

ONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**COMPARACIÓN DEL ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE SIETE PISOS CON Y SIN AISLAMIENTO EN LA BASE**

Título para optar por el Título de Ingeniero Civil, que presentan los
bachilleres:

José Benavente Viacava

Iván Traverso Tacuri

Asesor: Ing. Juan Antonio Montalbetti

Lima, Diciembre de 2013

RESUMEN

El presente proyecto comprende el análisis y diseño de una estructura de 7 pisos, tanto en el caso que tuviera aislamiento en la base, como si no lo tuviera. La edificación está ubicada en la ciudad de Lima sobre buen suelo, y tendrá como fin el de un Museo. Este proyecto contemplará un análisis comparativo entre los dos diseños y sus respectivos comportamientos.

El empleo de aisladores sísmicos en estructuras es una aplicación de la ingeniería civil que busca proteger las estructuras y sus contenidos de los efectos de los movimientos sísmicos. Su aplicación en el Perú esta apenas en sus inicios, sin embargo ya muchos países, tales como Chile, Japón y los Estados Unidos poseen normas y disposiciones relevantes al empleo de estos mecanismos aisladores. Su empleo ha garantizado ser una forma muy efectiva de prevenir los efectos devastadores de los terremotos.



Índice

1. Introducción	4
2. Objetivos, Alcance y Metodología	5
3. Marco Teórico	6
4. Análisis de los modelos	6
4.1. Hipótesis iniciales del proyecto	6
4.2. Consideraciones Generales	7
4.3. Modelamiento en software	8
4.4. Análisis sísmico	11
5. Diseño de elementos	14
5.1.-Diseño de Losas Aligeradas	14
5.2.-Diseño de Vigas	18
5.3.-Diseño de Columnas	24
5.4.-Diseño de Placas	28
5.5.-Diseño de Cimentaciones y sistema de aislación	33
6. Resultados y Análisis	44
6.1.- Participación Modal	44
6.2.- Cortante Basal	45
6.3.- Derivas de los modelos	46
6.4.- Desplazamientos máximos	48
6.5.- Cargas en las estructuras	51
7. Conclusiones y recomendaciones	57
8. Bibliografía y referencias	61

1.-INTRODUCCIÓN

Nuestro país está ubicado en una zona de alta sismicidad, es por ello que todas las estructuras que se construyen deben estar preparadas para los sismos que podrían ocurrir. Para esto, la ingeniería sismo-resistente se plantea como objetivo la preservación de la vida de los usuarios de las estructuras, y, en la medida de lo posible, de los bienes materiales. Conforme avanza la tecnología, aparecen nuevas técnicas para la protección de los edificios. Una de estas técnicas es el aislamiento basal, que consiste en crear una interface entre el suelo y la estructura, y permite evitar prácticamente todo el daño al edificio y sus contenidos, garantizando el resguardo de la vida y de los bienes materiales.

La concepción de las estructuras aisladas basalmente se ha desarrollado desde hace más de 100 años, pero a pesar de ello su aplicación práctica no supera los 40 años. En el Perú el tema del aislamiento basal está en sus inicios y su aplicación aun no es muy difundida. Algunos ejemplos de estructuras aisladas son dos tanques de gas licuado del proyecto Melchorita cuyas bases poseen aisladores sísmicos de la empresa Earthquake Protection Systems; y dos pabellones en la PUCP.

El Perú no debe ser ajeno a la investigación y aplicación de nuevas tecnologías, sobre todo si ya han sido probadas en otros países exitosamente. Además, los sistemas de aislamiento basal han probado reducir enormemente los daños producidos por eventos sísmicos tanto a la estructura aislada, como también a sus contenidos. El no incidir en la investigación o aplicación de este tipo de tecnología es desacertado para el país pues han demostrado su utilidad para no solo proteger estructuras, sino también vidas.

2.-OBJETIVOS, ALCANCE Y METODOLOGÍA

El presente proyecto desarrollado como tema de tesis, comprende el análisis y diseño de una estructura de 7 pisos, tanto en el caso que tuviera aislamiento basal, como si no lo tuviera. Este proyecto contemplará un análisis comparativo entre los dos diseños y sus respectivos comportamientos.

El problema global al que el proyecto se vincula es el de la protección de las estructuras y sus contenidos ante la ocurrencia sísmica. El problema específico que este proyecto quiere abarcar es el ahondamiento en el conocimiento del diseño, características y comportamiento de estas estructuras.

El diseño de la estructura se hará bajo los lineamientos de las normas peruanas: E020 – Cargas, E. 030 – Diseño Sismoresistente, E 060 – Concreto Armado; del Reglamento Nacional de Edificaciones. Finalmente, en base de los resultados obtenidos, se elaborarán planos estructurales para la construcción del edificio.

El enfoque metodológico se basará en el metrado de las cargas tanto sobre la estructura aislada como sobre la tradicional, para después con el empleo del programa de modelamiento Etabs, determinar los esfuerzos existentes y diseñar para los mismos cada uno de los elementos que componen la estructura (posterior a una revisión de los mismos por parte de los proyectistas).

El diseño de la estructura aislada se realizará con aisladores de caucho con núcleo de plomo debidamente repartidos bajo la estructura, sin embargo no se tomará en cuenta el aspecto geotécnico para el diseño.

El presente proyecto comprenderá el diseño de todos los elementos estructurales de tanto el edificio con aislamiento basal como el tradicional, esto abarca las vigas, columnas, losas, placas, cimentación y aisladores. Además se realizará un análisis comparativo en el comportamiento de ambas estructuras en sus derivas, cargas, cortantes basales, periodos y deflexiones de los principales elementos y una comparación simple valorativa de precios. También se adjuntarán planos estructurales de ambos edificios.

3.-MARCO TEÓRICO

Los dispositivos de aislación sísmica, son elementos estructurales sumamente rígidos en la dirección vertical y altamente flexibles en la dirección horizontal, soportando grandes deformaciones horizontales ante sollicitaciones sísmicas. Su empleo tiene el objetivo de mitigar los daños que se pueden generar en la estructura durante un sismo fuerte al reducir fuertemente las derivas de entrepiso de la superestructura.

Su empleo mundial se centra en países como Japón, Los Estados Unidos y Chile que poseen normas que controlan el diseño de aisladores. Es con el empleo de estas normas que el presente trabajo se valdrá de lineamientos para el diseño de los aisladores, y a su vez respetando las normas peruanas.

4.-ANÁLISIS DE LOS MODELOS

4.1.- Hipótesis iniciales del proyecto:

El diseño de ambas alternativas se realizará como si estuviesen ubicadas en la ciudad de Lima sobre buen suelo (capacidad portante de 4 kg/cm^2), y cuyo fin fuese el de un museo. Se plantea para ambos modelos, una distribución rectangular en planta de 24 metros de ancho por 30 metros de largo distribuidos uniformemente en luces de 6 metros.

Se supone además que la estructura no colinda con ninguna edificación inmediata, de forma que tenga espacio suficiente para el desplazamiento respectivo del sistema de aislación.

Se asumió también que las escaleras y ascensores se encontraban separados de ambas alternativas. A la fecha, se emplean diferentes tipos de juntas que permiten la conexión entre ascensores y escaleras a las edificaciones.

Se escogió como finalidad de ambas estructuras la de un museo debido a que la protección del contenido de estos suele ser más importante que el de la propia estructura. Como ya se ha dicho el empleo de sistemas de aislamiento busca proteger las estructuras y sus contenidos de los efectos de los movimientos sísmicos.

4.2.- Consideraciones Generales:

El modelamiento de la estructura empotrada se realizó en base a añadir rigidez a los elementos en las direcciones principales con el fin de controlar los desplazamientos y deflexiones excesivas durante los sismos. Por exigencias arquitectónicas no es posible plantear cerramientos interiores importantes. Es por ello que las cortantes en el modelo empotrado son soportadas esencialmente por las cuatro placas en forma de L ubicadas en las esquinas del modelo, categorizando la estructura como de Muros o placas ($R=6$) de acuerdo a la norma de diseño E-060.

El diseño de la estructura empotrada se rigió por la norma de diseño peruana E-060. El enfoque tomado fue el del empleo de placas para la rigidización de la estructura. Se diseñó en base a un análisis espectral.

El modelamiento de la estructura aislada, en cambio, se realizó enfocándose en el control del desplazamiento del sistema de aislación. Esto es a causa de que la transmisión de fuerzas para la superestructura se ha reducido considerablemente y ya no requiere el empleo de elementos de gran rigidez. Consecuentemente, en el modelo aislado, las cargas de la superestructura son soportadas esencialmente por un sistema aporticado.

El diseño de la estructura aislada se basó en los lineamientos de la norma peruana E-060 para el diseño de concreto. Además se empleó las norma Chilena (NCh2745-2003) para la concepción del sistema de aislación. Se diseñó en base a un análisis tiempo historia tal como se sugiere la norma Chilena. Los acelerogramas de sismos escalados que se emplearon son los siguientes:

- Terremoto de lima y Callao de 17 de octubre de 1966
- Terremoto de Áncash del 31 de mayo de 1970
- Terremoto de Lima del 3 de octubre de 1974

Se realizó el análisis tiempo historia aplicando en la estructura 100% del espectro en la dirección de interés más un 30% en la dirección perpendicular al mismo tiempo, de acuerdo a lo establecido por la Norma Chilena NCH2745: Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos.

De acuerdo a la norma Chilena, se admite una deriva de hasta 0.002 en la superestructura de concreto armado, para el caso del sismo de diseño.

El diseño del sistema de aislación se realizó para el sismo máximo creíble (2% probabilidad de excedencia en 50 años). Es por ello que se consideró un factor de $Z=0.6g$. La superestructura por encima del nivel de aislación se estructuró con el sismo de diseño (10% probabilidad de excedencia en 50 años), con un factor $Z=0.4g$.

4.3.- Modelamiento en software:

El modelo empotrado consta de cuatro placas en forma de “L” que tienen un espesor de 20 cm y una longitud de 6.25 metros para cada una de las alas. Además esta alternativa consta de dos tipos de columnas: 6 columnas exteriores, que son cuadradas de 40 cm de lado, y 12 columnas interiores, que también son cuadradas pero de 55 cm de lado. Además se colocaron vigas de 25 cm de ancho y de 60 cm de peralte.

A continuación se muestran vistas en planta y en 3D del modelo empotrado:

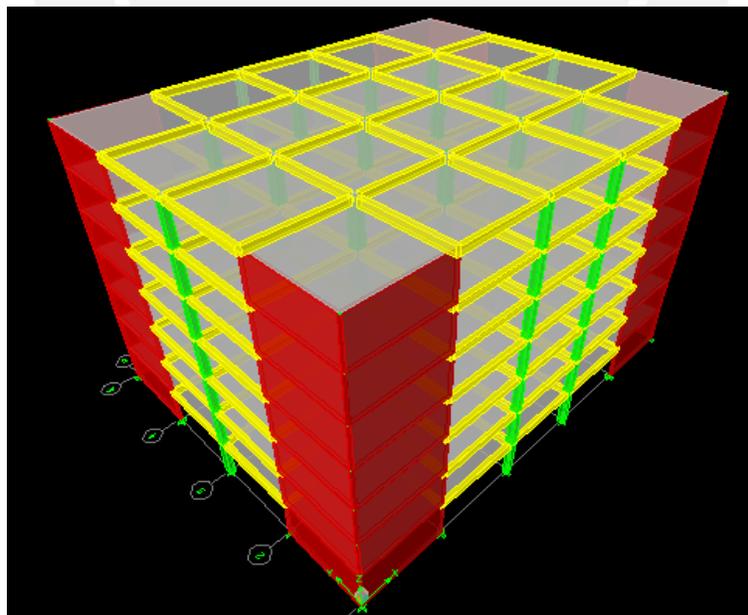


Figura 1.- Modelo empotrado – Vista en 3D

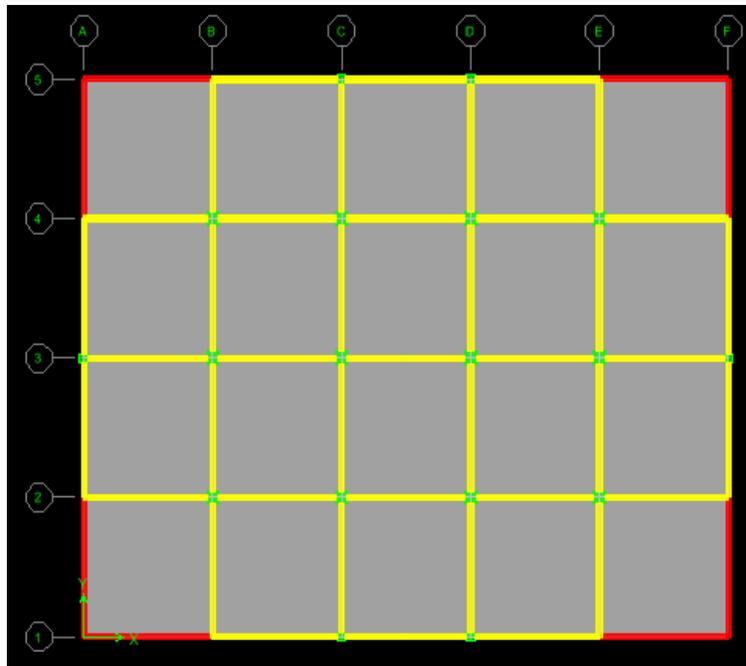


Figura 2.- Modelo empotrado – Vista en planta del 7° piso

El modelo aislado consta 30 columnas cuadradas de 75 cm de lado. Las vigas de los pórticos son de 25 cm de ancho por 50 cm de peralte. El nivel de aislación requiere de una platea de cimentación que es sostenida por aisladores y vigas de gran peralte. Este nivel de aislación se modeló mediante elementos Link, a los cuales se asignaron las propiedades de rigidez y amortiguación efectivas calculadas para los aisladores; y mediante vigas de un ancho de 40 cm por 125 cm de peralte.

