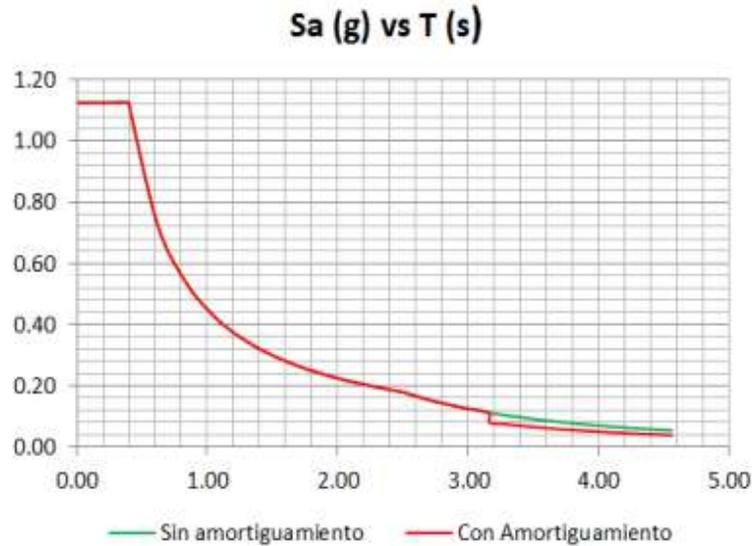


Figura 6.5: Espectro de aceleración para el edificio Multifamiliar Basadre

Al final del análisis espectral, se debe verificar que los resultados obtenidos cumplan las siguientes condiciones.

- El coeficiente de amortiguamiento del sistema aislado **B** en ningún caso podrá considerarse mayor al 30% del amortiguamiento crítico.
- En el análisis de la superestructura, se considera una cortante no menor de 80% del V_s para estructuras regulares y 100% del V_s para irregulares. Al igual que en el en estructuras convencionales, también se considerará el comportamiento inelástico, aplicando un factor de reducción R_I sobre los resultados de los análisis.
- En el análisis del sistema de aislamiento y subestructura, se considera un cortante no menor de 90% del V_b calculado en el análisis estático. El desplazamiento total de diseño no deberá ser menor de 90% de D'_{TD} y el máximo desplazamiento total no mayor al 80% de D'_{TM} . Para el cálculo de los valores mencionados, se utilizan valores corregidos de desplazamiento de diseño D'_D y desplazamiento máximo D'_M calculados de la siguiente manera:

$$D'_D = \frac{D_D}{\sqrt{1 + (T/T_D)^2}}$$

$$D'_M = \frac{D_M}{\sqrt{1 + (T/T_M)^2}}$$

- Las derivas de entrepiso no podrán ser, en ningún caso, mayores que 0.3% para el análisis de respuesta espectral y 0.375% para el análisis tiempo-historia.

En las figuras 6.6 y 6.7, se muestra el análisis espectral realizado al modelo del Edificio Multifamiliar Basadre. Tomando en consideración la metodología descrita, no hubo necesidad de calibración del espectro y las derivas en ambos sentidos se mantuvieron dentro del límite establecido del 0.3%, como se puede verificar en la tabla 6.3. En tal sentido, se concluye el análisis espectral satisfactorio.

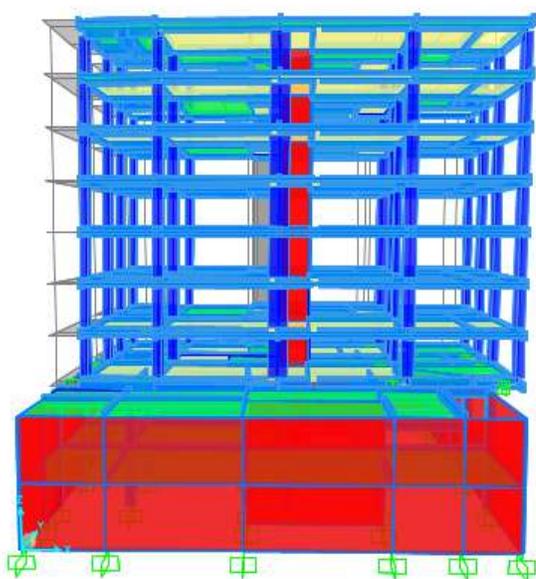


Figura 6.6: Deformada por Estado de Carga de Sismo en X

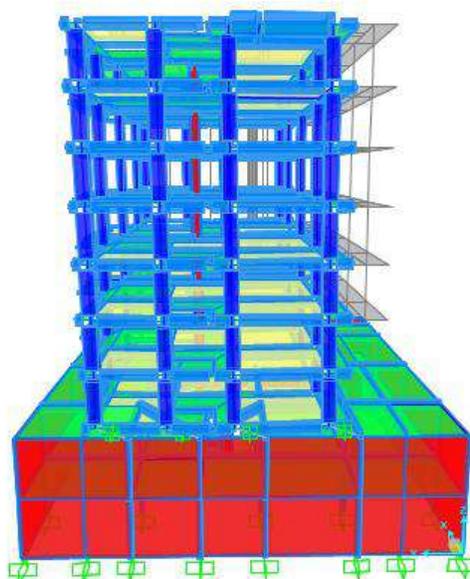


Figura 6.7: Deformada por Estado de Carga de Sismo en Y

	Derivas en "X"		Derivas en "Y"	
	Deriva (%)	Verificación	Deriva (%)	Verificación
Entrepiso 1	0.12%	VERIFICA	0.16%	VERIFICA
Entrepiso 2	0.14%	VERIFICA	0.18%	VERIFICA
Entrepiso 3	0.14%	VERIFICA	0.16%	VERIFICA
Entrepiso 4	0.12%	VERIFICA	0.14%	VERIFICA
Entrepiso 5	0.10%	VERIFICA	0.11%	VERIFICA
Entrepiso 6	0.08%	VERIFICA	0.07%	VERIFICA
Entrepiso 7	0.06%	VERIFICA	0.04%	VERIFICA

Tabla 6.3: Cuadro de derivas para Estados de Carga de Sismo en las coordenadas "X" e "Y"

6.3.3 ANÁLISIS RESPUESTA TIEMPO-HISTORIA

El siguiente análisis exigió, cuando menos, tres (03) acelerogramas representativos de la zona, todos escalados a las aceleraciones consideradas para el diseño. Se toma como referencia el desplazamiento vectorial total máximo, excepto cuando se hubiese tomado siete (07) señales, en tal caso se puede tomar el promedio de los máximos desplazamientos de cada señal.

Para efectos de diseño, se han escogido como representativas los siguientes acelerogramas, que fueron escalados a 0.45g y 0.675g para el análisis de la estructura y sistema aislado respectivamente.

- **Acelerograma del Sismo de Huaraz (1970)**

El sismo de Ancash representa uno de los desastres naturales con mayores daños registrados y más víctimas involucradas en la historia peruana, 100 mil fallecidos y 3 millones de damnificados. Además de afectar muchas ciudades por su propia cuenta, fue capaz de causar el desprendimiento de hielo y rocas del nevado Huascarán, provocando un aluvión que acabó con la ciudad de Yungay y sus habitantes.

Características:

Magnitud: 7.9 Mw

Epicentro: Océano Pacífico, entre Casma y Chimbote

Profundidad: 71 km

Fecha: 31 de Mayo de 1970

Duración: 45 segundos

Aceleración máxima registrada: 97 cm/s²

- **Acelerograma del Sismo de Lima (1974)**

Siendo el último gran terremoto ocurrido en la capital, el desastre trajo como consecuencia un estimado de 2,700 millones de soles en pérdidas materiales, 300 mil damnificados y 252 personas fallecidas. La particularidad de este sismo radicó en la extensión de las réplicas, hasta tres meses después del evento.

Características:

Magnitud: 8.1 Mw

Epicentro: Costa sur de Lima

Profundidad:

Fecha: 3 de Octubre de 1974

Duración: 90 segundos

Aceleración máxima registrada: 172 cm/s²

- **Acelerograma del Sismo de Pisco (2007)**

El sismo de Pisco fue el último gran terremoto que se haya registrado en todo el Perú. Es considerado uno de los terremotos de los más violentos de los últimos años debido a su extensa duración, 175 segundos. El sismo afectó, además de Pisco, Chincha, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castrovirreyna pero pudo ser percibido en otras ciudades como Lima y Arequipa. Se registraron 76 mil viviendas totalmente destruidas, 431 mil afectados y 595 fallecidos como saldo del desastre.

Características:

Magnitud: 8.0 Mw

Epicentro: Océano Pacífico, a 40 km del departamento de Ica

Profundidad: 39 km

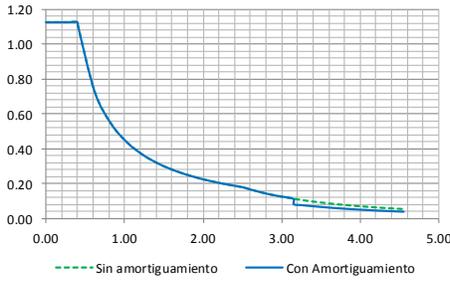
Fecha: 15 de Agosto de 1970

Duración: 175 segundos

Aceleración máxima registrada: 488 cm/s²

6.3.4 HOJAS DE PROCEDIMIENTO

Las hojas de procedimiento empleadas para el cálculo de los parámetros de calibración del método Fuerza Lateral Equivalente se muestran a continuación.

		HOJA DE CÁLCULO PARA ANÁLISIS DE FUERZA LATERAL, RESPUESTA ESPECTRAL Y TIEMPO-HISTORIA		ELABORADO POR MLB																																																																
				PROYECTO																																																																
				PFC-2																																																																
				04/12/2016																																																																
1.0 ANÁLISIS FUERZA LATERAL EQUIVALENTE																																																																				
<p>Características Geométricas en Planta</p> <table border="0"> <tr> <td>b</td> <td>28 m</td> <td>Dimensión "X" en planta de la Superestructura</td> </tr> <tr> <td>d</td> <td>12.6 m</td> <td>Dimensión "Y" en planta de la Superestructura</td> </tr> <tr> <td>e</td> <td>1.4 m</td> <td>Excentricidad en planta de la Superestructura</td> </tr> <tr> <td>y</td> <td>14 m</td> <td>Distancia en planta desde el centro de masas al extremo de la Superestructura</td> </tr> </table> <p>Desplazamientos Mínimos</p> <table border="0"> <tr> <td>Dd</td> <td>20.25 cm</td> <td>Desplazamiento de Diseño</td> </tr> <tr> <td>Dtd</td> <td>25.30 cm</td> <td>Desplazamiento Total de Diseño</td> </tr> <tr> <td>Dm</td> <td>30.37 cm</td> <td>Desplazamiento Máximo</td> </tr> <tr> <td>Dtm</td> <td>37.95 cm</td> <td>Desplazamiento Total Máximo</td> </tr> </table> <p>Fuerzas Laterales Mínimas</p> <table border="0"> <tr> <td>Vs</td> <td>196.00 ton</td> <td>Fuerza Lateral mínima en la superestructura</td> </tr> <tr> <td>Vb</td> <td>392.00 ton</td> <td>Fuerza Lateral mínima a la subestructura</td> </tr> </table>						b	28 m	Dimensión "X" en planta de la Superestructura	d	12.6 m	Dimensión "Y" en planta de la Superestructura	e	1.4 m	Excentricidad en planta de la Superestructura	y	14 m	Distancia en planta desde el centro de masas al extremo de la Superestructura	Dd	20.25 cm	Desplazamiento de Diseño	Dtd	25.30 cm	Desplazamiento Total de Diseño	Dm	30.37 cm	Desplazamiento Máximo	Dtm	37.95 cm	Desplazamiento Total Máximo	Vs	196.00 ton	Fuerza Lateral mínima en la superestructura	Vb	392.00 ton	Fuerza Lateral mínima a la subestructura																																	
b	28 m	Dimensión "X" en planta de la Superestructura																																																																		
d	12.6 m	Dimensión "Y" en planta de la Superestructura																																																																		
e	1.4 m	Excentricidad en planta de la Superestructura																																																																		
y	14 m	Distancia en planta desde el centro de masas al extremo de la Superestructura																																																																		
Dd	20.25 cm	Desplazamiento de Diseño																																																																		
Dtd	25.30 cm	Desplazamiento Total de Diseño																																																																		
Dm	30.37 cm	Desplazamiento Máximo																																																																		
Dtm	37.95 cm	Desplazamiento Total Máximo																																																																		
Vs	196.00 ton	Fuerza Lateral mínima en la superestructura																																																																		
Vb	392.00 ton	Fuerza Lateral mínima a la subestructura																																																																		
2.0 ANÁLISIS RESPUESTA ESPECTRAL																																																																				
<table border="0"> <tr> <td></td> <td>HDR-1</td> <td>HDR-2</td> <td>HDR-3</td> <td>PTFE</td> <td></td> <td>(*) Valores empleados para el programa de análisis</td> </tr> <tr> <td colspan="7">Propiedades para análisis lineal (Respuesta Espectral)</td> </tr> <tr> <td>Kv</td> <td>72758.3</td> <td>94176.4</td> <td>120008.6</td> <td></td> <td>ton/cm</td> <td>Rigidez Vertical</td> </tr> <tr> <td>Keff</td> <td>0.81</td> <td>1.45</td> <td>1.78</td> <td>0.00</td> <td>ton/cm</td> <td>Rigidez Lateral Efectiva</td> </tr> <tr> <td>β_{eff}</td> <td>8.00</td> <td>8.00</td> <td>8.00</td> <td>63.66</td> <td>%</td> <td>Amortiguamiento Efectivo</td> </tr> <tr> <td colspan="7">Propiedades para análisis no lineal (Tiempo-Historia)</td> </tr> <tr> <td>Ke</td> <td>0.46</td> <td>0.82</td> <td>1.01</td> <td>-</td> <td>ton/cm</td> <td>Rigidez elástica</td> </tr> <tr> <td>Fy</td> <td>5.17</td> <td>9.23</td> <td>11.35</td> <td>-</td> <td>ton</td> <td>Fuerza de Fluencia</td> </tr> <tr> <td>Kl/Ke</td> <td>0.10</td> <td>0.10</td> <td>0.10</td> <td>-</td> <td></td> <td>Ratio de Rigidez post fluencia</td> </tr> </table> <p style="text-align: center;">Sa (g) vs T (s)</p>  <p>(*) El valor de la pseudoaceleración está expresada como fracción de la gravedad (g) (**) El espectro no considera el factor de reducción "R" para la superestructura</p>							HDR-1	HDR-2	HDR-3	PTFE		(*) Valores empleados para el programa de análisis	Propiedades para análisis lineal (Respuesta Espectral)							Kv	72758.3	94176.4	120008.6		ton/cm	Rigidez Vertical	Keff	0.81	1.45	1.78	0.00	ton/cm	Rigidez Lateral Efectiva	β _{eff}	8.00	8.00	8.00	63.66	%	Amortiguamiento Efectivo	Propiedades para análisis no lineal (Tiempo-Historia)							Ke	0.46	0.82	1.01	-	ton/cm	Rigidez elástica	Fy	5.17	9.23	11.35	-	ton	Fuerza de Fluencia	Kl/Ke	0.10	0.10	0.10	-		Ratio de Rigidez post fluencia
	HDR-1	HDR-2	HDR-3	PTFE		(*) Valores empleados para el programa de análisis																																																														
Propiedades para análisis lineal (Respuesta Espectral)																																																																				
Kv	72758.3	94176.4	120008.6		ton/cm	Rigidez Vertical																																																														
Keff	0.81	1.45	1.78	0.00	ton/cm	Rigidez Lateral Efectiva																																																														
β _{eff}	8.00	8.00	8.00	63.66	%	Amortiguamiento Efectivo																																																														
Propiedades para análisis no lineal (Tiempo-Historia)																																																																				
Ke	0.46	0.82	1.01	-	ton/cm	Rigidez elástica																																																														
Fy	5.17	9.23	11.35	-	ton	Fuerza de Fluencia																																																														
Kl/Ke	0.10	0.10	0.10	-		Ratio de Rigidez post fluencia																																																														
3.0 CALIBRACIÓN DEL ESPECTRO DE PSEUDOACELERACIONES																																																																				
<table border="0"> <tr> <td>Vs'</td> <td>199 ton</td> <td>Fuerza Sísmica de la Superestructura obtenido del Análisis Espectral</td> </tr> <tr> <td>T</td> <td>3.28 s</td> <td>Periodo Fundamental Real</td> </tr> <tr> <td>D'd</td> <td>14.0 cm</td> <td>Desplazamiento de diseño corregido</td> </tr> <tr> <td>D'm</td> <td>17.5 cm</td> <td>Desplazamiento máximo corregido</td> </tr> <tr> <td>V'b</td> <td>339.45 ton</td> <td>Cortante</td> </tr> <tr> <td colspan="3"> </td> </tr> <tr> <td>Ks</td> <td>1.0</td> <td>Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Superestructura</td> </tr> <tr> <td>Kb</td> <td>1.0</td> <td>Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Subestructura</td> </tr> </table>						Vs'	199 ton	Fuerza Sísmica de la Superestructura obtenido del Análisis Espectral	T	3.28 s	Periodo Fundamental Real	D'd	14.0 cm	Desplazamiento de diseño corregido	D'm	17.5 cm	Desplazamiento máximo corregido	V'b	339.45 ton	Cortante				Ks	1.0	Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Superestructura	Kb	1.0	Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Subestructura																																							
Vs'	199 ton	Fuerza Sísmica de la Superestructura obtenido del Análisis Espectral																																																																		
T	3.28 s	Periodo Fundamental Real																																																																		
D'd	14.0 cm	Desplazamiento de diseño corregido																																																																		
D'm	17.5 cm	Desplazamiento máximo corregido																																																																		
V'b	339.45 ton	Cortante																																																																		
Ks	1.0	Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Superestructura																																																																		
Kb	1.0	Coefficiente de calibración de Fuerza Sísmica en Subestructura																																																																		
4.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS																																																																				
ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures																																																																				

