

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



PONTIFICIA  
**UNIVERSIDAD  
CATÓLICA**  
DEL PERÚ

**PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO PARA EDIFICIOS  
SÍSMICAMENTE AISLADOS EN EL PERÚ**

**ANEXOS**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presenta el bachiller:

**Juan Héctor Chumpitaz Martinez**

**ASESOR: Ing. Juan Alejandro Muñoz Pelaez**

Lima, noviembre de 2017



## Contenido

Anexo 1.- Procedimiento de Análisis Tiempo-Historia .....	3
Anexo 2.- Tratamiento de Señales Semilla .....	4
Anexo 3.- Historias y Diagramas Histeréticos obtenidos del Análisis de Respuesta en el Tiempo a nivel del Sismo de Diseño .....	9
Anexo 4.- Cálculo de la Fuerza de Viento sobre el Edificio Aislado .....	19
Anexo 5.- Pares de Componentes de Registros Peruanos para el Análisis Tiempo-Historia a Nivel del Sismo Máximo Posible .....	20
Anexo 6.- Historias y Diagramas Histeréticos obtenidos del Análisis de Respuesta en el Tiempo a nivel del Sismo Máximo Posible .....	22
Anexo 7.- Procedimiento sencillo de Diseño de Aisladores HDRB .....	28
Anexo 8.- Momentos de segundo orden .....	36
Anexo 9.- Envoltentes de resistencias requeridas en vigas de la superestructura .	39
Anexo 10.- Planos de estructuras del edificio ejemplo .....	49

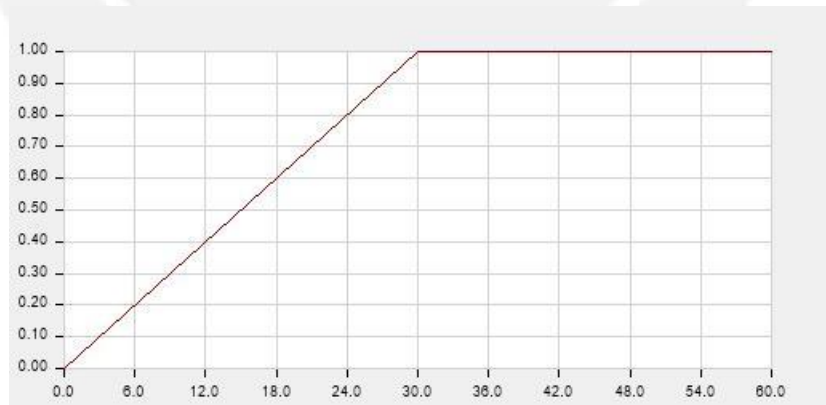


## **Anexo 1.- Procedimiento de Análisis Tiempo-Historia**

Para el análisis no-lineal tiempo-historia, se debe aplicar en la dirección vertical, las cargas de gravedad a la estructura, como paso anterior a la aplicación de un registro de aceleración. Ello se justifica en que, en un análisis no lineal el principio de superposición no se cumple y que durante un sismo ya se encuentran actuando las cargas verticales en la estructura. Por otro lado, puede darse el caso de que la fuerza cortante que actúa sobre un aislador sea dependiente de la carga vertical que soporta, como es el caso de los dispositivos friccionales.

El software ETABS, empleado para el análisis del edificio ejemplo en los capítulos 4 y 6, solo permite encadenar funciones de respuesta en el tiempo. Por ello, para aplicar las cargas de gravedad a la estructura aislada se utiliza una función "Rampa", con un amortiguamiento muy alto (99%), que aplique en la dirección vertical lenta y casi estáticamente la aceleración de la gravedad a la estructura, con la finalidad de evitar que ocurran vibraciones verticales que influyan en la respuesta de la estructura ante un acelerograma. Esta función debe trabajar con la masa sísmica de la estructura ya definida.

En el edificio ejemplo se aplicó, previo al acelerograma, la función rampa de la Figura A3.1 en la coordenada vertical del edificio. Esta función, normalizada a 1, se escaló a la aceleración de la gravedad de  $9.81 \text{ m/s}^2$  y aplicará lentamente fuerzas axiales en los elementos verticales iguales al 100% de la carga muerta más el 50% de la carga viva, en concordancia con la masa sísmica ya definida.



**Figura A3.1 Función "Rampa" aplicado al edificio ejemplo en su coordenada vertical.**

## Anexo 2.- Tratamiento de Señales Semilla

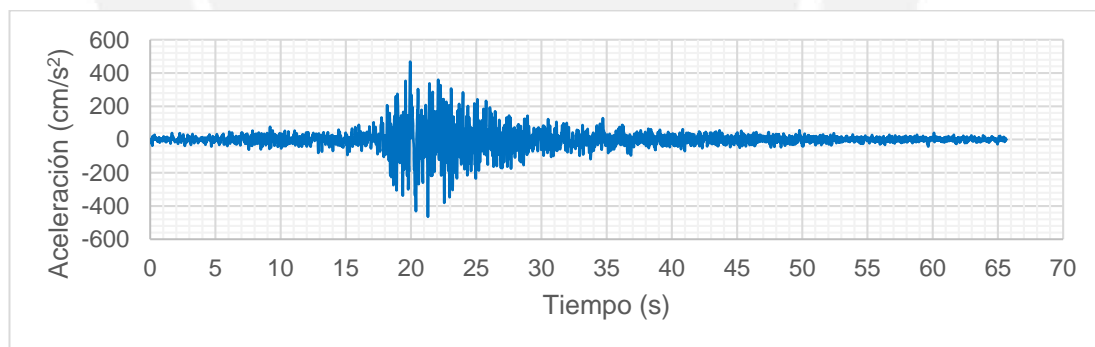
Las señales “semilla” utilizadas para el análisis tiempo-historia del capítulo 6, fueron corregidas utilizando el programa SeismoSignal, empleando las correcciones de Línea Base y Filtrado de Señales, presentadas en el documento “Generación de acelerogramas sintéticos para la costa del Perú” (CISMID-UNI, 2013). Luego, las señales se procesaron para que cumplan las disposiciones del ASCE 7-16.

Las señales corregidas fueron escaladas a 0.45g, correspondiente al valor de ZS considerado para el edificio ejemplo. Todas las componentes se compatibilizaron con el espectro elástico de la Norma E.030 utilizando el programa SeismoMatch. Para este fin, el artículo 4.8.1 de dicho código indica lo siguiente:

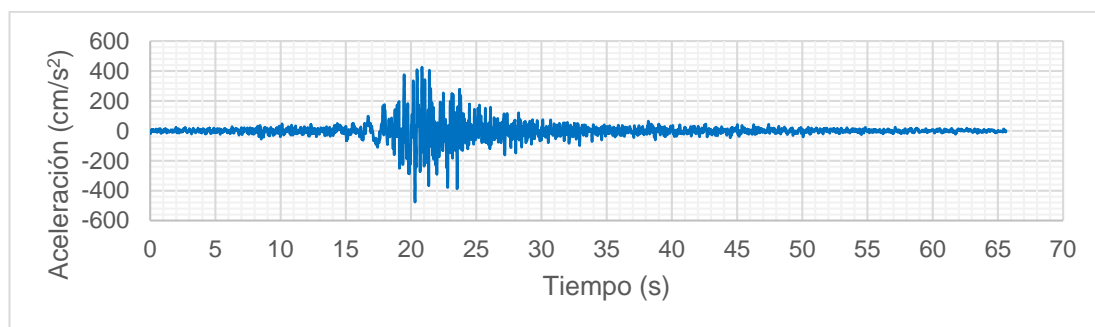
*Para la generación de registros simulados deberán considerarse los valores de C, definidos en el numeral 2.5, excepto para la zona de períodos muy cortos ( $T < 0,2 T_p$ ) en la que se considerará:*

$$T < 0,2T_p \quad C = 1 + 7,5 \left( \frac{T}{T_p} \right)$$

Las Figuras A2.1 a A2.6 muestran los pares de componentes de los eventos de 1966, 1970 y 1974 que, luego de ser corregidos y escalados, se aplicaron al edificio ejemplo para realizar el análisis tiempo-historia a nivel del sismo de diseño.

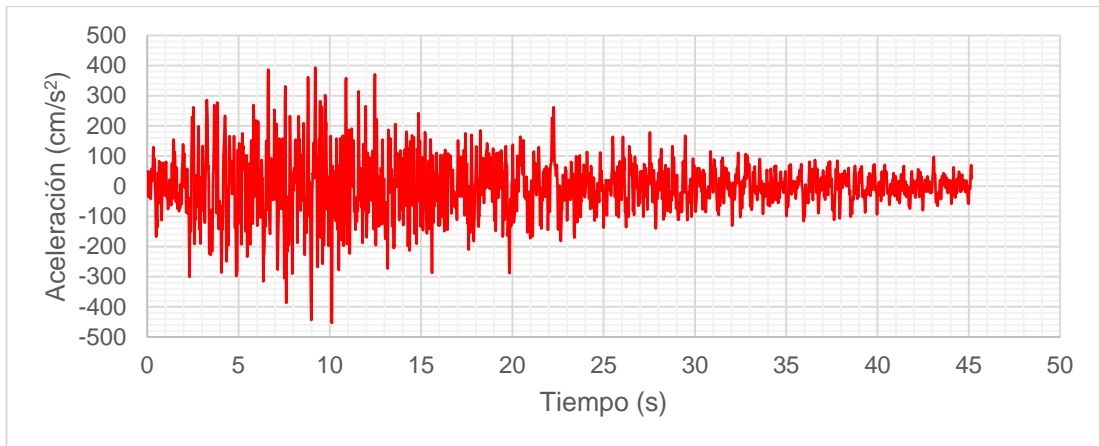


**Figura A2.1 Componente N82 del Sismo de 1966**

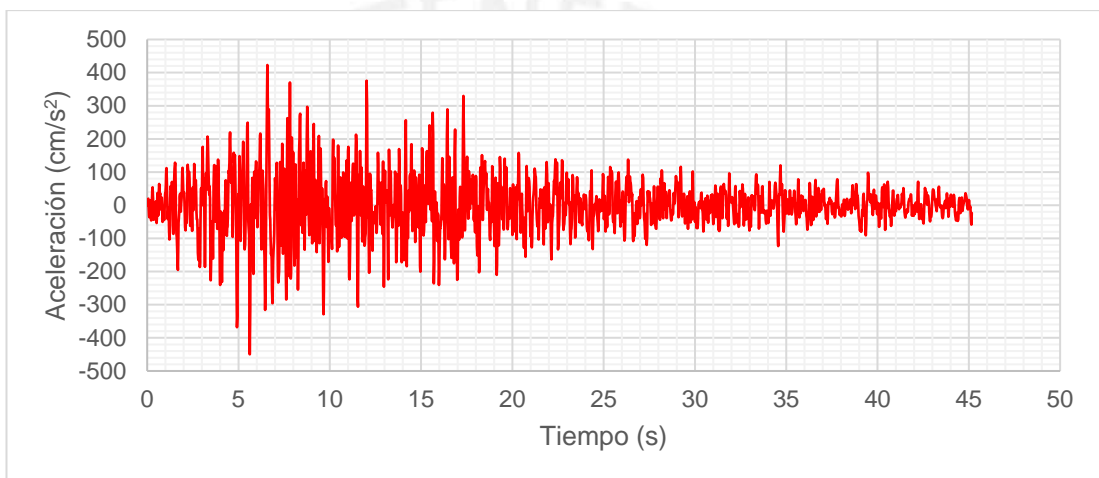


**Figura A2.2 Componente N08 del Sismo de 1966**

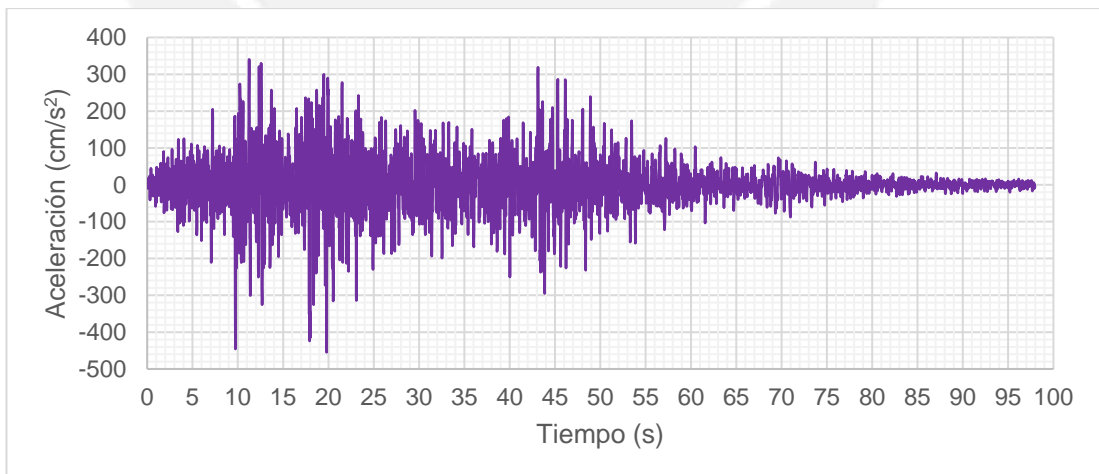




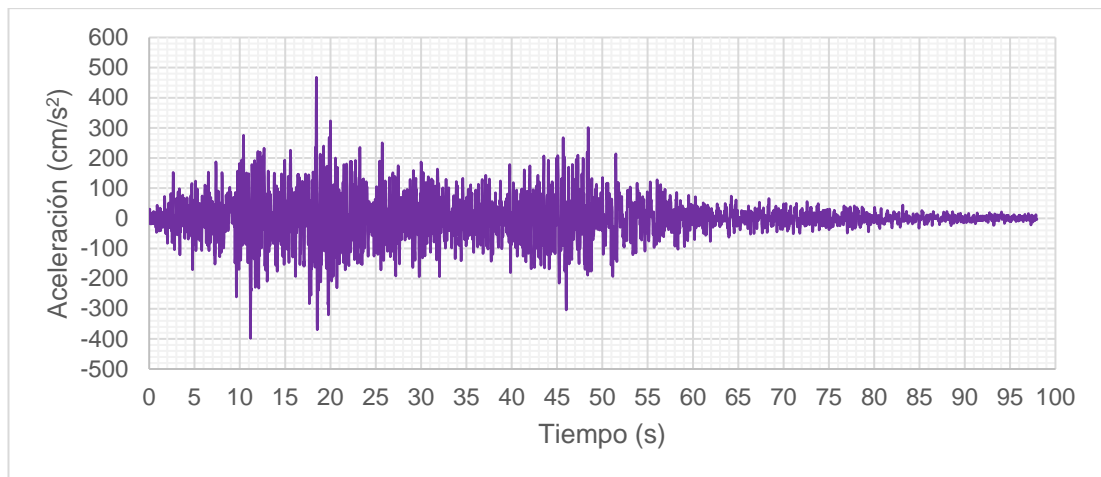
**Figura A2.3 Componente N82 del Sismo de 1970**



**Figura A2.4 Componente N08 del Sismo de 1970**

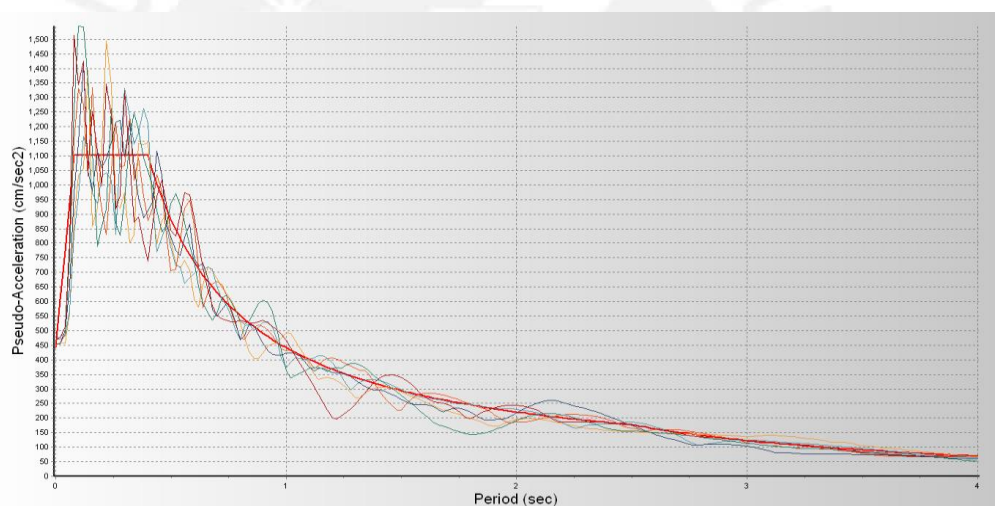


**Figura A2.5 Componente N82 del sismo de 1974**



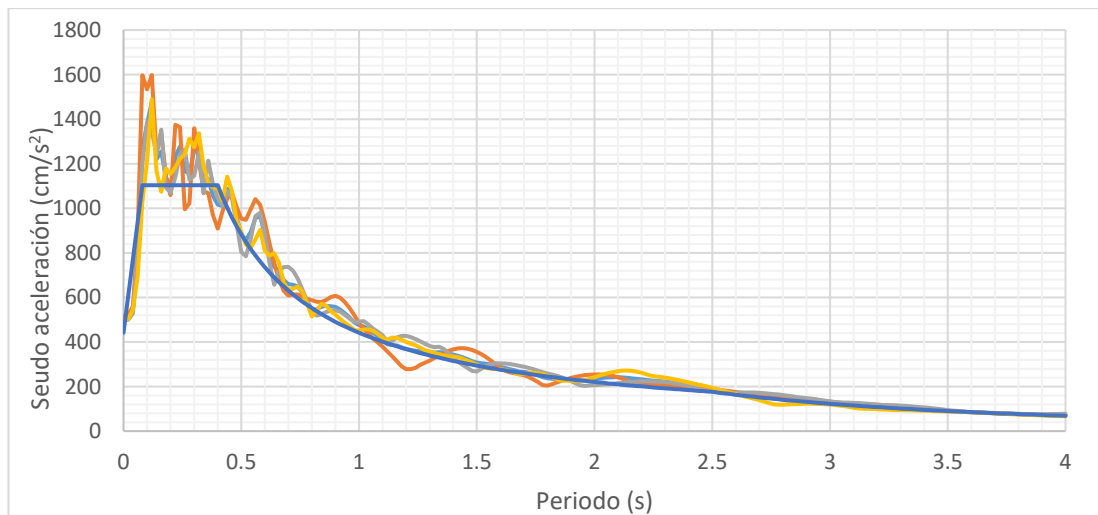
**Figura A2.6 Componente N08 del sismo de 1974**

Se calculó los espectros de cada una de las señales procesadas con el software SeismoMatch, con 5% de amortiguamiento. Estos se presentan en la Figura A2.7 superpuestas con el espectro de la Norma E.030 adaptado según su acápite 4.7.1.