A continuación se muestran vistas en planta y en 3D del modelo aislado:

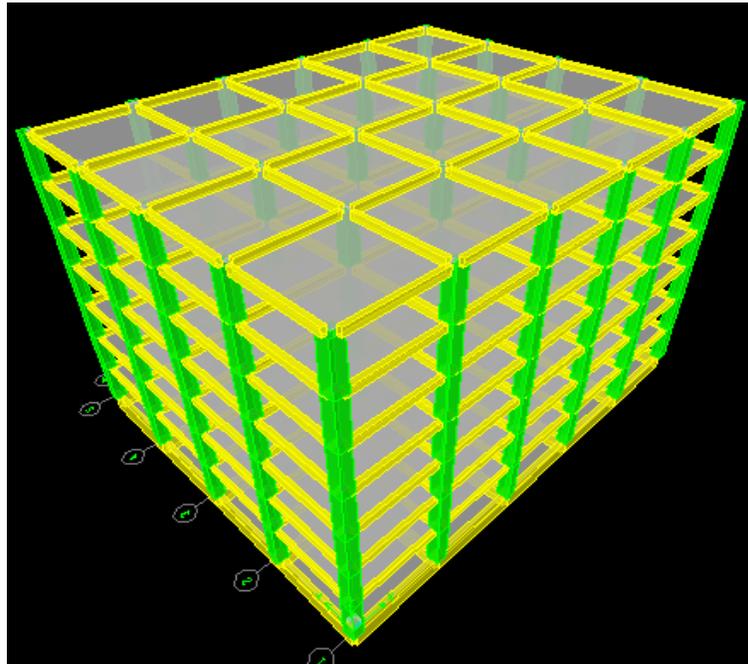


Figura 3.- Modelo Empotrado – Vista en 3D

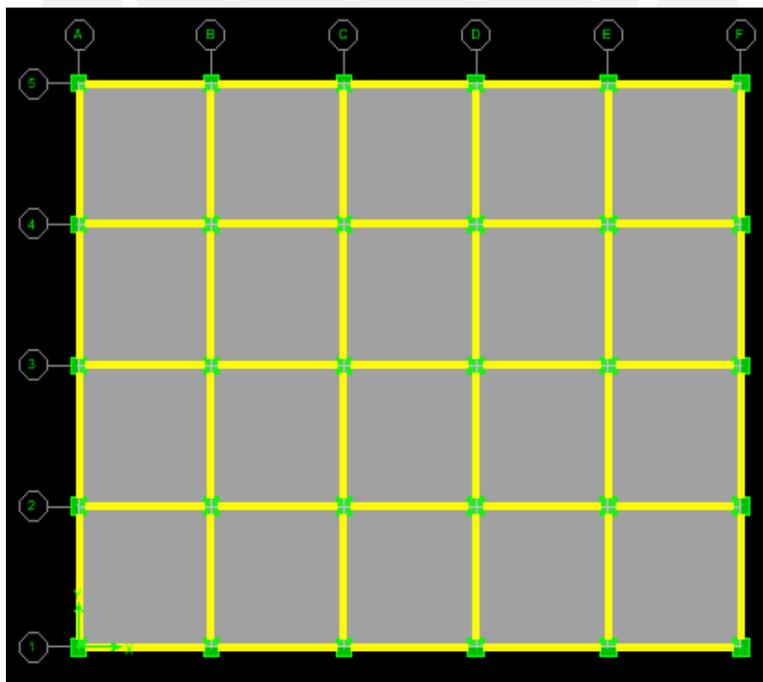


Figura 4.- Modelo Aislado – Vista en Planta del 7° piso

4.4.- Análisis sísmico:

Para el análisis sísmico del edificio **empotrado**, se utilizó la norma técnica E.030 de diseño sismoresistente del Reglamento nacional de edificaciones con el método de combinación espectral. En el caso del edificio **aislado**, el análisis del sistema de aislación se realizó de acuerdo a la norma chilena de aisladores NCH2745, y el análisis de la superestructura se realizó de acuerdo a la norma E.030 utilizando para este edificio el método de superposición de señales tiempo-historia. Todo esto se detalla a continuación.

Factor de Zona (Z)

Dado que se consideró que la estructura está ubicada en Lima Metropolitana, el parámetro Z, correspondiente a la aceleración sismo de diseño de la N.Ch. es igual a 0.4 para la superestructura de ambos modelos. Para el diseño del sistema de aislación, se tomó como aceleración del sismo máximo creíble 0.6 (relacionado a un periodo de retorno de 1000 años).

Factor de suelo (S)

Para todos los casos, se asumió un suelo de buena calidad, correspondiente al tipo S1 de la norma E.030, lo que significa un factor S de 1.

Factor de uso (U)

Como factor de uso U, para el edificio **empotrado** se consideró un valor de 1.3 correspondiente al uso de museo.

En el caso del edificio **aislado**, para el sistema de aislación se consideró un factor de uso de 1, como indica la norma chilena. Para el caso de la superestructura, de acuerdo a la recomendación de la norma chilena, se utilizó un factor U de 1.

Factor de reducción de fuerza sísmica (R)

Como factor de reducción de fuerza sísmica (R), en el caso del edificio **empotrado**, se consideró un valor de 6, correspondiente a un edificio de muros de concreto armado.

En el caso del edificio **aislado**, para el sistema de aislación, se consideró un factor R de 1, debido a que dicho sistema no puede tolerar daño. Para el caso de la superestructura

del modelo **aislado**, con la doble finalidad de preservar los contenidos de la edificación, y mantener la distribución de esfuerzos sobre el sistema de aislación, se tuvo presente la recomendación de la NCH2745 de utilizar un valor de $R=2$. En todos los casos, la superestructura es regular, por lo que no es necesario reducir el factor R por condiciones de regularidad.

Factor de amplificación (C)

En el edificio **empotrado** se consideró el valor máximo de 2.5, correspondiente al caso de $T > T_P$.

En los análisis realizados al edificio **aislado** este factor no aplica.

Análisis del edificio empotrado

El análisis del edificio empotrado se realizó por el método de combinación espectral, detallado en el capítulo 18 de la norma E.030. Para esto se utilizó una aceleración espectral igual a:

$$a = (ZUCS / R) * g$$

Donde C es el factor de amplificación sísmica que define la norma peruana E.030.

De este análisis se obtuvo una fuerza cortante en la base de 751 toneladas en X-X, y de 753 toneladas en Y-Y.

Además, se calculó la fuerza cortante en la base utilizando el método estático, donde:

$$F = (ZUCS / R) * P$$

Con lo que se obtuvo una fuerza cortante en la base de 994 toneladas, por lo que se amplificó las fuerzas obtenidas del análisis espectral para el diseño en 1.06 en X-X y 1.06 en Y-Y.

Análisis del edificio aislado

En el caso del edificio aislado, se utilizó el método de superposición de señales tiempo-historia. Para esto se utilizaron señales reales de los terremotos indicados anteriormente.

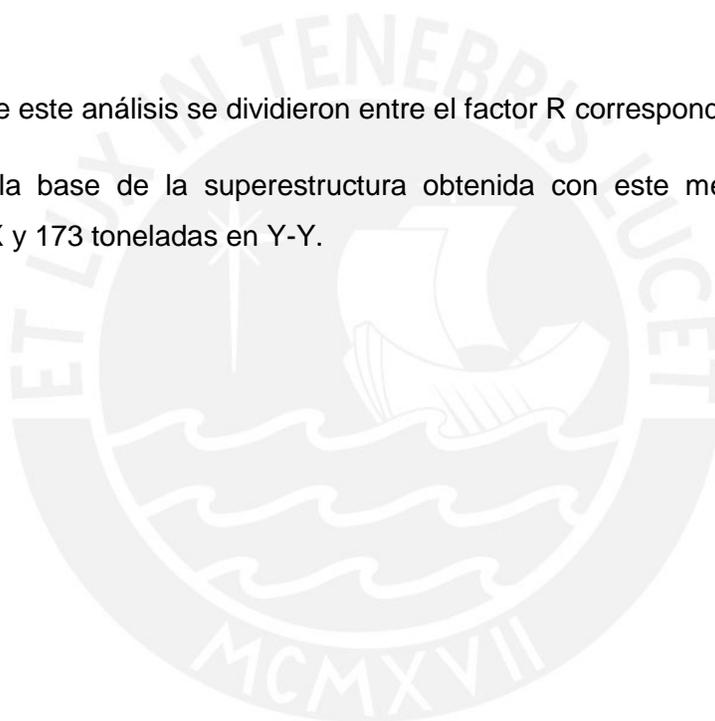
Todas las señales se escalaron a una aceleración máxima de:

$$a = (ZUS) * g$$

Luego de ser escaladas, las señales fueron procesadas para cumplir con los requerimientos del artículo 8.4.2.2 de la NCh 2754.

Los resultados de este análisis se dividieron entre el factor R correspondiente.

La cortante en la base de la superestructura obtenida con este método fue de 204 toneladas en X-X y 173 toneladas en Y-Y.



5.- DISEÑO DE ELEMENTOS

5.1.-Diseño de Losas aligeradas

Las losas aligeradas se diseñan considerando solamente las cargas de gravedad, es decir tanto la carga muerta como la viva. Las cargas se amplificarán de acuerdo a la combinación: $Cu = 1.4 Cm + 1.7 Cv$.

Se considera una sección en forma de T, con un ancho inferior de 10cm y un ancho superior de 40cm. La altura es de 25cm con 5cm de alto en el ala

A continuación se muestra el diseño para el aligerado de la azotea. Para el caso específico del aligerado, este diseño es válido para los dos modelos: **empotrado** y **aislado**.

ALIGERADO N°1 – PISO 7 (AZOTEA)

Cargas de servicio: $Wm = 0.18 \text{ ton/m}$

$$Wv = 0.04 \text{ ton/m}$$

Cargas ultima: $Wu = 0.32 \text{ ton/m}$

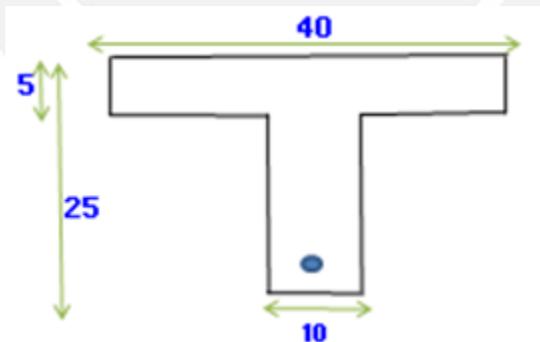


Figura 5.- Esquema general de una vigueta

Diseño por flexión:

La cantidad de acero se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

ρ : Cuantía necesaria para soportar el momento flector último

d: peralte efectivo (d= h-2 cm)

b: ancho de la vigueta (b=40cm para M(+)) y b= 10cm para M(-))

Envolvente del momento flector:

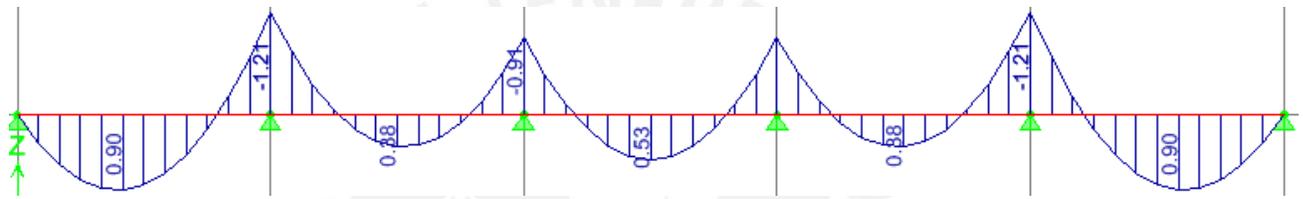


Figura 6.- Envoltura del Momento Flector del aligerado de la azotea

El momento negativo en el extremo se calcula usando la siguiente expresión:

$$M_u = W * l_n^2 / 24 \text{ (Ton-m)}$$

$$M_u = 0.32 * \frac{5.8^2}{24} = 0.45 \text{ Ton-m}$$

Mu (Ton-m)	As solicitado (cm ²)	As colocado (cm ²)	Ø	
0.90	1.06	1.42	3/8" + 3/8"	Bastón + corrido
-1.21	1.51	1.84	1/2" + 3/8"	Bastones
0.38	0.44	0.71	3/8"	Corrido
-1.09	1.34	1.27	1/2"	Bastón
0.53	0.61	0.71	3/8"	Corrido
0.45	0.62	0.71	3/8"	Corrido

Tabla 1 .- Cálculo de refuerzo - Aligerado

Verificamos que la vigueta trabaja como una viga en sección T de acuerdo a la siguiente expresión:

$$a = A_s * \frac{f_y}{0.85 * f'c * b}$$

a(+)< 5cm (momentos positivos), a(+)=1.42*4200/(.85*210*40)= 0.84<5 **ok**

a(-)< 15cm (momentos negativos), a(-)= 2.00*4200/(.85*210*10)=4.7<15 **ok**

Control de la Fisuración:

Esta etapa del diseño se realiza con el fin de evitar la corrosión de las armaduras y por aspectos de apariencia.

Se calcula el parámetro Z, $Z = f_s * \sqrt[3]{(dc * A')}$, $f_s = 0.6f_y$, $A' = 2*b*dc$

Dónde: Z < 31000 kg/cm condiciones de exposición interior

Z < 26000 kg/cm condiciones de exposición exterior

Para el ejemplo se calcula el parámetro Z:

$$Z = 0.6 * 4200 * \sqrt[3]{3 * (2 * 10 * 3)} = 14228 \text{ kg/cm} < 26000 \quad \text{ok}$$

Diseño por fuerza cortante:

Dado que es poco usual colocar acero de refuerzo por corte en losas aligeradas, se verifica que la sección de concreto sea capaz de resistir la fuerza cortante última en la sección crítica (a “d” de la cara):

$$V_u \leq \phi V_c, \text{ donde } V_c = 1.1(0.53 b_w d \sqrt{f'c}) \quad \phi = 0.85$$

Envolvente de la fuerza cortante:

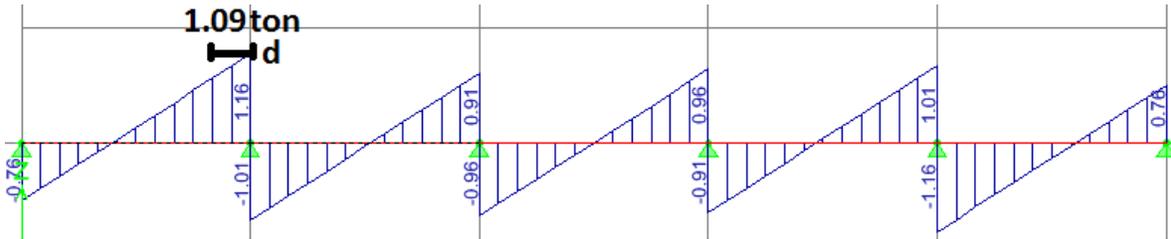


Figura 7.-Envolvente de la fuerza cortante del aligerado de la azotea

$$\phi V_c = 1.1(0.53 * 10 * 23\sqrt{210}) = 1.9 \text{ Ton}, \quad 1.09 \text{ Ton} < 1.90 \text{ Ton} \quad \text{ok}$$

Refuerzo por contracción y temperatura:

En la dirección perpendicular al sentido de las viguetas será necesaria la colocación de acero para el control de contracción del concreto. El acero mínimo para este refuerzo es:

$$A_s = 0.0018 bt = 0.0018 * 100 * 5 = 0.9 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Escogiendo varillas de 6mm, el espaciamiento resulta:

$$S = 0.32 / 0.9 = 0.36 \text{ m}$$

El espaciamiento máximo permitido es el menor valor entre 5 veces el espesor de la losa (25cm) o 45 cm.