7. DISEÑO ESTRUCTURAL

7.1 GENERALIDADES

El Edificio Multifamiliar Basadre ha sido diseñado cumpliendo los requerimientos establecidos en la Norma Peruana de Concreto Armado E.060. De acuerdo a ella, cualquier elemento estructural debe garantizar que la demanda de resistencia (R_u) nunca supere la que éste puede proveer (ϕR_n):

$$R_u \leq \phi \cdot R_n$$

La resistencia requerida, o última (U), se refiere a la sollicitación en condiciones extremas y la norma estipula estimarlas mediante combinaciones de carga magnificadas por factores según su naturaleza. Para edificaciones de viviendas, se identifican cargas muertas (CM), vivas (CV), por empuje del suelo (CE) y sísmicas (S); en tales casos, las combinaciones de resistencia requerida son las siguientes:

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) + \text{S}$$

$$U = 1.25 (\text{CM} + \text{CV}) - \text{S}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + \text{S}$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + \text{S}$$

$$U = 1.4 \text{ CM} + 1.7 (\text{CV} + \text{CE})$$

$$U = 0.9 \text{ CM} + 1.7 \text{ CE}$$

La resistencia de diseño (ϕR_n) es la sollicitud máxima capaz de ser provista por el elemento ya reforzado. Se emplea un factor de reducción ϕ según el tipo de esfuerzo solicitado.

$$\text{Flexión:} \quad \phi=0.90$$

$$\text{Cortante:} \quad \phi=0.85$$

$$\text{Flexocompresión:} \quad \phi=0.70$$

Según los lineamientos del presente proyecto, elementos cuyo diseño no se vean condicionado por sollicitaciones sísmicas no han sido alterados respecto a lo proyectado en el diseño original: viguetas, losas, muros pantalla, entre otros.

7.2 DISEÑO DE VIGAS

De acuerdo a la norma E.060, los requerimientos de resistencia y detallado del refuerzo considerados para garantizar el correcto funcionamiento de las vigas se describen a continuación.

7.2.1 REQUERIMIENTO DE RESISTENCIA

- **Factores de reducción**

Las vigas son diseñadas a condiciones de flexión y cortante, por lo que los factores de reducción de resistencia nominal, ϕ , son 0.90 y 0.85 respectivamente.

- **Refuerzo longitudinal mínimo y máximo**

La resistencia nominal de los elementos está condicionada por el refuerzo que le se provee; sin embargo, la norma establece un límite máximo y mínimo para el acero en flexión y corte. El acero longitudinal mínimo garantiza que la resistencia a momento calculado en una sección sea cuando menos 20% más que el de la sección sin refuerzo antes de la fisuración. El acero longitudinal máximo corresponde al 75% del máximo acero con el que se puede reforzar la viga sin que esta desarrolle una falla balanceada.

Refuerzo longitudinal mínimo:

$$A_{s_{min}} = \frac{0,7 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d}{f_y}$$

Refuerzo longitudinal máximo:

$$A_{s_{max}} = 0,75 \cdot \rho_{max} \cdot b \cdot d$$

Donde

$f'c$: Resistencia potencial del concreto a compresión

f_y : Esfuerzo de fluencia del refuerzo

b : Base de la sección de la viga

d : Peralte efectivo de la viga

ρ_{max} : Cuantía máxima de acero longitudinal

- **Resistencia al cortante**

La resistencia de una viga a cortante está determinada por la capacidad de resistir fuerzas transversales por el concreto y el refuerzo. Para elementos en flexión, como las vigas, se determina conservadoramente la capacidad de desarrollar el cortante nominal **V_c** según la fórmula:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

La resistencia provista por el refuerzo transversal **V_s** se obtiene por la fuerza axial máxima que puede desarrollar los estribos para una separación específica **s**. El valor de la resistencia del refuerzo se calcula de la siguiente manera:

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

Donde

Av: Acera del acero de refuerzo transversal

La norma no concibe que el aporte de la resistencia al cortante por refuerzo sea 2.1 veces más que el aporte de la resistencia al cortante del concreto; ya que, para dichas solicitaciones, el concreto fallaría antes y el estribo simplemente no desarrollaría toda su capacidad de resistencia.

- **Solicitaciones sismoresistentes**

Durante un gran sismo, las columnas le pueden transmitir a las vigas momentos flectores mayores a los estimados en el análisis. Para evitar que la viga desarrolle una falla frágil por los cortantes inducidos de la resistencia nominal a flexión, la norma sismoresistente ha establecido una metodología en base al diseño por capacidad. La

viga debe estar preparada para resistir el cortante obtenido del análisis estructural y el cortante inducido. El desarrollo de la fórmula para obtener dicho cortante se muestra en la figura 7.1.

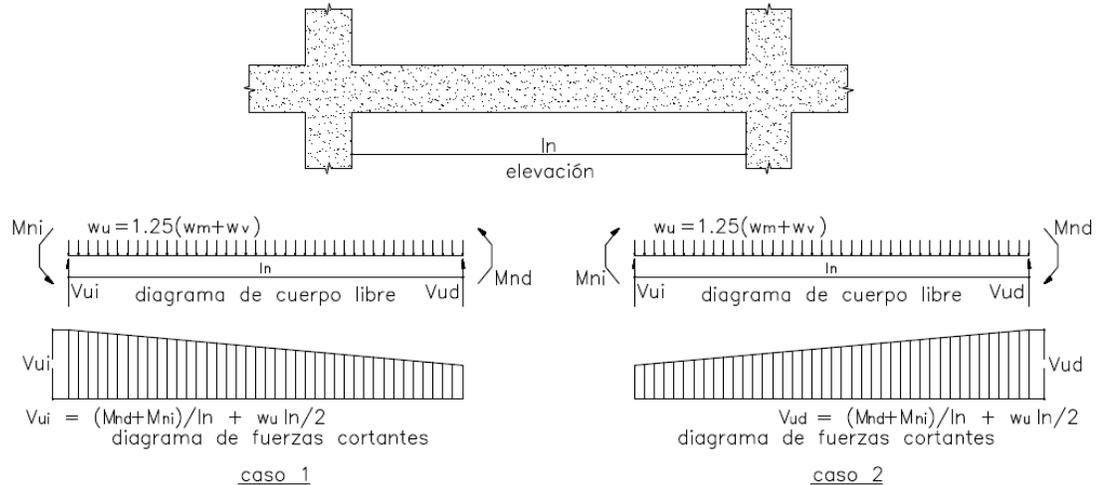


Figura 7.1: Cortante inducido en vigas por resistencia nominal a flexión

Adicionalmente, la norma limita la resistencia a flexión positiva en la cara de los apoyos a un valor menor al 50% de la resistencia a flexión negativa, para garantizar que se produzca el mecanismo de falla deseado.

7.2.2 REQUERIMIENTO DE DETALLADO

Una viga podría no desarrollar el valor teórico calculado de la resistencia nominal si es que el detallado del elemento no es el adecuado. Para garantizar que el elemento alcance su máxima capacidad, se han establecido los siguientes requerimientos:

- a) El ancho **b** de la sección de las vigas no debe ser menor a 25cm.
- b) La longitud de anclaje **Ldg** del refuerzo longitudinal garantiza la fluencia del acero y, por lo tanto, el alcance de la resistencia de diseño a flexión. La longitud requerida dependerá de la resistencia del concreto y el diámetro de la barra.

Tabla 7.1: longitudes de anclaje para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

Barra	Ldg (cm)
1/2"	25
5/8"	35
3/4"	42
1"	56

- c) El punto de corte real del refuerzo longitudinal se ubica a una distancia no menor que la longitud de desarrollo L_d , medida a partir del punto de corte teórico. El valor dependerá del diámetro de la barra, la resistencia del concreto y al tipo de esfuerzo al que está sometido.

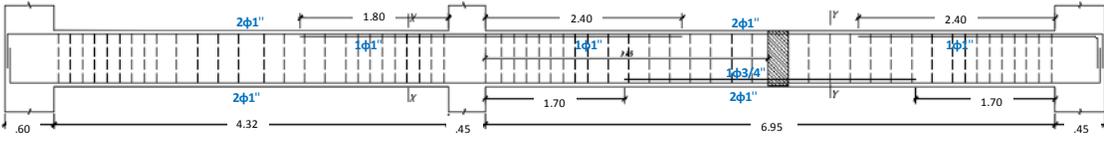
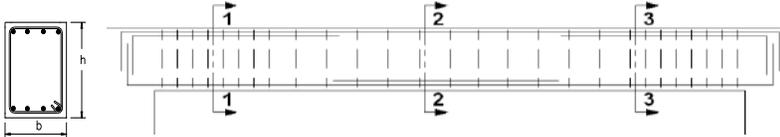
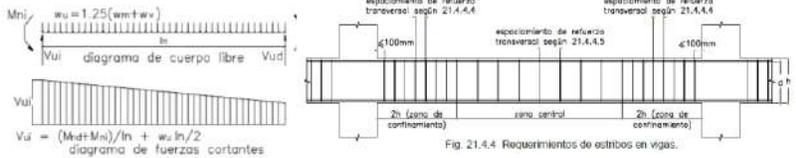
Tabla 7.2: longitudes de desarrollo para concreto $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

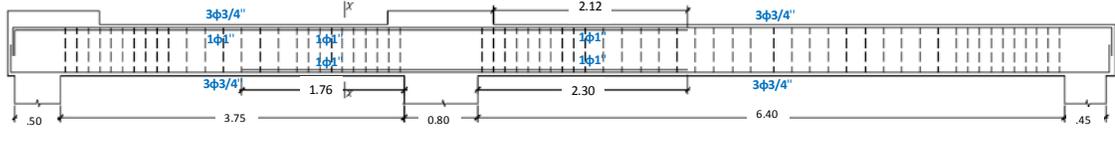
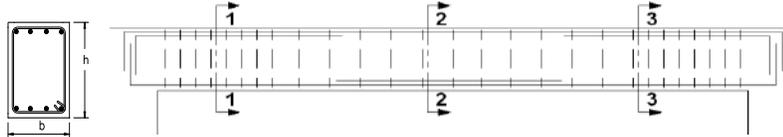
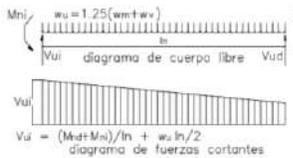
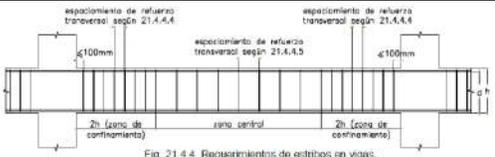
Barra	Compresión	Tracción sup.	Tracción inf.
	Ld (cm)	Ld (cm)	Ld (cm)
1/2"	29	45	58
5/8"	37	56	73
3/4"	55	67	88
1"	59	112	145

- d) La longitud de confinamiento en los extremos de la viga es de 2.0 veces el valor del peralte de esta; en dicha longitud, el espaciamiento entre estribos no debe exceder ninguna de las siguientes condiciones: la cuarta parte del peralte de la viga; ocho (08) veces el diámetro de la barra más pequeña; veinticuatro veces el diámetro del estribo cerrado de confinamiento o treinta centímetros.

7.2.3 DISEÑO DE VIGAS

En las hojas de cálculo adjuntas, se muestra el diseño de una de las vigas de la superestructura, la **VT-2** del eje **2**, y una viga de arriostre en la interfaz de aislamiento, la **VS1A-16** del eje **D**.

		HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS RECTANGULARES PARA FLEXIÓN Y CORTANTE PARA EDIFICACIONES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE PORTICOS Y DUALES TIPO II		ELABORADO POR MLB						
				PROYECTO PFC-2 06/12/2016						
1.0 PROPIEDADES DEL CONCRETO										
f_c	280 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Concreto								
E_c	250998 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad								
n	8	Relación entre Módulo de elasticidad del Acero y Concreto								
2.0 CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA										
										
3.0 DISEÑO EN FLEXIÓN										
<p>Nomenclatura de la viga:</p> 										
		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		
Sección		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Base "b" de la sección	cm	25	25	25	25	25	25	-	-	-
Peralte "h" de la sección	cm	65	65	65	65	65	65	-	-	-
Acero Mínimo "As min"	cm ²	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	4.1	-	-	-
Acero Máximo "As max"	cm ²	31.3	31.3	31.3	31.3	31.3	31.3	-	-	-
Resistencia Requerida "Mu-"	ton.m	14.2	0.0	14.4	30.9	0.0	33.3	-	-	-
# de barras corridas superior		2	2	2	2	2	2	-	-	-
φ de acero corrido superior		1"	1"	1"	1"	1"	1"	-	-	-
# de bastones superior		0	0	1	1	0	2	-	-	-
φ de bastones superior		-	-	1"	1"	-	1"	-	-	-
Acero Negativo	cm ²	10.2	10.2	15.3	15.3	10.2	20.4	-	-	-
Resistencia de diseño "φMn-"	ton.m	21.4	21.4	31.0	31.0	21.4	39.9	-	-	-
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	-	-
Resistencia Requerida "Mu+"	ton.m	9.3	0.0	8.7	0.0	15.2	0.0	-	-	-
# de barras corridas inferior		2	2	2	2	2	2	-	-	-
φ de acero corrido inferior		1"	1"	1"	1"	1"	1"	-	-	-
# de bastones inferior		0	0	0	0	1	0	-	-	-
φ de bastones inferior		-	-	-	-	5/8"	-	-	-	-
Acero Positivo	cm ²	10.2	10.2	10.2	10.2	12.2	10.2	-	-	-
Resistencia de diseño "φMn+"	ton.m	21.4	21.4	21.4	21.4	25.2	21.4	-	-	-
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	-	-
4.0 DISEÑO A CORTANTE										
<p>Metodología de Análisis:</p> 										
		Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		
Luz libre de Viga "ln"	m	4.30		6.95		-		-		
Resistencia 1.25(Wm+Wv) "V"	ton	6.0		7.0		-		-		
Resistencia Inducida "Vui"	ton	12.2		8.8		-		-		
Resistencia Requerida "Vu"	ton	18.2		15.8		-		-		
φ de los Estribos		3/8"		3/8"		-		-		
Separación de confinamiento "s"	m	0.2		0.2		-		-		
Long de confinamiento "Lo"	m	1.3		1.3		-		-		
Separación en zona central "s"	m	0.3		0.3		-		-		
Verificación por Armado		VERIFICA EL ARMADO		VERIFICA EL ARMADO		-		-		
Resistencia de Refuerzo "Vs"	ton	23.5		23.5		-		-		
Resistencia de Refuerzo "Vs2"	ton	14.1		14.1		-		-		
Resistencia de Concreto "Vc"	ton	11.1		11.1		-		-		
Resistencia Diseño "φVn"	ton	34.6		34.6		-		-		
Armadura		φ3/8": 1@0.05,9@0.15,Rto@0.25		φ3/8": 1@0.05,9@0.15,Rto@0.25		-		-		
Verificación por Resistencia		VERIFICA		VERIFICA		-		-		
5.0 BIBLIOGRAFÍA										
NORMA E.060 : DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I - GIANFRANCO OTTAZZI										

		HOJA DE CÁLCULO PARA VIGAS RECTANGULARES PARA FLEXIÓN Y CORTANTE PARA EDIFICACIONES CON SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS Y DUALES TIPO I		ELABORADO POR MLB						
				PROYECTO						
				126400						
06/12/2016										
1.0 PROPIEDADES DEL CONCRETO										
f_c	280 kg/cm ²	Resistencia a la compresión del Concreto								
E_c	250998 kg/cm ²	Módulo de Elasticidad								
n	8	Relación entre Módulo de elasticidad del Acero y Concreto								
2.0 CARACTERÍSTICAS DE LA VIGA										
 <p>VS1A-16 (0.25x0.55)</p>										
3.0 DISEÑO EN FLEXIÓN										
<p>Nomenclatura de la viga:</p> 										
Tramo	Unidad	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		
Sección		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Base "b" de la sección	cm	25	25	25	25	25	25	-	-	-
Peralte "h" de la sección	cm	55	55	55	55	55	55	-	-	-
Acero Mínimo "As min"	cm ²	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	-	-	-
Acero Máximo "As max"	cm ²	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	26.0	-	-	-
Resistencia Requerida "Mu-"	ton.m	19.2	0.0	10.6	5.8	0.0	4.6	-	-	-
# de barras corridas superior		3	3	3	3	3	3	-	-	-
ϕ de acero corrido superior		3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	-	-	-
# de bastones superior		1	0	1	1	0	0	-	-	-
ϕ de bastones superior		1"	-	1"	1"	-	-	-	-	-
Acero Negativo	cm ²	13.7	8.6	13.7	13.7	8.6	8.6	-	-	-
Resistencia de diseño " ϕ Mn-"	ton.m	22.9	15.0	22.9	22.9	15.0	15.0	-	-	-
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	-	-
Resistencia Requerida "Mu+"	ton.m	4.9	0.0	15.5	3.8	0.0	0.0	-	-	-
# de barras corridas inferior		3	3	3	3	3	3	-	-	-
ϕ de acero corrido inferior		3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	-	-	-
# de bastones inferior		0	0	1	1	0	0	-	-	-
ϕ de bastones inferior		-	-	1"	1"	-	-	-	-	-
Acero Positivo	cm ²	8.6	8.6	13.7	13.7	8.6	8.6	-	-	-
Resistencia de diseño " ϕ Mn+"	ton.m	15.0	15.0	22.9	22.9	15.0	15.0	-	-	-
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK	-	-	-
4.0 DISEÑO A CORTANTE										
<p>Metodología de Análisis:</p>  <p>$V_u = (M_u + M_n) / l_n + w_u l_n / 2$ diagrama de fuerzas cortantes</p>  <p>Fig. 21.4.4 Requerimientos de estribos en vigas.</p>										
Tramo	Unid	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3		Tramo 4		
Luz libre de Viga "ln"	m	3.75		6.40		-		-		
Resistencia 1.25(Wm+Wv) "V"	ton	9.2		7.0		-		-		
Resistencia Inducida "Vui"	ton	12.2		5.9		-		-		
Resistencia Requerida "Vu"	ton	21.4		12.9		-		-		
ϕ de los Estribos		3/8"		3/8"		-		-		
Separación de confinamiento "s"	m	0.13		0.13		-		-		
Long de confinamiento "Lo"	m	1.10		1.10		-		-		
Separación en zona central "s"	m	0.20		0.20		-		-		
Verificación por Armado		VERIFICA EL ARMADO		VERIFICA EL ARMADO		-		-		
Resistencia de Refuerzo "Vs"	ton	23.4		23.4		-		-		
Resistencia de Refuerzo "Vs2"	ton	14.6		14.6		-		-		
Resistencia de Concreto "Vc"	ton	9.2		9.2		-		-		
Resistencia Diseño " ϕ Vn"	ton	32.6		32.6		-		-		
Armadura		$\phi 3/8": 1@0.05, 9@0.125, Rto@0.2$		$\phi 3/8": 1@0.05, 9@0.125, Rto@0.2$		-		-		
Verificación por Resistencia		VERIFICA		VERIFICA		-		-		
5.0 BIBLIOGRAFÍA										
NORMA E.060 : DISEÑO EN CONCRETO ARMADO APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO I - GIANFRANCO OTTAZZI										

7.3 DISEÑO DE COLUMNAS

Al igual que con las vigas, la norma E.060 establece requerimientos de resistencia y detallado del refuerzo para garantizar el correcto desempeño de las columnas ante solicitaciones de gravedad y sísmicas.

7.3.1 REQUERIMIENTO DE RESISTENCIA

- **Factores de reducción**

El diseño de columnas está condicionado al tipo de solicitaciones actuantes en el elemento. El refuerzo longitudinal corresponde a las exigencias de flexocompresión y el refuerzo transversal, a las de corte y confinamiento. El diseño de columnas también está condicionado por los factores de reducción: para solicitaciones de flexocompresión en columnas con estribos, el valor de ϕ varía entre 0.70 y 0.90 de acuerdo a la carga axial y para el cortante, el valor de ϕ es 0.85.

- **Refuerzo longitudinal**

El diseño por flexocompresión de columnas se realiza mediante diagramas de interacción. Estos representan el lugar geométrico de todos los valores de resistencia nominal a momento para distintas cargas axiales aplicadas; todos los puntos dentro de dicho diagrama corresponden a las combinaciones de carga y momento que la columna puede resistir. Los valores se calculan en base a las mismas hipótesis de diseño en flexión sólo que considerando además la existencia de carga axial. El factor de reducción ϕ que altera el diagrama, es tomado como 0.70 para cargas mayores al 10% de la Fuerza axial máxima y crece linealmente hasta llegar a 0.90 para el caso de flexión pura o Fuerza axial nula. Adicionalmente, la norma limita la carga axial máxima en un 80% para las columnas con estribos.

- **Resistencia al cortante**

Al igual que las vigas, la resistencia al cortante de las columnas está provista por la suma del aporte del concreto y el refuerzo transversal. En el caso las columnas, el aporte del concreto V_c pueden aumentar de acuerdo a las cargas axiales que se

apliquen sobre esta. En las siguientes fórmulas se muestra el cómputo del aporte de la resistencia a cortante del concreto para columnas:

Para cargas en compresión:

$$V_c = 0,53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{P_u}{140 \cdot A_g} \right) b \cdot d$$

Dónde:

f'_c : Resistencia a compresión del concreto

P_u : Carga Axial considerada

A_g : Área de la sección bruta

- **Solicitaciones sismoresistentes**

La norma E.060 también establece distintos parámetros de resistencia en condiciones sísmicas según el tipo de sistema estructural de la edificación. Para columnas pertenecientes a sistemas estructurales del tipo Muro o Dual I, las solicitaciones sísmicas evitan que el cortante que se desarrolla por la resistencia a flexión de la columna sobrepase la resistencia a fuerza cortante del mismo elemento. La metodología de cálculo para obtener el cortante desarrollado por la capacidad a flexión, se muestra en el gráfico 7.2. Asimismo, la norma exige también que la columna tenga una resistencia a fuerza cortante mayor al 250% del cortante obtenido en el análisis estructural por el caso de sismo.

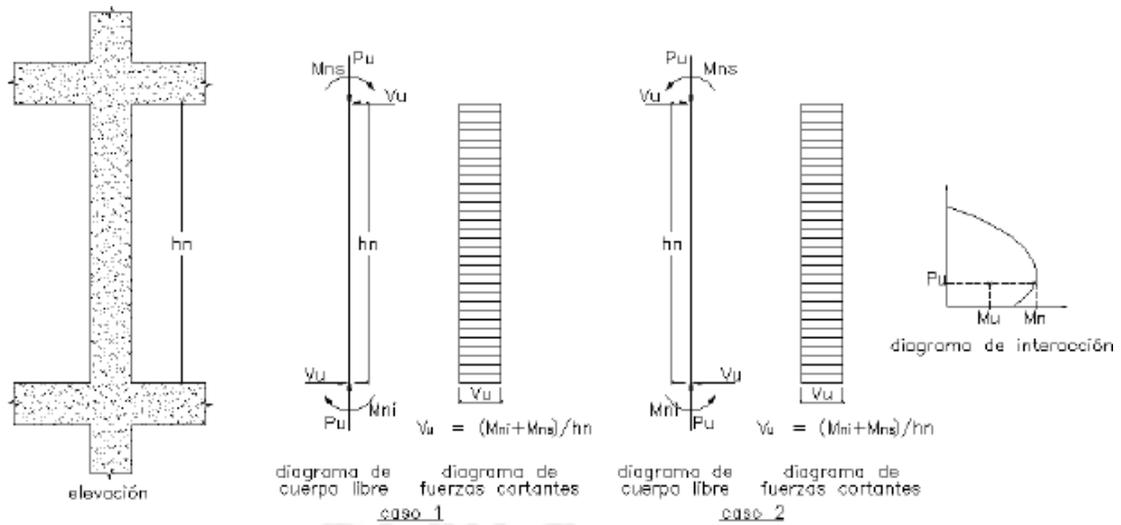


Figura 7.2: Cortante inducido a columna por resistencia nominal a flexocompresión

En columnas pertenecientes al sistema estructural tipo Pórticos o Dual II, las solicitaciones sísmicas, además, evitan que las columnas fallen antes que las vigas. La norma exige, cuando menos, una resistencia a flexión de la secciones de columnas en el nudo 20% mayor que el desarrollado por las vigas. El gráfico 7.3 muestra la metodología de cálculo de la condición en los nudos.

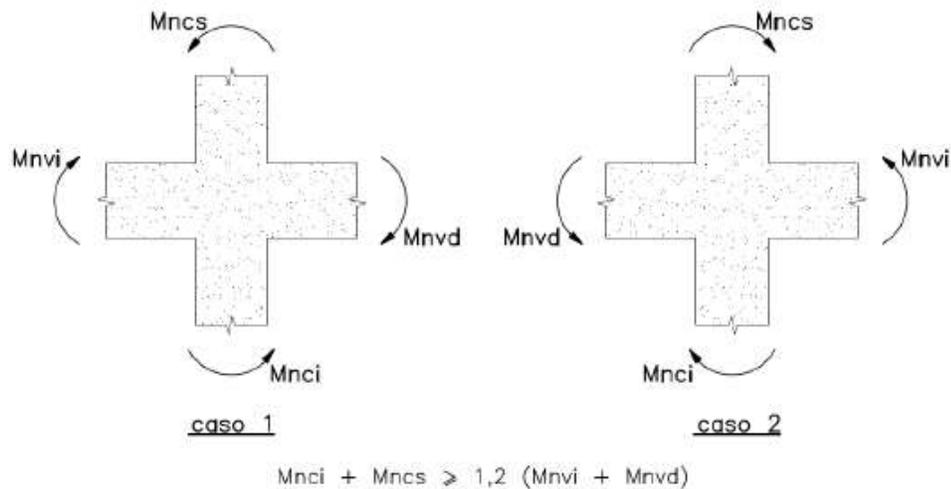


Figura 7.3: Verificación ante falla Viga Fuerte - Columna Débil

7.3.2 REQUERIMIENTO DE DETALLADO

El correcto detallado del refuerzo en las columnas evita problemas de congestión del acero al momento de construirlas, además de garantizar que los elementos puedan alcanzar la resistencia nominal calculada.

- La Norma E.060 establece, para el refuerzo longitudinal, cuantías de 1% como límite inferior y 6% como límite superior, según criterios de construcción.
- Para evitar el pandeo de las barras longitudinales en una columna, éstas deben confinarse por estribos. Las barras longitudinales se deben arriostrar intercaladamente por una esquina de estribo y a no más de 15 cm de espaciamiento, tal como se muestra la imagen 7.4.

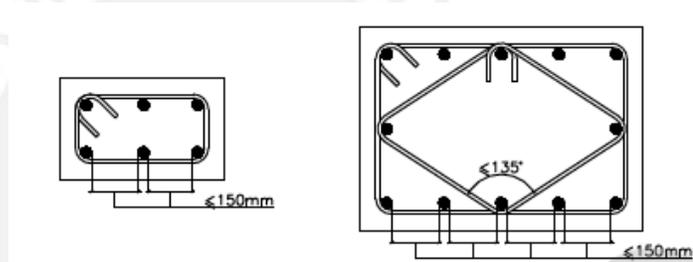


Figura 7.4: Detallado del estribado en una columna
(Norma E.060 Concreto Armado)

La zona de confinamiento de la columna es identificada por la norma como la región en los extremos superior e inferior. En ella, las exigencias de refuerzo transversal corresponden a sollicitaciones de ductilidad necesarias para eventos sísmicos antes que a las de resistencia. La longitud de confinamiento L_0 se define como el mayor de la sexta parte de la altura libre de la columna, la mayor dimensión de la sección de la columna o 50 cm. Por otro lado, el espaciamiento S_0 entre los estribos del elemento se define como el menor de la tercera parte de la menor sección del elemento, seis (06) veces el diámetro del refuerzo longitudinal o 10 cm.

7.3.1 DISEÑO DE COLUMNAS

La hoja de cálculo adjunta muestra el diseño de la columna C-12 correspondiente al primer entrespeque de la superestructura.