**Figura A2.7 Superposición de espectros**

Se calculó la suma vectorial de cada par de espectros, considerando que la componente que se aplique en la dirección de análisis X-X debe tener al menos el 90% de aporte a la suma vectorial. Para todas las sumas, la componente que se aplicó en la dirección X-X fue la N82. Se decidió utilizar los factores 0.95 para la componente N82 de cada par y 0.55 para la componente N08 de cada par, y la suma vectorial resulta un 1.1 del espectro de diseño. En la Figura A2.8 se muestra cada espectro resultante de la suma vectorial de cada par de registros superpuestos con el espectro elástico de diseño de la Norma E.030.

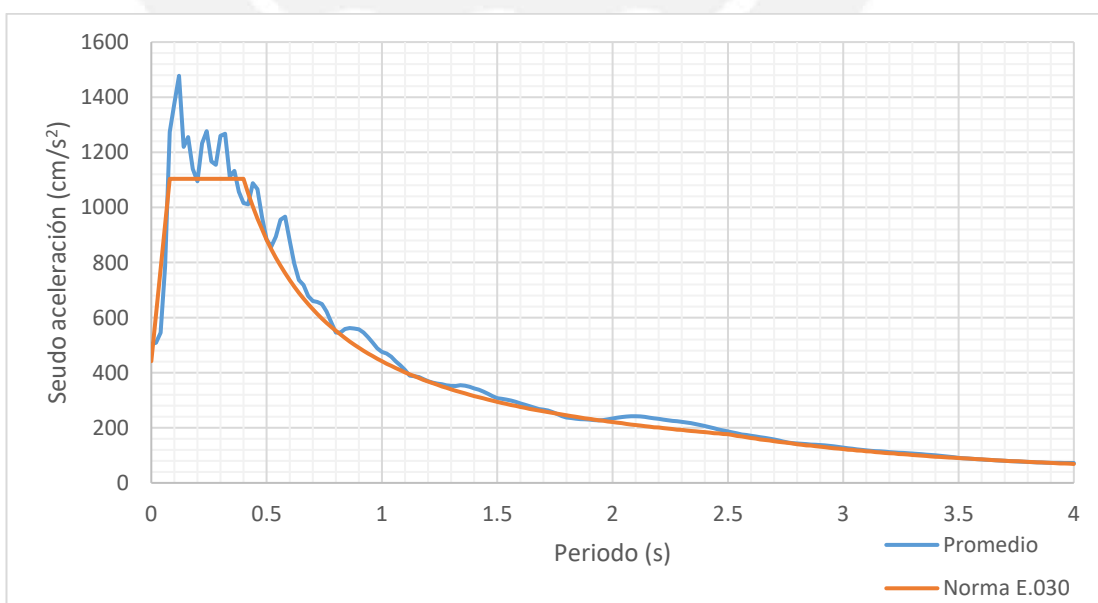


**Figura A2.8 Suma vectorial de cada par de espectros, superpuestos con el espectro de diseño**

Finalmente, se tomó el promedio de cada suma vectorial de espectros para verificar que sus ordenadas sean por lo menos el 100% del espectro elástico de diseño de la Norma E.030 entre los periodos  $0.2T_M$  y  $1.25T_M$ .

En esta etapa del proceso no se conoce el valor de  $T_M$  pero se espera que se encuentre cercano al valor de  $T_D$ , igual a 2.839 s. Al evaluar  $0.2T_D$  y  $1.25T_D$  se obtiene 0.57 s y 3.55 s, respectivamente.

En la Figura A2.9 se observa que se logró que casi todas las ordenadas del espectro promedio de sumas vectoriales sean al menos iguales a las del espectro de la Norma E.030, por lo que se espera que se haya cubierto con más periodos que entre  $0.2T_M$  y  $1.25T_M$ , y que los resultados del análisis sean ligeramente conservadores.



**Figura A2.9 Promedio de sumas vectoriales y espectro de diseño**

Los factores para determinar la suma de cada componente de espectros pueden aplicarse por simplicidad a sus señales respectivas, al considerar que al afectar a los valores del espectro de respuesta por un factor también se afecta por el mismo valor al registro de aceleración de donde provienen.

Dado que se cumple que el promedio de las sumas vectoriales de pares de registros sea mayor que el espectro de diseño, se aceptan dichos pares para el análisis del edificio aislado.



### Anexo 3.- Historias y Diagramas Histeréticos obtenidos del Análisis de Respuesta en el Tiempo a nivel del Sismo de Diseño

Del análisis de respuesta no lineal en el tiempo, a nivel del sismo de diseño, realizado en el Capítulo 6, se obtuvieron las siguientes historias:

#### a) Desplazamiento de diseño

Se obtuvo al investigar la historia de desplazamientos del centro de masa del sistema de aislamiento. Las Figuras A3.1 y A3.2 muestran las historias para cada componente X-Y.

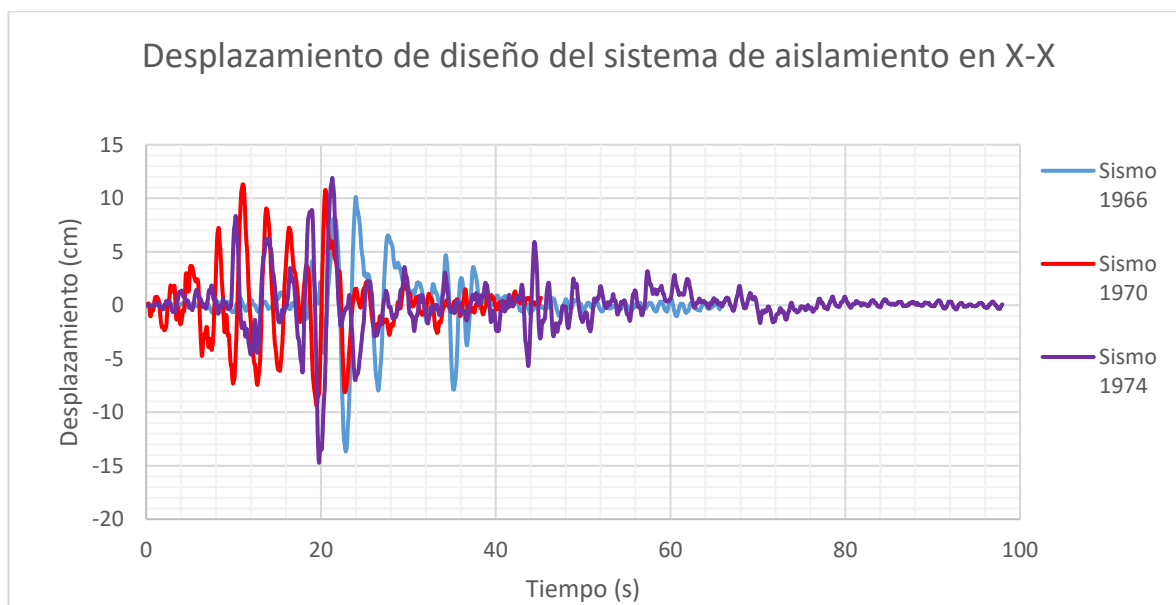


Figura A3.1 Historia de desplazamiento de diseño en X-X

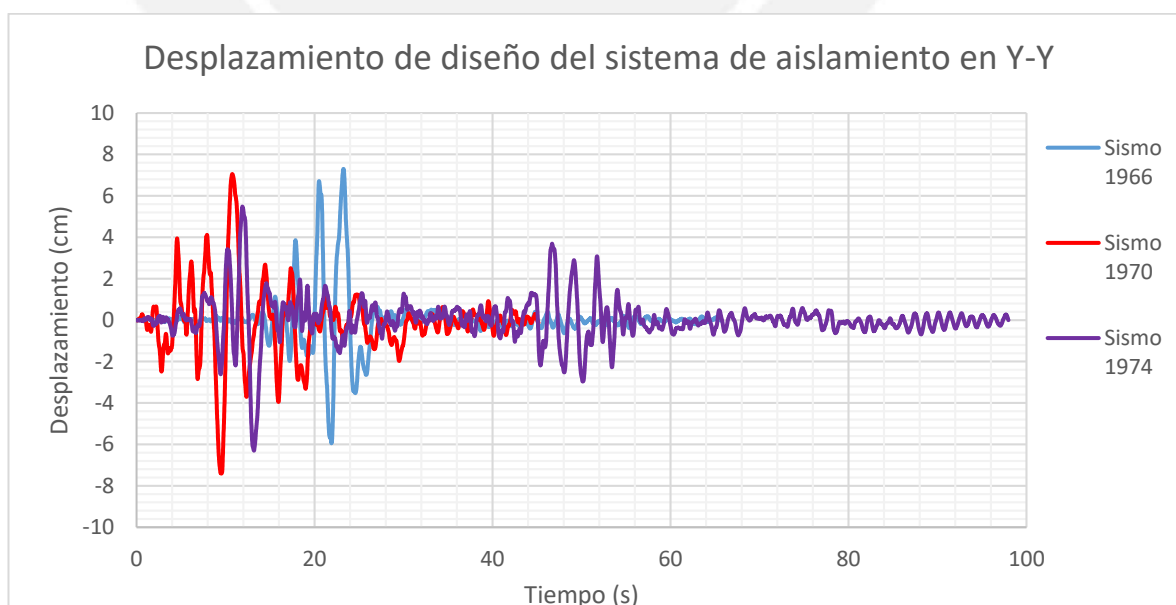


Figura A3.2 Historia de desplazamiento de diseño en Y-Y

El máximo desplazamiento de diseño obtenido en la dirección X-X es de 14.7 cm, y en la dirección Y-Y es de 7.41 cm.

### b) Desplazamiento total de diseño

Se obtuvo al investigar la historia de desplazamientos del punto que más se desplaza del sistema de aislamiento de los tres pares de registros. Se detectó que el punto que más se mueve en cada instante de tiempo es la esquina superior derecha de la planta. Las Figuras A3.3 y A3.4 muestran las historias de desplazamiento total para cada componente X-Y.

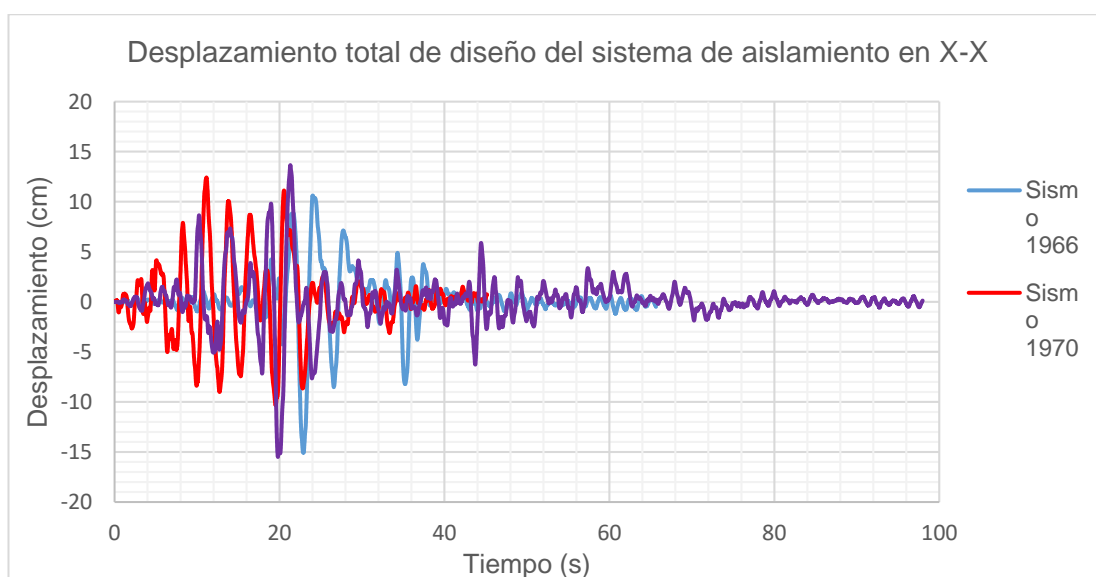


Figura A3.3 Historia de desplazamiento total de diseño en X-X

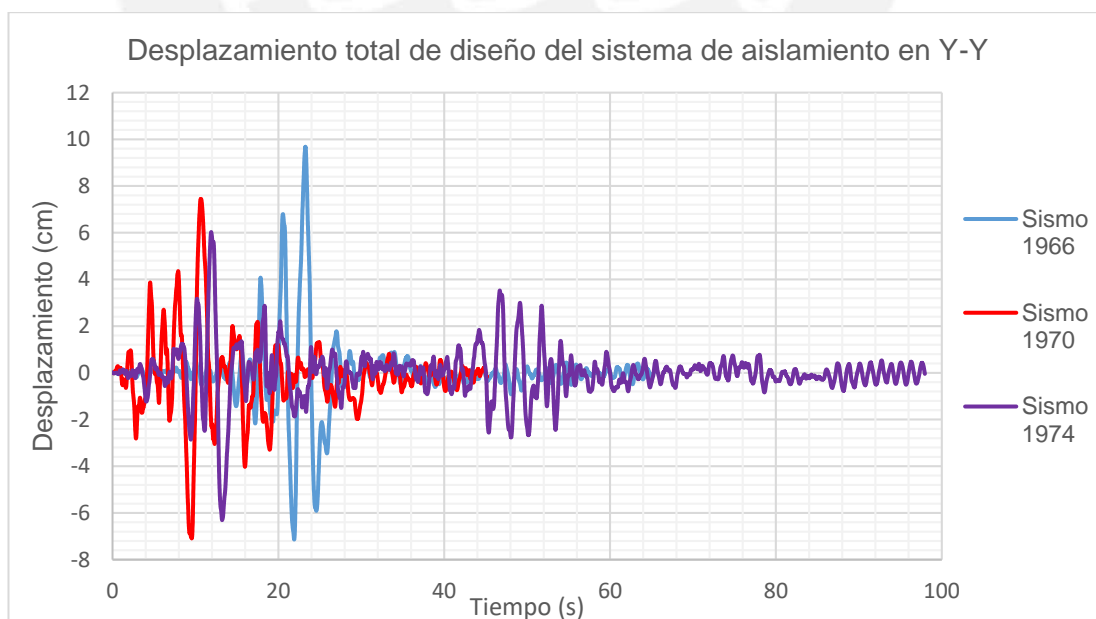


Figura A3.4 Historia de desplazamiento total de diseño en Y-Y



El máximo desplazamiento total de diseño obtenido en la dirección X-X es de 15.5 cm, y en la dirección Y-Y es de 9.68 cm.

La relación entre los desplazamientos de diseño y total de diseño, para cada dirección, es de 1.05 y de 1.31, respectivamente.

### c) Desplazamiento del centro de masa de la azotea

Se obtuvo al investigar la historia de desplazamientos del centro de masa de la azotea. Las Figuras A3.5 y A3.6 muestran estas historias para cada componente X-Y.