Por tanto el refuerzo de acero perpendicular será:

$$6\text{mm}@25\text{cm} \quad (A_s = 1.12 \text{ cm}^2)$$

Diseño final:

Para que el diseño propuesto sea económico, las varillas de acero se cortan en zonas donde sea innecesario. A continuación se muestra el diseño final del aligerado propuesto:



Figura 8.- Armado del Aligerado – azotea

5.2.- Diseño de Vigas

Las vigas se diseñan para resistir los esfuerzos tanto de flexión como de corte, considerando para ello las cargas de gravedad y de sismo. Las combinaciones aplicadas a los dos modelos son las que se presentan a continuación:

$$U = 1.4 C_m + 1.7 C_v \quad C_m = \text{carga muerta}$$

$$U = 1.25 (C_m + C_v) \pm C_s \quad C_m = \text{carga viva}$$

$$U = 0.9 C_m + C_s \quad C_s = \text{carga de sismo}$$

El diseño a flexión se realizó en función al momento último de la envolvente de esfuerzos. El diseño por cortante se realizó por capacidad de las vigas en los nudos.

Se muestran los esfuerzos resultantes del análisis en software de ambos modelos para la viga V-A01 (aislado) y V-T01 (empotrado). Ambas vigas se encuentran en el sexto piso en la misma ubicación espacial.

Momento último (Ton-m)	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4			Tramo 5			
	Izquierda	Centro	Derecha													
AISLADO	Mu-	-6.73	Min	-2.3	-5.12	Min	-4.88	-5	Min	-5	-4.88	Min	-5.12	-2.3	Min	-6.73
	Mu+	2.15	Min	5.24	3.66	Min	3.77	3.6	Min	3.6	3.77	Min	3.66	5.24	Min	2.15
EMPOTRADO	Mu-	-	-	-	-11.21	Min	-9.02	-5.65	Min	-5.65	-9.02	Min	-11.21	-	-	-
	Mu+	-	-	-	7.2	Min	9.48	5.3	Min	5.3	9.48	Min	7.2	-	-	-
Cortante última (Ton)	Tramo 1			Tramo 2			Tramo 3			Tramo 4			Tramo 5			
	Izquierda	Centro	Derecha													
AISLADO	Vu+	0.15	0.96	1.76	0.40	1.38	2.36	0.40	1.42	2.44	0.40	1.44	2.48	0.40	1.75	3.10
	Vu-	-3.27	-2.34	-1.40	-2.65	-1.53	-0.40	-2.60	-1.08	0.45	-2.55	-1.08	0.40	-1.90	-1.03	-0.15
EMPOTRADO	Vu+	-	-	-	4.07	4.07	3.59	1.7	1.7	2.75	2.8	4.1	2.8	-	-	-
	Vu-	-	-	-	-4.59	-4.1	-2.8	-2.75	-1.7	-1.7	-3.59	-4.07	-3.59	-	-	-

Tabla 2.-Esfuerzos a la cara de columna para la Viga V-TO1 y V-A01 (Ton-m)

A modo de ejemplo se realizará el diseño detallado de la viga V-TO1 del modelo **empotrado**. Se muestran los envoltentes de fuerza cortante y momento flector resultante de la aplicación de las combinaciones de carga(a la cara de los elementos):

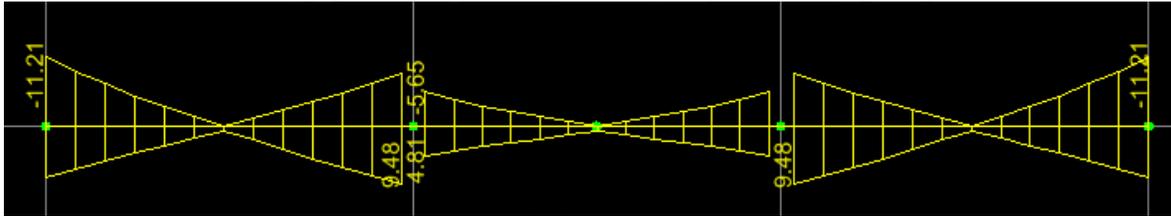


Figura 9.-Envoltente de Fuerza cortante para la Viga V-TO1 (Ton-m)

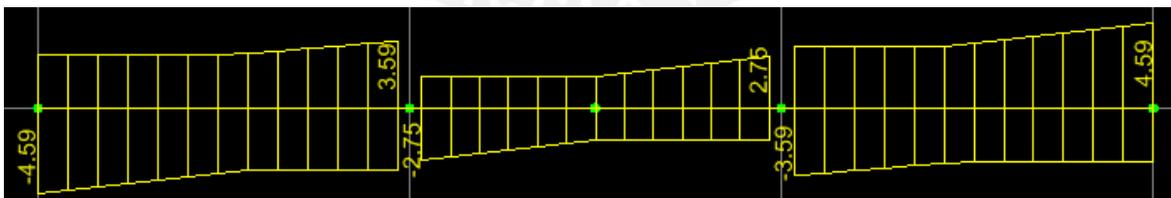


Figura 10.-Envoltente de Momento Flector para la Viga V-TO1 (Ton-m)

Diseño por flexión:

La cantidad de acero se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$As = \rho * b * d$$

ρ : Cuantía necesaria para soportar el momento flector último

d: peralte efectivo (d= h-6cm) para vigas peraltadas;(d=h-3cm) para vigas chatas.

b: ancho de la viga (b=25cm)

Acero Mínimo:

Se debe garantizar que la sección de la viga tenga una cuantía suficiente para resistir el momento de agrietamiento del concreto. La cuantía mínima debe ser tal que:

$$As_{min} = \frac{0.70\sqrt{f'c} * b * d}{fy}$$

Para $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ obtenemos una cuantía mínima de $As_{min} = 3.26 \text{ cm}^2$ (2Ø5/8 arriba y abajo). Así también la cuantía máxima de acero que la sección debe poseer debe ser tal que no supere el acero balanceado:

$$As_{max} = 0.75 As_b = 0.0159 bd = 21.5 \text{ cm}^2$$

Para los valores de la envolvente de momento flector:

Mu (Ton-m)	As solicitado (cm ²)	As colocado (cm ²)	Ø	
-11.21	5.78	6.81	2Ø5/8" + 1Ø3/4"	Bastón + corrido
7.2	3.64	5.23	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	Bastón + corrido
9.02	4.6	5.23	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	Bastón + corrido
9.48	4.85	6.81	2Ø5/8" + 1Ø3/4"	Bastón + corrido

Tabla 3.- Cálculo de refuerzo – Viga V-TO1

Requisitos para resistencia a sismo

Las vigas que deben resistir sismo deberán tener refuerzo continuo, por medio de dos barras, tanto en la parte superior como en la inferior de la sección, y cuyas áreas de acero no deben ser menor a un cuarto del área máxima requerida en los nudos, ni menor que el refuerzo mínimo por flexión.

La resistencia al momento positivo en la cara del nudo, no será menor que un tercio la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo.

$$\begin{aligned} \text{As(-) y As(+)} \text{ corrido} &= 3.96 \text{ cm}^2 \geq 1/4 * \text{Asmaxnudos} = 1/4 * 6.81 = 1.7\text{cm}^2 \\ &\geq 1.7\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$M(+)\text{ resistente en la cara del nudo} \geq M(-)\text{ resistente en la cara del nudo} / 3$$

$$11.32 \geq 14.53/3 = 4.84 \text{ Ton-m}$$

$$14.53 \geq 11.32/3 = 3.77\text{Ton-m}$$

Se verificó que se cumplen todas las condiciones.

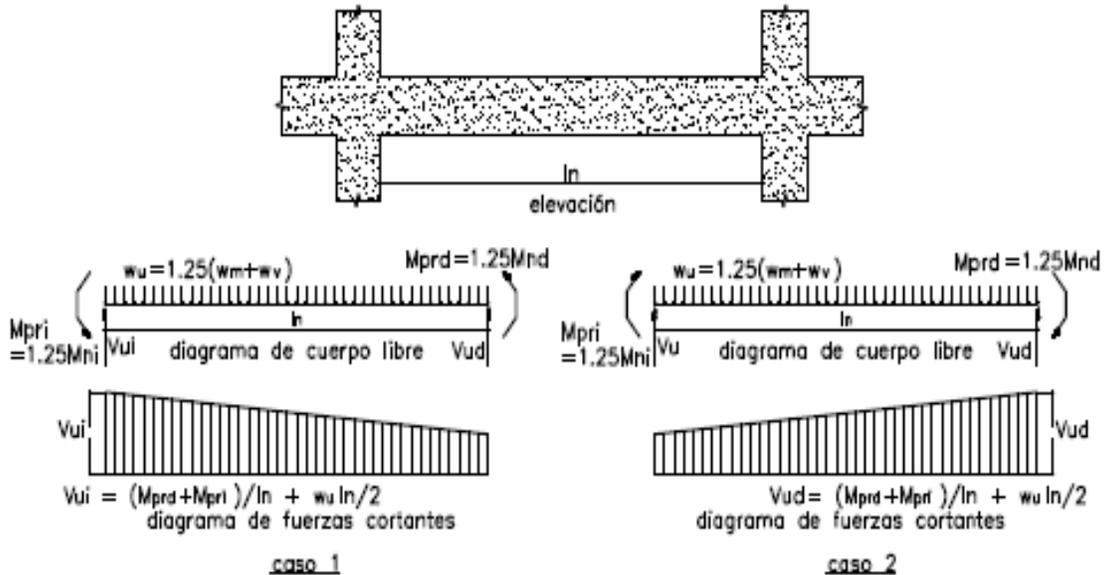
Diseño por corte:

La resistencia a corte de una sección de concreto está compuesta por la resistencia individual del concreto y del refuerzo de acero colocado en forma de estribos:

$$V_u \leq \phi(V_c + V_s), \text{ donde } V_c = 0.53 b_w d \sqrt{f'c} \phi = 0.85$$

Además, las vigas que soportan cargas de sismo deberán tener una mayor capacidad de resistir al corte que a la flexión, con el objetivo de evitar las fallas frágiles. Por ello la cortante última se ve incrementada de las resistencias nominales de flexión (M_{n1} , M_{n2}) en los extremos de la luz libre del elemento de la siguiente manera:

$$V_u = V_u \text{ isostático} + (M_{n1} + M_{n2})/l_n$$



**Figura11.-Amplificación de momentos extremos de viga a causa de su resistencia nominal
(NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIÓN E.060 CONCRETO ARMADO)**

Para el caso de la viga diseñada:

$$1.25(W_m + W_v) = 1.04 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Cortante resistido por el concreto: } \phi V_c = 0.85 * 0.53 * 25 * 44 * \sqrt{210} = 7.2 \text{ Ton}$$

		Wu(Ton)	Mni(Ton- m)	Mnd(Ton- m)	Vu (Ton)	ØVs (Vu- Vc)	S (espac. en cm)	Diseño (cm)
1° tramo	1° nudo	1.04	14.53	14.53	9.23	2.05	108.8	1@0.05, 8@10, rto@ 20cm
	2 nudo	1.04	11.32	11.32	7.86	0.68	325.8	1@0.05, 8@10, rto@ 20cm
2° tramo	1° nudo	1.04	11.32	14.53	8.55	1.37	163.1	1@0.05, 8@10, rto@ 20cm
	2 nudo	1.04	14.53	11.32	8.55	1.37	163.1	1@0.05, 8@10, rto@ 20cm

Tabla 4.- Cálculo de espaciamiento de estribos –Viga V-TO1

Se requiere en todo los casos un refuerzo mínimo de estribos.

Espaciamiento de estribos

Se colocan estribos en ambos extremos de la viga en una distancia de 2d llamada zona de confinamiento a una distancia menor de: $0.25d$, $8\phi_{menor}$, 30cm. Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no deberá exceder de $0.5d$

De esta forma, se colocará:

Zona de confinamiento: $2d=88\text{cm}$ (distanciamiento $=.25d=11\text{cm}$)

Estribos de $\phi 3/8$: 1@5cm, 8@10cm, Rto. @ 20cm desde cada extremo.

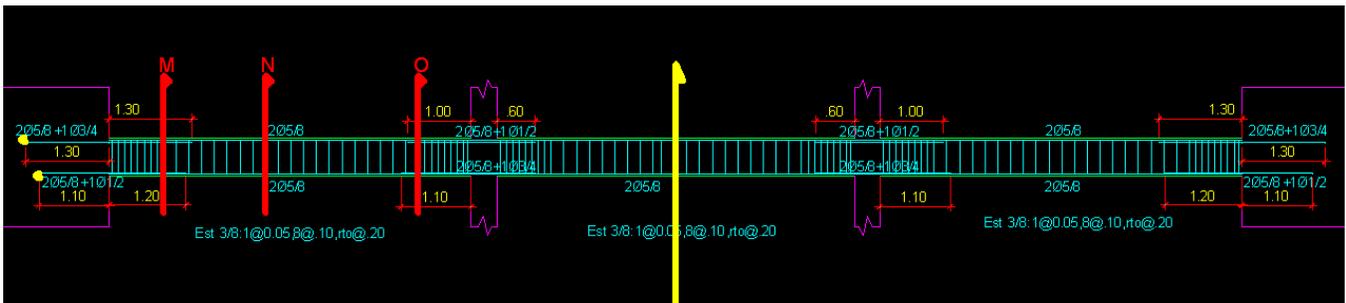


Figura 12.- Refuerzo de la viga V-TO1 del modelo empotrado

5.3.- Diseño de Columnas

Las columnas para ambas estructuras se diseñaron en función de la carga axial y los momentos de sismo. Así también, se verificó la capacidad de las vigas en los nudos, garantizándose que las columnas soporten las resistencias nominales de las vigas.

Las columnas son elementos sometidos a la acción simultánea de cargas de flexión y axiales. El diseño de columnas se realizó por flexo-compresión de acuerdo a la carga axial y los momentos tanto de sismo como de gravedad.

Se garantizó que los pares P_u y M_u obtenidos de las combinaciones de diseño se encontraran dentro del diagrama de interacción del diseño propuesto. Además, se aseguró la resistencia a la cortante última proveniente de la combinación de cargas mediante el empleo de estribos.