1.0 CARACTERÍSTICAS DE LA COLUMNA

Generales

Columna: C-12
Sistema: Portico
f'c: 280 Kg/cm2 Resistencia a la compresión del concreto

Geométricas

H: 2.35 m Altura Libre de la columna
Ag: 0.36 m2 Area Bruta
rx: 0.23090 m Radio de Giro X
ry: 0.11550 m Radio de Giro Y

Acero de Refuerzo

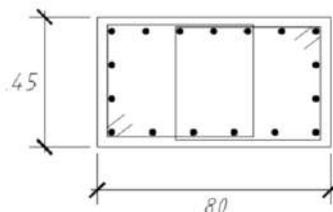
fy: 4200 kg/cm2 Esfuerzo de fluencia del acero

Table with 2 columns: #, phi. Values: 18 1", 0 3/4", 0 5/8"

rho: 2.55 % Cuantía de acero

Transversal

phi_s: 3/8" Diametro de estribos
So: 0.10 m Espaciamiento en zona confinada
Lo: 0.5 m Longitud de zona confinada
S: 0.25 m Espaciamiento en resto del tramo
Estribos: phi 3/8": 1@0.05; 5@0.1; Rto@0.25



18 phi 1"
2 phi phi 3/8": 1@.05, 7@.10; rto. @.25

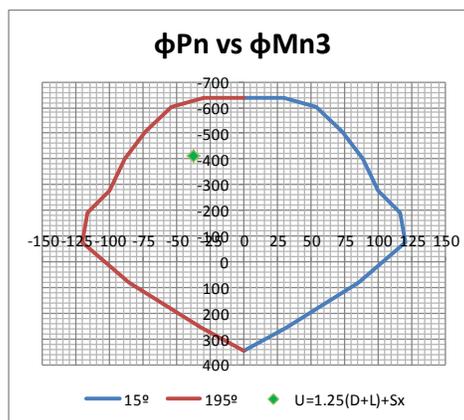
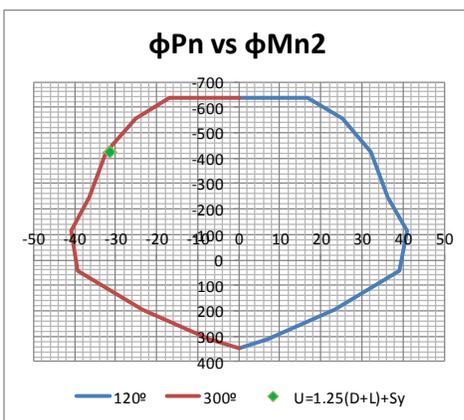
2.0 SOLICITACIONES DE RESISTENCIA

Table with columns: Combinaciones de Carga, Pu (ton), V2 (ton), V3 (ton), Mu2 (ton.m), Mu3 (ton.m), alpha giro, Mu2 (ton.m), M3 (ton.m), alpha giro. Rows include load combinations like 1.4D+1.7L, 1.25(D+L)+Sx, etc.

3.0 VERIFICACIONES DE CARGA AXIAL

Pu/Pmax 51.80 % Ratio de sollicitación máxima a Compresión vs Capacidad Bruta
k 1.00 Coeficiente de longitud efectiva para pandeo
Esb x 20.35 OK Verificación de esbeltez en el eje x
Esb y 20.35 OK Verificación de esbeltez en el eje y

3.0 VERIFICACIONES A FLEXOCOMPRESIÓN



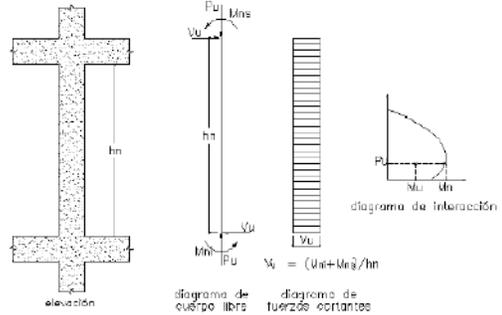


5.0 DISEÑO SISMORESISTENTE

Cálculo del Cortante de Diseño

Pu:	-425.8 ton	Carga Axial Última
Mns2:	52.0 ton.m	Momento Nominal Superior
Mni2:	-52.0 ton.m	Momento Nominal Inferior
Vu2:	49.2 ton	Cortante Asociado

Pu:	-413.6 ton	Carga Axial Última
Mns3:	90.0 ton.m	Momento nominal Superior
Mni3:	-90.0 ton.m	Momento nominal Inferior
Vu3:	95.7 ton	Cortante Asociado



Cálculo de Resistencias Nominales

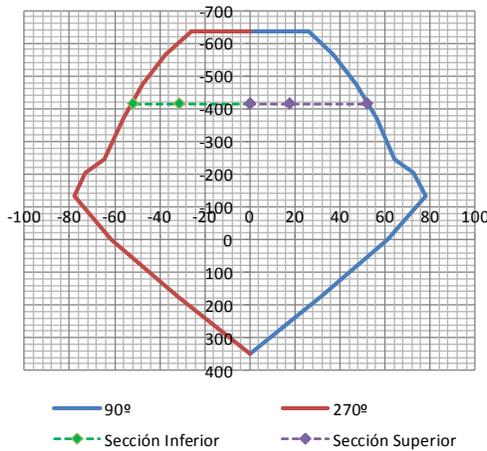
ϕVc :	49.4 ton	Cortante Nominal del Concreto
ϕVs :	47.7 ton	Cortante Nominal del refuerzo
ϕVn :	97.1 ton	Cortante Nominal de la Columna

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Pu}{140 * Ag}\right) * b * d$$

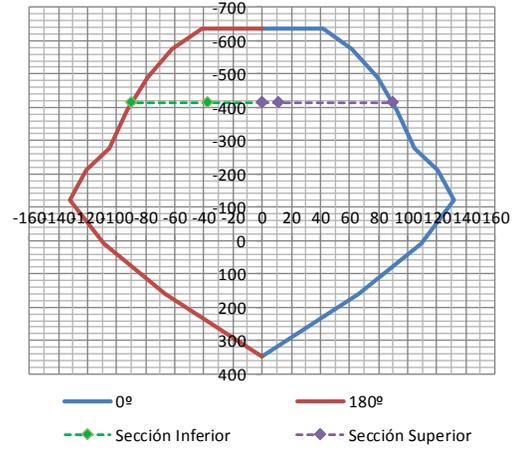
$$\phi Vs = 0.85 * \frac{Av * fy * d}{s}$$

$$\phi Vn = \phi Vc + \phi Vs$$

ϕPn vs $\phi Mn2$



ϕPn vs $\phi Mn3$



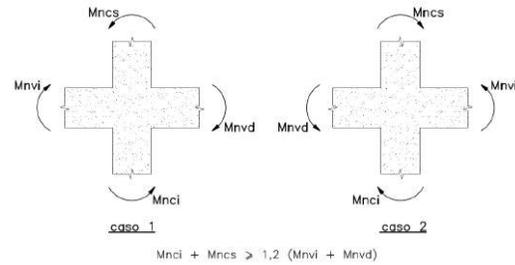
Verificación de Resistencia a Flexión Mínima

Mnvi2	-18.2 ton.m	Momento nominal (-) Viga I.
Mnvd2	18.2 ton.m	Momento nominal (+) Viga D.
$\Sigma Mn2$	36.4 ton.m	Momento inducido por Vigas
$\phi Mn2$	104.0 ton.m	Momento resistente

VERIFICA

Mnvi3	-39.9 ton.m	Momento nominal (-) Viga I.
Mnvd3	21.4 ton.m	Momento nominal (+) Viga D.
$\Sigma Mn3$	61.3 ton.m	Momento inducido por Vigas
$\phi Mn3$	96.5 ton.m	Momento resistente

VERIFICA



6.0 BIBLIOGRAFÍA

NORMA E.060: DISEÑO EN CONCRETO ARMADO
 APUNTES DEL CURSO DE CONCRETO ARMADO - GIANFRANCO OTTAZZI

7.4 DISEÑO DE CIMENTACIONES

7.4.1 DIMENSIONAMIENTO DE LA CIMENTACIÓN

- **Criterios de dimensionamiento**

Cualquier zapata, cimiento corrido o platea de cimentación debe dimensionarse considerando los criterios de capacidad portante y excentricidad de carga para que éste no tenga problemas de estabilidad.

El primer criterio establece que ningún punto del suelo debajo de la cimentación debe estar sometido a un esfuerzo mayor a la capacidad portante, definido por el estudio de mecánica de suelos. Se debe verificar que las condiciones especificadas por el estudio, como tipo de cimentación y profundidad de desplante, se cumplan en el diseño. El segundo criterio limita la excentricidad de carga, definida como el cociente del momento **M** entre el axial actuante **P**, a nunca exceder la condición de volteo inminente, graficada en la figura 7.5.

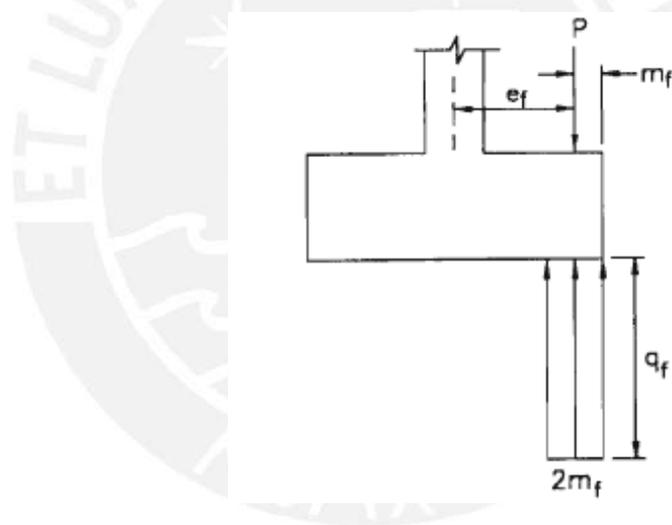


Figura 7.5: Condición de volteo inminente en Zapatas

$$e_{fmax} = \frac{L}{2} + \frac{P}{2 \cdot q_f \cdot S}$$

Dónde:

- L: Dimensión Paralela a la dirección de análisis
- S: Dimensión Perpendicular a la dirección de análisis
- P: Carga Axial
- q_f: Capacidad Portante del suelo

- **Estados de Carga**

Las verificaciones de estabilidad o asentamiento en las zapatas se realizan para las siguientes condiciones de servicio estático y dinámico:

$$U = CM + CV$$

$$U = CM + CV \pm S_x$$

$$U = CM + CV \pm S_y$$

Se precisa que la verificación para condiciones dinámicas por sismo puede considerar un 30% más en el esfuerzo admisible del suelo debido a su naturaleza temporal, tal como se precisa en la Norma E0.60, artículo 15.2.4.

7.4.2 DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

- **Factores de Reducción**

El diseño en concreto armado de las zapatas se realizará para solicitaciones de flexión y con un factor de reducción ϕ de 0.70. Para acciones de corte y punzonamiento, se verifica la resistencia exclusivamente por aporte del concreto y considerando como factores de reducción 0.85 en ambos casos.

- **Refuerzo en la Base**

Una malla de varillas de acero, comúnmente denominado como “parrilla”, responde a las solicitaciones en flexión de la cimentación. El diseño se realiza de manera análoga al de la sección de una viga; sin embargo, el acero mínimo se determina por la cuantía para losas macizas, tal como

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b \cdot d$$

Dónde:

As: Acero Mínimo

b: Base de la sección de la Zapata

d: Peralte de la sección de la Zapata

- **Verificación del Peralte de la Cimentación**

Las cimentaciones no poseen refuerzo para solicitaciones de corte o punzonamiento, el concreto debe asumir la responsabilidad total en ambas condiciones. En tal sentido, se debe realizar una verificación de la resistencia del concreto para dichas solicitaciones.

La resistencia del concreto al cortante se calcula análogamente al de las vigas y la resistencia al punzonamiento, siguiendo la siguiente fórmula.

$$V_c = 1,1\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

Dónde:

V_c : Resistencia a punzonamiento del concreto

$f'c$: Resistencia a compresión del concreto

b : Perímetro de la sección crítica de corte por Punzonamiento

d : Peralte de la zapata

Dependiendo de la geometría de la cimentación, la sección crítica de punzonamiento se dibuja en un perímetro en torno a la columna que nace de la zapata a una distancia de la mitad del peralte, tal como se visualiza en la figura 7.6

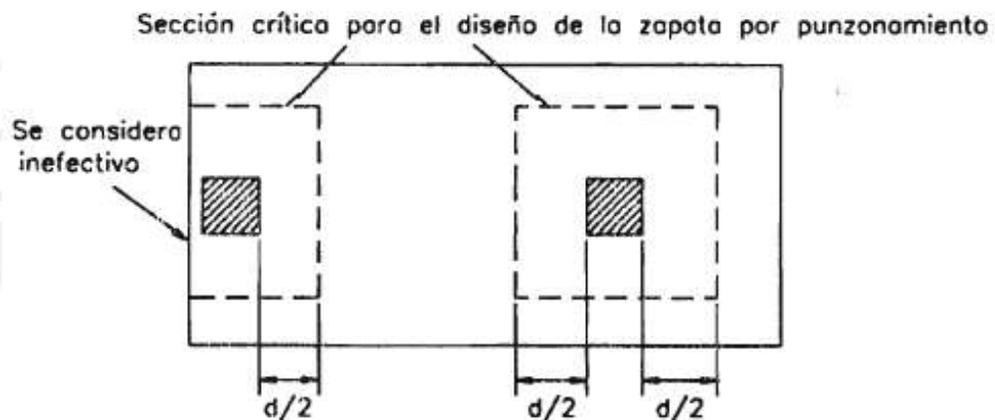
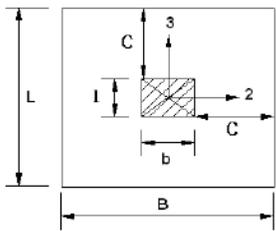


Figura 7.6: Sección crítica de corte por Punzonamiento en Zapatas

7.4.3 CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN

La hoja de cálculo adjunta muestra el diseño de la zapata C-12 correspondiente al primer entrepiso de la superestructura.