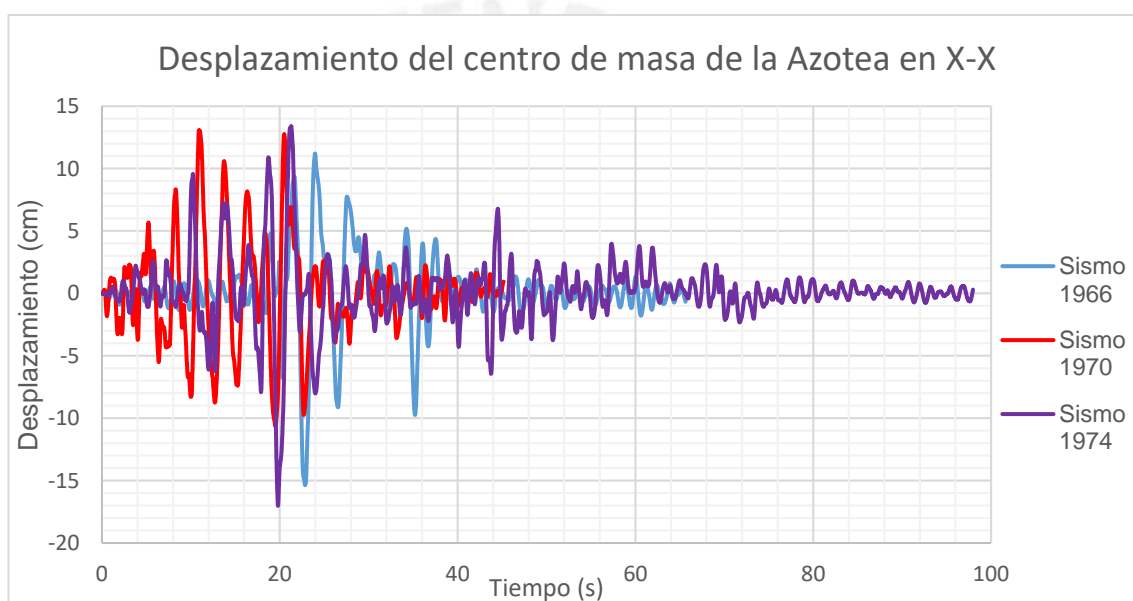


Figura A3.5 Historia de desplazamiento del centro de masa de la Azotea en X-X

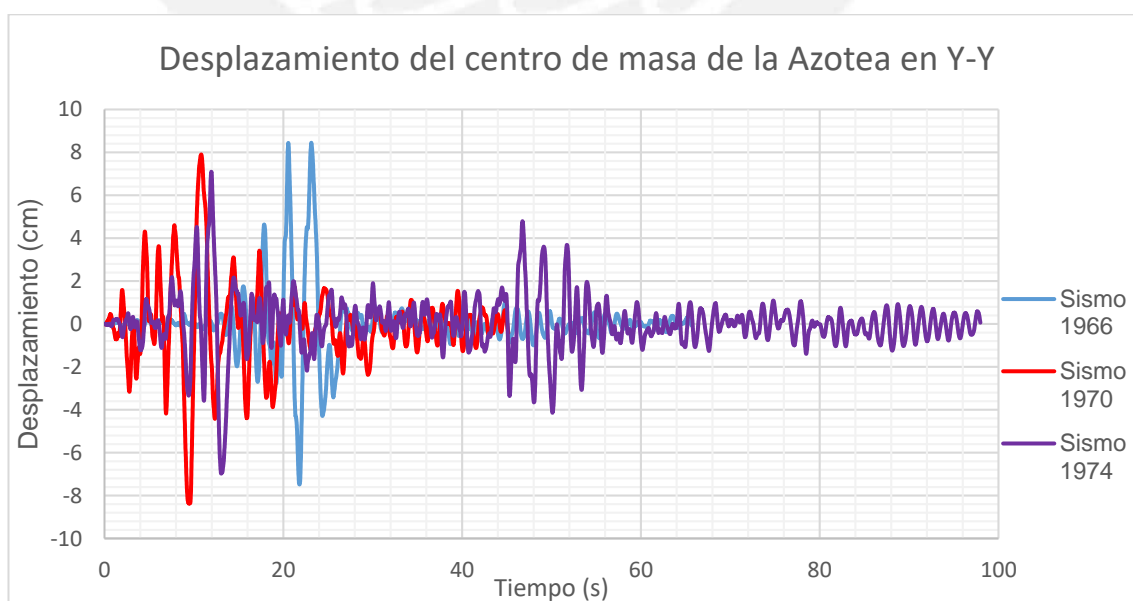


Figura A3.6 Historia de desplazamiento del centro de masa de la Azotea en Y-Y

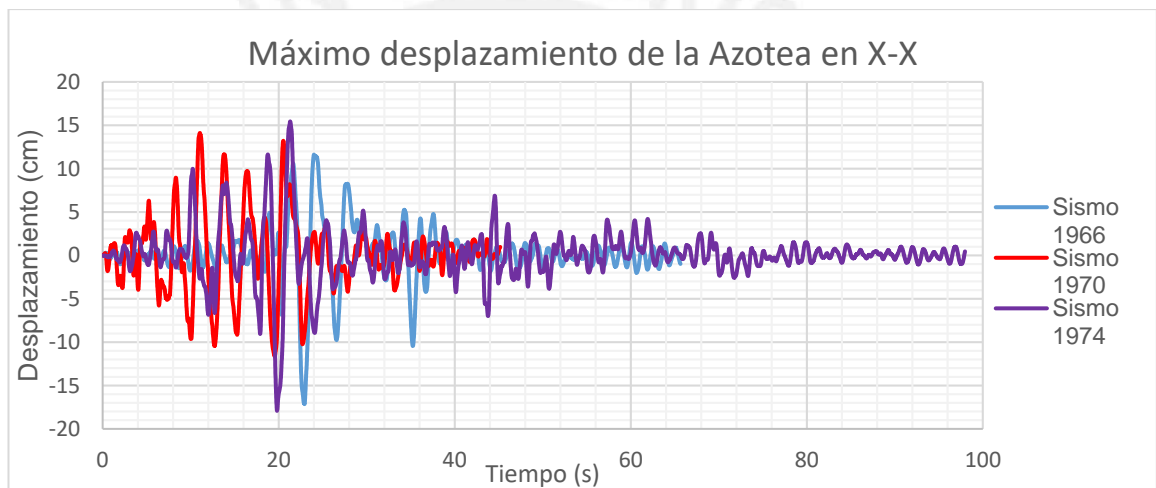


El desplazamiento máximo obtenido del centro de masa de la azotea en la dirección X-X es de 17.02 cm, y en la dirección Y-Y es de 8.45 cm.

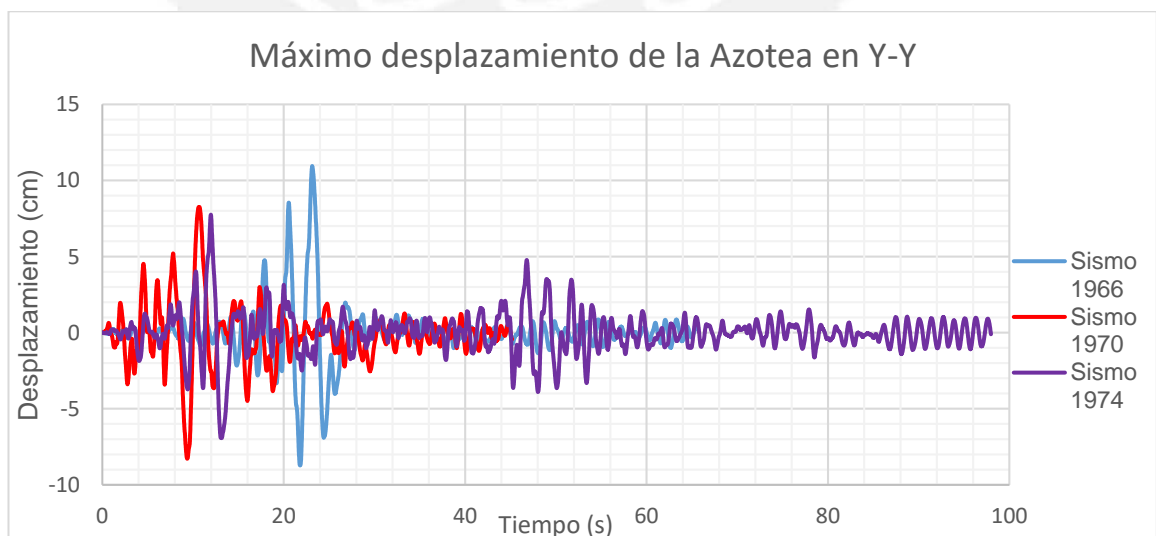
Sabiendo los desplazamientos del centro de masa del sistema de aislamiento y la azotea, se determinó que el cociente  $\epsilon$  es de 1.16 en X-X y de 1.14 en la dirección Y-Y. Ambos valores son muy similares, debido a la regularidad y la simetría en la rigidez del sistema de aislamiento y superestructura.

#### d) **Máximo Desplazamiento de la azotea**

Se investigó el punto que más se mueve de la azotea, la esquina superior derecha. Las Figuras A3.7 y A3.8 muestran las historias de desplazamientos de dicho punto para cada componente X-Y.



**Figura A3.7 Historia del máximo desplazamiento de la azotea en X-X**



**Figura A3.8 Historia del máximo desplazamiento de la azotea en Y-Y**

La esquina superior derecha tiene un desplazamiento máximo de 17.9 cm en la dirección X-X y de 10.9 cm en la dirección Y-Y.

Si se calcula el cociente épsilon ( $\epsilon$ ) con los máximos desplazamientos de la azotea y el sistema de aislamiento, se obtiene 1.16 para la dirección X-X y 1.13 para la dirección Y-Y.

#### e) Aceleración máxima en el sistema de aislamiento

Se investigó el punto que más se acelera en el sistema de aislamiento, resultando la esquina superior derecha. Las Figuras A3.9 y A3.10 muestran las historias de aceleraciones en dicho punto, para cada componente X-Y.

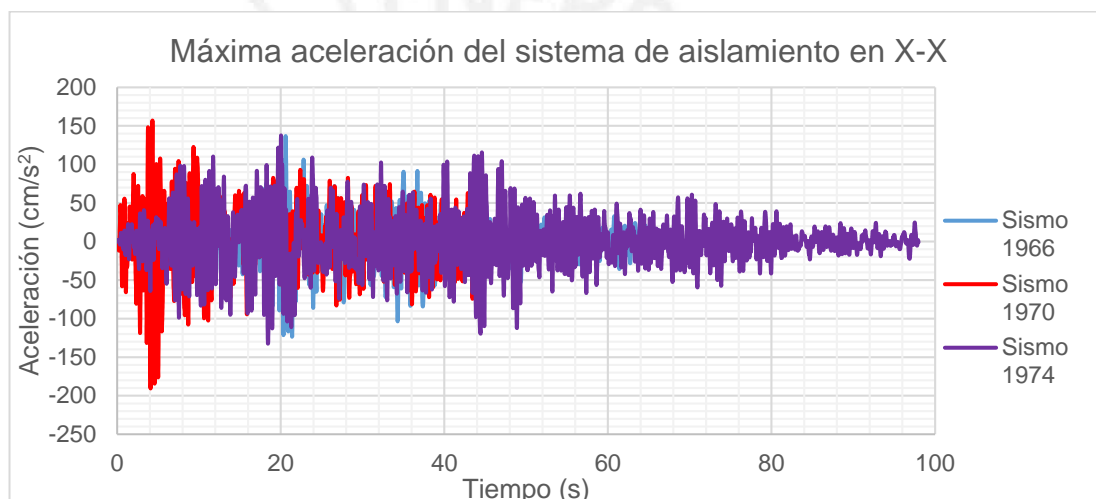


Figura A3.9 Historia de aceleración máxima en el sistema de aislamiento en X-X

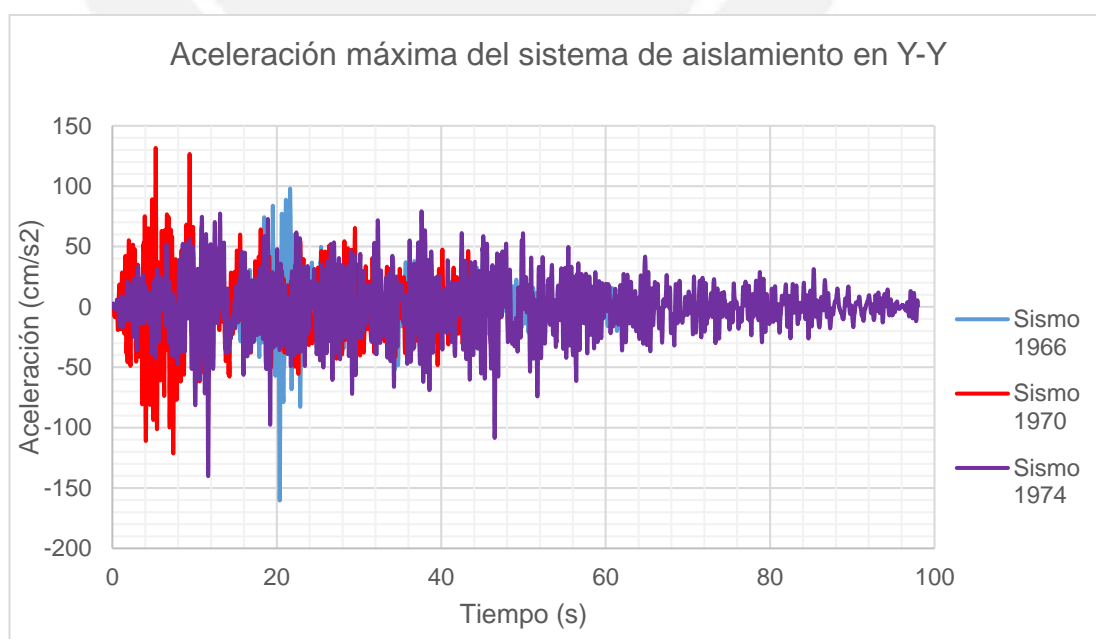
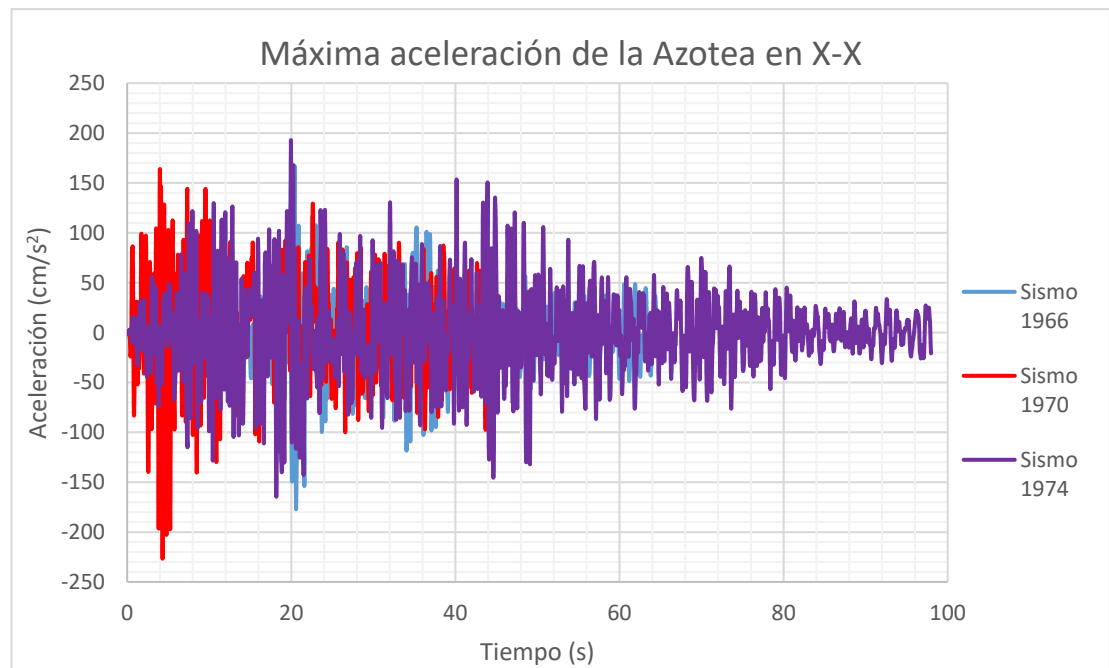


Figura A3.10 Historia de aceleración máxima en el sistema de aislamiento en Y-Y

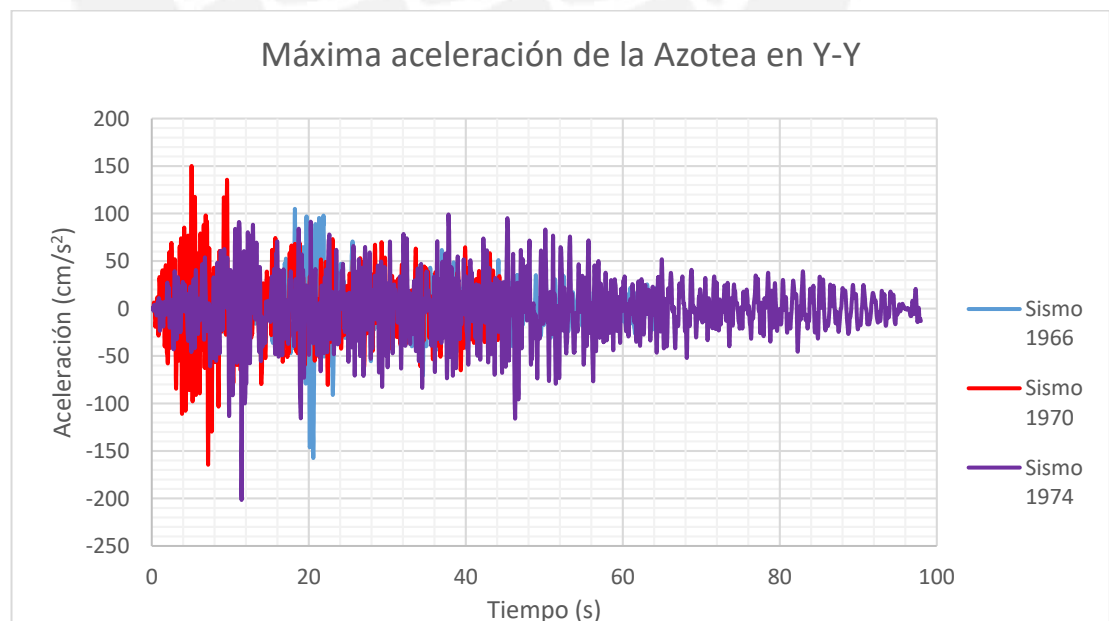
La mayor aceleración que se presenta en el sistema de aislamiento es de 0.194g para la dirección X-X y de 0.163g para la dirección Y-Y.

**f) Aceleración máxima en la azotea**

Se investigó el punto que más se acelera en la azotea, la esquina superior derecha. Las Figuras A3.11 y A3.12 muestran las historias de aceleraciones en dicho punto, para cada componente X-Y.



**Figura A3.11 Historia de aceleración máxima en la azotea en X-X**

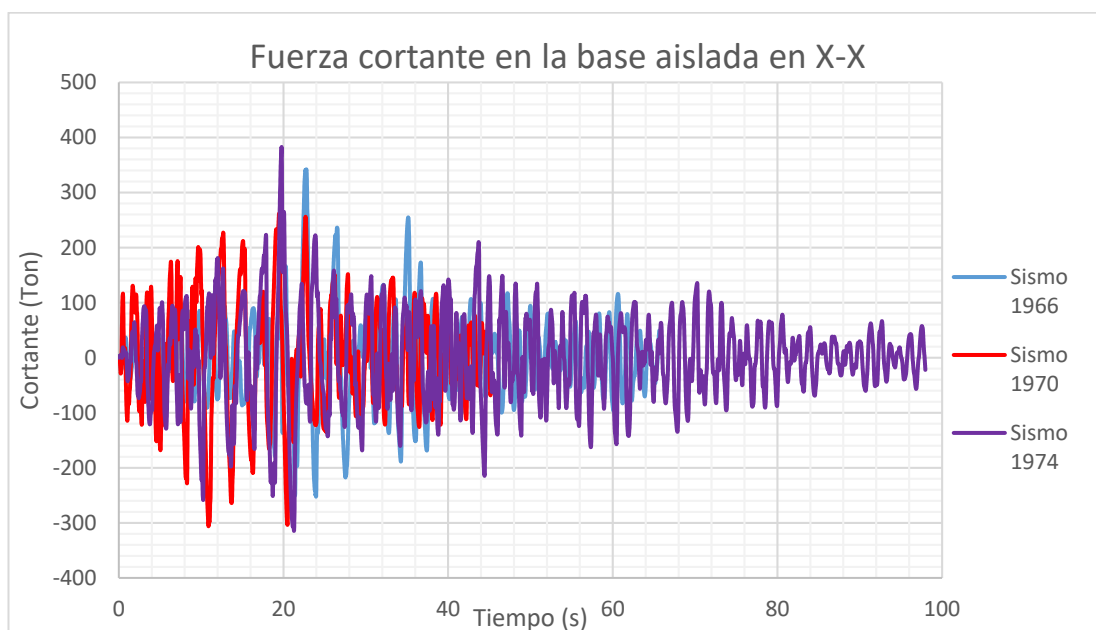


**Figura A3.12 Historia de aceleración máxima en la azotea en Y-Y**

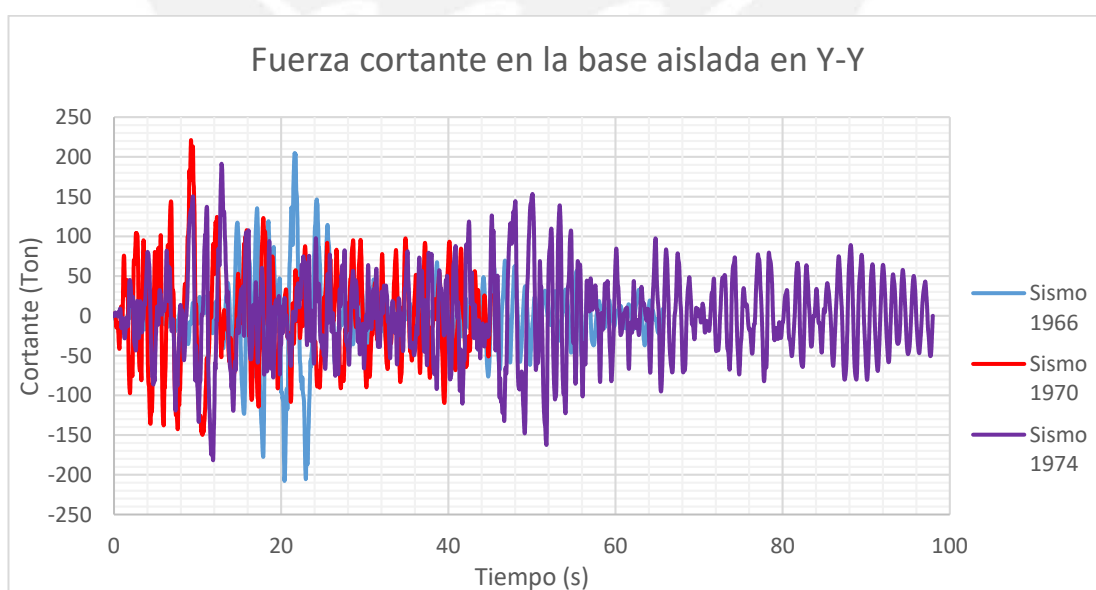
La mayor aceleración en la azotea es de 0.23g para la dirección X-X y de 0.206g para la dirección Y-Y. Estas aceleraciones son mayores que las obtenidas en el sistema de aislamiento, lo cual es congruente con el modo fundamental de vibración.