A continuación se mostrará como ejemplo el diseño de la columna interior C-2 para el modelo **empotrado**:

Cargas últimas (obtenida de la combinación de cargas en el modelo empotrado):

<u>Combinación</u> <u>(1° piso)</u>	<u>P(ton)</u>	<u>M2 (tonxm)</u>	<u>M3 (tonxm)</u>
1.4 CM + 1.7 CV	455	4.8	4.3
1.25(CM+CV)+CS	141	7.4	11.0
1.25(CM+CV)-CS	388	2.8	6.2
0.9 CM + CS	14	5.3	9.1
0.9 CM – CS	171	3.5	7.5

Tabla 5 .- Combinación de cargas - Columna C-2

Diseño por Flexocompresión:

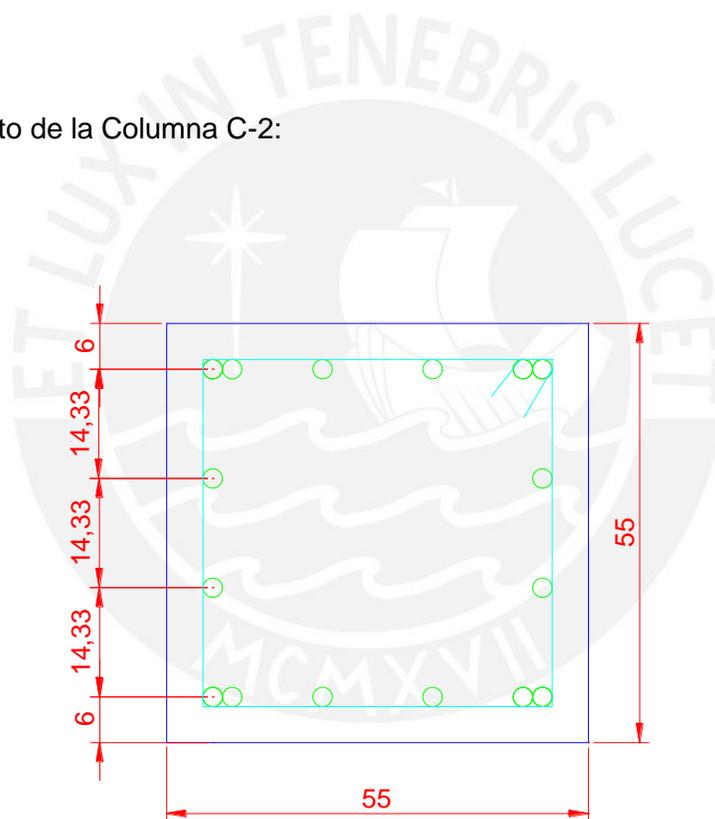
Se consideran en flexocompresión los elementos sometidos a momentos flectores acompañados por cargas axiales de consideración:

$$P_u > 0.1 * f'_c * A_g$$

Para el caso de la columna C-2:

$$455 \text{ Ton} > 0.1 * .210 * (55 * 55) = 63.5 \text{ Ton}$$

Armado propuesto de la Columna C-2:



(16φ 1'')

Figura 13.-Armado Propuesto Columna C-2

Para esta sección se construye el diagrama de interacción siguiente:

Se verifica que las combinaciones de cargas últimas (M_u, P_u) se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama.

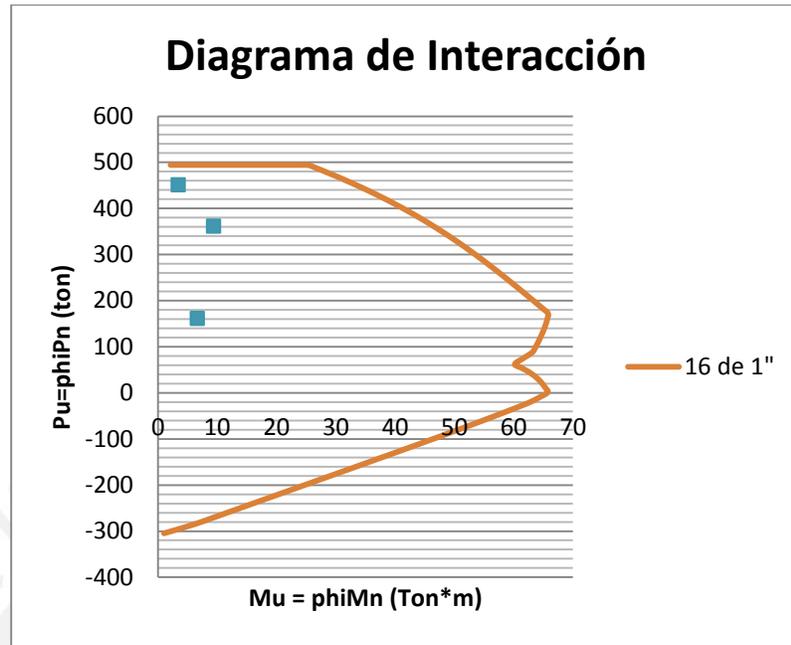


Figura 14.- Diagrama de interacción de columna C-2

Diseño por Cortante:

De acuerdo al análisis estructural se tiene que la cortante V_u máxima resultante de las combinaciones de carga es $V_u = 7.4 \text{ Ton}$

El aporte del concreto se calcula como:

$$\phi V_c = 0.85 * .53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0.85 * .53 * \sqrt{210} * 55 * 55 = 19.75 \text{ Ton}$$

Como $V_u < \phi V_c$, se colocarán refuerzo solo por requerimiento sísmico.

De acuerdo a la norma E 060, la zona de confinamiento es la mayor de:

- 1/6 de luz libre de la columna
- Máxima dimensión de la sección transversal de la columna
- 45 cm

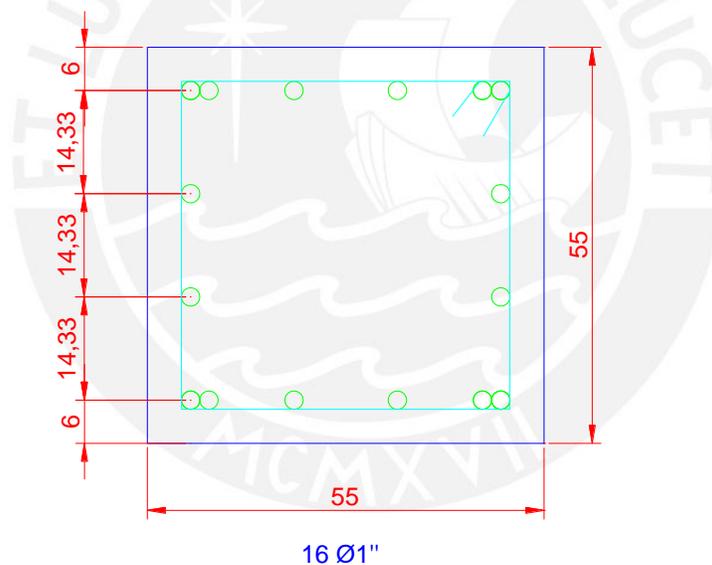
Además, se indica que en esta zona, el espaciamiento de estribos no excederá de los 10 cm, colocándose el primer estribo a 5 cm de la cara superior o inferior de la viga.

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento de estribos no excederá de 16 db (menor diámetro de las barras longitudinales), la menor dimensión de la columna o 30 cm, a menos que las exigencias del diseño indiquen menores espaciamientos.

Para el caso de la columna C2, la zona de confinamiento resultante es de 55 cm. Por tanto la distribución de estribos asignada es la de:

Estribos de $3/8"$, $1@.05\text{cm}$, $5@.10\text{cm}$, rto. $@.25\text{cm}$ desde ambos extremos.

Se debe verificó el diseño por capacidad, constatando que la columna soportaba cuando menos un 125% el momento nominal de las vigas en los nudos.



Estribos de $3/8"$, $1@.05$, $5@.10$, rto. $@.25$ desde ambos extremos

Figura 15.-Diseño final de columna C-2

5.4.- Diseño de Placas

Las placas son elementos que se diseñan para resistir cargas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes. Su diseño es parecido al de las columnas, pero dado su tamaño y mayor rigidez, suelen tolerar valores mucho más considerables de estas cargas.

A continuación se mostrará como ejemplo el diseño de la placa PL-1 en forma de L del modelo **empotrado**:

Cargas últimas (obtenida de la combinación de cargas en el modelo):

Combinación	Pu(ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
1.4 CM + 1.7 CV	595	19	65
1.25(CM+CV)+CS	143	182	2478
1.25(CM+CV)-CS	515	202	2466
0.9 CM + CS	18	186	2457
0.9 CM - CS	260	194	2457

Tabla 6.- Combinación de cargas -Placa PL-1

Diseño por Flexo-compresión:

Para el diseño en flexo-compresión, se debe verificar que las placas puedan considerarse muros esbeltos: la norma E 060 establece que la relación entre la longitud (L) y la altura de la placa (H) sea tal que: $H/L > 1$. De acuerdo a esta condición apreciamos:

$$H = 21 \text{ m}$$

$$L = 6.25 \text{ m}$$

$$H/L = 3.36 > 1 \text{ (MURO ESBELTO)}$$

El diseño por flexo – compresión se realizó eligiendo tentativamente una distribución del refuerzo vertical de acero, concentrados en núcleos confinados en los extremos y en conexiones con vigas.

El acero de refuerzo vertical se ha de confinar con estribos. Definido el acero de refuerzo vertical, se construye el diagrama de interacción para la sección mostrada a continuación:

Se verifica que las combinaciones de cargas últimas (M_u, P_u) se encuentran dentro de la curva de diseño del diagrama.

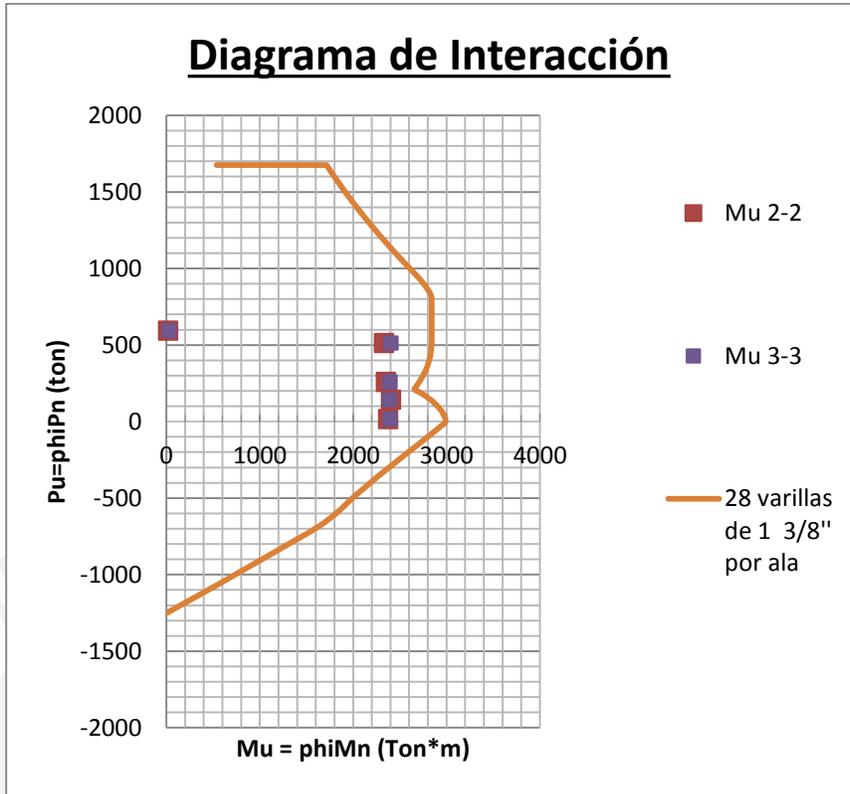


Figura 16.- Diagrama de Interacción de Placa PL-1

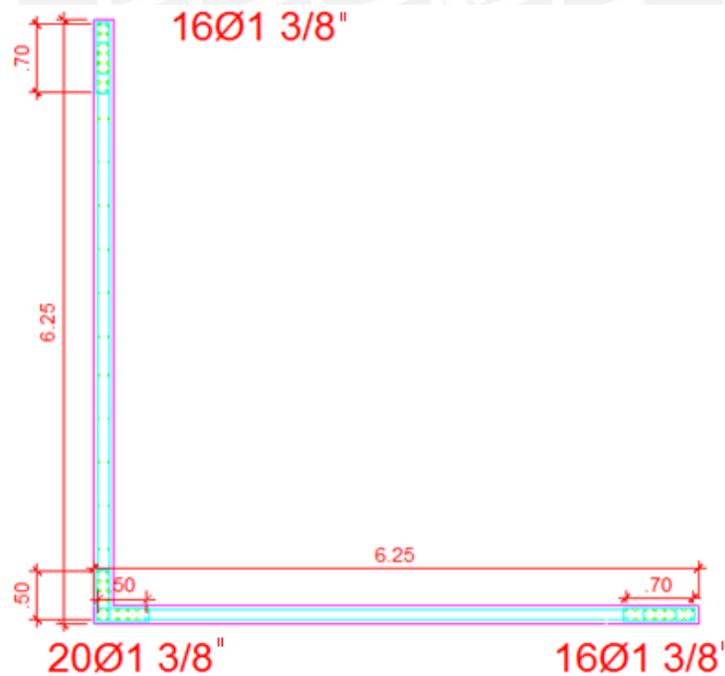


Figura 17.- Esquema de placa PL-1

Diseño por Cortante:

De acuerdo con la norma E 060, el refuerzo horizontal en placas, se colocan para resistir una cortante última V_u que se calcula usando las siguientes expresiones:

$$V_u \geq V_{ua} (M_{ur}/M_{ua}) * W_t$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad V_n = V_c + V_s \leq 2.6 t d \sqrt{f'c}$$

Dónde:

V_{ua} : Cortante último proveniente del análisis.

M_{ua} : Momento último proveniente del análisis.

M_{ur} : Momento nominal de la sección asociado a la compresión última con el refuerzo escogido.

W_t : Factor de amplificación dinámica, en este caso fue considerado como 1.

d : considerado como 0.8L.

El cortante resistido por el concreto se puede calcular mediante:

$$V_c = 0.53 t d \sqrt{f'c} \quad , \text{si: } \frac{N_u}{A_g} < 0.1 f'c, \quad V_c = 0 \text{ (sin aporte)}$$

De lo obtenido en el diagrama de interacción se obtiene que el momento máximo nominal correspondiente al $P_u = 601.59 \text{ Ton}$, es de $M_{ur} = 2841 \text{ Ton-m}$. Por lo tanto:

$$V_u = 202.05 \left(\frac{2841}{2388} \right) = 240 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.85(2.6 t d \sqrt{210}) = 0.85 (2.6 * 20 * (0.8 * 600) * \sqrt{210}) = 307.45 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 307.45 \text{ Ton}$$

Comprobamos si el aporte del concreto puede ser considerado:

$$\frac{595}{.2 * 6} = 496 \text{ ton/m}^2 > 0.1 * (2100) = 210 \text{ ton/m}^2$$

Por tanto: $V_c = 0.53(t d \sqrt{210}) = 73.7 \text{ Ton}$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad V_s \geq \frac{307.45}{.85} - 73.7 = 288 \text{ Ton}$$

Refuerzo horizontal:

La cuantía mínima horizontal es de $0.002 B h = 24 \text{ cm}^2$, Además, el espaciamiento de este refuerzo no debe exceder de $L/5$, 3 t ó 40 cm.