 PUCP		HOJA DE CÁLCULO ESTÁNDAR PARA DISEÑO DE ZAPATA AISLADA CENTRADA		ELABORADO POR M.L.B																																																																																	
				PROYECTO																																																																																	
				PFC-2																																																																																	
				FECHA	04/12/2016																																																																																
1.0	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE CIMENTACIÓN																																																																																				
Propiedades del suelo qa 4.4 kg/cm ² Presión admisible γ 1.8 ton/m ³ Peso específico Df 1.50 m Profundidad de Desplante Esf. Admisibles del suelo qadm1 44 t/m ² Presión Admisible (Sin Sismo) qadm2 57.2 t/m ² Presión Admisible (Con Sismo)		Concreto armado f'c 280 kg/cm ² Resistencia Concreto fy 4200 kg/cm ² Fluencia del Acero Datos adicionales t 0.15 m Espesor de losa de piso s/c 0.25 ton/m ² Sobrecarga																																																																																			
2.0	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA ZAPATA																																																																																				
C-12 Dimensiones de Zapata b 0.80 m Lado 1 columna naciente l 0.40 m Lado 2 columna naciente c 1.25 m Longitud del volado H 0.75 m Peralte Zapata B 3.30 m Lado 1 de Zapata L 2.90 m Lado 2 de Zapata A 9.57 m ² Area Zapata																																																																																					
4.0	CÁLCULO DE ESFUERZOS EN EL SUELO																																																																																				
Cargas Actuantes de Sobre el Suelo <table border="1"> <thead> <tr> <th>Estados de Carga</th> <th>P (ton)</th> <th>M22 (ton.m)</th> <th>M33 (ton.m)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CM</td> <td>272.1</td> <td>-1.78</td> <td>1.3</td> </tr> <tr> <td>CV</td> <td>74.43</td> <td>-1.36</td> <td>0.87</td> </tr> <tr> <td>Sismo X</td> <td>61.3</td> <td>0.47</td> <td>-1.07</td> </tr> <tr> <td>Sismo Y</td> <td>-40.93</td> <td>-2.39</td> <td>-0.27</td> </tr> </tbody> </table>		Estados de Carga	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)	CM	272.1	-1.78	1.3	CV	74.43	-1.36	0.87	Sismo X	61.3	0.47	-1.07	Sismo Y	-40.93	-2.39	-0.27	Combinaciones de Carga para diseño en Concreto Armado <table border="1"> <thead> <tr> <th>Combinaciones de Carga Amplificadas</th> <th>Pu (ton)</th> <th>Mu22 (ton.m)</th> <th>ou2 (ton/m²)</th> <th>ou3 (ton.m)</th> <th>Mu33 (ton/m²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.4 CM+1.7 CV</td> <td>553.5</td> <td>4.8</td> <td>58.87</td> <td>58.46</td> <td>3.3</td> </tr> <tr> <td>1.25(CM+CV) + Sx</td> <td>535.5</td> <td>3.5</td> <td>56.71</td> <td>56.27</td> <td>1.6</td> </tr> <tr> <td>1.25(CM+CV) - Sx</td> <td>412.9</td> <td>4.4</td> <td>44.10</td> <td>43.87</td> <td>3.8</td> </tr> <tr> <td>0.9 CM + Sx</td> <td>335.8</td> <td>1.1</td> <td>35.33</td> <td>35.10</td> <td>0.1</td> </tr> <tr> <td>0.9 CM - Sx</td> <td>213.2</td> <td>2.1</td> <td>22.72</td> <td>22.70</td> <td>2.2</td> </tr> <tr> <td>1.25(CM+CV) + Sy</td> <td>433.3</td> <td>6.3</td> <td>46.64</td> <td>45.74</td> <td>2.4</td> </tr> <tr> <td>1.25(CM+CV) - Sy</td> <td>515.2</td> <td>1.5</td> <td>54.16</td> <td>54.40</td> <td>3.0</td> </tr> <tr> <td>0.9 CM + Sy</td> <td>233.5</td> <td>4.0</td> <td>25.27</td> <td>24.57</td> <td>0.9</td> </tr> <tr> <td>0.9 CM - Sy</td> <td>315.4</td> <td>0.8</td> <td>33.13</td> <td>33.23</td> <td>1.4</td> </tr> </tbody> </table>				Combinaciones de Carga Amplificadas	Pu (ton)	Mu22 (ton.m)	ou2 (ton/m ²)	ou3 (ton.m)	Mu33 (ton/m ²)	1.4 CM+1.7 CV	553.5	4.8	58.87	58.46	3.3	1.25(CM+CV) + Sx	535.5	3.5	56.71	56.27	1.6	1.25(CM+CV) - Sx	412.9	4.4	44.10	43.87	3.8	0.9 CM + Sx	335.8	1.1	35.33	35.10	0.1	0.9 CM - Sx	213.2	2.1	22.72	22.70	2.2	1.25(CM+CV) + Sy	433.3	6.3	46.64	45.74	2.4	1.25(CM+CV) - Sy	515.2	1.5	54.16	54.40	3.0	0.9 CM + Sy	233.5	4.0	25.27	24.57	0.9	0.9 CM - Sy	315.4	0.8	33.13	33.23	1.4
Estados de Carga	P (ton)	M22 (ton.m)	M33 (ton.m)																																																																																		
CM	272.1	-1.78	1.3																																																																																		
CV	74.43	-1.36	0.87																																																																																		
Sismo X	61.3	0.47	-1.07																																																																																		
Sismo Y	-40.93	-2.39	-0.27																																																																																		
Combinaciones de Carga Amplificadas	Pu (ton)	Mu22 (ton.m)	ou2 (ton/m ²)	ou3 (ton.m)	Mu33 (ton/m ²)																																																																																
1.4 CM+1.7 CV	553.5	4.8	58.87	58.46	3.3																																																																																
1.25(CM+CV) + Sx	535.5	3.5	56.71	56.27	1.6																																																																																
1.25(CM+CV) - Sx	412.9	4.4	44.10	43.87	3.8																																																																																
0.9 CM + Sx	335.8	1.1	35.33	35.10	0.1																																																																																
0.9 CM - Sx	213.2	2.1	22.72	22.70	2.2																																																																																
1.25(CM+CV) + Sy	433.3	6.3	46.64	45.74	2.4																																																																																
1.25(CM+CV) - Sy	515.2	1.5	54.16	54.40	3.0																																																																																
0.9 CM + Sy	233.5	4.0	25.27	24.57	0.9																																																																																
0.9 CM - Sy	315.4	0.8	33.13	33.23	1.4																																																																																
Carga extrapor Peso de zapata y suelo P 32.9 ton Peso por Zapata y Suelo σ 3.49 ton/m ² Esfuerzo en el suelo		wu 55.38 t/m² Esfuerzo Último ejercido por el suelo a la Zapata																																																																																			
Combinaciones de carga para verificación de estabilidad <table border="1"> <thead> <tr> <th>Combinaciones en servicio</th> <th>P ton</th> <th>M22 ton.m</th> <th>e m</th> <th>emax m</th> <th>σ ton/m²</th> <th>M33 ton.m</th> <th>e m</th> <th>emax m</th> <th>σ ton/m²</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>CM + CV</td> <td>379.39</td> <td>3.14</td> <td>0.008</td> <td>0.618</td> <td>40.32 Verifica</td> <td>2.17</td> <td>0.006</td> <td>0.704</td> <td>40.06 Verifica</td> </tr> <tr> <td>CM + CV + Sx</td> <td>428.43</td> <td>2.76</td> <td>0.006</td> <td>0.664</td> <td>45.37 No Verifica</td> <td>1.31</td> <td>0.003</td> <td>0.756</td> <td>45.02 Verifica</td> </tr> <tr> <td>CM + CV - Sx</td> <td>330.35</td> <td>3.52</td> <td>0.011</td> <td>0.733</td> <td>35.28 Verifica</td> <td>3.03</td> <td>0.009</td> <td>0.834</td> <td>35.09 Verifica</td> </tr> <tr> <td>CM + CV + Sy</td> <td>346.64</td> <td>5.05</td> <td>0.015</td> <td>0.722</td> <td>37.31 Verifica</td> <td>1.95</td> <td>0.006</td> <td>0.821</td> <td>36.59 Verifica</td> </tr> <tr> <td>CM + CV - Sy</td> <td>412.13</td> <td>1.23</td> <td>0.003</td> <td>0.676</td> <td>43.33 Verifica</td> <td>2.39</td> <td>0.006</td> <td>0.769</td> <td>43.52 Verifica</td> </tr> </tbody> </table>						Combinaciones en servicio	P ton	M22 ton.m	e m	emax m	σ ton/m ²	M33 ton.m	e m	emax m	σ ton/m ²	CM + CV	379.39	3.14	0.008	0.618	40.32 Verifica	2.17	0.006	0.704	40.06 Verifica	CM + CV + Sx	428.43	2.76	0.006	0.664	45.37 No Verifica	1.31	0.003	0.756	45.02 Verifica	CM + CV - Sx	330.35	3.52	0.011	0.733	35.28 Verifica	3.03	0.009	0.834	35.09 Verifica	CM + CV + Sy	346.64	5.05	0.015	0.722	37.31 Verifica	1.95	0.006	0.821	36.59 Verifica	CM + CV - Sy	412.13	1.23	0.003	0.676	43.33 Verifica	2.39	0.006	0.769	43.52 Verifica																				
Combinaciones en servicio	P ton	M22 ton.m	e m	emax m	σ ton/m ²	M33 ton.m	e m	emax m	σ ton/m ²																																																																												
CM + CV	379.39	3.14	0.008	0.618	40.32 Verifica	2.17	0.006	0.704	40.06 Verifica																																																																												
CM + CV + Sx	428.43	2.76	0.006	0.664	45.37 No Verifica	1.31	0.003	0.756	45.02 Verifica																																																																												
CM + CV - Sx	330.35	3.52	0.011	0.733	35.28 Verifica	3.03	0.009	0.834	35.09 Verifica																																																																												
CM + CV + Sy	346.64	5.05	0.015	0.722	37.31 Verifica	1.95	0.006	0.821	36.59 Verifica																																																																												
CM + CV - Sy	412.13	1.23	0.003	0.676	43.33 Verifica	2.39	0.006	0.769	43.52 Verifica																																																																												
5.0	DISEÑO EN CONCRETO ARMADO																																																																																				
Verificación por Cortante Peralte efectivo (d) 65 cm φVc 49.00 ton Vu 33.23 ton		Verificación por Flexión Mu 43.27 ton.m As 18.05 cm ² As min 11.7 cm ² β 0.85 REFUERZO 3/4" @ 150 mm		Verificación por Punzonamiento Perimetro de la sección crítica (b0) 500 cm φVc 489.99 ton Vu 445.69 ton																																																																																	
6.0	VERIFICACIONES																																																																																				
Esfuerzo Axial Excentricidad dentro del límite tolerable por criterio de volteo Diseño en Concreto Armado					VERIFICA VERIFICA VERIFICA																																																																																
7	BIBLIOGRAFÍA																																																																																				
Diseño de estructuras de concreto armado, Teodoro Harmsen RNE E.060 Concreto armado																																																																																					

8. EVALUACIÓN DE DESEMPEÑO

8.1 GENERALIDADES

Es posible describir, verificar y comparar el desempeño del aislamiento y la edificación mediante algunos indicadores que se describirán en el presente capítulo. La comparación entre la estructura aislada y su similar de base fija se realiza a partir de la cuantificación de la reducción de la fuerza basal. De esta manera, también se estima la precisión del prediseño realizado. La evaluación por deterioro se efectúa a partir de la verificación de las derivas bajo estándares de mayor exigencia respecto a las de base fija. La evaluación del desempeño del aislamiento se ha realizado aplicando los criterios de verificación por fuerza restitutiva de todo el sistema y por factores de seguridad por estabilidad en cada aislador.

8.2 REDUCCIÓN DE FUERZA BASAL

El *ratio* de la fuerza cortante en la base de una edificación aislada, respecto a su similar de base fija, representa la eficiencia del sistema aislado. En edificaciones con sistemas de protección sísmica, es importante obtener un *ratio* alrededor de 0.2, lo cual indica reducción del 80% de los efectos sísmicos. En el presente caso, la disminución de la demanda por flexibilización y amortiguamiento se grafica en la figura 8.1.

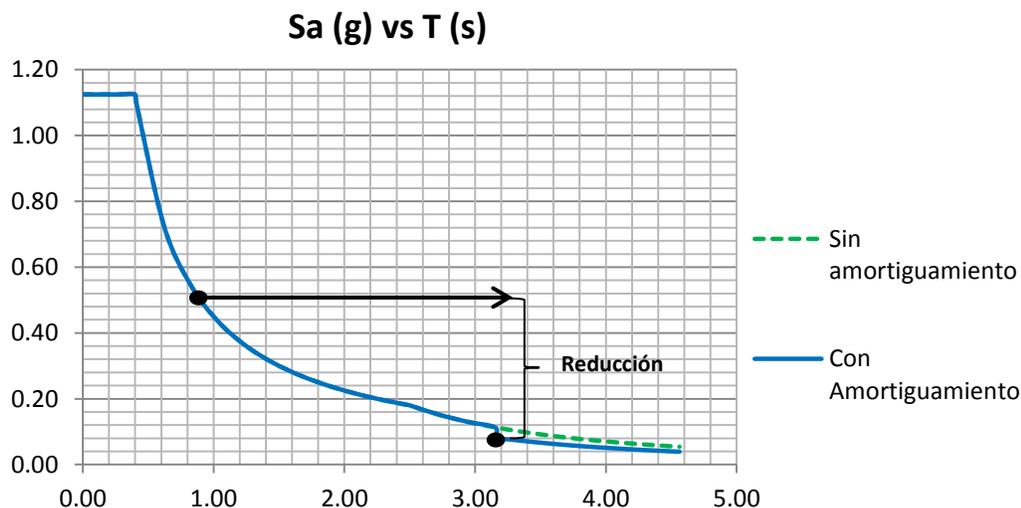


Figura 8.1: Reducción de Aceleración Espectral por Aislamiento

El sistema aislado proyectado para el Edificio Multifamiliar Basadre muestra una reducción de las aceleraciones del 70.7%, gracias a la flexibilización de la base; y 27.6% adicional, por amortiguamiento. En resumen, la reducción efectiva por aislamiento alcanza un total de 78.8%, valor cercano al óptimo para el diseño.

En la tabla 8.1 se muestra el comparativo entre los cortantes basales obtenidos en el modelo y los estimados en el prediseño. Se observa una alta precisión en la estimación, apenas una variación cercana al 6% entre ambos, debido a la masa participativa de los modos de vibración no fundamentales.

Tabla 8.1: Cortantes basales en modelo y en prediseño

Casos de Sismo	Modelo			Prediseño	Variación %
	Cortante en X (ton)	Cortante en Y (ton)	Cortante Total (ton)	Cortante Total (ton)	
Sismo en X	374.2	47.5	377.2	399.8	5.6%
Sismo en Y	32.1	372.5	373.9	399.8	6.5%

8.3 EVALUACIÓN DE DERIVAS

La deriva de entrepiso es un indicador de daño estructural ante solicitaciones sísmicas. En edificaciones aisladas, el límite máximo de las derivas es más estricto que en las de base fija, pues el objetivo de los sistemas de protección es, precisamente, reducir los daños al mínimo. En tal sentido, se restringe el valor máximo de las derivas a 0.3% en estructuras aisladas, lo cual resulta más conservador que el límite de 0.7% propuesto para las de base fija. La tabla 8.2 muestra las derivas de entrepisos de la superestructura y se comprueba que se encuentran dentro de los límites establecidos.

Tabla 8.2: Derivas de entrepiso para el sismo de diseño

	Derivas en "X"		Derivas en "Y"	
	Valor	Verificación	Valor	Verificación
Entrepiso 1	0.12%	VERIFICA	0.16%	VERIFICA
Entrepiso 2	0.14%	VERIFICA	0.18%	VERIFICA
Entrepiso 3	0.14%	VERIFICA	0.16%	VERIFICA
Entrepiso 4	0.12%	VERIFICA	0.14%	VERIFICA
Entrepiso 5	0.10%	VERIFICA	0.11%	VERIFICA
Entrepiso 6	0.08%	VERIFICA	0.07%	VERIFICA
Entrepiso 7	0.06%	VERIFICA	0.04%	VERIFICA

8.4 FUERZA RESTITUTIVA DEL SISTEMA AISLADO

El sistema de aislamiento debe tener la capacidad de regresar a su posición inicial después del desplazamiento lateral impuesto por el sismo. De no ser así, los elementos de la subestructura podrían desarrollar deformaciones permanentes indeseables, concentración de esfuerzos y, en el peor de los casos, la falla estructural.

La norma ASCE 7-10 establece un requerimiento para garantizar que el sistema aislado pueda desarrollar la fuerza necesaria para volver a su estado inicial. El criterio prescribe que la fuerza restitutiva, en condiciones del "Sismo Máximo Creíble", debe ser mayor a la sumatoria de la fuerza lateral desarrollada en condiciones del "Sismo de Diseño", el 2.5% del peso sísmico considerado y la fricción en los deslizadores. En el caso del diseño del edificio multifamiliar Basadre, el resumen de la verificación por fuerza puede ser apreciado en la tabla 8.3, donde se observan los valores de cada variable considerada y se comprueba que se cumple el requerimiento de la norma.