**g) Fuerza cortante en la base aislada**

Las Figuras A3.13 y A3.14 presentan las historias de fuerza cortante en la interfaz de aislamiento para cada componente X-Y.



**Figura A3.13 Fuerza cortante en la base aislada en X-X**



**Figura A3.14 Fuerza cortante en la base aislada en Y-Y**

La máxima fuerza cortante en la base aislada es de 383 Ton en la dirección X-X mientras que en la dirección Y-Y la máxima fuerza cortante es de 221 Ton.

#### h) Deriva máxima de entrepiso

Se encontró que la máxima deriva ocurre en el segundo entrepiso, en la esquina superior derecha. Las Figuras A3.15 y A3.16 muestran la historia de deriva de entrepiso para el punto mencionado para cada componente X-Y.

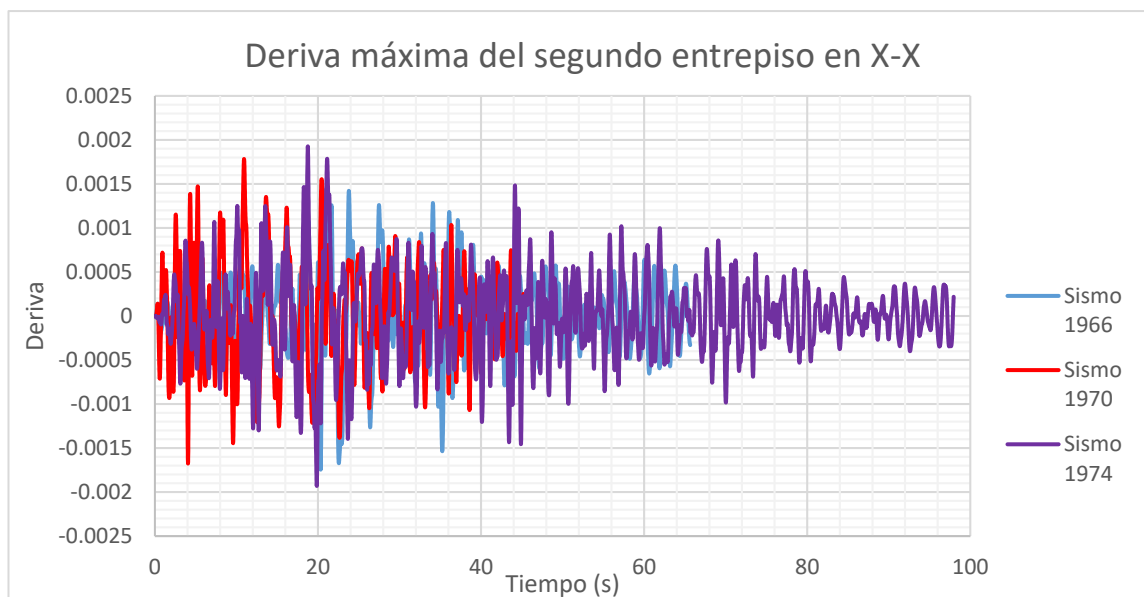


Figura A3.15 Historia de máxima deriva del segundo entrepiso en X-X

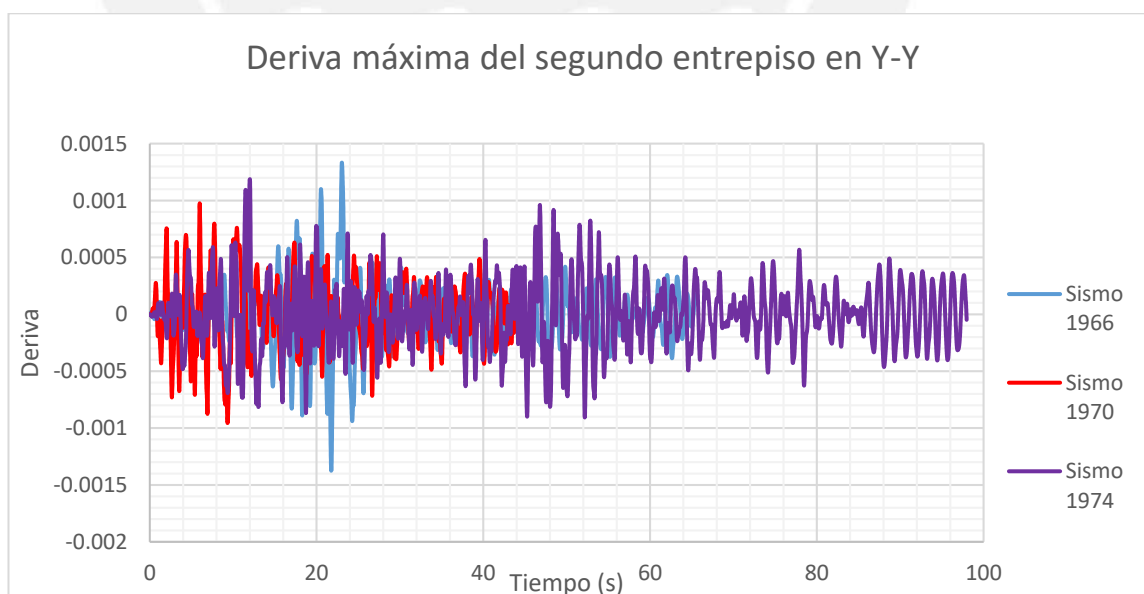


Figura A3.16 Historia de máxima deriva del segundo entrepiso en Y-Y

La máxima deriva de entrepiso es de 1.93‰ para la dirección X-X y de 1.38‰ para la dirección Y-Y. Ambos valores son menores a la recomendación de 2.5‰ del acápite 5.6.

Por otro lado, las Figuras A3.17 y A3.18 muestran los diagramas histeréticos individuales de un aislador central y el de la esquina superior derecha de la planta del sistema de aislamiento. También se presentan las propiedades equivalentes de estos dispositivos en las Tablas A3.1 y A3.2, a nivel del Sismo de Diseño.

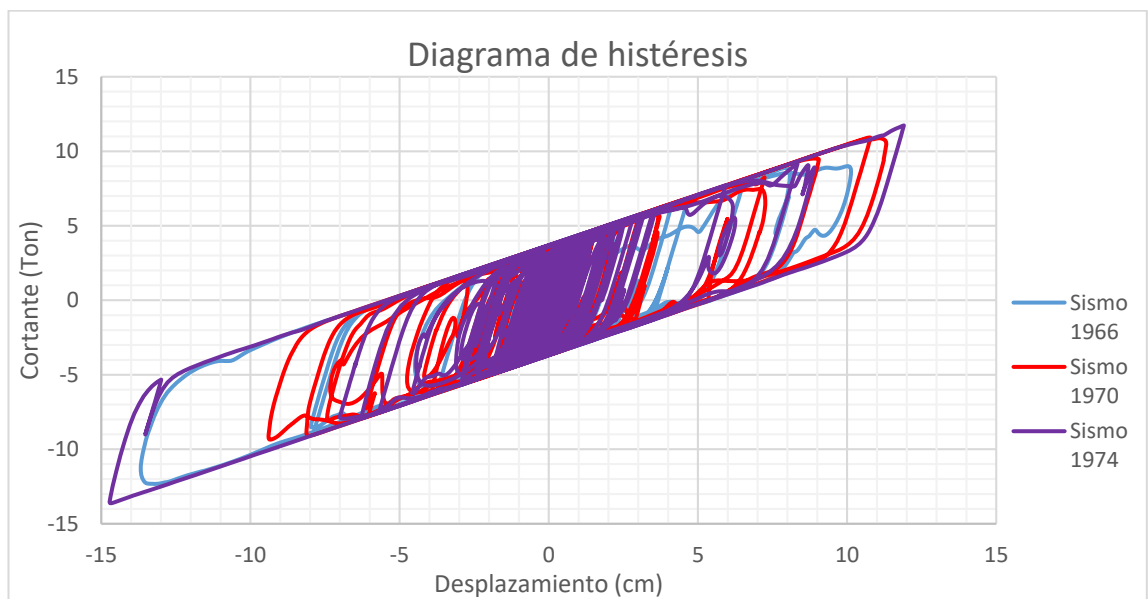


Figura A3.17 Diagrama de histéresis del aislador central

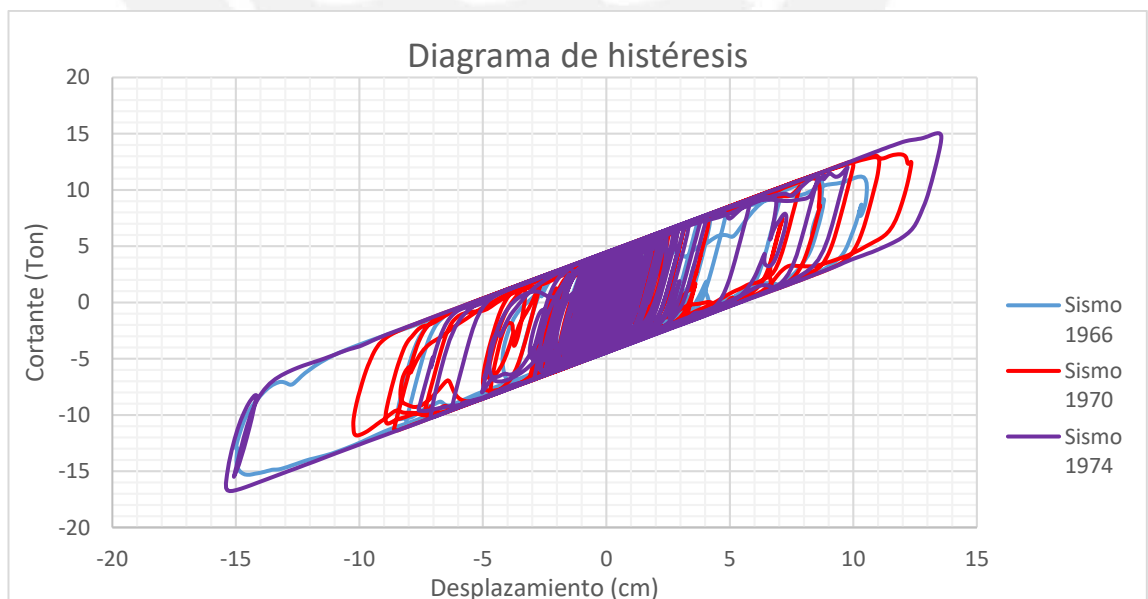


Figura A3.18 Diagrama de histéresis del aislador esquinero

Tabla A3.1 Parámetros equivalentes del aislador central a nivel del SD.

Parámetro	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
D+ =	10.13	11.31	11.90
D- =	-13.68	-9.40	-14.72
D (cm) =	13.68	11.31	14.72
Vmax (Ton)=	9.00	10.92	11.74
Vmin (Ton)=	-12.32	-9.36	-13.62
<b>Keff (Ton/m) =</b>	<b>89.58</b>	<b>97.94</b>	<b>95.24</b>
Qd (cm)=	3.7	3.7	3.7
Dy (cm) =	0.006	0.006	0.006
<b>Amortiguamiento =</b>	<b>16.7%</b>	<b>19.5%</b>	<b>15.2%</b>

Tabla A3.2 Parámetros equivalentes del aislador esquinero a nivel del SD.

Parámetro	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
D+ =	10.55	12.35	13.56
D- =	-14.99	-10.24	-15.40
D (cm) =	14.99	12.35	15.40
Vmax (Ton)=	11.20	13.17	15.05
Vmin (Ton)=	-15.32	-11.82	-16.77
<b>Keff (Ton/m) =</b>	<b>103.84</b>	<b>110.62</b>	<b>109.85</b>
Qd (cm)=	4.4	4.4	4.4
Dy (cm) =	0.006	0.006	0.006
<b>Amortiguamiento =</b>	<b>15.3%</b>	<b>18.7%</b>	<b>15.6%</b>

En ambos aisladores las rigideces efectivas obtenidas son similares a los empleados para el análisis modal espectral (Ver Tabla 6.3). El amortiguamiento efectivo de 15% también se asemeja a los obtenidos de los diagramas histeréticos.



#### **Anexo 4.- Cálculo de la Fuerza de Viento sobre el Edificio Aislado**

El cálculo de la fuerza de viento sobre el edificio aislado es necesario para verificar que el cortante de diseño del sistema de aislamiento no sea menor que esta fuerza. Para estructuras aisladas peruanas se debe emplear lo indicado por la Norma E.020 Cargas (SENCICO, 2006).

#### **Ejemplo de aplicación**

De acuerdo a la Norma E.020, la velocidad de diseño hasta 10 m de altura,  $V$ , es de 75 Km/h para la ciudad de Lima. Luego, para toda altura la velocidad de diseño,  $V_h$ , está dada por:

$$V_h = V \left( \frac{h}{10} \right)^{0.22}$$

Donde  $h$  es la altura del edificio en metros. La presión o succión sobre el edificio, en  $\text{kg/m}^2$ , está dado por:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

$C$  es un factor de forma adimensional, que para el caso de superficies verticales puede ser de +0.8 en presión y -0.6 en succión. Interesa obtener la peor fuerza de viento, que estará dada por la suma de los efectos en presión y succión en las superficies opuestas del edificio. Así,  $P_h$ , en  $\text{kg/m}^2$  está dado por:

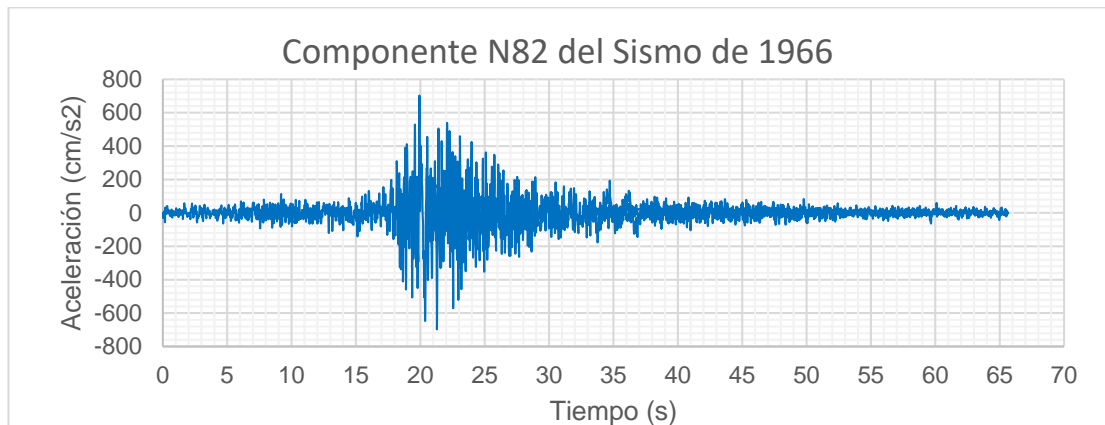
$$P_h = \begin{cases} 39.4 \left( \frac{h}{10} \right)^{0.44} & , h > 10\text{m} \\ 39.4 & , h \leq 10\text{m} \end{cases}$$

El ancho de cada superficie vertical es de 24 m. y su altura es de 20m. Por tanto, en la azotea la velocidad  $V_h$  resulta de 87 Km/h. Luego, la resultante en la base de las fuerzas de viento aplicadas es de 21 Ton, valor pequeño en comparación al cortante de diseño del sistema de aislamiento.

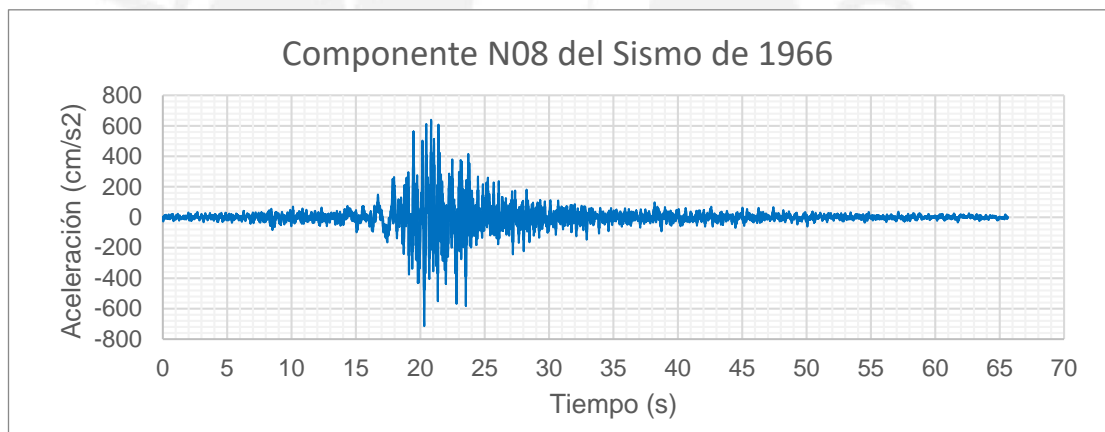
Se verificó que, por lo general, en estructuras bajas de concreto armado las fuerzas debido al viento no son importantes. En estructuras metálicas ligeras las fuerzas de viento sí pueden llegar a ser importantes.