De esta forma, se considera para la placa a diseñar un refuerzo horizontal de $\phi 3/8''$ con un espaciamiento de:

$$s = A_v f_y \frac{d}{V_s} = (2 * 1.29) * (4200) * \frac{.8 * 600}{288000} = 18.06 \text{ cm}$$

Se colocará el refuerzo horizontal de 2 varillas $\phi 1/2''$ cada 15 cm ($\rho_h = 0.011$).

Dado la longitud de la zona de confinamiento (la mayor entre L_m y $0.25 M_u/V_u$) se prefirió colocar la siguiente distribución para el refuerzo horizontal:

$$L_m = 6\text{m}, \quad 0.25 M_u/V_u = 0.25 * 2841/240 = 3 \text{ m}$$

Zona de confinamiento = 6 m (6 primeros metros de la longitud total de la placa, desde la base).

Siguiendo además las recomendaciones de la norma peruana E-060, se empleará un espaciamiento de estribos de 25 cm por encima de los 6 metros, dado que existen elementos de borde (vigas).

Refuerzo de $1/2''$, primeros dos pisos @0.15m, siguientes pisos @0.25m

Refuerzo vertical:

La cuantía mínima de refuerzo Vertical está dada por la siguiente expresión:

$$\rho_v \text{ min} \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) * (\rho_h - 0.0025)$$

5.5.-Diseño de Cimentaciones y sistema de aislación

Las cimentaciones son los elementos que transmiten las cargas de las estructuras al terreno. En el caso del **modelo empotrado**, esto se logra a través de un conjunto de zapatas y vigas de cimentación que controlan tanto la carga vertical como el momento proveniente de los elementos verticales. Se optó por conectar las placas para de esta forma incidir en una mayor inercia, rigidizar la estructura y soportar los enormes momentos provenientes de las placas. Se supone para el diseño de la cimentación un perfil de suelo S1 y una presión admisible de 4 kg/cm². Todas las zapatas se diseñan para resistir esfuerzos de corte, flexión y punzonamiento.

Las cargas que soportan las zapatas interiores (de la columna C-2) son las siguientes:

	Pm+Pv (Ton)	Mx (Ton-m)	My (Ton-m)
<u>GRAVEDAD</u>	298.7	2.8	0.2
<u>XX</u>	5.9	6.0	0.3
<u>YY</u>	12.6	0.2	6.7

Tabla 7.- Cargas –Zapata de columna C-2

Para el **modelo aislado**, las cargas se transmiten desde las columnas hacia el terreno pasando primero a través de un sistema de aislación, que es el encargado de controlar los momentos de la superestructura y estabilizar el modelo. El diseño de la cimentación del sistema de aislación debe permitir el acceso a los aisladores para las labores de mantenimiento. Se diseñó en función a una fuerza sísmica máxima creíble, dado que el sistema de aislación debe mantenerse en rango elástico aun cuando la superestructura entrará al rango inelástico.

Los elementos de los que se compone el sistema de aislación son:

- Las vigas de gran peralte que sostienen la losa maciza,
- El conjunto de aisladores
- Los podios para los aisladores
- Cimentación de los podios

Los podios superior e inferior que están conectados a los aisladores se dimensionan de acuerdo a la plancha de anclaje que forma parte de los aisladores. Además, el diseño de

las zapatas y los podios para los aisladores se realiza en función a una carga vertical un momento proveniente del desplazamiento del sistema a causa de la excentricidad de la carga y la fuerza cortante del aislador en el máximo desplazamiento. La fuerza cortante del aislador se obtiene de los gráficos fuerza-desplazamiento para el desplazamiento máximo resultante del análisis. En este caso el momento total para los aisladores de 850 mm fue de 129.4 Ton-m, lo cual, dado las grandes dimensiones del podio implican un refuerzo mínimo de acero, 24 varillas de 1". El mismo refuerzo se consideró para el podio de apoyo del aislador de 700mm.

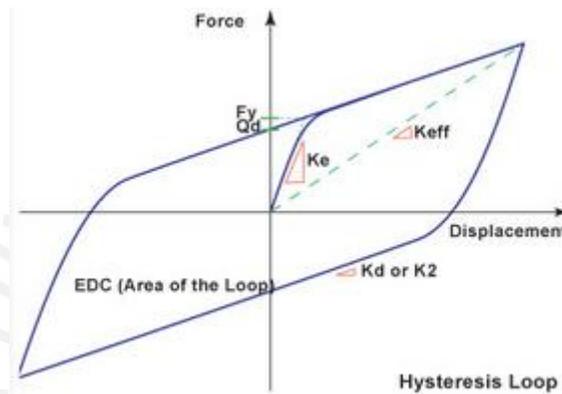


Figura 19.-Relación fuerza-desplazamiento para un ciclo histérico

Fuente: <http://www.dis-inc.com>

La cimentación de los podios se diseña en función a la fuerza vertical axial que recibe el aislador, el momento resultante de la excentricidad de esta carga y el momento proveniente de la fuerza cortante en el aislador. Las cargas de diseño para la cimentación de los podios fueron:

	Pm+Pv (Ton)	Mx (Ton-m)	My (Ton-m)
Podio de ais- 850mm	499.5	129.4	129.4
Podio de ais- 700mm	499.5	107.3	107.3

Tabla 8.- Cargas de diseño – cimentación de podios de aislador

Las vigas del nivel de aislación se diseñaron para soportar las cargas provenientes de la máxima de las señales de sismo sin reducción efectiva, las cargas de gravedad y el momento generado por la excentricidad de la carga durante el máximo desplazamiento creíble. Las demás zapatas se diseñan en función a resistencias de punzonamiento, corte y flexión.

A continuación se muestra como ejemplo el diseño de la zapata aislada de la columna C-2 del modelo **empotrado**.

Ejemplo de diseño de zapata aislada

Pre-dimensionamiento

Se calcula un área tentativa en base al esfuerzo admisible del terreno.

$$\bar{\sigma}_{adm} = 40 \text{ Ton/ m}^2$$

$$\text{Esfuerzo} = 298.7 / (B * B) = 40 \text{ Ton/ m}^2$$

B= 2.73 m, usamos B= 2.9 m (para garantizar resistencia a corte).

Verificación por momentos

Se calculan los esfuerzos del terreno bajo la zapata para tres casos: Momento con las cargas en servicio, Momentos con las cargas de sismo en X-X y Momentos con las cargas de sismo en Y-Y. Se verifica que ninguna de estas combinaciones resulte en esfuerzos negativos para el terreno.

$$\sigma_{+} = P / A + \frac{6 * M_x}{B * L^2} + \frac{6 * M_y}{B^2 * L} < \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{-} = P / A - \frac{6 * M_x}{B * L^2} - \frac{6 * M_y}{B^2 * L} < \sigma_{adm}$$

Verificación por momentos con las cargas de gravedad:

$$\bar{\sigma}_{+} = 38.02 \text{ Ton/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{-} = 36.56 \text{ Ton/m}^2$$

Verificación por momentos con las cargas de sismo en la dirección X-X

$$\sigma_{+} = 39.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{-} = 34.47 \text{ Ton/m}^2$$

Verificación por momentos con las cargas de sismo en la dirección Y-Y

$$\sigma_{+} = 40.56 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{-} = 37.16 \text{ Ton/m}^2$$

Se calculan las presiones últimas para cada combinación de cargas. Para el caso de la zapata de la columna C-2, se encontró que la combinación de sismo era la más influyente, por lo que el esfuerzo de diseño resultó:

$$\sigma_{\text{diseño}} = 50.7 \text{ Ton/m}^2$$

Con este esfuerzo, se verificarán las condiciones de punzonamiento, cortante y flexión en la zapata.

Diseño por punzonamiento

El corte por punzonamiento se relaciona a un comportamiento parecido a una losa en dos direcciones. Para poder resistir esta condición, la zapata requerirá de un peralte que sea capaz de aportar suficiente área de concreto en la sección crítica. La sección crítica se localiza a $d/2$ de la cara de la columna, siendo "d" el peralte efectivo de la zapata (calculado como $h-8 \text{ cm}$)

$$\phi V_c = \left(0.53 + \frac{1.1}{\beta_c} \right) * b_o * d * \sqrt{f'_c}$$

$$\beta_c = 1 \text{ (Zapata cuadrada)}$$

b_o = largo de la sección crítica (a $d/2$)

d = peralte efectivo de la zapata

Suponemos un peralte de 60 cm, $d=52\text{cm}$.

Entonces:

$$b_o = 444 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 464 \text{ Ton}$$

$$V_u = \phi_{\text{diseño}} * (\text{área externa a sección crítica})$$

$$V_u = 368 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Diseño por Cortante

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia "d" de la cara de la columna. La resistencia del concreto se calcula con la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = \phi (0.53 b_w d \sqrt{f'_c}) \quad \phi = 0.85$$

$$\phi V_c = .85 * (.53) * \sqrt{210} * 290 * 52 = 98\,448 \text{ kg}$$

$$V_u = \phi_{\text{diseño}} * (\text{área externa a sección de corte})$$

$$V_u = 96314 \text{ kg}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Diseño por Flexión

Para el diseño por flexión se considera que los extremos de la zapata actúan en voladizo, Este cálculo permitirá calcular las cuantías necesarias para resistir el momento de diseño de la sección crítica, ubicada a la cara de la columna. Se calcula μ a partir del esfuerzo de diseño de 50.7 Ton/m^2 .

$M_u = 101.5 \text{ Ton-m}$

$A_s = 53.94 \text{ cm}^2$

$A_s/m = 18.6 \text{ cm}^2/m$

Se asignan varillas de 3/4" cada 15 cm ($A_s/m = 18.9 \text{ cm}^2/m$)

Diseño final:

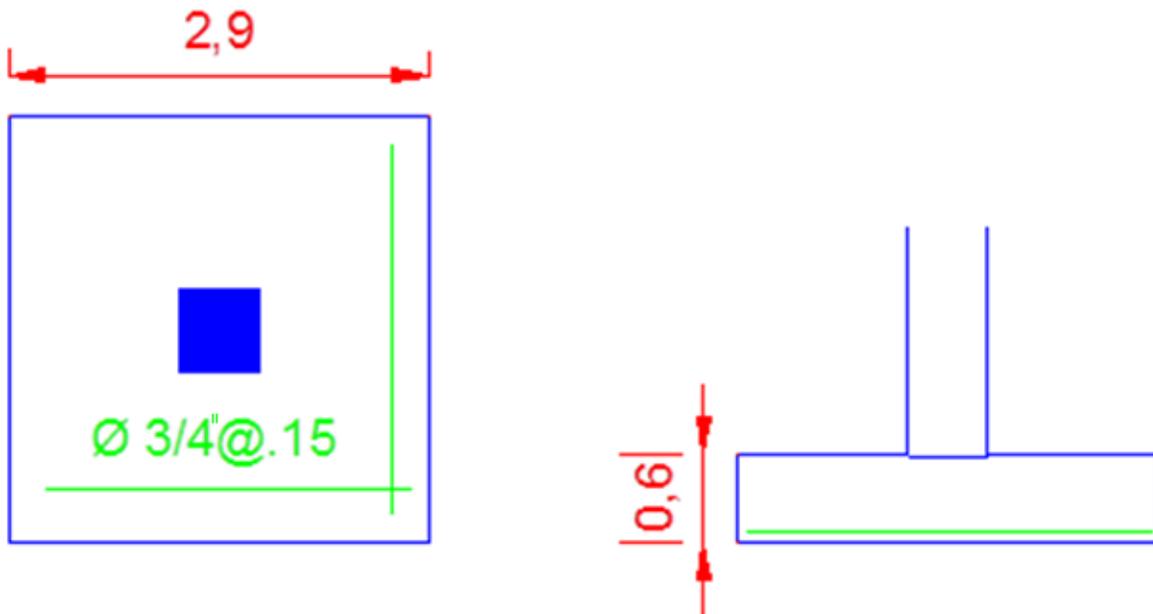


Figura 20.- Armado de zapata de columna C-2

A continuación se muestra el procedimiento del cálculo del aislador interior que es parte del modelo **aislado**:

Ejemplo de diseño y cálculo para el diseño del aislador interior

- Para dimensionar los aisladores se considera el máximos sismo creíble (MCE)

$$Z(MCE) = 0.6 g$$

- Para diseñar la superestructura se considera el sismo de diseño

$$Z(DBE) = 0.4 g$$

- Cálculo de la aceleración espectral de diseño (SD1):

$$SD1_{(DBE)} = Z_{DBE} UCS \qquad SM1_{(MCE)} = Z_{MCE} UCS$$

$$SD1 = 0.4 * 1 * 1 * 1 = 0.4 \qquad SM1 = 0.6 * 1 * 1 * 1 = 0.6$$

Se emplea un factor de uso igual a 1 para el dimensionamiento de los aisladores, dado que no se está empleando un factor de reducción R. Así también el factor de amplificación sísmica se considera igual a 1 a consecuencia de que para los periodos propios del modelo aislado no existe amplificación de la aceleración máxima. La estructura por encima del nivel de aislación si deberá respetar los factores de amplificación adecuados.

- Cálculo del desplazamiento máximo y desplazamiento máximo total.

$$D_M = \frac{(g / 4\pi^2) \times SM1 \times T_M}{B_M}$$

(Desplazamiento máximo)

- Se considera $\beta_M = 15\%$ (amortiguamiento efectivo para el máximo Desplazamiento), dado que este valor esta normalmente relacionado a las estructuras aisladas.

Por tanto:

- $\beta_M = 1.35$

Amortiguamiento Efectivo β_M	Factor B_M
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
15	1.35
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 9.- coeficientes de amortiguamiento

Fuente: Uniform Building Code (UBC) - apéndice 16

- Se modeló una estructura de iguales dimensiones y cargas a la estructura aislada pero con los apoyos de la base empotrados. Esto para de estimar un periodo para la estructura aislada. Se espera obtener un T_M de 3 veces el periodo de esta estructura empotrada ($T = 1.19$).