Tabla 8.3: Evaluación de Fuerza Restitutiva

Fuerza Restitutiva Exigida por Norma	393.1 ton
Peso sísmico considerado por la Superestructura	4783.3 ton
Fuerza correspondiente al 2.5% del Peso Sísmico	119.6 ton
Peso sobre los deslizadores	689.2 ton
Fuerza por Fricción Estática de los Deslizadores	68.9 ton
50% del Desplazamiento de Diseño	10.6 cm
Rigidez efectiva para "50%Dd"	19.4 ton/cm
Fuerza restitutiva para "Dd"	204.6 ton
Fuerza Restitutiva capaz de Desarrollar	409.3 ton
Desplazamiento de Diseño Total	21.1 cm
Fuerza restitutiva para "Dm" máximo creíble	409.3 ton
EL SISTEMA AISLADO CUMPLE LAS SOLICITACIONES DE LA ASCE 7-10	

8.5 FACTORES DE SEGURIDAD DEL SISTEMA AISLADO

Cada aislador que compone el sistema debe ser verificado para las solicitaciones particulares que tengan. Las cargas axiales que llegan a los dispositivos, en combinación con la deformación que presentan, pueden generar esfuerzos de

compresión, tracción o cortantes críticos que los deterioren y provoquen la falla. En tal sentido, se empleó una metodología para controlar la estabilidad de los aisladores mediante el cálculo de las máximas capacidades de carga axial, tanto por compresión como por pandeo. Así, este parámetro fue tomado como valor referencial para el cálculo del factor de seguridad de cada unidad y verificado según un valor estándar correspondiente.

8.5.1 CAPACIDAD DE CARGA POR COMPRESIÓN

La capacidad de compresión representa la máxima carga axial, asociada a un desplazamiento dado, sin que se produzca daños en el caucho por deformaciones a compresión y cortante. Para el cálculo de la capacidad de carga por compresión se han considerado las siguientes fórmulas:

Capacidad de compresión:

$$P_Y = \frac{K_{vi} \cdot H_r \cdot (0.75 \cdot \epsilon_u - \epsilon_{sh})}{6 \cdot S}$$

Deformación cortante por desplazamiento lateral:

$$\epsilon_{sh} = \frac{\Delta_{MCE}}{H_r}$$

Dónde:

K_{vi} : Rigidez vertical del aislador

H_r : Altura total de las capas de caucho del aislador

ϵ_u : Elongación máxima a rotura del caucho (6.500)

S : Factor de forma de las capas de caucho

Δ_{MCE} : Desplazamiento lateral para sismo MCE

8.5.2 CAPACIDAD DE CARGA POR PANDEO

Ésta representa la máxima carga que un aislador puede soportar, a un desplazamiento definido, sin sufrir problemas de estabilidad. Para el cálculo de la capacidad de carga por dicho criterio se han considerado las siguientes fórmulas:

Módulo de pandeo:

$$E_b = E. (1 + 0.742.S^2)$$

Capacidad de carga por pandeo a desplazamiento cero:

$$P_{cr}^0 = \frac{K_r \cdot H_t}{2} \cdot \left[\sqrt{1 + \frac{E_b \cdot \pi^3 \cdot D^4}{16 \cdot K_r \cdot H_r \cdot H_t^2}} - 1 \right]$$

Capacidad de carga por pandeo a desplazamiento definido:

$$P_{cr}^\Delta = P_{cr}^0 \cdot \frac{A_r}{A}$$

Dónde:

E: Módulo de elasticidad del caucho

Kr: Rigidez post fluencia del aislador

Ht: Altura total del aislador

Ar: Área reducida por desplazamiento de la sección de caucho

A: Área total de la sección del caucho

8.5.3 RESUMEN DE FACTORES DE SEGURIDAD DEL SISTEMA AISLADO

Todos los dispositivos que conforman el sistema aislado han sido evaluados por su capacidad a compresión y pandeo. Se ha estimado las capacidades máximas de carga axial por ambos criterios para desplazamientos máximos totales y en condiciones de Sismo Máximo Creíble (MCE). Los factores de seguridad por compresión y pandeo han sido obtenidos a partir de la fuerza axial en cada aislador bajo la siguiente condición de carga.

$$U = 1.2 \text{ CM} + \text{CV} + \text{S (MCE)}$$

En la siguiente hoja de cálculo se muestra el resumen de factores de seguridad en cada dispositivo, excepto deslizadores, para las condiciones especificadas.

1.0 VERIFICACIÓN POR FUERZA RESTITUTIVA DEL SISTEMA

Fuerza Restitutiva Exigida por Norma	393.1 ton
Peso sísmico considerado por la Superestructura	4783.3 ton
Fuerza correspondiente al 2.5% del Peso Sísmico	119.6 ton
Peso sobre los deslizadores	689.2 ton
Fuerza por Fricción Estática de los Deslizadores	68.9 ton
50% del Desplazamiento de Diseño	10.6 cm
Rigidez efectiva para "50%Dd"	19.4 ton/cm
Fuerza restitutiva para "Dd"	204.6 ton
Fuerza Restitutiva capaz de Desarrollar	409.3 ton
Desplazamiento de Diseño Total	21.1 cm
Fuerza restitutiva para "Dm" máximo creíble	409.3 ton
EL SISTEMA AISLADO CUMPLE LAS SOLICITACIONES DE LA ASCE 7-10	

2.0 VERIFICACIÓN POR FACTORES DE SEGURIDAD PARA COMPRESIÓN Y PANDEO DE CADA AISLADOR

Aislador	Py (ton)	Pcr (ton)
HDR-1	1269.5	1153.2
HDR-2	1540.5	1582.3
HDR-3	1847.6	2118.3

Py: Carga Máxima por compresión en D (MCE)

Pcr: Carga Máxima por Pandeo en D (MCE)

Pu: Carga Solicitada para la combinación 1.2CM+CV+S(MCE)

El Factor de Seguridad Mínimo para Compresión es 1.5 y para Pandeo 2.0 en condiciones MCE

APOYO	TIPO DE AISLADOR	Carga Axial para los Estados de Carga				Combinación 1.2CM+CV+Sx(MCE)			Combinación 1.2CM+CV+Sy(MCE)			Verif.
		CM (ton)	CV (ton)	Sx (MCE) (ton)	Sy (MCE) (ton)	Pu (ton)	F.S. γ (Compr.)	F.S. cr (Pandeo)	Pu (ton)	F.S. γ (Compr.)	F.S. cr (Pandeo)	
1	HDR-1	139.0	12.3	69.8	103.9	248.9	5.74	5.22	282.9	4.98	4.52	OK
2	HDR-2	270.0	32.7	52.1	46.0	408.8	4.34	4.46	402.7	4.42	4.54	OK
3	HDR-3	484.2	56.6	12.5	73.5	650.2	3.34	3.83	711.2	3.01	3.45	OK
4	HDR-2	370.4	47.2	12.8	68.9	504.5	3.58	3.68	560.6	3.17	3.25	OK
5	HDR-1	144.4	13.6	41.3	119.7	228.1	6.37	5.79	306.5	4.57	4.15	OK
6	HDR-1	130.4	11.2	35.2	12.9	202.8	7.18	6.52	180.6	8.22	7.46	OK
7	HDR-1	157.2	15.8	17.3	15.4	221.7	6.67	6.06	219.8	6.74	6.12	OK
8	PTFE	333.5	48.0	368.3	168.6	816.4	#N/A	#N/A	616.7	#N/A	#N/A	#N/A
9	HDR-1	234.5	33.5	37.3	170.6	352.2	4.16	3.78	485.5	2.89	2.63	OK
10	HDR-1	141.6	16.5	75.7	53.7	262.1	5.43	4.93	240.2	5.99	5.44	OK
11	HDR-3	308.4	51.1	53.9	29.0	475.1	4.47	5.12	450.1	4.76	5.45	OK
12	PTFE	165.1	27.1	378.6	152.9	603.7	#N/A	#N/A	378.1	#N/A	#N/A	#N/A
13	HDR-1	240.9	34.8	23.4	180.0	347.2	4.25	3.86	503.9	2.79	2.53	OK
14	HDR-1	187.5	21.0	33.5	60.3	279.5	5.25	4.77	306.2	4.72	4.29	OK
15	HDR-1	135.2	19.4	43.4	64.3	225.1	6.41	5.82	246.0	5.80	5.27	OK
16	HDR-2	258.0	38.2	33.0	76.7	380.7	4.68	4.81	424.4	4.13	4.24	OK
17	HDR-3	305.8	44.4	4.8	55.0	416.2	5.20	5.97	466.4	4.56	5.23	OK
18	HDR-2	293.7	40.9	5.4	61.5	398.8	4.53	4.65	454.9	3.89	3.99	OK
19	HDR-1	166.3	17.2	41.8	72.5	258.5	5.64	5.12	289.2	4.96	4.51	OK

3.0 BIBLIOGRAFÍA

Base Isolation of Structures: Design Guidelines, Holmes Consulting Group
 AASHTO 1999 Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design

9. EVALUACIÓN ECONÓMICA

9.1 GENERALIDADES

El objetivo del presente capítulo es comparar, en términos económicos, las propuestas técnicas del proyecto construido y su similar con aislamiento sísmico. Acorde lo referido, en el presente capítulo, se propone y desarrolla una evaluación directa, siguiendo los procedimientos tradicionales para presupuestar obras, y una evaluación indirecta estimando y valorizando los daños estructurales por efectos del sismo. Una evaluación económica global consideraría en el cálculo los costos directos, como gastos generales y utilidad, así como el flujo de caja para el financiamiento, con tasas de interés e inflación, acorde al mercado. En cualquier escenario, los resultados podrían desvirtuarse por la arbitrariedad de criterios definidos por las contratistas e inmobiliarias. En tal sentido, los resultados de la evaluación directa e indirecta se expresarán en términos del costo directo de obra y a valor presente, de manera que se pueda comparar y obtener conclusiones generales con mayor precisión.

9.2 EVALUACIÓN DIRECTA

La evaluación directa hace referencia exclusivamente a la comparación del costo directo de obra de cada propuesta y la selección de la opción más económica. Se hace hincapié al alcance del presente procedimiento limitado por los siguientes factores:

- Se reconoce que todas las especialidades son impactadas de alguna manera por la tecnología; no obstante, la evaluación se circunscribe sólo a aquellas cuyas variaciones, por concepto de aislamiento sísmico, tienen un impacto relevante al costo directo de obra.
- Las conclusiones que se desprendan a partir de la comparación de los presupuestos, no pueden tomarse como definitivas. Se recalca que la evaluación directa sólo representa cuánto costaría construir cada una de las propuestas y para concluir sobre la conveniencia de las mismas, sería necesaria una evaluación complementaria, que considere los beneficios del aislamiento.

9.2.1 METODOLOGÍA

El presupuesto del edificio se obtuvo a partir de los metrados y costos unitarios empleados para la construcción del proyecto (Albamar, 2014). Dado que el presente análisis es comparativo, no se ha sido necesario ajustar los costos unitarios por una fórmula polinómica.

A continuación, se presenta la tabla 9.1, que representa el desglose del costo directo del proyecto construido según las especialidades y el porcentaje de incidencia de cada una de ellas. Se puede apreciar que Estructuras es la que tiene mayor incidencia en el costo directo, 40.78%, seguido por la de Arquitectura 37.59%; ambas mucho mayores que las demás, 21.63% en conjunto.

Tabla 9.1: Presupuesto de Obra Total

Cuadro Resumen: Costo Directo del Proyecto			
Item	Especialidades	Monto	% incidencia
1	Obras Preliminares y Provisionales	S/. 182,235.69	2.98%
2	Especialidad de Estructuras	S/. 2,472,859.02	40.40%
3	Especialidad de Arquitectura	S/. 2,316,086.69	37.83%
4	Instalaciones Sanitarias	S/. 196,168.80	3.20%
5	Instalaciones Eléctricas	S/. 313,973.44	5.13%
6	Sistema Contra incendio	S/. 114,164.82	1.86%
7	Sistema de Gas	S/. 48,605.00	0.79%
8	Equipamiento	S/. 299,599.07	4.89%
9	Equipos de Obra	S/. 177,922.17	2.91%
Costo Directo total Proyecto		S/. 6,121,614.70	100.00%

Debido a que la arquitectura del proyecto fue respetada, no se reportó variaciones relevantes en el presupuesto. En tal sentido, sólo se consideró Estructuras para los fines comparativos y se desestimó el resto de especialidades por su poca incidencia para tales fines.

9.2.2 COMPARACIÓN DE PROPUESTAS

La tabla 9.2 y muestra el cuadro comparativo entre el proyecto original y la propuesta realizada desglosado en las partidas que lo componen. Como se puede apreciar, el proyecto aislado expone una reducción del costo de 4.0% en concreto armado pero un

aumento del 11.6% en movimiento de tierras, 4.0% en albañilería y la inclusión de la partida correspondiente a aisladores sísmicos. El conjunto de variaciones representan un aumento del 15.14% en el presupuesto de estructuras. Como complemento, se agrega la figura 9.1 para ver el impacto de cada partida en perspectiva con el presupuesto total.

Tabla 9.2: Tabla del presupuesto de Estructuras desglosado

Item	Partidas	SIN AISLAMIENTO	CON AISLAMIENTO	VARIACIÓN
1	Obras Constantes	S/. 62,647.20	S/. 62,647.20	0.00%
2	Movimiento de Tierras	S/. 183,236.40	S/. 204,548.06	11.63%
3	Concreto Simple	S/. 7,304.45	S/. 7,304.45	0.00%
4	Concreto Armado	S/. 1,586,359.42	S/. 1,522,692.94	-4.01%
5	Albañilería	S/. 169,245.11	S/. 176,010.88	4.00%
6	Revoques	S/. 351,755.40	S/. 351,755.40	0.00%
7	Cielos Rasos	S/. 86,765.28	S/. 86,765.28	0.00%
8	Dintel	S/. 4,936.87	S/. 4,936.87	0.00%
9	Juntas	S/. 20,608.90	S/. 20,608.90	0.00%
12	Aisladores Sismicos	S/. 0.00	S/. 409,949.80	S.V
Monto Total		S/. 2,472,859.02	S/. 2,847,219.77	15.14%

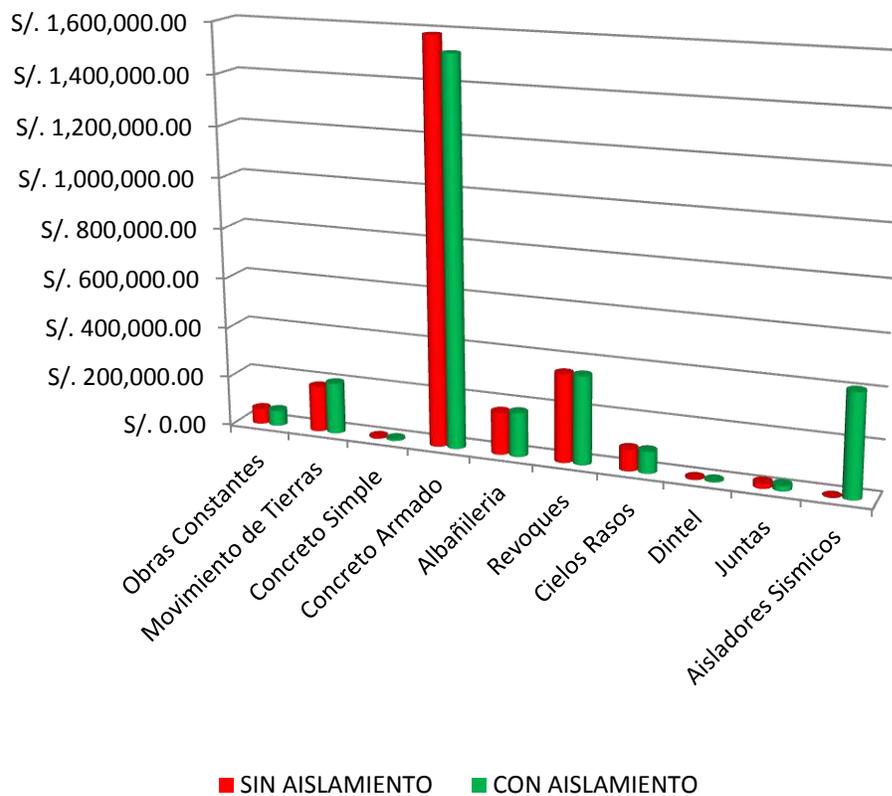


Figura 9.1: Comparativo del Presupuesto de Estructuras por partida

9.3 EVALUACIÓN INDIRECTA

La evaluación indirecta tiene como objetivo cuantificar los beneficios del aislamiento en el escenario de un sismo severo. Esta práctica no es usual en el mercado peruano; no hay un procedimiento normado que estime el impacto económico de un sismo. A falta de ella, se ha adoptado la metodología de estimación de daños por curva de vulnerabilidad que se aplicará al presente caso de estudio.