**Anexo 5.- Pares de Componentes de Registros Peruanos para el Análisis  
Tiempo-Historia a Nivel del Sismo Máximo Posible**

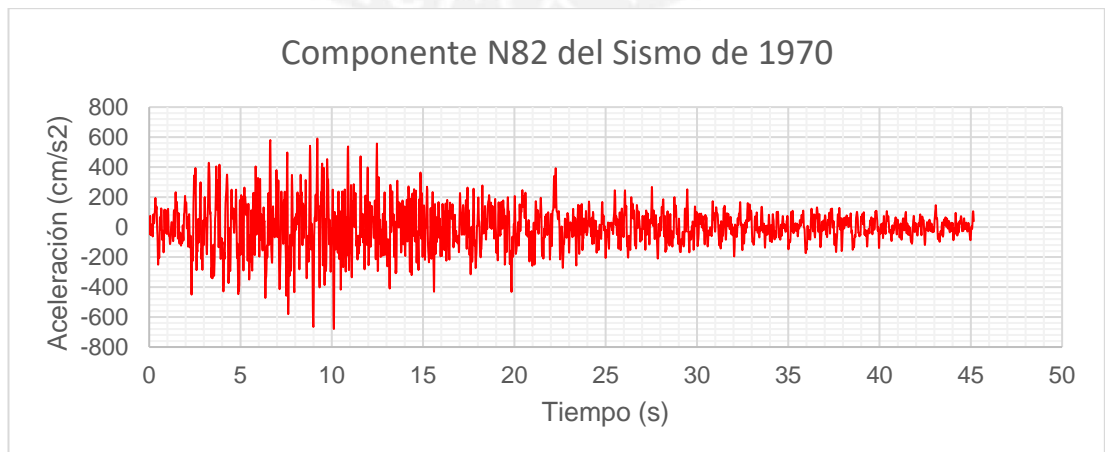
Las figuras A5.1 a A5.6 muestran los pares de componentes de los eventos de 1966, 1970 y 1974 que, luego de ser corregidos y escalados, se aplicaron al edificio ejemplo para realizar el análisis tiempo-historia a nivel del sismo máximo.



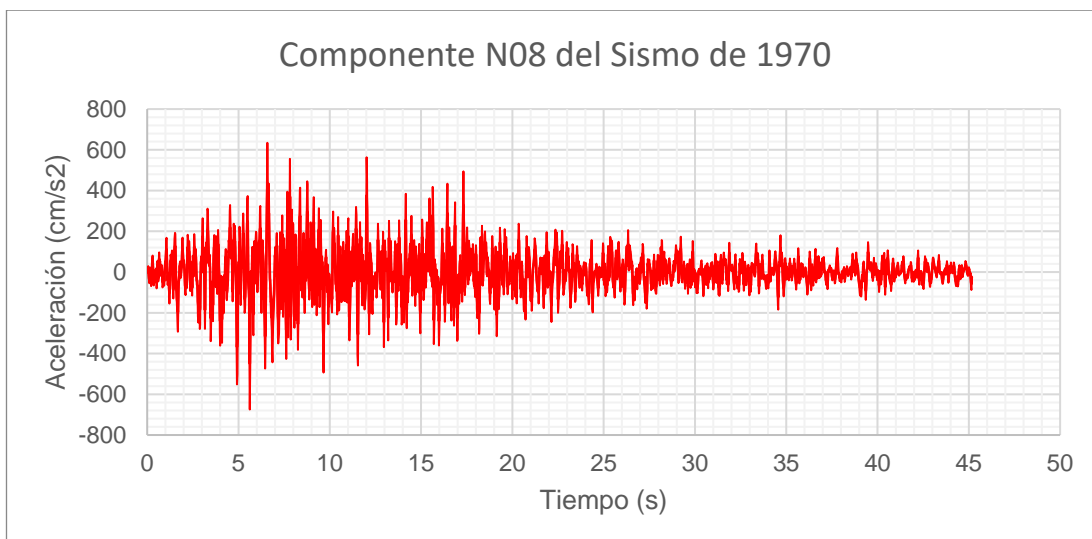
**Figura A5.1 Componente N82 del Sismo de 1966 a nivel del SMP**



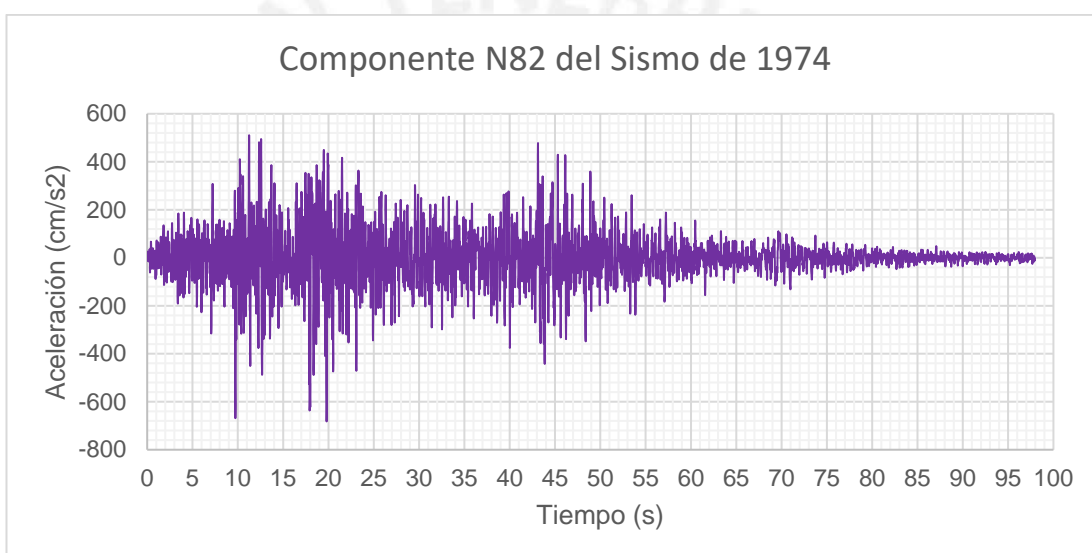
**Figura A5.2 Componente N08 del Sismo de 1966 a nivel del SMP**



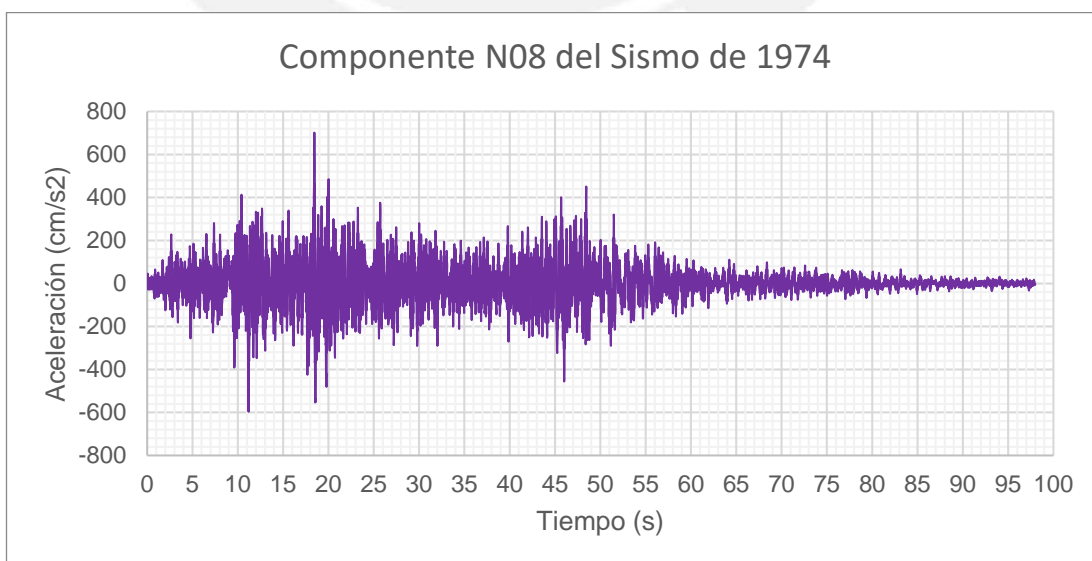
**Figura A5.3 Componente N82 del Sismo de 1970 a nivel del SMP**



**Figura A5.4 Componente N08 del Sismo de 1970 a nivel del SMP**



**Figura A5.5 Componente N82 del Sismo de 1974 a nivel del SMP**



**Figura A5.6 Componente N08 del Sismo de 1974 a nivel del SMP**

## Anexo 6.- Historias y Diagramas Histeréticos obtenidos del Análisis de Respuesta en el Tiempo a nivel del Sismo Máximo Posible

Del análisis de respuesta no lineal en el tiempo, a nivel del sismo máximo posible, realizado en el Capítulo 6, se obtuvieron las siguientes historias:

### a) Desplazamiento máximo

Se obtuvo al investigar la historia de desplazamientos del centro de masa del sistema de aislamiento. Las figuras A6.1 y A6.2 muestran las historias para cada componente X-Y.

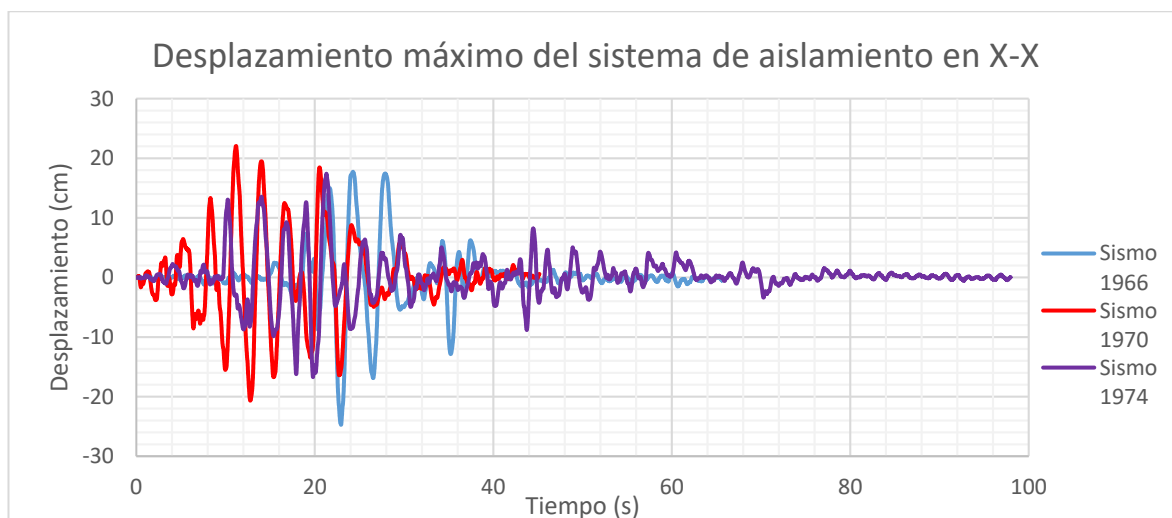


Figura A6.1 Historia de desplazamiento máximo en X-X

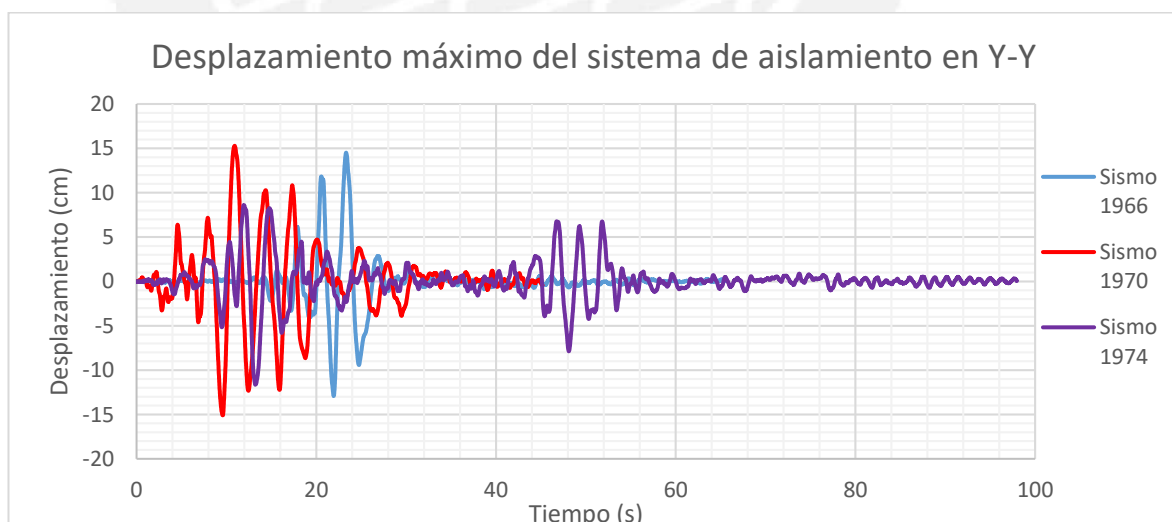


Figura A6.2 Historia de desplazamiento de diseño en Y-Y

El máximo desplazamiento obtenido en la dirección X-X es de 24.7 cm, y en la dirección Y-Y es de 15.3 cm.

## b) Desplazamiento total máximo

Se obtuvo al investigar la historia de desplazamientos del punto que más se desplaza del sistema de aislamiento de los tres pares de registros. Se detectó que el punto que más se mueve en cada instante de tiempo es la esquina superior derecha de la planta. Si se desplazara el centro de masa por debajo del centro de rigidez el punto que más se mueve sería la esquina inferior derecha. Las Figuras A6.3 y A6.4 muestran las historias de desplazamiento total máximo para cada componente X-Y.

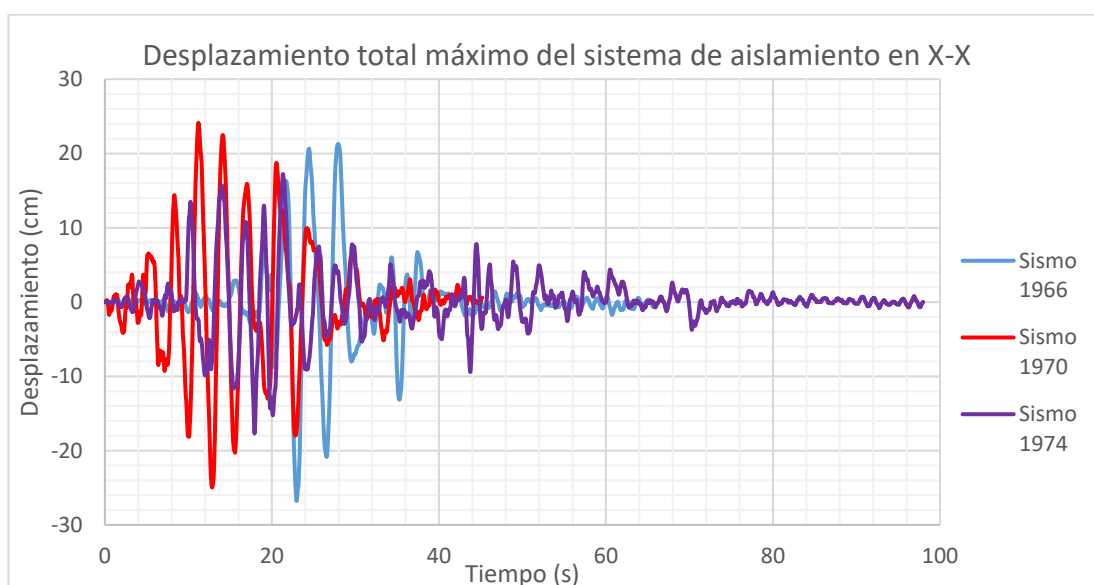


Figura A6.3 Historia de desplazamiento total máximo en X-X

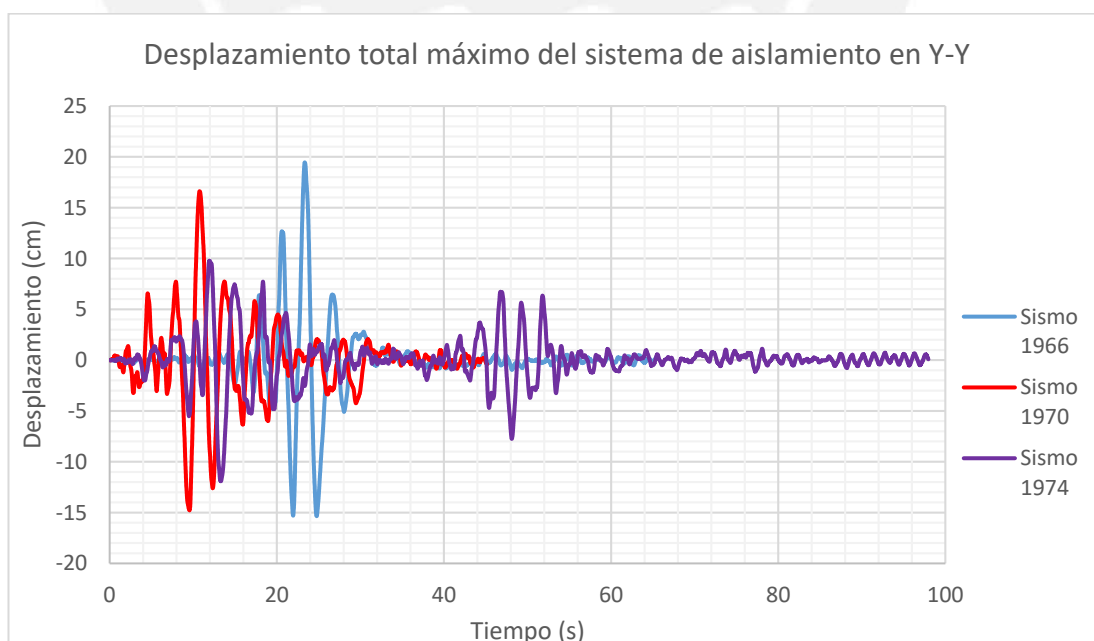


Figura A6.4 Historia de desplazamiento total máximo en Y-Y

El máximo desplazamiento total obtenido en la dirección X-X es de 26.8 cm, y en la dirección Y-Y es de 19.5 cm.

La relación entre los desplazamientos de diseño y total de diseño, para cada dirección, es de 1.09 y de 1.27, respectivamente.

### c) Aceleración máxima en el sistema de aislamiento

Se investigó el punto que más se acelera en el sistema de aislamiento, resultando la esquina superior derecha. Las figuras A6.5 y A6.6 muestran las historias de aceleraciones en dicho punto, para cada componente X-Y.