$T_M = 3 \cdot 1.19 = 3.57$ (T_M es el periodo de la estructura Aislada en el máximo desplazamiento).

$$D_M = 394.3 \text{ mm}$$

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

(Desplazamiento máximo total)

$$b = 24\,000 \text{ mm}$$

$$d = 30\,000 \text{ mm}$$

$$e = 0.05 \cdot 30\,000 = 1\,500 \text{ mm}$$

$$y = 30\,000/2 = 15\,000 \text{ mm}$$

$$D_{TM} = 466.39 \text{ mm}$$

- **Dimensionamiento de los aisladores:**

-Se toma el mayor valor de:

$$D_i = 1.5D_{TM}; \quad D_i = \sqrt{\frac{4 P_{a\max}}{\pi \sigma_{\max\text{ perm.}}}}$$

(Diámetro de los aisladores)

El dimensionamiento se hace a partir del desplazamiento máximo total de los aisladores y la capacidad de carga máxima (se escoge la más crítica). Inicialmente se consideró que la carga de sismo es 30% la carga muerta. Se emplea la combinación entonces de: 1.55 CM + 1.25 CV

$$P_u = 465.4 \text{ Ton}$$

$$\sigma_{\max\text{ perm.}} = 815 \text{ Ton/ m}^2$$

$$D_i = 1.5 * 466.39 = 699.6 \text{ mm}$$

$$D_i = \sqrt{\frac{4 * 465.4}{\pi * 815}} * 1000 = 852.6 \text{ mm (Se emplea este valor por ser el más crítico)}$$

ESCOGEMOS EL AISLADOR DE 850 mm

- **Cálculo del diámetro de núcleo de plomo y altura del aislador**

Con las carga de servicio que recibe cada aislador (W), se verifica que la relación Qd/W se encuentre en el rango de 3% a 10 %

$$W = 228.07 \text{ Ton}$$

-El diámetro del núcleo de plomo se calcula como:

$$D_i = \sqrt{\frac{4}{\pi} x \frac{1.10 Q_d}{\sigma_y}}$$

Se considera que:

El esfuerzo axial permisible en el núcleo de plomo es de 1020 Ton/m².

La fuerza de fluencia (Fy) es 10% mayor que la fuerza histerética.

-La altura del aislador se sugiere entre 1.5 a 2 veces el desplazamiento máximo total. Para el presente modelo se consideró un valor de 1.5.

$$H_i = \frac{D_{TM}}{1.50}$$

Asumiendo $Q_d / W = 3\%$

$Q_d / W = 3\%$

$Q_d = 6.84 \text{ Ton}$

$F_y = 1.1 * 6.84 = 7.53 \text{ Ton}$

$$D_I = \sqrt{\frac{4 * 1.1 * 6.84}{\pi * 1020}} * 1000 = 97 \text{ mm}$$

$H = D_{TM} / 1.5 = 466.4 / 1.5 = 311 \text{ mm}$

- **Cálculo de la rigidez secundaria (Kd o K2)**

$$k_d = \frac{\pi}{4} * \frac{(D_i^2 - D_o^2)}{H_i} * G$$

Consideramos el módulo de corte (G) como $54.5 \text{ Ton} / \text{m}^2$, entonces:

$$K_d = (\pi / 4) * \frac{(\frac{852.63}{1000})^2 - (\frac{97}{1000})^2}{311 / 1000} * 54.5 = 98.79 \text{ Ton} / \text{m}^2$$

- **Cálculo de la rigidez efectiva y el amortiguamiento efectivo (Keff, Beff)**

$$k_{eff} = \frac{Q_d}{D_{TM}} + K_d \quad \beta_{eff} = \frac{4Q_d(D_{TM} - F_y / (10K_d))}{2\pi * k_{eff} * D_{TM}^2}$$

$K_{eff} = 6.84 / (466.39 / 1000) + 98.79$

$K_{eff} = 113.46 \text{ Ton} / \text{m}^2$

$Beff = 4 * 6.84 * ((466.39 / 1000) - 7.53 / (10 * 98.79)) / (2 * \pi) * 113.46 * (466.39 / 1000)^2$

$Beff = 0.81$

Cálculo de propiedades de aisladores para cada valor de Qd/W:

Qd/W	3.00%	4.00%	5.00%	6.00%	7.00%	8.00%	9.00%
Qd	6.84	9.12	11.40	13.68	15.96	18.25	20.53
Fy	7.53	10.04	12.54	15.05	17.56	20.07	22.58
DI(plomo)(mm)	97	112	125	137	148	158	168
H (mm)	311	311	311	311	311	311	311
kd(ton/ m ²)	98.79	98.36	97.92	97.49	97.06	96.63	96.20
Keff(ton/ m ²)	113.46	117.92	122.37	126.83	131.29	135.75	140.21
Beff	0.081	0.10	0.12	0.14	0.160	0.18	0.19

Tabla 10.- parámetros de diseño del aislador para diferentes valores de Qd/W

De acuerdo al cálculo, la altura mínima del aislador sería de 31.1 cm, sin embargo con fines de diseño y para aumentar la flexibilidad del sistema, se escogió aisladores de 40 cm. Así también, Se emplearán en el modelo los parámetros relacionados a Qd/W = 3% con el mismo fin de reducir Keff. Las propiedades del aislador de 40 cm de alto se muestran en la tabla 11:

Qd/W	3.00%	4.00%	5.00%	6.00%	7.00%	8.00%	9.00%
Qd	6.84	9.12	11.40	13.68	15.96	18.25	20.53
Fy	7.53	10.04	12.54	15.05	17.56	20.07	22.58
DI	97	112	125	137	148	158	168
H	400	400	400	400	400	400	400
kd(ton/m ²)	76.79	76.45	76.12	75.78	75.45	75.11	74.78
Keff	91.46	96.01	100.57	105.12	109.68	114.23	118.79
Beff	0.100	0.13	0.15	0.17	0.189	0.21	0.22

Tabla 11.- parámetros de diseño del aislador para diferentes valores de Qd/W, con h=40cm

Diseño final:

Manteniendo el objetivo de maximizar la flexibilidad del sistema de aislación, escogemos el aislador de 850 mm, con una altura de 40 cm.

6.- RESULTADOS Y ANÁLISIS:

6.1.- Participación Modal

A continuación se muestra el porcentaje de participación de cada modo de vibración. Para la estructura empotrada se muestran los modos hasta llegar al 90% de la masa total de la estructura. Para la estructura aislada el 90% de participación se alcanza en el primer modo de vibración; por lo que se muestran los tres primeros modos de vibración empleados para el análisis espectral (según el requerimiento de la norma peruana de diseño sismo-resistente E-030).

EMPOTRADO		AISLADO	
N° modo	% participación Acumulada	N° modo por dirección	% participación acumulada
2	69.98%	2	99.51%
5	89.68%	5	99.99%
33	91.03%	8	100.00%

Tabla 12.-- Participación de los modos de Vibración

El periodo de la estructura **aislada** es de 2.89 seg. El periodo de la estructura **empotrada** es de 0.43seg. Los aisladores sísmicos permiten incrementar notablemente los periodos de vibración de una estructura. Es este efecto el que permite que las fuerzas de diseño se reduzcan notablemente. El espectro de aceleraciones de la norma peruana presenta caída pasado el periodo de 0.4 seg (para la zona 3), lo cual implica que a mayor periodo de la estructura, menor será la aceleración y por ende menor el conjunto de fuerzas con las que se diseñará la estructura.

Sin embargo, es apreciable también que frente a un incremento del periodo de una estructura, el desplazamiento total se incrementa. Ciertamente el modelo aislado presenta un desplazamiento absoluto mayor que su contraparte empotrada, sin embargo, como se mostrará más adelante, el desplazamiento total se concentra en el nivel de aislación. Se corrobora este hecho al analizar la participación del primer modo de vibración, que concentra el desplazamiento del nivel de aislación. Adicionalmente se observa que los desplazamientos relativos de los entresijos son muy pequeños, lo cual reduce fuertemente sus derivas. Se aprecia que el primer modo de vibración de cada una

de las direcciones presenta una participación efectiva del 99.51% de la masa total de la estructura.

El periodo de 0.43 seg. de la estructura empotrada se debe a la estructuración del modelo en base a placas que lo rigidizan. Las estructuras de 7 pisos con muros de corte como principal elemento sismo-resistente como la del modelo presentado suelen tener periodos del orden de $H/60 = 0.35$ segundos (siendo H la altura total del edificio: 21 metros).

6.2.- Cortante Basal

Dado que uno de los principales objetivos de la aislación sísmica es reducir la transmisión de aceleraciones horizontales entre el edificio y el suelo, es importante evaluar el cortante en la base y en los entresijos de las estructuras de concreto armado. En el caso del edificio **empotrado**, la cortante en la base se determinó por un análisis espectral, como se detalló anteriormente. En el caso del edificio **aislado**, la cortante en la base se determinó mediante un análisis tiempo historia, también detallado anteriormente.

Adicionalmente, dado que para el edificio aislado se utilizaron factores R y U diferentes a los utilizados en el edificio empotrado, se presentarán las cortantes de entresijo del edificio aislado calculadas para un $R=6$, utilizada en el edificio empotrado, solo con fines comparativos. Emplear el mismo valor de R para ambas estructuras implicaría que su comportamiento y nivel de daño sería similar ante el mismo movimiento telúrico.

Nivel	Edificio Empotrado (R=6)		Edificio Aislado (R=2)		Edificio Aislado (R=6)	
	VX (Ton)	VY (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)	VX (Ton)	VY (Ton)
STORY7	179.64	178.76	78.65	50.43	26.22	16.81
STORY6	361.56	361.63	132.12	78.24	44.04	26.08
STORY5	494.98	496.71	146.56	117.71	48.85	39.24
STORY4	596.01	598.96	156.12	145.04	52.04	48.35
STORY3	674.21	677.36	196.12	155.14	65.37	51.71
STORY2	727.52	730.26	200.23	164.17	66.74	54.72
STORY1	750.79	753.24	204.33	173.19	68.11	57.73

Tabla 13.- Fuerza cortante de entresijo de ambos modelos

Se puede observar una reducción de alrededor del 72% en las cortantes de diseño. Para igual valor de R, se observa una reducción muy importante, del orden del 91% de las cortantes sísmicas.

6.3.- Derivas de los modelos:

A continuación se muestran las derivas resultantes de la aplicación del sismo de diseño (100% en la dirección de interés y 30% en la dirección perpendicular simultáneamente). Se aclara que solo se muestra la deriva de la dirección en la que se asignó el sismo de diseño. Se omitieron las derivas en la dirección perpendicular al sismo de diseño por resultar de menor importancia.

EMPOTRADO	Deriva X (m)	AISLADO	Deriva X (m)	Reducción de deriva
STORY1	0.00340	STORY1	0.00125	63%
STORY2	0.00361	STORY2	0.00152	58%
STORY3	0.00361	STORY3	0.00169	53%
STORY4	0.00343	STORY4	0.00181	47%
STORY5	0.00302	STORY5	0.00198	34%
STORY6	0.00233	STORY6	0.00181	22%
STORY7	0.00133	STORY7	0.00096	28%
máx.	0.00361	máx.	0.00198	

Tabla 14.- Derivas en Sismo de diseño para la dirección X-X (m)

EMPOTRADO	Deriva Y(m)	AISLADO	Deriva Y(m)	Reducción de deriva
STORY1	0.00332	STORY1	0.00094	72%
STORY2	0.00356	STORY2	0.00123	66%
STORY3	0.00358	STORY3	0.00155	57%
STORY4	0.00342	STORY4	0.00175	49%
STORY5	0.00302	STORY5	0.00174	42%
STORY6	0.00234	STORY6	0.00145	38%
STORY7	0.00136	STORY7	0.00076	43%
máx.	0.00358	máx.	0.00175	

Tabla 15.-Derivas en Sismo de diseño para la dirección Y-Y (m)

Se aprecia que las derivas de la estructura por encima del nivel de aislación ha reducido sus derivas al 44% en promedio en la dirección X-X y un 53% en la dirección Y-Y.

La deriva máxima de la estructura **empotrada** fue de 0.00361, por debajo de tolerancia de la norma de 0.007. Esto implica que la estructura empotrada es considerablemente rígida. Así también, la deriva máxima de la estructura **aislada** es de 0.00198, cercano pero por debajo del límite de 0.002 establecido por la norma Chilena. Sin embargo, debemos tener en cuenta que la estructura empotrada para el sismo de diseño ya ha entrado en estado plástico, mientras que la estructura aislada incursiona ligeramente en el rango inelástico. Esto es muestra del mejor comportamiento de las estructuras aisladas frente a las empotradas, dado que han sido diseñadas para proteger los contenidos entrando mucho menos en el límite plástico frente a sollicitaciones sísmicas.



6.4.- Desplazamientos máximos

SISMO DE DISEÑO DIRECCIÓN X-X

EMPOTRADO	Máx.desplaz. X(m)	AISLADO	Máx.desplaz. X(m)
BASE	0.0000	BASE	0.1218
STORY1	0.0041	STORY1	0.1238
STORY2	0.0108	STORY2	0.1274
STORY3	0.0194	STORY3	0.1317
STORY4	0.0293	STORY4	0.1359
STORY5	0.0401	STORY5	0.1396
STORY6	0.0504	STORY6	0.1424
STORY7	0.0603	STORY7	0.1445
Total General	0.0603	Total General	0.1445

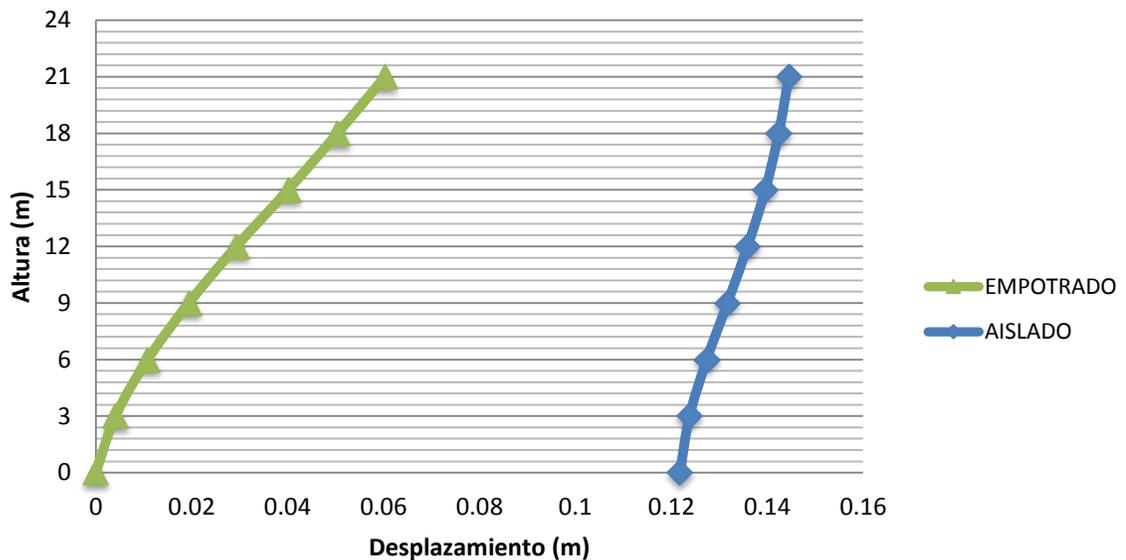


Tabla 16.-Desplazamientos máximos de los centros de masa de los diafragmas para el Sismo de diseño en la dirección X-X (m)

SISMO DE DISEÑO DIRECCIÓN Y-Y

EMPOTRADO	Máx desplaz. Y(m)	AISLADO	Máx. desplaz. Y(m)
BASE	0.0000	BASE	0.1221
STORY1	0.0041	STORY1	0.1241
STORY2	0.0104	STORY2	0.1277
STORY3	0.0194	STORY3	0.1319
STORY4	0.0288	STORY4	0.136
STORY5	0.0392	STORY5	0.1397
STORY6	0.0495	STORY6	0.1427
STORY7	0.0590	STORY7	0.1449
Total general	0.05895	Total general	0.1449