9.3.1 METODOLOGÍA

La curva de vulnerabilidad es una simplificación para estimar el daño estructural por sismo, tomando en cuenta la máxima deriva de entrepiso. Ésta es una línea de tendencia construida a partir de registros de edificaciones, de características similares a la estudiada, que reportaron daño por un evento sísmico. A falta de data referida a estructuras afectadas en suelo peruano, se ha adoptado una curva de vulnerabilidad, construida a partir de los registros del terremoto de 1985 en Viña del Mar, Chile. La figura 9.2, para representa el porcentaje de daño estructural para la deriva de un edificio de muros de concreto armado (Arraigada, 2005 p.186-188). El factor por daño estructural se multiplica por la partida total de estructuras

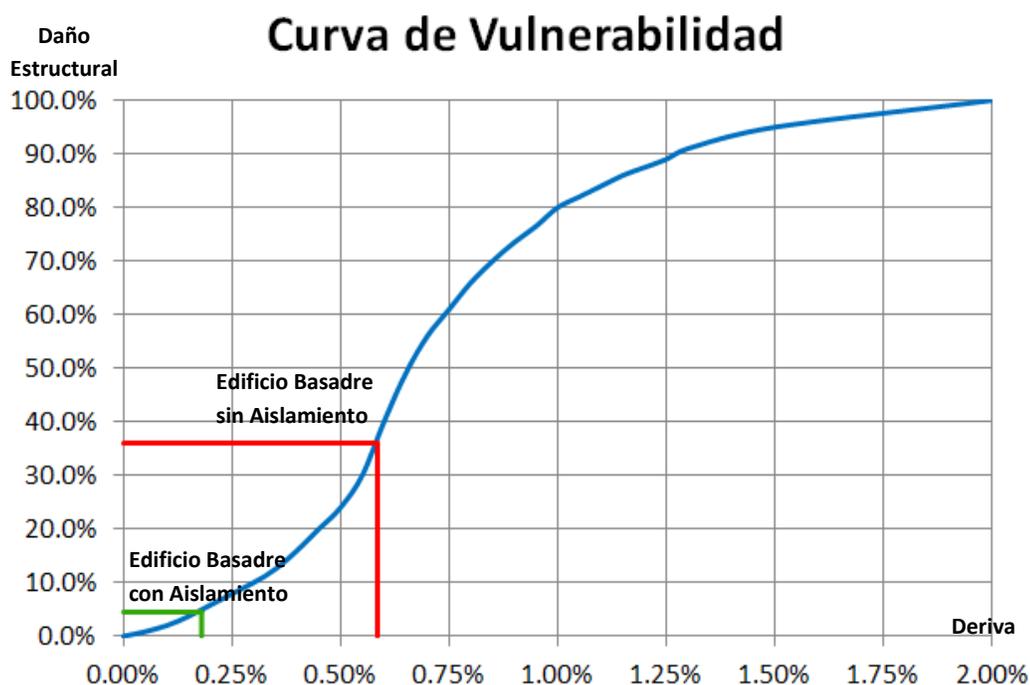


Figura 9.2: Curva de Vulnerabilidad para estructuras de Concreto Armado

En la ingeniería estructural, es de conocimiento general que las derivas de entrepiso están estrechamente ligadas al deterioro, por lo cual las normas limitan estos valores para regular el diseño. El concepto en cuestión es replicable en cualquier estructura, independientemente de la localidad donde se ubica. No obstante, fuese ideal emplear una curva de vulnerabilidad peruana, es plausible afirmar que una chilena pueda ser lo suficientemente precisa para realizar el presente ejercicio.

Se hace hincapié en las diferencias entre las curvas de vulnerabilidad empleadas en el presente estudio y las curvas de fragilidad empleadas para estimar el riesgo sísmico de edificaciones. Las primeras cuantifican la relación existente entre el daño estructural y las derivas de entrepiso con información estadística ajustada al evento y sobre una muestra con características particulares específicas. Por otro lado, las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función a un parámetro que define la intensidad sísmica.

9.3.2 COSTO DE ESTRUCTURAS CON Y SIN AISLAMIENTO

En función a los resultados obtenidos de los análisis sísmicos, tanto del proyecto original como del aislado, se estimaron los daños estructurales, los cuales se muestran en la tabla 9.3. Se precisa que la deriva obtenida en el proyecto original fue escalada para una aceleración de 0.45g, de acuerdo a los requerimientos de la actual Norma de Diseño Sismoresistente E.030.

Tabla 9.3: Resultado de daños estructurales de acuerdo a las derivas

Proyecto Estructural	Deriva (%)	Daño Estructural (%)
Edificio sin Aislamiento	0.59%	36.00%
Edificio con Aislamiento	0.18%	4.50%

Siguiendo la metodología descrita anteriormente, se cuantificó los costos por daños estructurales y se realizó un cuadro comparativo, mostrando estos en perspectiva con la partida de estructuras. En la tabla 9.4 y en la figura 9.3, se demuestra que el sobrecosto del presupuesto de estructuras (15.1%) en el proyecto aislado es

compensado por el ahorro probable en daños estructurales. En el balance final, el costo directo de la especialidad de estructuras y los daños estructurales del edificio convencional resulta siendo el 10.1% más que el edificio aislado.

Tabla 9.4: Comparativo de costo global de Estructuras entre el proyecto con y sin aislamiento

Item	Partidas	SIN AISLAMIENTO	CON AISLAMIENTO	VARIACIÓN
1	COSTO DIRECTO DE ESTRUCTURAS	S/. 2,472,859.02	S/. 2,847,219.77	15.1%
2	COSTO POR DAÑOS ESTRUCTURALES	S/. 801,711.15	S/. 97,653.36	-87.8%
COSTO GLOBAL		S/. 3,274,570.17	S/. 2,944,873.14	-10.1%

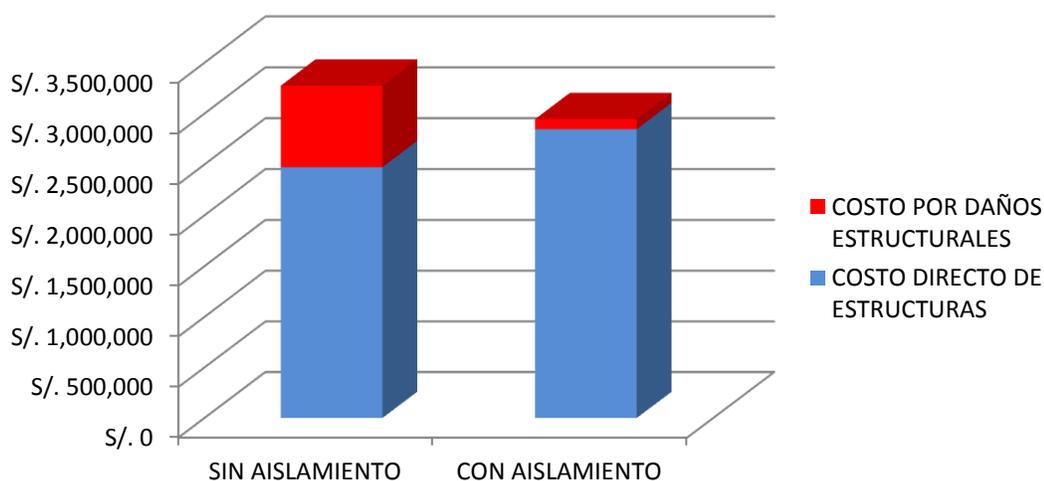


Figura 9.3: Comparativo del costo de Estructuras para el proyecto con y sin aislamiento

9.4 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN ECONÓMICA

Es importante recalcar que los datos empleados y los resultados obtenidos se encuentran a nivel del costo directo de construcción. El límite de alcance impuesto simplifica el análisis y permite llegar a conclusiones económicas generales, a partir de la propuesta técnica, exclusivamente. En otro escenario, se deberían considerar adicionalmente el costo del terreno, tasas inmobiliarias de valorización de propiedad, método de financiamiento e inflación, todo ello dentro de un análisis de costos a valor presente y para varios periodos de estudio.

Dentro el concepto de daños, que cuantifica la evaluación indirecta, se debería incluir el costo por pérdida de bienes muebles, lucro cesante y pérdidas humanas imponderables. Dado que algunos de dichos criterios no se ajustan al tipo de

edificación o no se encuentran dentro del alcance del presente estudio, no fueron incluidos en el cálculo pero se deja listado como referencia.

El costo directo de obra es un monto que se toma como referencia para establecer otros importes, como gastos generales y utilidad. Un incremento en el primero representa el mismo incremento porcentual en los demás, por lo cual se debe medir el impacto económico en función al costo directo total. En el presente proyecto, se encontró un incremento del 6.1% del costo directo del proyecto con aisladores; entonces, se puede asumir que el presupuesto de obra vea también un incremento en torno a ese porcentaje.

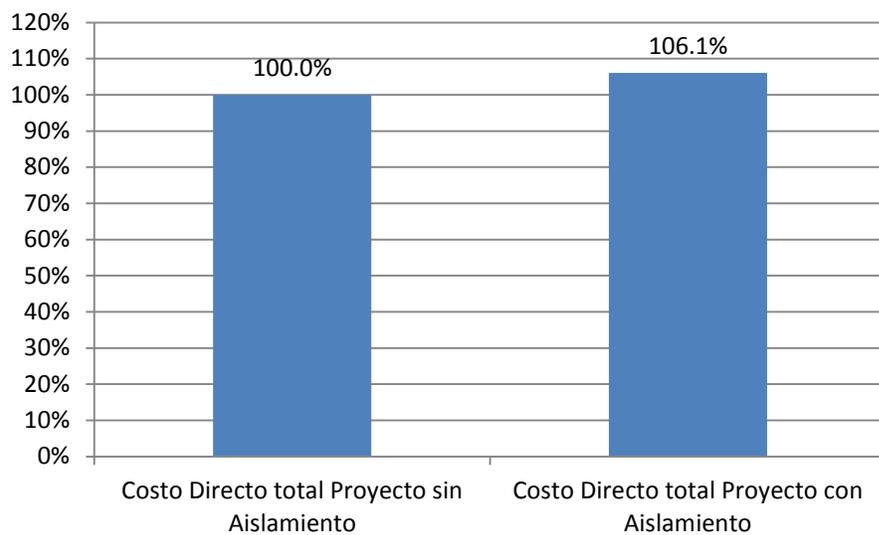


Figura 9.4: Comparativo del costo directo del proyecto sin aislamiento y con aislamiento.

10. CONCLUSIONES

10.1 GENERALIDADES

Dentro del marco del alcance definido a inicios de la presente tesis, se han resuelto conclusiones referentes a la ingeniería y al costo de obra del proyecto. Dichas conclusiones y recomendaciones se han clasificado según la parte de la edificación a la que hacen referencia.

10.2 CONCLUSIONES EN EL SISTEMA AISLADO

La propuesta del Sistema de Aislamiento para el Edificio Basadre resulta un híbrido conformado por aisladores HDR y Deslizadores PTFE. Entre la gama de dispositivos elastómeros considerados, la presente propuesta es la más óptima para dicha estructura y otras de dimensiones similares considerando los requerimientos técnicos y el costo. Proyectos de mayor envergadura o de diferentes usos como hospitales, aeropuertos, bibliotecas entre otros, pueden requerir sistemas híbridos de aisladores LRB, en conjunto con los “HDR” o “PTFE”. Por lo demás, el uso de péndulos friccionales no ha sido motivo de estudio en la presente tesis, por lo que no se descarta ni se concluye sobre su uso como alternativa.

La metodología propuesta para el prediseño del sistema aislado demuestra que la simplificación de la estructura a un modelo de péndulo invertido es muy preciso. Se estimó así el periodo fundamental en 3.16 s, sólo 0.11 s de variación respecto a los 3.27 s obtenidos en el análisis modal. Se concluyó que el aislamiento determina la forma de vibración casi independientemente de la superestructura; sin embargo, en edificaciones más flexibles o de mayores dimensiones, la variación sería apreciable.

El presente estudio demuestra que es posible reducir el costo directo de la estructura desde el diseño mismo. La metodología propuesta para lograr la optimización del aislamiento reduce, de manera directa, el costo del sistema aislado y, de manera indirecta, el costo de la superestructura por ahorro de materiales debido a la reducción de solicitaciones sísmicas.

La optimización del costo del aislamiento considera el diseño de aisladores con las dimensiones mínimas para cumplir los requerimientos técnicos, por lo cual el precio de los mismos es el menor posible. La metodología considera también la elección de tres (03) aisladores de tamaños relativamente similares, con el propósito de ahorrar en ensayos. La norma ASCE 7-10 prescribe el ensayo destructivo de dos (02) prototipos por cada tamaño de aislador considerado por el proyecto; sin embargo, también permite prescindir de dicho ensayo si ya se cuenta con otro realizado a un dispositivo de tamaño similar. En tal sentido, la propuesta de aislamiento para el edificio Basadre solo requiere el ensayo de (02) prototipos del aislador “HDR-2”: no se requiere el ensayo de los correspondientes a “HDR-1” y “HDR-3” por ser de dimensiones similares. Al no haber un criterio oficial de similitud entre dispositivos, se ha adoptado como regla que aquellos que tengan la misma altura de neopreno y una variación de diámetro no mayor a cinco (05) centímetros, se pueden considerar similares.

De tal manera, se obtuvo un *ratio* del costo directo de la aislación por área techada igual a 127.9 soles/m². El *ratio* toma en consideración exclusivamente el área de la superestructura debido a que los aisladores son dimensionados en función al peso de ésta. Se excluye de cálculos a la subestructura debido a que esta es muy variable y no condiciona en absoluto a los dispositivos.

Colocar deslizadores planos en la caja del ascensor no es una práctica convencional, ya que generalmente se emplean aisladores en tales casos y los deslizadores sólo sirven como apoyo de pequeñas cargas provenientes de la superestructura. En el presente proyecto, se propuso colocar deslizadores planos en la caja del ascensor al considerar que, el gran peso apoyado sobre éste y el mecanismo de fricción, podían proveer un importante mecanismo de disipación de energía. Tomando en cuenta que los deslizadores no proveen fuerza restitutiva y la ASCE 7-10 exige un mínimo para el sistema aislado, dicha práctica tiene un uso limitado en proyectos. En el presente caso, se demostró en el punto 1.0 de la hoja de cálculo “Hoja de Evaluación del Desempeño del Sistema Aislado” que el sistema propuesto posee la capacidad de desarrollar fuerza restitutiva 4.1% por encima del mínimo requerido por norma.