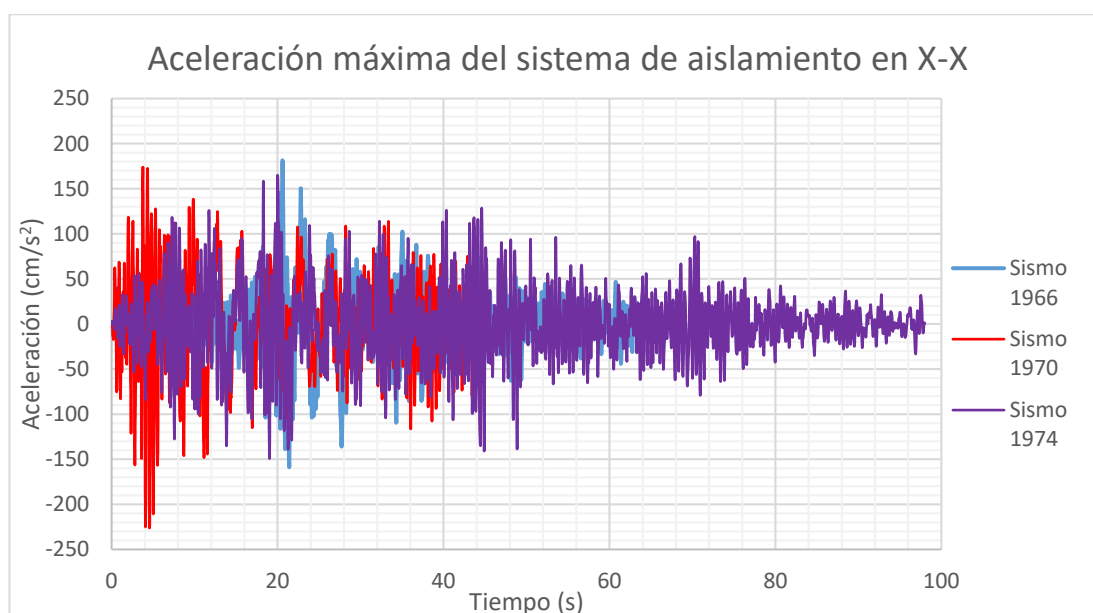


Figura A6.5 Historia de aceleración máxima en el sistema de aislamiento en X-X

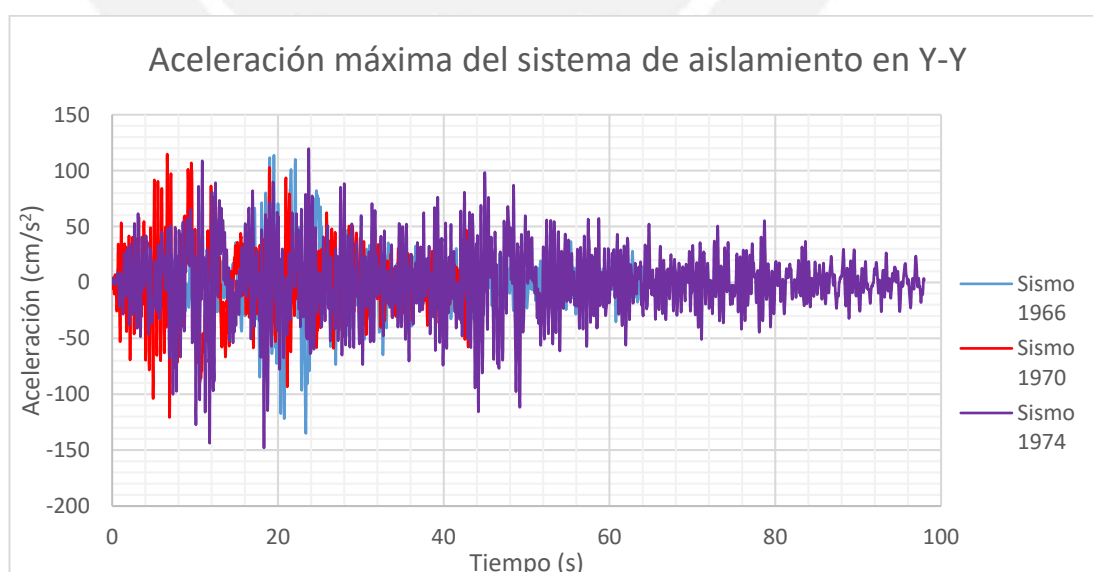
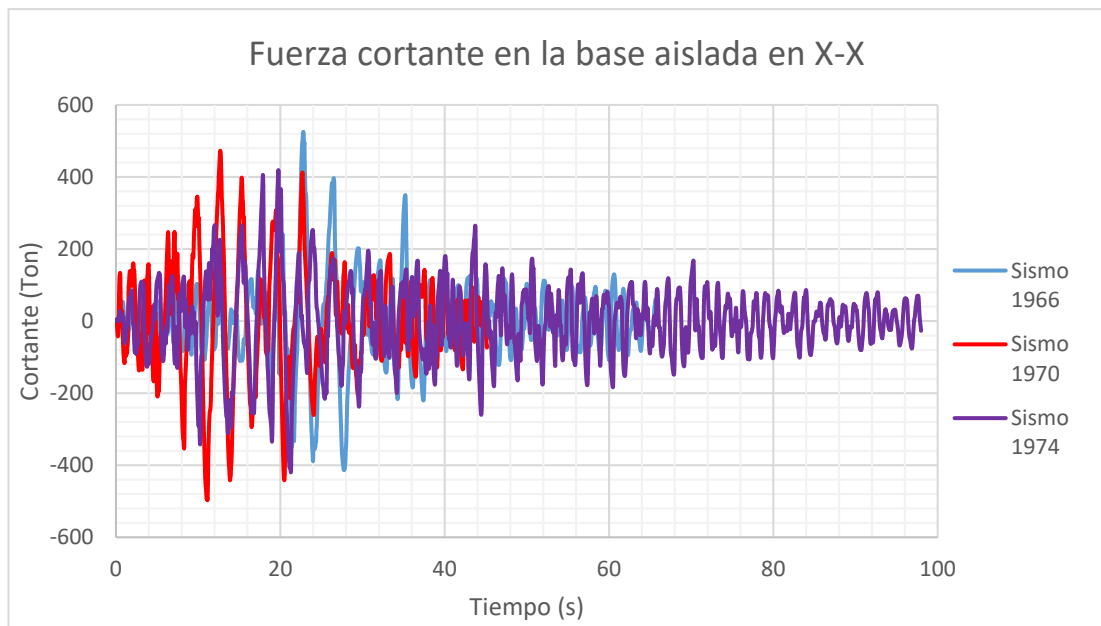


Figura A6.6 Historia de aceleración máxima en el sistema de aislamiento en Y-Y

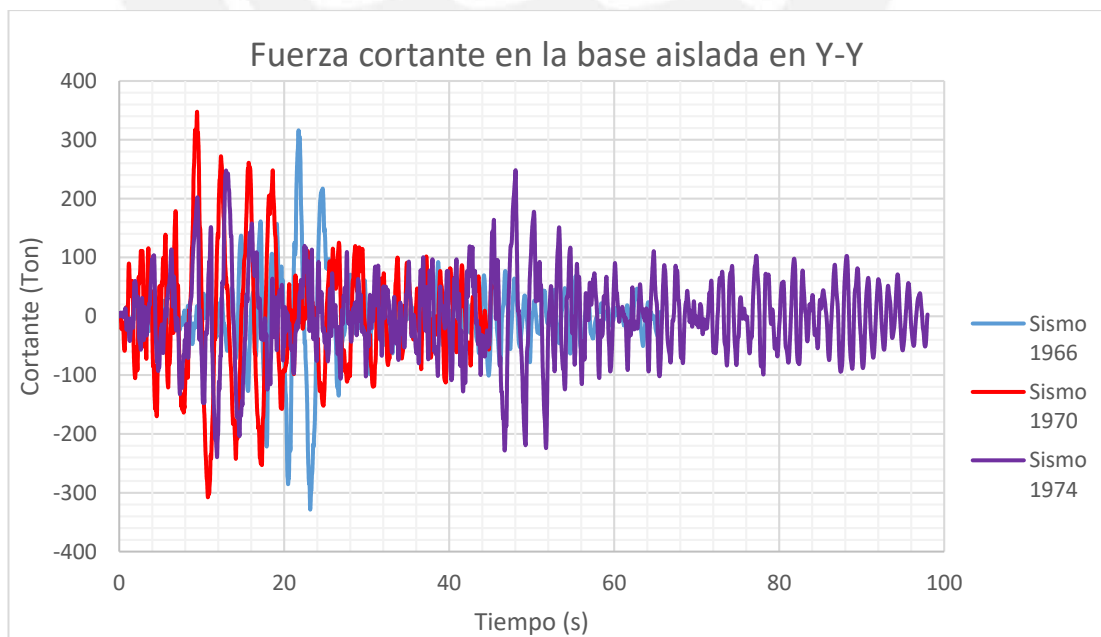
La mayor aceleración que se presenta en el sistema de aislamiento es de 0.194g para la dirección X-X y de 0.163g para la dirección Y-Y.

**d) Fuerza cortante en la base aislada**

La fuerza cortante en la base aislada actúa en la interfaz de aislamiento. Las figuras A6.7 y A6.8 presentan las historias de fuerza cortante de cada componente X-Y.



**Figura A6.7 Fuerza cortante en la base aislada en X-X**



**Figura A6.8 Fuerza cortante en la base aislada en Y-Y**



La máxima fuerza cortante en la base aislada es de 383 Ton en la dirección X-X mientras que en la dirección Y-Y la máxima fuerza cortante es de 221 Ton.

Por otro lado, las figuras A6.9 y A6.10 presentan los diagramas histéreticos de los aisladores central y en la esquina superior derecha, para cada par de componentes en forma superpuesta. Las tablas A6.1 y A6.2 muestran las propiedades lineales equivalentes calculadas a partir de los valores de los diagramas.

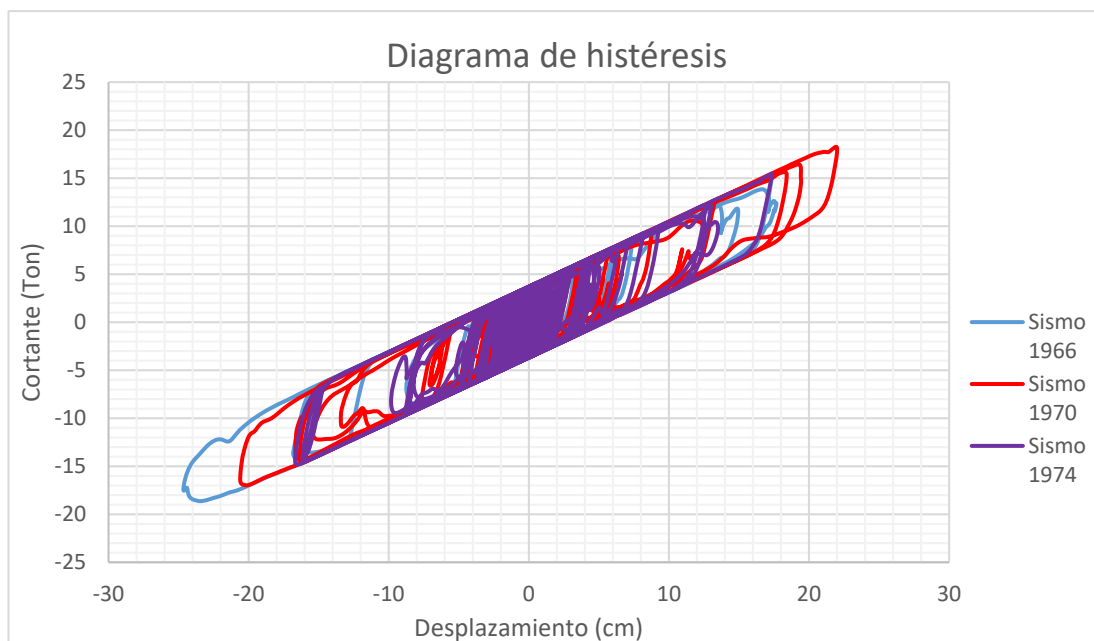


Figura A6.9. Diagrama de histéresis del aislador central a nivel del SMP.

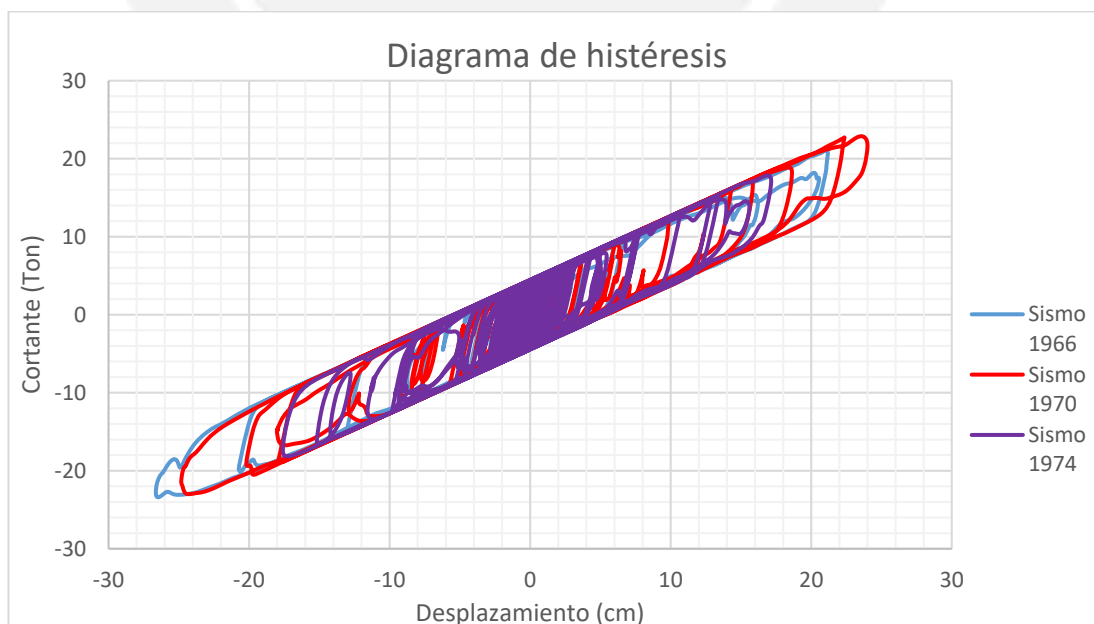


Figura A6.10 Parámetros equivalentes del aislador esquinero a nivel del SMP.

Tabla A6.1 Parámetros equivalentes del aislador central para el SMP

Parámetro	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
D+ =	17.68	22.00	17.36
D- =	-24.66	-20.61	-16.68
D (cm) =	24.66	22.00	17.36
Vmax (Ton)=	15.43	18.27	15.46
Vmin (Ton)=	-18.63	-16.98	-14.83
<b>Keff (Ton/m) =</b>	<b>80.46</b>	<b>82.72</b>	<b>88.99</b>
Qd (cm)=	3.7	3.7	3.7
Dy (cm) =	0.006	0.006	0.006
<b>Amortiguamiento =</b>	<b>10.2%</b>	<b>12.5%</b>	<b>14.9%</b>

Tabla A6.2 Parámetros equivalentes del aislador esquinero para el SMP.

Parámetro	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
D+ =	21.18	24.00	17.15
D- =	-26.64	-24.83	-17.59
D (cm) =	26.64	24.83	17.59
Vmax (Ton)=	21.10	22.88	17.86
Vmin (Ton)=	-23.41	-23.00	-18.14
<b>Keff (Ton/m) =</b>	<b>93.07</b>	<b>93.95</b>	<b>103.62</b>
Qd (cm)=	4.4	4.4	4.4
Dy (cm) =	0.006	0.006	0.006
<b>Amortiguamiento =</b>	<b>10.1%</b>	<b>11.8%</b>	<b>15.2%</b>

Las rigideces y amortiguamientos efectivos obtenidos son similares a los obtenidos para el análisis espectral.

## Anexo 7.- Procedimiento sencillo de Diseño de Aisladores HDRB

El diseño de los aisladores sísmicos de cualquier tipo se compone de dos etapas: la primera, en la que, empleando varias simplificaciones se puede determinar el diseño preliminar del dispositivo. La segunda etapa consiste en la confirmación o rediseño de los dispositivos tras obtener los resultados de los ensayos prototipo; en esta etapa se suele realizar el análisis del edificio aislado para verificar su comportamiento al emplear las propiedades reales de los dispositivos que se obtuvieron en el laboratorio.

En este trabajo solo se presentará un procedimiento sencillo para realizar la primera etapa o diseño preliminar de los aisladores HDRB (Adaptado de Arriagada, 2005). El diseño preliminar incluye la definición de la geometría del aislador y la verificación de sus estados límites a los que podría estar sometido ante cargas últimas.

### Ejemplo de aplicación

Las cargas máximas y mínimas de los aisladores, obtenidas mediante las combinaciones 5.5 y 5.6 se muestran en la Tabla A7.1 (amarillo para los aisladores centrales y rojo para los aisladores de borde y esquineros). El valor de  $S_{MS}$ , necesario para hallar el efecto del sismo vertical sobre los dispositivos es de 1.688. La Norma ASCE 7-10 permite reducir la carga viva de  $300 \text{ kg/m}^2$  a la mitad pues no supera a la sobrecarga de diseño límite de  $450 \text{ kg/m}^2$ . No existe carga de nieve en este ejemplo.

Tabla A7.1 Cargas máxima y mínima por aislador (Compresión (-) y Tracción (+)).

Carga máxima por aislador Ecuación 5.5		Carga mínima por aislador Ecuación 5.6	
Aislador	Pmáx tonf	Aislador	Pmín tonf
K1	-136.12	K1	31.53
K2	-143.01	K2	-5.47
K3	-154.98	K3	3.19
K4	-167.13	K4	18.64
K5	-136.12	K5	31.53
K6	-107.73	K6	-40.75
K7	-136.16	K7	-132.05
K8	-134.07	K8	-130.27
K9	-136.16	K9	-132.05
K10	-108.56	K10	-39.93

K11	-102.84	K11	-48.94
K12	-132.82	K12	-131.52
K13	-129.68	K13	-129.68
K14	-132.82	K14	-131.52
K15	-102.84	K15	-48.94
K16	-107.73	K16	-40.75
K17	-136.16	K17	-132.05
K18	-134.07	K18	-130.27
K19	-136.16	K19	-132.05
K20	-108.56	K20	-39.93
K21	-136.12	K21	31.53
K22	-143.01	K22	-5.47
K23	-154.98	K23	3.19
K24	-167.13	K24	18.64
K25	-136.12	K25	31.53

Los resultados más desfavorables por tipo de aislador son  $P_{\text{máx}} = -136.16$  Ton y  $P_{\text{mín}} = -129.68$  para los aisladores interiores, mientras que  $P_{\text{máx}} = -167.13$  Ton y  $P_{\text{mín}} = 31.53$  Ton para los exteriores. Se obtuvieron tracciones en los aisladores exteriores, sin embargo, dado que la ecuación 5.6 corresponde a un evento último y que, durante la vida útil del edificio siempre actuarán las cargas de gravedad viva y muerta, puede aceptarse valores en tracción pues en la realidad es poco probable que ocurra el evento último. Adicionalmente, es preciso mencionar que la carga axial proveniente del efecto del sismo vertical podría ajustarse empleando otro método para considerar este efecto.