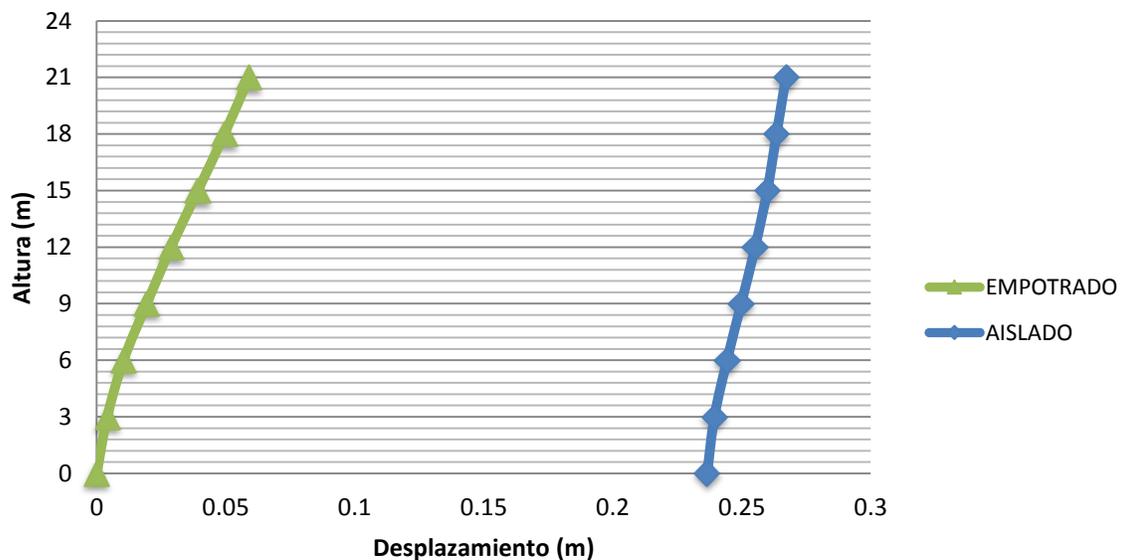


Tabla 17.- Desplazamientos máximos de los centros de masa de los diafragmas para el sismo de diseño en la dirección Y-Y (m)

De las tablas anteriores se puede apreciar que el desplazamiento total en ambas direcciones resulta mayor para la estructura aislada (un 140% más de desplazamiento para la dirección X-X y un 146% más para la dirección Y-Y). Sin embargo, el

desplazamiento de la estructura aislada se concentra en el nivel de aislamiento (84% del desplazamiento de la estructura). Este efecto se debe a la gran participación modal del primer modo de vibración del modelo aislado, en el que predomina el desplazamiento del sistema de aislación.

SISMO MÁXIMO CREÍBLE EN AMBAS DIRECCIONES PARA SISTEMA AISLADO

AISLADO		ASLADO	
SISMO X-X	Máx. desplazamiento X(m)	SISMO Y-Y	Máx. desplazamiento Y(m)
BASE	0.2436	BASE	0.2898
STORY1	0.2476	STORY1	0.2853
STORY2	0.2548	STORY2	0.2794
STORY3	0.2634	STORY3	0.2721
STORY4	0.2718	STORY4	0.2637
STORY5	0.2791	STORY5	0.2554
STORY6	0.2848	STORY6	0.2483
STORY7	0.2891	STORY7	0.2442
Total general	0.2891	Total general	0.2898

Tabla 18.- Desplazamientos máximos del centro de masa de los diafragmas en ambas direcciones para el sismo máximo creíble (m)

El desplazamiento para el sismo máximo creíble para el modelo empotrado es de alrededor de 28 cm en su azotea. Este es el valor mínimo que se debería usar para el diseño de la junta (30 cm) de separación sísmica del modelo aislado.

6.5.- Cargas en las estructuras

Elementos Verticales

A continuación se muestran las cargas a las que se encuentran sometidos los elementos verticales del modelo aislado y el modelo empotrado:

EMPOTRADO

Columna C2

Combinación	Carga axial (Ton)	Cortante (Ton)	Momento (Ton-m)
1.4 CM + 1.7 CV	455.1	4.8	4.3
1.25(CM+CV)+CS	141.0	7.4	11.0
1.25(CM+CV)-CS	388.4	2.8	6.2
0.9 CM + CS	14.1	5.3	9.1
0.9 CM - CS	171.1	3.5	7.5

Placa PL1

Combinación	Carga axial (Ton)	Cortante (Ton)	Momento (Ton-m)
1.4 CM + 1.7 CV	595.0	19.0	65.0
1.25(CM+CV)+CS	143.0	182.1	2478.0
1.25(CM+CV)-CS	515.0	202.0	2466.1
0.9 CM + CS	18.1	186.3	2457.1
0.9 CM - CS	260.2	194.1	2457.2

AISLADO

Columna CS1

Combinación	Carga axial (Ton)	Cortante (Ton)	Momento (Ton-m)
1.4 CM + 1.7 CV	416.3	1.1	2.0
1.25(CM+CV)+CS	342.0	7.6	29.7
1.25(CM+CV)-CS	342.9	6.4	27.1
0.9 CM + CS	147.9	6.9	31.1
0.9 CM - CS	148.7	7.1	25.8

Tabla 19.- Cargas en elementos Verticales: Columnas y Placas de los modelos empotrado y aislado

Las cargas de diseño de las columnas del modelo aislado son considerablemente mayores a las del modelo empotrado. Esto dado que la estructura es aporticada y solo consta de columnas y vigas para soportar las cargas de diseño. Sin embargo el aumento de las cargas de diseño del modelo aislado en las columnas es completamente justificado si se analiza el efecto de las 4 placas de la estructura empotrada. Estas placas son las que realmente soportan los momentos de sismo.

En el siguiente cuadro se representan las áreas de concreto y el refuerzo total de acero por planta resultante de los diseños para las columnas y placas de ambas estructuras en la planta del primer nivel:

	Elemento	Número de elementos	Área de concreto por elemento (cm ²)	Área de acero por elemento (cm ²)	Área de concreto (cm ²)	Área de acero (cm ²)
Estructura empotrada	columna exterior	6	1600.00	31.76	190.56	190.56
	columna interior	12	3025.00	81.60	36300.00	979.20
	Placas	4	24600.00	554.88	98400.00	2219.52
				TOTAL:	134891	3389
Estructura aislada	columnas	30	5625	57.3	168750	1719
				TOTAL:	168750	1719

Tabla 20.-Áreas de concreto y acero en el primer nivel

En la tabla anterior se aprecia que la cantidad de acero de la estructura aislada es un 51% menor a la cantidad de acero de la estructura empotrada. Sin embargo, el área de concreto de la estructura aislada resulto ser un 25% mayor. Esto se debe a que la estructura aislada es aporticada y está limitada a una deriva máxima de 0.002, lo que implica columnas rígidas y de mayor sección. En cambio, la estructura empotrada consta de placas muy rígidas y cuya sección de concreto permite que posea una gran inercia, lo cual tiene un efecto directo en el control de las derivas del modelo. Además, la norma peruana limita a este tipo de estructuras a una tolerancia en la deriva de hasta 0.007, mucho menor a la condición estipulada para la superestructura de las estructuras

aisladas. Sin embargo el refuerzo de acero de las columnas del sistema aislado esta solo restringido por el acero mínimo requerido por la gran sección de concreto.

Elementos horizontales

A continuación se muestran los diagramas de momento flector para el pórtico número 2 en ambas estructuras.

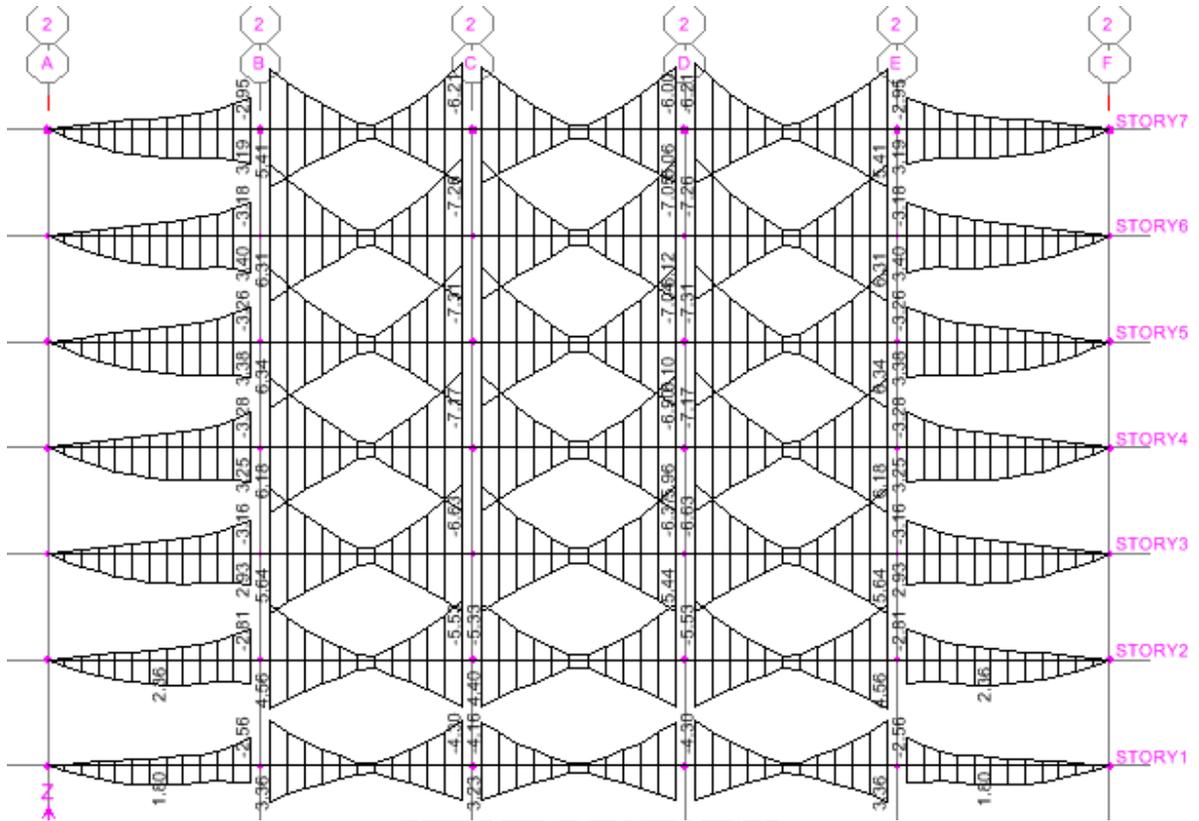


Figura 21.- Diagrama de momento flector pórtico 2 - Estructura empotrada

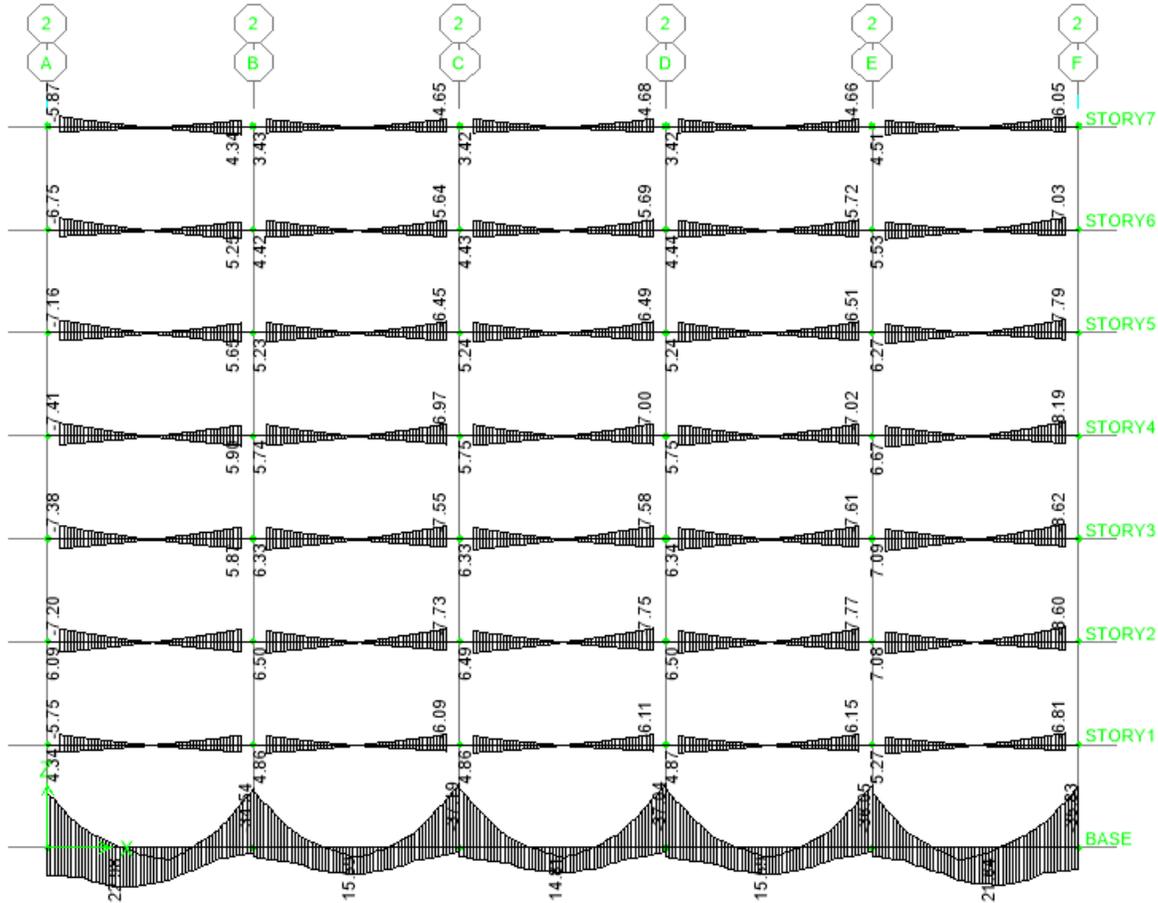


Figura 22.- Diagrama de momento flector pórico 2 - Estructura aislada

Se aprecia un cambio en la distribución de momentos en el pórtico. Las vigas de gran peralte que se encuentran apoyadas en los aisladores son las que toman gran parte del momento flector. Además, dado que en el modelo empotrado los extremos de este pórtico se apoyaban en las placas de 20 cm, no podían anclarse directamente a estas, por lo que se comportaban como un apoyo simple.