10.3 CONCLUSIONES EN LA SUPERESTRUCTURA

El sistema estructural de pórticos demuestra ser el óptimo, en términos técnicos y económicos, para proyectar estructuras aisladas como el Edificio Multifamiliar Basadre. Un sistema dual o de muros asigna mayor la responsabilidad sísmica a las placas, mientras que el sistema de pórticos la distribuye, de manera más uniforme, en todas las columnas. En edificaciones aisladas, si una placa concentrara gran parte del momento volcante, se generarían de pares de fuerzas axiales desproporcionadas en los aisladores y se correría el riesgo de inestabilidad o falla por tracción en los dispositivos. La estructuración debe tomar en consideración que los pórticos deben estar conformados por columnas robustas, que permitan la transmisión de momentos provenientes de las vigas, de lo contrario se podría originar una falla local en el nudo. Un sistema de pórticos puede cumplir los requerimientos de rigidez y resistencia para lograr un ahorro de materiales en toda la superestructura respecto a su similar empotrada.

El Edificio Multifamiliar Basadre es un caso particular de una estructura poco esbelta en una dirección y muy esbelta en el otro. La esbeltez en el eje **X** es de 0.75 y en el eje **Y** es 1.77. Como reflejo de las condiciones extremas, se aprecia reacciones axiales por efectos sísmicos de los aisladores esquineros. En dichos casos se encuentra que la relación de las reacciones axiales por efectos del sismo en **Y**, respecto a los efectos del sismo en **X** es de 1.83.

En algunos casos, el diseño sismoresistente ha llevado a reforzar desproporcionadamente los elementos estructurales. La norma no considera que el aislamiento reduce la posibilidad de que la estructura incurra en el rango inelástico ante un sismo; por lo cual, los requerimientos para prevenir las fallas frágiles y proveer ductilidad en los elementos resultan muy conservadores o se encuentran fuera de contexto. Es factible, para la norma peruana, reducir las exigencias para el diseño sin comprometer la seguridad de las estructuras con la finalidad de hacerlas más óptimas y, en consecuencia, logrando el ahorro.

La premisa de encontrar ahorro por materiales en los elementos del sistema estructural se comprobó. Los elementos verticales, tales como placas y columnas, notaron una reducción en cuanto a concreto en un 23.6% y encofrado, en un 36.0%; sin embargo,

el ratio de kilogramos de acero por metro cúbico de concreto aumentó de 152.9 kg/m³ a 227.3 kg/m³. Por el contrario, el metrado de concreto y encofrado de los elementos horizontales, o vigas, crecieron en 7.0% y 8.2% respectivamente; sin embargo, el ratio de acero por metro cúbico disminuyó de 165.0 kg/m³ a 155.5 kg/m³. La variación en el costo de la partida de losas es mínima (0.6%) y se debe a algunos cambios por estructuración del sistema de vigas. Las losas no tienen mayor responsabilidad sísmica que la de garantizar el comportamiento de diafragma en cada piso, tanto en edificaciones tradicionales como aisladas. Se comprobó así que el aislamiento sísmico no supone variación de costos relevantes al proyecto, como en el presente caso, que es anecdótico.

La evaluación económica es más amplia que una comparación de costos directos. Ésta debe considerar datos inmobiliarios, financiamiento, costos de construcción y a lo largo de su vida útil. Dentro del alcance establecido, la evaluación directa demuestra que una edificación aislada sería la más costosa de construir; sin embargo, la evaluación indirecta estima que el valor de daños por sismo, en la edificación convencional, sería mayor que la suma de daños de la aislada y el sobrecosto de construcción. Resultados tan favorables, como el mostrado, dan indicios que el aislamiento justifican la inversión. Inclusive, en casos como oficinas, centros comerciales, clínicas, entre otros, la evaluación económica debería cuantificar el lucro cesante, lo cual arrojarían resultados aún más favorables.

Según la ASCE 7-10, cualquier proyecto que sea aislada debe ser diseñada con un único Factor de Uso **U** equivalente a 1.0, que coincide con el empleado en viviendas. En tal sentido, en edificaciones esenciales o importantes, cuyos factores de uso son 1.5 y 1.3 respectivamente, el aislamiento sísmico supone una disminución más drástica de las solicitaciones sísmicas y, por ende, un ahorro aún que en viviendas.

10.4 CONCLUSIONES EN LA SUBESTRUCTURA

La implementación del sistema de aislamiento motiva la consideración de nuevos elementos en la subestructura. Se proyectaron vigas de arriostre en todas las columnas para controlar los efectos P-Delta, producto de eventuales desplazamientos por sismo. Así mismo, debido al aislamiento del ascensor en dichos niveles, fue

necesario liberarlo de su responsabilidad como apoyo de vigas. En su lugar, cuatro (04) columnas, ubicadas en el perímetro de la caja del ascensor, fueron proyectadas para asumir la carga transmitida por dichas vigas.

La presencia de las vigas de arriostre en la subestructura debe estar regulado por norma, en vez de ser simplemente una buena práctica de ingeniería. En algunos casos, la falta de dichas vigas puede conllevar a falla de las columnas y el colapso parcial de la estructura; en otros, podría representar un costo innecesario debido a que las columnas son lo suficientemente rígidas y resistentes para controlar los efectos P-Delta.

Las partidas de la cimentación reportan una variación mínima (3.16%). Los momentos P-Delta generados en la interfaz de aislación se redistribuyeron en las vigas de arriostre y en las vigas del nivel inferior por lo cual no hay un incremento significativo de momentos en la cimentación.

La presencia de aisladores sísmicos y vigas de arriostre, en algunos casos, podría aumentar considerablemente la partida de movimiento de tierras. A veces, los niveles de la subestructura y el de cimentación deben descender para mantener la altura libre del primer sótano, por lo tanto, la profundidad de excavación aumenta. Aun cuando se profundice sólo un poco el nivel de cimentación, la partida de movimiento de tierras puede crecer de manera desproporcionada. En el presente caso, el costo por 50cm de excavación extra representó un incremento del 11.6% en dicha partida.

11. BIBLIOGRAFÍA

1. **RODRIGUEZ, Gonzalo**
2015 Caral. Hacia la primera civilización de América (La República: Lima)
2. **SHADY, Ruth; CÁCEDA, Daniel; CRISPÍN, Aldemar; MACHACUAY, Marco; NOVOA, Pedro; QUISPE, Edna**
2009 Caral. La Civilización más antigua de las Américas: 15 años develando su historia (Ministerio de Cultura del Perú: Lima)
3. **MUÑOZ, ALEJANDRO**
S/F Ingeniería Sismoresistente (Pontificia Universidad Católica del Perú: Lima)
4. **KELLY, Trevor E.**
2001 Base Isolation of Structures – Design Guidelines (Holmes Consulting Group Ltd: Wellington, Nueva Zelanda)
5. **INGENIERIA SIRVE**
2012 Aislamiento sísmico con Losa Video 3D.wmv (Ingeniería Sirve: Canal de YouTube)
<https://www.youtube.com/watch?v=PWLkTMtJuRs>
6. **RBA PRODUCTS**
S/F http://eqproducts.com/wp-content/uploads/2014/10/DSC_0079.jpg
7. **FIP INDUSTRIALE - I**
2015 Vasoflon® Bearings (FIP Industriale: Selvazzano, Italia)
http://www.fipindustriale.it/public/B01_VASOFLON-eng.pdf
8. **FIP INDUSTRIALE - II**
2015 Lead Rubber Bearings (FIP Industriale: Selvazzano, Italia)
http://www.fipindustriale.it/public/S03_LRB-eng.pdf

9. FIP INDUSTRIALE - III

- 2015 Elastomeric Isolators series SI (FIP Industriale: Selvazzano, Italia)
http://www.fipindustriale.it/public/S02_SI-eng.pdf

10. FIP INDUSTRIALE - IV

- 2015 Curved Surface Sliders (FIP Industriale: Selvazzano, Italia)
http://www.fipindustriale.it/public/S04_FIP%20FIPD-eng.pdf

11. KORSWAGEN, Paul; ARIAS, Julio; HUARINGA, Pamela.

- 2012 Análisis y Diseño de Estructuras con Aisladores en el Perú (PUCP, Lima)

12. ASTM INTERNATIONAL

- 1994 ASTM D2231-94 Standard Practice for Rubber Properties in Force Vibration (ASTM, Online)

13. NAEIM, Fazard; KELLY, James M.

- 1999 Design of Seismic Isolated Structures – From Theory to Practice (John Wiley & Sons, Inc, EEUU)

14. ALBAMAR GRUPO INMOBILIARIO

- S/F Edificio Foresta (web Albamar, Lima)
<http://albamar.com.pe/proyectos/proyectos-en-venta/10-foresta>

15. AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE7-10)

- 2010 Chapter 17 Seismic Design Requirements for seismically isolated structures en Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (American Society of Civil Engineers: Virginia, EEUU)

16. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO - I

- 2016 Decreto Supremo que Modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismoresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones, aprobada por decreto supremo N°011-2006-Vivienda, Modificada con Decreto Supremo. (El Peruano, Lima)

17. INSTITUTO GEOFÍSICO DEL PERÚ

S/F Acelerogramas de sismos de Huaraz (1970), Lima (1974) y Pisco (2007)
(IGP, Lima, consulta en <http://www.igp.gob.pe/>)

18. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO - II

2006 Norma E.020 Cargas en Reglamento Nacional de Edificaciones
(Sencico, Lima)

19. MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO - III

2009 Norma E.060 Concreto Armado (Sencico, Lima)

20. OTTAZZI, Gianfranco

2012 Apuntes del Curso de Concreto Armado I (PUCP, Lima)

21. HARMSEN, Teodoro

2012 Diseño de Estructuras de Concreto Armado I (PUCP, Lima)

22. ARRAIGADA, Jaime

2005 Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional)
(Universidad Austral de Chile, Valdivia, Chile)

23. TINMAN, Marcos

2013 Plano de Edificio Multifamiliar Basadre: Planos de Arquitectura y Estructuras (Prisma Ingenieros, Lima)

24. ALBAMAR GRUPO INMOBILIARIO

2014 Presupuesto para la construcción del Edificio Residencial Foresta – Documento de Uso Interno (Albamar, Lima)

25. SIRVE

2014 Especificaciones Técnicas de Aisladores en Sistemade Aislamiento – Documento de Uso Interno (Sirve, Santiago de Chile)

INDICE DE FIGURAS

Figura	Descripción	Referencia Bibliográfica
3.1	Aceleración Espectral (S_a) vs Periodo (t) antes y después de la flexibilización	Elaboración Propia
3.2	Desplazamiento Espectral (S_d) vs Periodo (t) antes y después de la flexibilización	Elaboración Propia
3.3	Aceleración Espectral (S_a) vs Periodo (t) con y sin de amortiguamiento	Elaboración Propia
3.4	Desplazamiento Espectral (S_d) vs Periodo (t) con y sin amortiguamiento	Elaboración Propia
3.5	Modelo de péndulo invertido de masa concentrada	Elaboración Propia
3.6	Diagrama de cuerpo libre de una edificación ante cargas laterales en sus dos ejes	Elaboración Propia
3.7	Esquema de la Superestructura, Sistema Aislado y Subestructura	Referencia Bibliográfica N°5 (Min 0:25)
3.8	Detalle del Aislamiento del Ascensor en la Cimentación	Elaboración Propia
3.9	Conexiones flexibles de tuberías en la interfaz de aislamiento	Referencia Bibliográfica N°6
4.1	Apoyos VASOFLO [®] en puente tipo viga	Referencia Bibliográfica N°7 (p. 1)
4.2	Aisladores con núcleo de plomo (LRB)	Referencia Bibliográfica N°8 (p. 3)
4.3	Aisladores de alto amortiguamiento (HDR)	Referencia Bibliográfica N°9 (p. 3)
4.4	Aisladores de Péndulo Friccional (FPS)	Referencia Bibliográfica N°10 (p. 3)
4.5	Modulo de Corte (G) vs Deformación Angular (γ) de un elastómero	Referencia Bibliográfica N°9 (p. 5)
4.6	Fuerza Lateral (F) vs Desplazamiento (D) en un LRB	Elaboración Propia
4.7	Amortiguamiento Viscoso (β_{eff}) vs Deformación Angular (γ) en un LRB	Elaboración Propia
4.8	Área traslapada de un aislador deformado	Elaboración Propia
4.9	Fuerza Lateral (F) vs Deformación Lateral (D) en un HDR	Elaboración Propia
4.10	Amortiguamiento Viscoso (β_{eff}) vs Deformación Angular (γ) en un HDR	Elaboración Propia
4.11	Comportamiento de los Péndulos Friccionales	Elaboración Propia
4.12	Amortiguamiento Viscoso (β_{eff}) vs Desplazamiento (D) en un PTFE	Elaboración Propia
4.13	Coefficiente de fricción estático vs esfuerzo axial	Referencia Bibliográfica N°4 (p. 141)
4.14	Coefficiente de fricción dinámico vs velocidad	Referencia Bibliográfica N°4 (p. 138)
5.1	Edificio Multifamiliar Basadre	Referencia Bibliográfica N°14
5.2	Esquema original de la planta típica de la superestructura	Elaboración Propia
5.3	Esquema reestructurado de la planta típica de la superestructura	Elaboración Propia
5.4	Esquema de la planta del Sistema Aislado y Subestructura	Elaboración Propia
5.5	Corte de la Rampa de Ingreso - Interfaz de Aislamiento	Elaboración Propia
5.6	Modelo Computarizado de la Estructura en SAP2000	Elaboración Propia
5.7	Ventana Link/Support Property Data	Elaboración Propia
5.8	Ventana de Propiedades en U1	Elaboración Propia
5.9	Ventana de Propiedades en U2 y U3	Elaboración Propia
5.10	Distribución del Momento P- Δ en Aisladores Elastoméricos	Elaboración Propia
5.11	Cuadro de Parámetros P- Δ	Elaboración Propia
6.1	Modo de Vibración 1 (T=0.89s) de la superestructura	Elaboración Propia
6.2	Modo de Vibración 2 (T=0.85s) de la superestructura	Elaboración Propia
6.3	Modo de Vibración 1 (T=3.30s) de la estructura aislada	Elaboración Propia
6.4	Modo de Vibración 2 (T=3.27s) de la estructura aislada	Elaboración Propia
6.5	Espectro de aceleración para el Edificio Multifamiliar Basadre	Elaboración Propia
6.6	Deformada por Estado de carga de Sismo en X	Elaboración Propia
6.7	Deformada por Estado de carga de Sismo en Y	Elaboración Propia
7.1	Cortante inducido en vigas por resistencia nominal a flexión	Referencia Bibliográfica N°19 (p. 173)
7.2	Cortante inducido en columnas por resistencia nominal a flexión	Referencia Bibliográfica N°19 (p. 176)
7.3	Verificación ante falla de Viga Fuerte - Columna Débil	Referencia Bibliográfica N°19 (p. 174)
7.4	Detallado del estribado en una columna	Referencia Bibliográfica N°19 (p. 58)
7.5	Condición de Volteo inminente en Zapatas	Referencia Bibliográfica N°21 (p. 321)
7.6	Sección Crítica de corte por Punzonamiento en Zapatas	Referencia Bibliográfica N°21 (p. 338)
8.1	Reducción de la Aceleración Espectral por Aislamiento	Elaboración Propia
9.1	Comparativo del Presupuesto de Estructuras por partida	Elaboración Propia
9.2	Curva de Vulnerabilidad para estructuras de Concreto Armado	Referencia Bibliográfica N°22 (p. 188)
9.3	Comparativo del costo de Estructuras para el proyecto con y sin aislamiento	Elaboración Propia
9.4	Comparativo del costo directo del proyecto sin aislamiento y con aislamiento	Elaboración Propia