#### A7.1 Dimensionamiento de los aisladores

##### a) Diámetro del aislador

Según la bibliografía consultada, el valor del esfuerzo a compresión del caucho utilizado para los aisladores HDRB se encuentra alrededor de los  $90 \text{ kg/cm}^2$ . Cada aislador debe tener un área tal que el esfuerzo que actúe sobre ellos no supere el esfuerzo admisible teórico del caucho. Se deberá escoger el valor mayor entre las Ecs. A7.1 y A7.2:

$$\sigma_{AC} \geq \frac{Pu_{max}}{A} \geq \frac{Pu_{max}}{\frac{\pi}{4}(De^2 - Di^2)} \quad (A7.1)$$

$$De = 1.5D_{TM} \quad (A7.2)$$

$D_i$  y  $D_e$  son los diámetros interiores y exterior, respectivamente. La ecuación A7.1 proviene de la teoría clásica de la Resistencia de Materiales mientras que la ecuación A7.2 relaciona al diámetro mínimo del aislador con la junta de separación sísmica del edificio aislado.

## b) Altura del Aislador

La altura se estima con el desplazamiento total máximo,  $D_{TM}$ , y el valor de la deformación por corte,  $\gamma_s$ , que puede tomarse entre 150 y 200% (Aguiar, Almazán, Dechent, & Suárez, 2006) (Ec. A7.3)

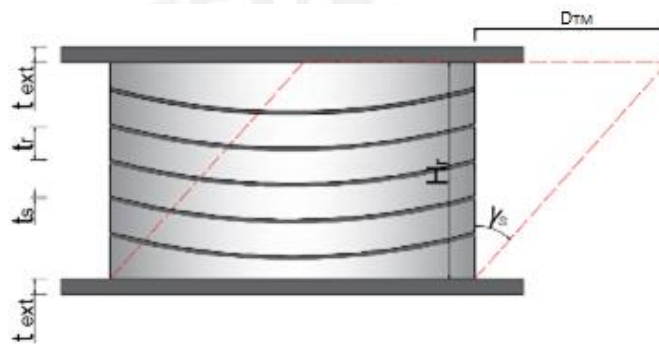


Figura A7.1. Esquema de la geometría del aislador

$$H_r = \frac{D_{TM}}{\gamma_s} \quad (A7.3)$$

Luego, se determina el espesor de las planchas de goma,  $t_r$ , según recomendaciones del fabricante. Con ello se halla la cantidad  $n$  de capas de goma necesarias (Ec. A7.4).

$$n = \frac{H_r}{t_r} \quad (A7.4)$$

Del mismo modo, se define el espesor de las planchas de acero,  $t_s$ , y las placas o tapas de acero inferior y superior, todos estos también según recomendaciones del fabricante (Ec. A7.5). La suma de todos los espesores anteriores da como resultado la altura total  $H$  del aislador (Ec. A7.6).

$$h = H_r + (n - 1)t_s \quad (A7.5)$$

$$H = h + 2t_{ext} \quad (A7.6)$$

### c) Módulo de corte

El valor del módulo de corte efectivo,  $G_{eff}$ , depende de la altura de las capas de goma,  $H_r$ , la rigidez mínima del aislador a nivel del SMP y el área del aislador (Ec. A7.7).

$$G_{eff} = \frac{K_{Mmin}H_r}{A} \quad (A7.7)$$

Este valor se entrega al fabricante, quién determina si es factible lograrlo con la goma que produce.

### d) Rigidez Vertical

La rigidez vertical se define con la Ec. A7.8:

$$K_v = \frac{E_c A}{H_r} \quad (A7.8)$$

Donde:

- $K_v$  se escoge de tal manera que la frecuencia vertical de vibración del sistema sea mayor a 10 Hz, para evitar vibraciones excesivas durante el funcionamiento del edificio aislado.
- $E_c$  es el módulo de compresión del conjunto goma-acero en un aislador circular y se calcula con la Ec. A7.9:

$$\frac{1}{E_c} = \left( \frac{1}{6G_{eff}S^2} + \frac{4}{3K} \right) \quad (A7.9)$$

Del cual,  $K$  es el módulo de compresibilidad de la goma, el cual puede asumirse como de 2000 MPa. El módulo de corte efectivo,  $G_{eff}$ , es variable, dependiendo del compuesto de la goma, y suele estar entre 0.4 y 0.8 MPa.  $S$ , es el factor de forma que resulta de la relación entre el área cargada y el área no cargada del aislador. Se resume en la Ec. A7.10:

$$S = \frac{De - Di}{4t_r} \quad (A7.10)$$

Con los valores antes hallados, se puede deducir la Ec. A7.11, que muestra la relación de frecuencias, vertical y horizontal, de una estructura aislada.

$$\frac{f_v}{f_h} = \sqrt{\frac{E_c}{G}} = \sqrt{\frac{\left(\frac{1}{6G_{ef}S^2} + \frac{4}{3K}\right)^{-1}}{G}} \quad (A7.11)$$

Si el valor de la frecuencia vertical es menor a 10 Hz, se deberá incrementar la rigidez vertical aumentando el diámetro del aislador o reduciendo el número de capas de goma.

### 6.1.1 Verificación de estados límites

Después de dimensionar los aisladores, se debe verificar los estados límites que podría alcanzar el aislador durante su vida útil.

#### a) Verificación de tensión en el acero

Con el valor de  $t_s$  asumido se comprueba que la compresión que experimenta el acero no sobrepase el valor admisible. Como primer cálculo, se halla el valor del esfuerzo de tensión máxima en las placas, que depende de la relación entre los espesores de la goma y el acero, y la tensión de compresión máxima en el aislador (Ec. A7.12).

$$\sigma_s = 1.5 \frac{t_r}{t_s} \sigma_{Ac} \quad (A7.12)$$

Dicho esfuerzo debe ser menor que el esfuerzo admisible,  $\sigma_{adm}$ , que se define como el 75% del esfuerzo de fluencia,  $\sigma_y$  (Ec. A7.13)

$$\sigma_{adm} = 0.75\sigma_y, \quad \sigma_s \leq \sigma_{adm} \quad (A7.13)$$

Si no se cumple esta condición, se deberá modificar los espesores del acero o de la goma.



## b) Deformación angular máxima

La deformación angular máxima proviene de la suma de los efectos de la deformación angular por corte,  $\gamma_s$ , por compresión,  $\gamma_c$ , y por flexión,  $\gamma_b$ , aunque este último es despreciable por su baja influencia. Se debe verificar que la deformación angular máxima sea menor que la deformación angular permisible  $\gamma_{permisible}$  (Ec. A7.14).

$$\gamma_{max} = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_b \approx \gamma_s + \gamma_c \leq \gamma_{permisible} \quad (A7.14)$$

La deformación angular máxima se debe calcular a nivel del SMP. El efecto de la deformación angular por corte y por compresión se calcula con las Ecs. A7.15 a A7.17.

$$\text{Deformación angular por corte para el SMP, } \gamma_s = \frac{D_{TM}}{H_r} \quad (A7.15)$$

$$\text{Deformación por compresión, } \gamma_c = 6S\varepsilon_c \quad (A7.16)$$

$$\varepsilon_c = \frac{\frac{P_{max}}{A}}{E_0(1 + 2kS^2)} \quad (A7.17)$$

El valor de  $E_0$  es un dato del fabricante y  $k$  está comprendido entre 0.7 y 1.

La deformación máxima angular permisible está dada por:

$$\gamma_{permisible} = \frac{0.85\varepsilon_b}{F.S.} \quad (A7.18)$$

Donde el factor de seguridad ( $F.S.$ ) debe considerarse mayor o igual a 1.5, mientras que la deformación de rotura de la goma  $\varepsilon_b$  puede considerarse entre 5.5 a 6 (550% a 600%). Si  $\gamma_{max}$  supera a  $\gamma_{permisible}$  se debería ajustar la altura de la goma.

## c) Verificación por Pandeo

Debido a que el dispositivo puede sufrir pandeo por el efecto de la flexión cuando se encuentra bajo los esfuerzos de compresión y corte, los elementos individuales del dispositivo pueden deformarse y no quedar paralelas, y, por consiguiente, las ecuaciones para la rigidez lateral del dispositivo dejan de ser

precisas. Para verificar que no ocurrirá pandeo se debe calcular la carga crítica  $P_{crit}$  con la Ec- A7.19:

$$P_{crit} = \frac{P_S}{2} \left( \sqrt{1 + 4 \frac{P_E}{P_S}} - 1 \right) \quad (A7.19)$$

$$P_S = (GA)_{eff} = GA_S \quad (A7.20)$$

Donde  $P_S$  es la rigidez de corte efectiva y  $A_S$  es el área de corte efectiva (Ec. A7.21)

$$A_S = A \frac{h}{H_r} \quad (A7.21)$$

Luego, se halla la carga  $P_E$  de Euler con la Ec. A7.22:

$$P_E = \frac{\pi^2 (EI)_{eff}}{h^2} \quad (A7.22)$$

En donde  $(EI)_{eff}$  es la rigidez del dispositivo cuando está inclinado, también llamado "tilting" (Arriagada, 2005). Esta rigidez se puede estimar con la Ec. A7.23:

$$(EI)_{eff} = \frac{1}{3} E_c I \quad (A7.23)$$

Y, finalmente,  $I$  es el momento de inercia del aislador (Ec- A7.24):

$$I = \frac{\pi}{4} \left[ \left( \frac{D_e}{2} \right)^4 - \left( \frac{D_i}{2} \right)^4 \right] \quad (A7.24)$$

Luego se comprueba que la relación entre la carga crítica y la carga máxima sea mayor al Factor de seguridad,  $F.S.$ , cuyo valor no debe ser menor de 2.

$$\frac{P_{crit}}{P_{Max}} \geq F.S. \quad (A7.25)$$

Si no se satisface esta condición se debería aumentar el diámetro del aislador o reducir su altura. Otra solución puede ser cambiar el compuesto de goma para incrementar el valor de  $G_{eff}$ .

#### d) Verificación por Volcamiento

No es necesario verificar el efecto de volcamiento en un aislador, ya que se encontrará conectado a la plataforma superior de aislamiento a través de pernos de anclaje embebidos en el pedestal. Dado que la plataforma superior de aislamiento constituye un diafragma rígido es improbable que ocurra el volcamiento local de un aislador, dado que no deberían existir grandes desplazamientos diferenciales entre dispositivos.

#### Ejemplo de aplicación

La Tabla A7.2 muestra los resultados del pre-diseño de los aisladores del edificio ejemplo.

Tabla A7.2. Pre-diseño de aisladores HDRB

	Aislador AS1	Aislador AS2
Diámetro del aislador $D_I$ (cm)	80	90
Altura total del aislador, H (cm)	48.4	48.4
Número de capas de goma, N	49	49
Espesor de planchas de goma, tr(mm)	6	6
Espesor de planchas de acero, tr(mm)	3	3
Espesor de tapas de acero (mm)	20	20
Gr (ton/m <sup>2</sup> )	50	50
Rigidez Efectiva $K_{eff}$ (ton/m)	83.66	105.91
Rigidez vertical $K_v$ , (ton/m)	168,920.96	230,157.89
$K_v/K_{eff}$	2,163.71	2,443.03
Frecuencia vertical (Hz)	25.94	29.30
Resistencia Característica Q, (ton)	3.5	4.4
Desplazamiento máximo $D_{TM}$ (cm)	43	43
Capacidad de carga Axial $P_{max}$ , (ton)	136.16	167.13

El esquema del diseño preliminar de ambos tipos de aisladores HDRB se presenta en la lámina adjunta E-04, así como detalles adicionales de la fijación de los dispositivos a los elementos estructurales.

### Anexo 8.- Momentos de segundo orden

La Tabla A8.1 muestra las cargas axiales de gravedad y de sismo horizontal y vertical que actúan sobre cada aislador. Asimismo, se muestra las cargas de gravedad mayoradas por 1.25.

**Tabla A8.1. Cargas de gravedad y de sismo sobre cada aislador**

COLUMNA	FUERZA AXIAL (Ton)							
	MUERTA	VIVA	DBE XX (Compresión) ESCALADO	DBE (tracción) ESCALADO	DBE XX VERTICAL (tracción) = 0.225M	DBE XX VERTICAL (compresión) = 0.225M	1.25M	1.25V
K1	-87.2	-16.4	56.0	-56.0	-19.6	19.6	-109.2	-20.4
K2	-133.0	-27.6	45.8	-45.8	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K3	-132.9	-28.5	52.9	-52.9	-29.9	29.9	-166.5	-35.6
K4	-133.0	-27.6	62.1	-62.1	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K5	-87.2	-16.4	56.0	-56.0	-19.6	19.6	-109.2	-20.4
K6	-133.0	-27.6	-22.1	22.1	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K7	-243.7	-58.2	-1.4	1.4	-54.8	54.8	-305.3	-72.7
K8	-236.3	-57.9	-1.3	1.3	-53.2	53.2	-296.0	-72.3
K9	-243.7	-58.2	-1.4	1.4	-54.8	54.8	-305.3	-72.7
K10	-133.0	-27.6	-22.7	22.7	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K11	-132.9	-28.5	-17.9	17.9	-29.9	29.9	-166.5	-35.6
K12	-236.3	-57.9	-0.4	0.4	-53.2	53.2	-296.0	-72.3
K13	-228.2	-57.3	0.0	0.0	-51.3	51.3	-285.9	-71.7
K14	-236.3	-57.9	-0.4	0.4	-53.2	53.2	-296.0	-72.3
K15	-132.9	-28.5	-17.9	17.9	-29.9	29.9	-166.5	-35.6
K16	-133.0	-27.6	-22.1	22.1	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K17	-243.7	-58.2	-1.4	1.4	-54.8	54.8	-305.3	-72.7
K18	-236.3	-57.9	-1.3	1.3	-53.2	53.2	-296.0	-72.3
K19	-243.7	-58.2	-1.4	1.4	-54.8	54.8	-305.3	-72.7
K20	-133.0	-27.6	-22.7	22.7	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K21	-87.2	-16.4	-56.0	56.0	-19.6	19.6	-109.2	-20.4
K22	-133.0	-27.6	-45.8	45.8	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K23	-132.9	-28.5	-52.9	52.9	-29.9	29.9	-166.5	-35.6
K24	-133.0	-27.6	-62.1	62.1	-29.9	29.9	-166.7	-34.5
K25	-87.2	-16.4	-56.0	56.0	-19.6	19.6	-109.2	-20.4

La Tabla A8.2 muestra los posibles casos de ocurrencia del sismo horizontal y vertical, los cuales se combinan con las cargas de gravedad mayoradas para obtener la carga máxima (1.25D+1.25L+E).

**Tabla A8.2. Carga axial mayorada para cada caso de ocurrencia del sismo horizontal y vertical**

COL	Carga axial de 4 posibles casos de ocurrencia del sismo horizontal y vertical (Ton)				Carga axial mayorada (Ton)			
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	SISMO 1	SISMO 2	SISMO 3	SISMO 4
	Eh + Ev	Eh - Ev	-Eh + Ev	-Eh + Ev	1.25(M+V)+ E (Caso 1)	1.25(M+V)+ E (Caso 2)	1.25(M+V)+ E (Caso 3)	1.25(M+V)+ E (Caso 4)
K1	36.4	75.6	-75.6	-36.4	-93.3	-54.1	-205.3	-166.0
K2	15.9	75.7	-75.7	-15.9	-185.3	-125.4	-276.9	-217.0
K3	23.0	82.8	-82.8	-23.0	-179.2	-119.4	-284.9	-225.1
K4	32.2	92.0	-92.0	-32.2	-169.0	-109.1	-293.2	-233.3
K5	36.4	75.6	-75.6	-36.4	-93.3	-54.1	-205.3	-166.0
K6	-52.1	7.8	-7.8	52.1	-253.2	-193.4	-208.9	-149.1
K7	-56.2	53.5	-53.5	56.2	-434.2	-324.6	-431.5	-321.8
K8	-54.4	51.9	-51.9	54.4	-422.8	-316.5	-420.3	-313.9
K9	-56.2	53.5	-53.5	56.2	-434.2	-324.6	-431.5	-321.8
K10	-52.6	7.2	-7.2	52.6	-253.8	-193.9	-208.4	-148.5
K11	-47.8	12.0	-12.0	47.8	-249.9	-190.1	-214.1	-154.3
K12	-53.6	52.7	-52.7	53.6	-422.0	-315.6	-421.1	-314.8
K13	-51.3	51.3	-51.3	51.3	-408.9	-306.2	-408.9	-306.2
K14	-53.6	52.7	-52.7	53.6	-422.0	-315.6	-421.1	-314.8
K15	-47.8	12.0	-12.0	47.8	-249.9	-190.1	-214.1	-154.3
K16	-52.1	7.8	-7.8	52.1	-253.2	-193.4	-208.9	-149.1
K17	-56.2	53.5	-53.5	56.2	-434.2	-324.6	-431.5	-321.8
K18	-54.4	51.9	-51.9	54.4	-422.8	-316.5	-420.3	-313.9
K19	-56.2	53.5	-53.5	56.2	-434.2	-324.6	-431.5	-321.8
K20	-52.6	7.2	-7.2	52.6	-253.8	-193.9	-208.4	-148.5
K21	-75.6	-36.4	36.4	75.6	-205.3	-166.0	-93.3	-54.1
K22	-75.7	-15.9	15.9	75.7	-276.9	-217.0	-185.3	-125.4
K23	-82.8	-23.0	23.0	82.8	-284.9	-225.1	-179.2	-119.4
K24	-92.0	-32.2	32.2	92.0	-293.2	-233.3	-169.0	-109.1
K25	-75.6	-36.4	36.4	75.6	-205.3	-166.0	-93.3	-54.1

De cada una de las combinaciones se calculó el momento de segundo orden y se generó una envolvente para obtener un único momento para cuando el sismo horizontal ocurre en el sentido X-X positivo y X-X negativo. Teóricamente, cada aislador presentará un desplazamiento bajo la acción del Sismo de Diseño (SD) de

acuerdo a su posición en planta, sin embargo, por simplicidad se ha adoptado solamente el desplazamiento total de diseño  $D_{TD}$  para todos los dispositivos. Por otro lado, las fuerzas axiales que llegan a cada aislador provienen de cada caso de carga de gravedad y los efectos del sismo horizontal y vertical a nivel del SD:

El momento de segundo orden obtenido del producto de la fuerza axial y el desplazamiento  $D_{TD}$  se distribuye en partes iguales a la plataforma superior de aislamiento y la cimentación. La Tabla 8.3 muestra el cálculo de estos momentos para cada sentido del sismo en X-X.