Las grandes vigas de 1.25 m del sistema de aislación se emplearon para controlar los momentos provenientes de la superestructura del modelo aislado, resultaron soportar cargas menores a las vigas de cimentación del modelo empotrado. Esto a causa de los grandes momentos transmitidos por las cuatro placas del modelo empotrado ante las solicitaciones sísmicas. A continuación se muestran a la izquierda la sección más reforzada de las vigas de aislación del modelo aislado y a la derecha la sección más reforzada de las vigas de cimentación del modelo empotrado:

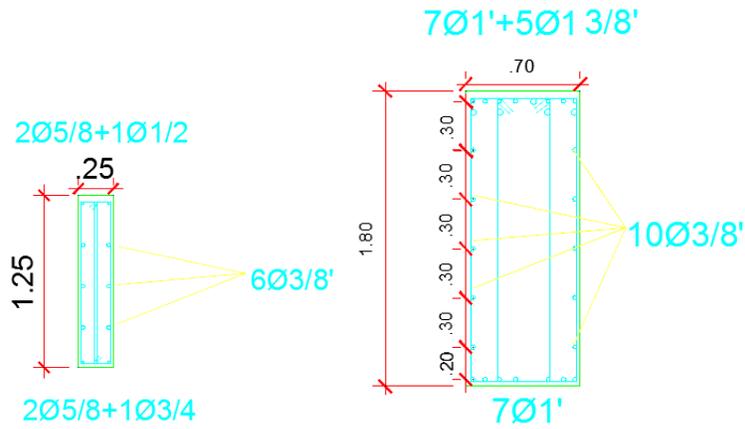


Figura 23.- Refuerzos de viga de aislación del modelo aislado y viga de cimentación del modelo empotrado

A continuación se muestra el diagrama de momento flector de la viga del primer piso:

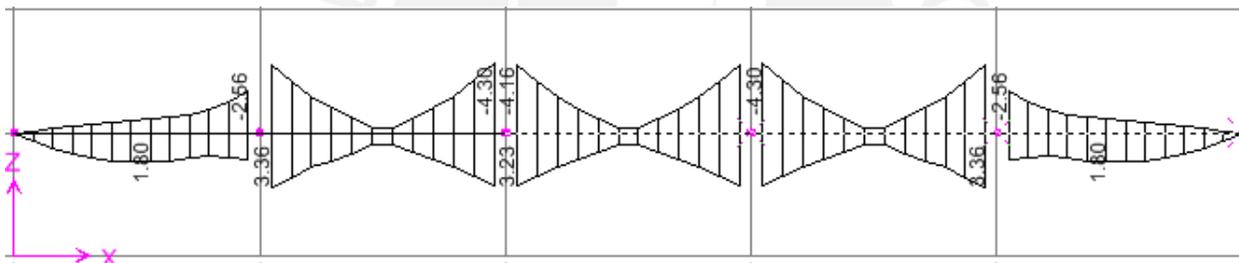


Figura 24.- Diagrama de momento flector viga del primer nivel del pórtico 2 - Estructura empotrada

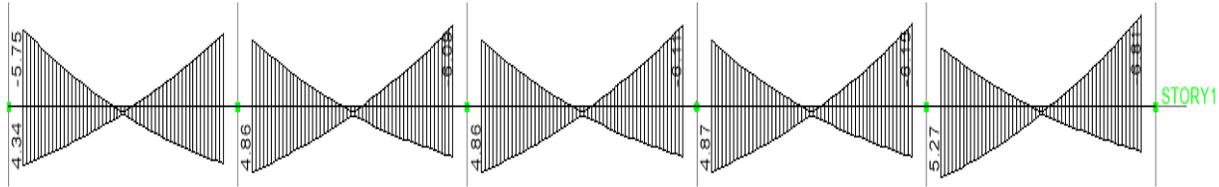


Figura 25.- Diagrama de momento flector viga del primer nivel del pórtico 2 - Estructura Aislada

Se aprecia una reducción significativa de los momentos de la viga. Esto se debe a dos motivos: la reducción de las fuerzas de diseño, pero principalmente a la redistribución de momentos dado que los extremos de la viga ya no se comportan como simplemente apoyadas.

El aligerado en ambas alternativas se mantuvo igual, dado que este es diseñado por cargas de gravedad.

De lo anterior se puede concluir el sistema de aislación tuvo un efecto mucho mayor en la reducción del refuerzo de los elementos verticales tales como las columnas. En este caso, se redujeron tanto las fuerzas de diseño que las columnas del modelo aislado se diseñaron por refuerzo mínimo de acuerdo a la sección de concreto.

7.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En un país fuertemente sísmico como es el Perú, cualquier técnica o tecnología que pueda ayudar a reducir el impacto social y económico que genera un evento sísmico debe ser estudiada y si es conveniente, adoptada. En este contexto, la tecnología de aislamiento basal ofrece una reducción del daño que genera un sismo en una estructura y adicionalmente, reduce las aceleraciones que perciben los ocupantes de la misma, por lo que se reduce daños a los contenidos y elementos no estructurales, muertes por caída de objetos entre muchos otros problemas.

Para la estructuración y diseño de un edificio convencional hay ciertas consideraciones que se deben tener en cuenta. Para un adecuado comportamiento ante sismos, la experiencia indica que se debe asegurar una gran rigidez horizontal. Para lograr esto, usualmente se usan unos cuantos muros de corte, que en conjunto toman la mayor parte de la acción sísmica, en muchos casos llegando al extremo que los pórticos toman cargas de sismo muy pequeñas. Además, es recomendable que las estructuras sean dúctiles, ya que es prácticamente imposible que una estructura convencional soporte un sismo severo manteniéndose en el rango elástico, y por lo tanto, requiere ductilidad para evitar daños mayores y el colapso total.

Para el diseño de un edificio aislado, se requiere tener en cuenta consideraciones diferentes a las de un edificio convencional. Por un lado, se debe asegurar que la rigidez horizontal de los entrepisos se distribuya de manera uniforme, pues esto evita concentraciones de tracciones inducidas por sismo, lo cual daña fácilmente los aisladores. Además, dado que los aisladores no toman momentos, se requiere una gran losa encima del nivel de aislación que tome los momentos del edificio y lo estabilice. Por otro lado, a pesar de que se exige una deriva de entrepiso mucho menor a la que se exige en edificios tradicionales, el requerimiento de rigidez horizontal es mucho menor, ya que las fuerzas que genera el sismo en la estructura son mucho menores. Por último, aunque la ductilidad siempre es deseable en una estructura, se espera que una estructura aislada movilice menos ductilidad para el mismo sismo, ya que se diseña para un factor de reducción de fuerza sísmica (R) comprendido entre 1 y 2, mientras que una estructura convencional de concreto armado se diseña para un factor R comprendido entre 6 y 8.

Para el sistema de aislación propiamente dicho es necesario tener en cuenta algunos puntos. Dado que el mecanismo de aislación aumenta el periodo fundamental de la

estructura, se esperan grandes desplazamientos, los cuales se concentran en el nivel de aislación. Por esto, los edificios aislados deben contemplar una junta sísmica muy grande, del orden de los 40 cm o superior, de manera que estos puedan desplazarse libremente incluso en el caso de sismos muy severos. Asimismo, se observa una relación entre la rigidez horizontal del sistema de aislación y su capacidad portante vertical. Esto indica que un factor limitante en la flexibilidad del sistema en conjunto es el peso de la estructura, por lo que, dado que un sistema de aislación más flexible transmite menos aceleraciones sísmicas a la superestructura, se concluye que estructuras más livianas se ven más favorecidas por el aislamiento basal.

El resultado de aislar una estructura es reducir el daño a los contenidos de la misma. Esto implica que, en una zona de alta sismicidad, se reducen los costos de reparación a largo plazo, en caso de sismo. Por esto, a pesar de que en algunos casos el costo directo de la construcción puede aumentar al agregar aislamiento basal, el costo a largo plazo disminuye significativamente. Esto es vital en edificaciones que proveen servicios que se requieren inmediatamente después del sismo, como son hospitales, centrales de bomberos, bases militares, entre otros.

En muchos casos los edificios protegen contenidos que son más valiosos que ellos mismos, como es el caso de museos, laboratorios y oficinas. Sobre todo en estos edificios el aislamiento basal es muy recomendable, ya que eliminan el riesgo de pérdida o destrucción de objetos, equipos o incluso información que son muy valiosos y en muchos casos irremplazables.

Asimismo, la fuerte reducción en el daño a las estructuras protege la vida de los ocupantes de las mismas, ya que en muchos casos hace innecesaria la evacuación de las mismas en caso de sismo, con la consiguiente reducción en el riesgo de heridas o muerte generados por una mala evacuación o por el colapso parcial o total de la edificación. Esto es especialmente importante en lugares de gran concurrencia de personas, como son instituciones educativas, estadios, centros comerciales, entre otros.

Por último, en el caso de las viviendas privadas, resulta deseable que estén operativas después de un sismo, ya que se reduce la cantidad de desplazados que requieren ayuda externa para sobrevivir en los primeros días después del sismo. Esto, aunque deseable, es difícil de justificar para un comprador promedio de viviendas, por lo que se podría

introducir en edificios de lujo como una prestación adicional, de manera que se esconde el aumento en el costo directo.

En el caso específico de los modelos tratados en esta tesis y de forma comparativa, se observó que el aislamiento basal permitió reemplazar las placas, que en el modelo empotrado constituyen más del 90% de la capacidad sísmica del edificio, por columnas mucho menos rígidas. A la vez, la seguridad del edificio aumentó, puesto que las derivas de entrepiso para el mismo sismo disminuyeron fuertemente (48% en promedio), lo cual garantiza la preservación de los contenidos del mismo, lo cual es importante en el caso de un museo. Cabe resaltar que la estructuración del modelo aislado se basó en columnas muy anchas para enfatizar las diferencias estructurales de ambos modelos ideales. Algunas de las columnas del modelo aislado pudieron haber sido reemplazadas por placas con efectos consecuentes en la reducción de las dimensiones de las columnas.

Por otro lado, el tamaño de los aisladores, y por lo tanto su rigidez, fue limitado por los requerimientos de resistencia ante cargas verticales. En vista de que el modelo aislado es particularmente pesado por la sobrecarga que le impone el uso de museo, eso sugiere que un edificio más liviano podría haberse beneficiado más con el aislamiento basal.

Sin embargo, no queda claro si el aislamiento basal significó un ahorro en el modelo aislado respecto del modelo empotrado, ya que si bien hubo reducciones importantes en las cantidades de acero, el volumen total de concreto aumentó (principalmente a causa de la losa del nivel de aislación). Además, el costo directo de la construcción de modelos similares implicaría un gasto variable en la compra de los aisladores, conectores especiales para las instalaciones y su colocación por medio de especialistas. Un análisis económico más detallado escapa al tema de esta tesis, pero investigaciones futuras podrían evaluar si diferentes estructuraciones en el modelo aislado pueden producir un ahorro en el concreto, manteniendo el ahorro en el acero. Así también, el análisis económico podría ser proyectado a largo plazo con lo que se evidenciarían los beneficios de salvaguarda de contenidos del aislamiento basal en estructuras.

Es importante apreciar que aunque ambos modelos cumplen con las exigencias que las normativas respectivas exigen, los niveles de desempeño entre ambas estructuras son muy diferentes. Tomando como base los calificadores del comité VISION 2000 (SEAO, 1995) el Museo aislado está concebido para quedar completamente operacional y sin daños en caso de un sismo raro (retorno cada 475 años), mientras que para este mismo

sismo, el Museo empotrado se mantendría en un nivel de desempeño operacional (con lo que se habría incurrido en el rango plástico y por tanto se apreciarían daños moderados en elementos no estructurales). En caso de un sismo muy raro (retorno cada 970 años), El museo aislado se mantendría operacional, mientras que el museo empotrado se encontraría en un nivel de supervivencia o seguridad, con lo que todos sus elementos presentarían daño. Es claro que para ambos escenarios, los contenidos dentro del hipotético museo se verían considerablemente menos afectados en el edificio aislado. Si se pudiera diseñar ambas estructuras para los mismos niveles de desempeño se acentuarían las diferencias en las dimensiones de los elementos estructurales del modelo aislado frente al empotrado.

Para el museo estudiado, resulta recomendable el modelo aislado, debido a que las menores derivas garantizan la protección de los contenidos del museo, los cuales en la mayoría de los casos son mucho más valiosos que el edificio que los contiene. Además, el aislamiento, al reducir el requerimiento de elementos verticales, permite más flexibilidad con la arquitectura del museo.

En conclusión, resulta evidente que la reducción en el daño ofrecida por el aislamiento basal es favorable para todo tipo de estructuras, a pesar de que posiblemente aumente el costo de la edificación, ya que reduce costos a largo plazo y en el caso de edificaciones esenciales, incluso reduce los costos sociales para toda una ciudad, que no necesariamente es usuaria directa de la edificación.

8. - BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

2006 Ministerio de Vivienda

UNIFORM BUILDING CODE.:

1997 UBC– APPENDIX CHAPTER 16. Division IV – Earthquake Regulations for Seismic – Isolated Structures

INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION DE CHILE.

2013 NCH2745. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica – requisitos.

FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.

1997 FEMA-273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings.

CÁMARA CHILENA DE LA CONSTRUCCIÓN

2011 “Protección sísmica y disipación de energía”, Santiago de Chile, noviembre del 2011.

RONALD L MAYES

2000 “Design of Structures with Seismic Isolation”, California

A. B. M. SAIFUL ISLAM

- 2011** “Simplified design guidelines for seismic base isolation in multi-story Buildings for Bangladesh National Building Code (BNBC)”, Octubre del 2011, Vol.6.

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE.

- 2002** *Aislación Sísmica y Disipación*. Chile. Consulta: 5 de octubre de 2011. <http://www.ieg.uc.cl/docs/Aislacion.pdf>

DYNAMIC ISOLATION SYSTEMS

Isolator Engineering Properties.

<http://www.dis-inc.com/pdf_files/DIS_ENG_PROP_metric.pdf>

DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL DE LA UNIVERSIDAD DE CHILE.

- 2002** *Aislación Sísmica y Disipación*. Chile. Consulta: 5 de octubre de 2011. <http://www.ieg.uc.cl/docs/Aislacion.pdf>

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE)

- 2005** Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Edition of ASCE 7, Supplement No. 1, Virginia

STRUCTURAL ENGINEERS ASSOCIATION OF CALIFORNIA (SEAOC)

1995 *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings.*
Volumen I. Sacramento, California.

PALACIOS RODRÍGUEZ, Jorge

2009 *Análisis experimental de disipadores visco elástico y su relación con la rigidez y el factor de amortiguamiento.* Tesis de maestría en Ciencias de la Ingeniería con mención Estructuras. Ecuador: Universidad Técnica de Manabí, Centro de estudios de posgrado.

KORSWAGEN, Paul, Julio ARIAS y Pamela HUARINGA

2012 *Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en el Perú.* Tesis de licenciatura en Ciencias e Ingeniería con mención en Ingeniería Civil. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, Facultad de Ciencias e Ingeniería.