**Tabla A8.3. Momento de segundo orden según el sentido del sismo horizontal.**

COLUMNA	Para aisladores HDRB	M1	M2	M (Sismo en XX positivo)	M3	M4	M (Sismo en XX negativo)
	$D_{TD}/2$	SISMO 1	SISMO 2		SISMO 3	SISMO 4	
K1	0.1	-11.8	-6.8	-11.8	-26.0	-21.0	-26.0
K2	0.1	-23.4	-15.9	-23.4	-35.0	-27.5	-35.0
K3	0.1	-22.7	-15.1	-22.7	-36.0	-28.5	-36.0
K4	0.1	-21.4	-13.8	-21.4	-37.1	-29.5	-37.1
K5	0.1	-11.8	-6.8	-11.8	-26.0	-21.0	-26.0
K6	0.1	-32.0	-24.5	-32.0	-26.4	-18.9	-26.4
K7	0.1	-54.9	-41.1	-54.9	-54.6	-40.7	-54.6
K8	0.1	-53.5	-40.0	-53.5	-53.2	-39.7	-53.2
K9	0.1	-54.9	-41.1	-54.9	-54.6	-40.7	-54.6
K10	0.1	-32.1	-24.5	-32.1	-26.4	-18.8	-26.4
K11	0.1	-31.6	-24.1	-31.6	-27.1	-19.5	-27.1
K12	0.1	-53.4	-39.9	-53.4	-53.3	-39.8	-53.3
K13	0.1	-51.7	-38.7	-51.7	-51.7	-38.7	-51.7
K14	0.1	-53.4	-39.9	-53.4	-53.3	-39.8	-53.3
K15	0.1	-31.6	-24.1	-31.6	-27.1	-19.5	-27.1
K16	0.1	-32.0	-24.5	-32.0	-26.4	-18.9	-26.4
K17	0.1	-54.9	-41.1	-54.9	-54.6	-40.7	-54.6
K18	0.1	-53.5	-40.0	-53.5	-53.2	-39.7	-53.2
K19	0.1	-54.9	-41.1	-54.9	-54.6	-40.7	-54.6
K20	0.1	-32.1	-24.5	-32.1	-26.4	-18.8	-26.4
K21	0.1	-26.0	-21.0	-26.0	-11.8	-6.8	-11.8
K22	0.1	-35.0	-27.5	-35.0	-23.4	-15.9	-23.4
K23	0.1	-36.0	-28.5	-36.0	-22.7	-15.1	-22.7
K24	0.1	-37.1	-29.5	-37.1	-21.4	-13.8	-21.4
K25	0.1	-26.0	-21.0	-26.0	-11.8	-6.8	-11.8



### Anexo 9.- Envolventes de resistencias requeridas en vigas de la superestructura

En las Figuras xxxx se muestran las envolventes de resistencias requeridas a flexión y fuerza cortante en vigas de todas las plantas de la superestructura del edificio ejemplo.

Nótese que estas envolventes corresponden al caso en el que se colocó la excentricidad accidental hacia el eje Y positivo para la dirección de análisis X-X. Por tanto, estas envolventes resultan simétricas respecto al eje X. Asimismo, para la otra dirección de análisis Y-Y se obtienen los mismos resultados pues el edificio es simétrico.

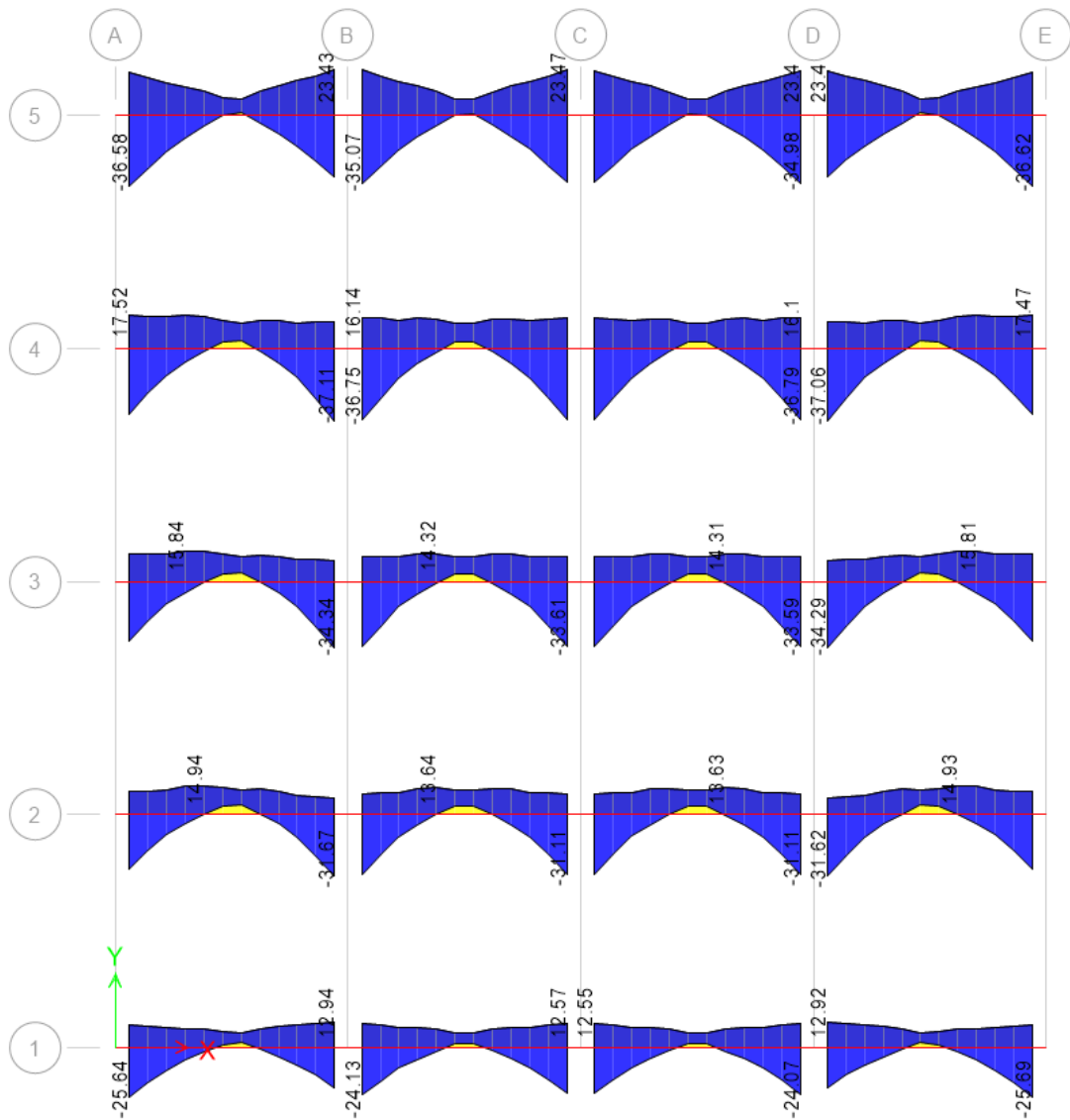


Figura A9.1. Envolvente de resistencias requeridas a flexión en vigas del primer techo.



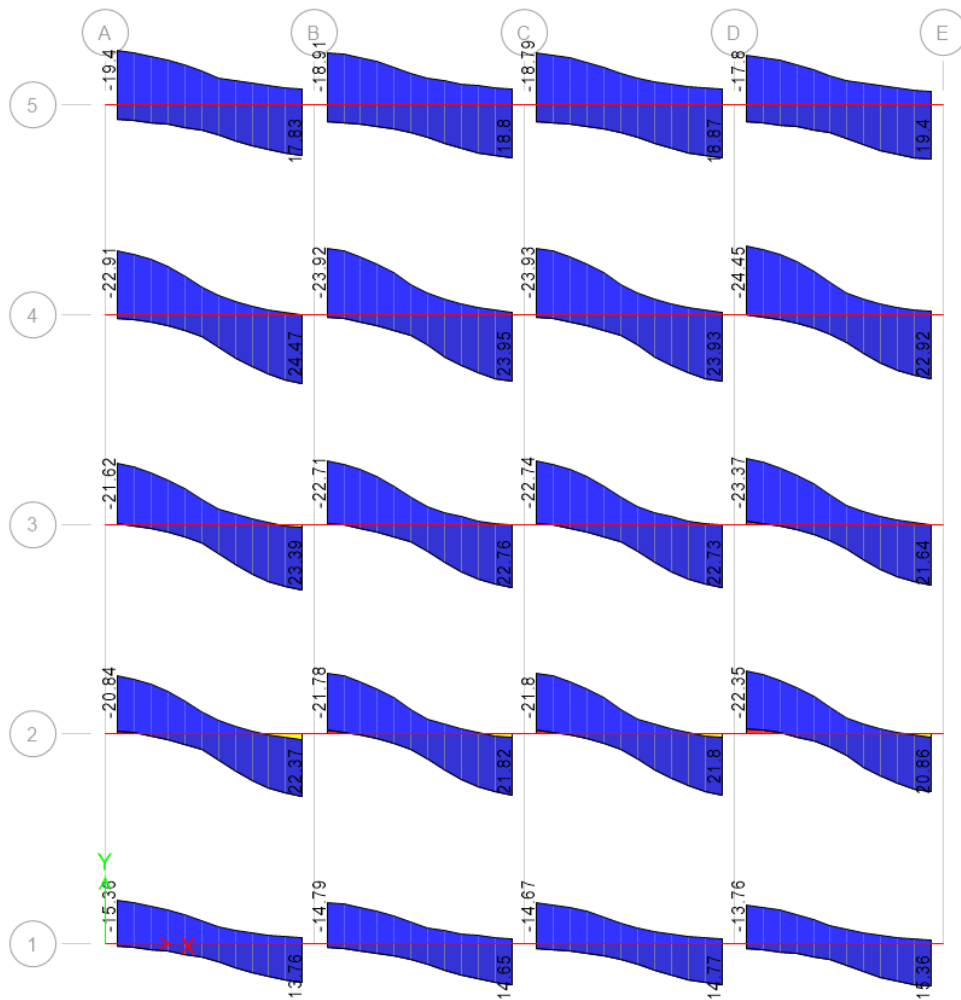


Figura A9.2. Envolvente de resistencias requeridas a fuerza cortante en vigas del primer techo.

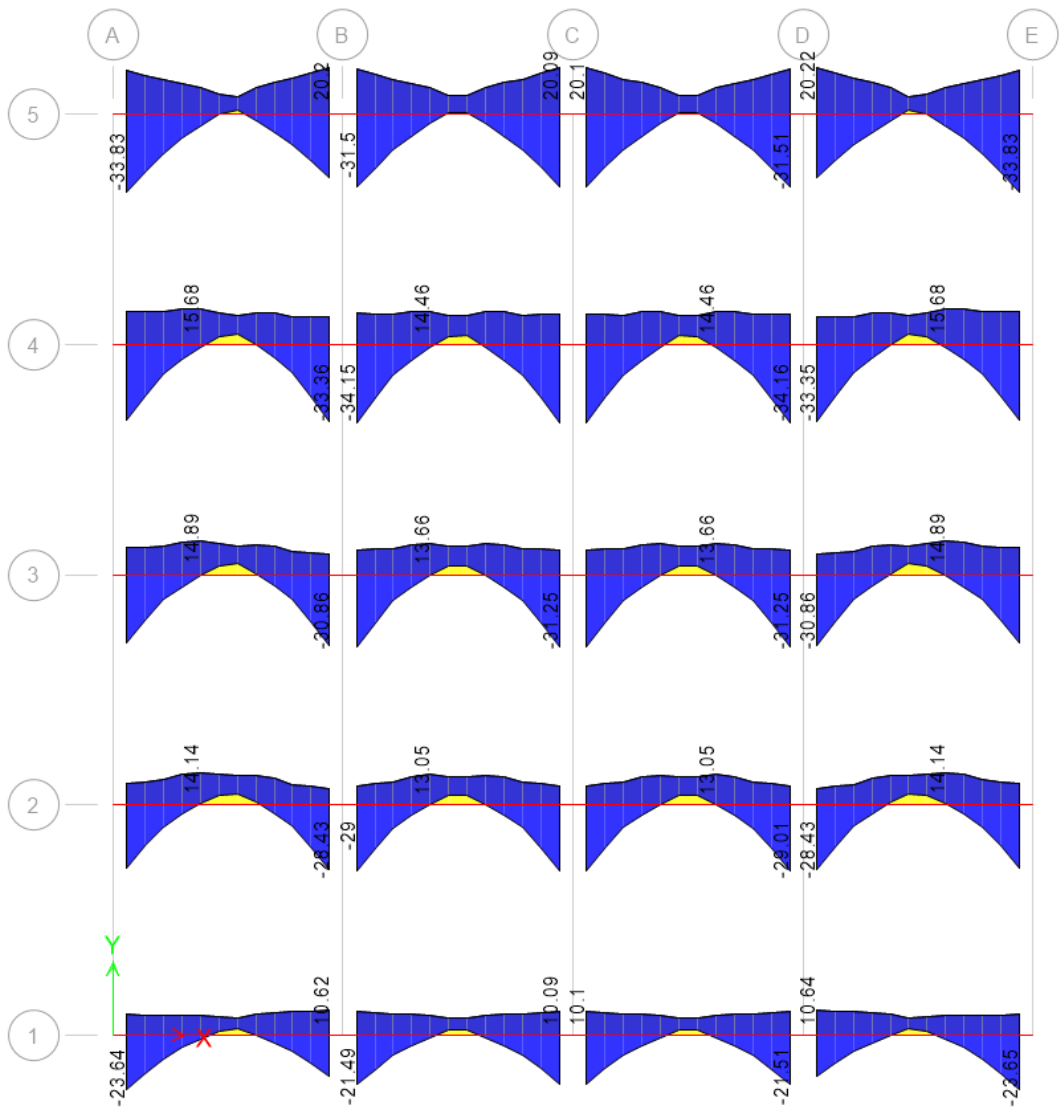


Figura A9.3. Envolvente de resistencias requeridas a flexión en vigas del segundo techo.

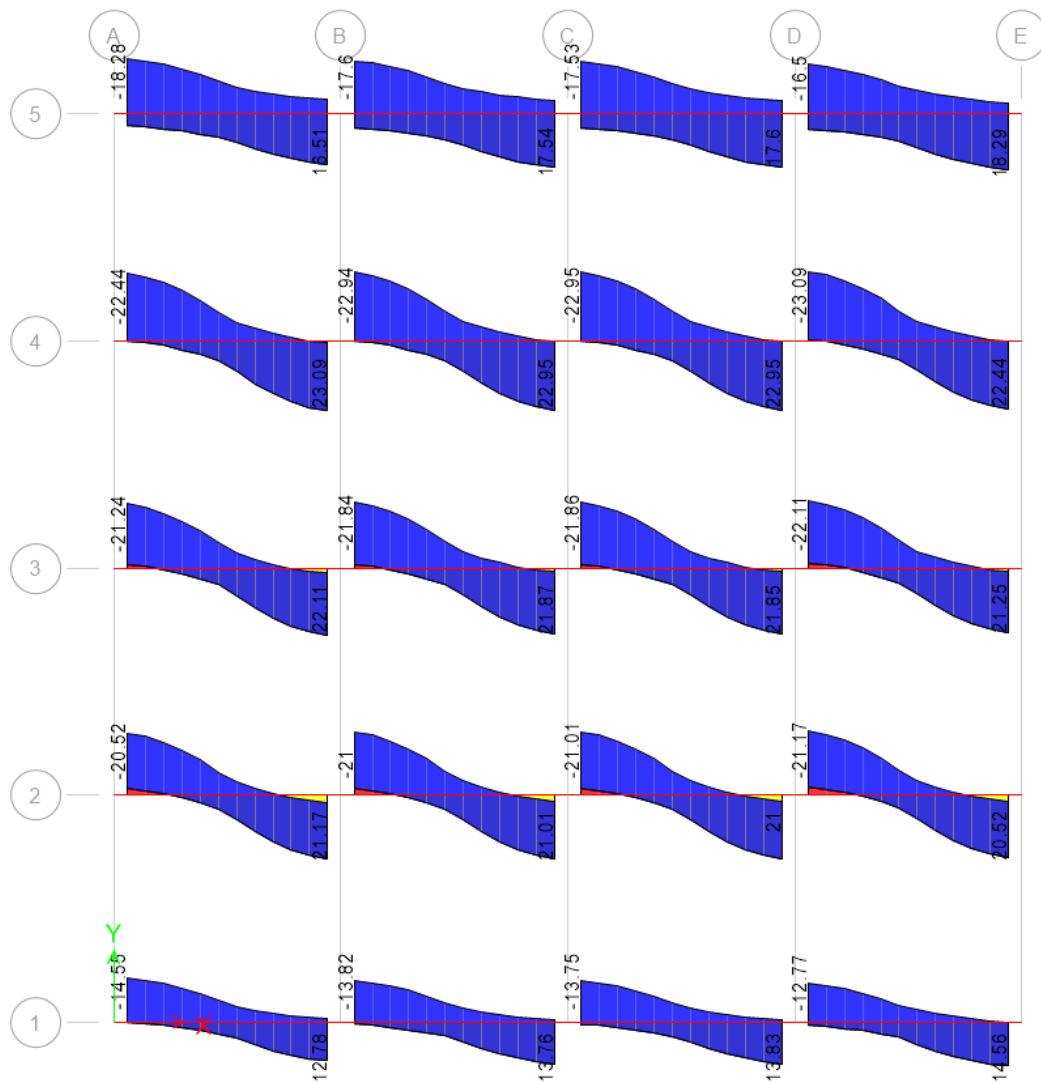


Figura A9.4. Envoltura de resistencias requeridas a fuerza cortante en vigas del segundo techo.

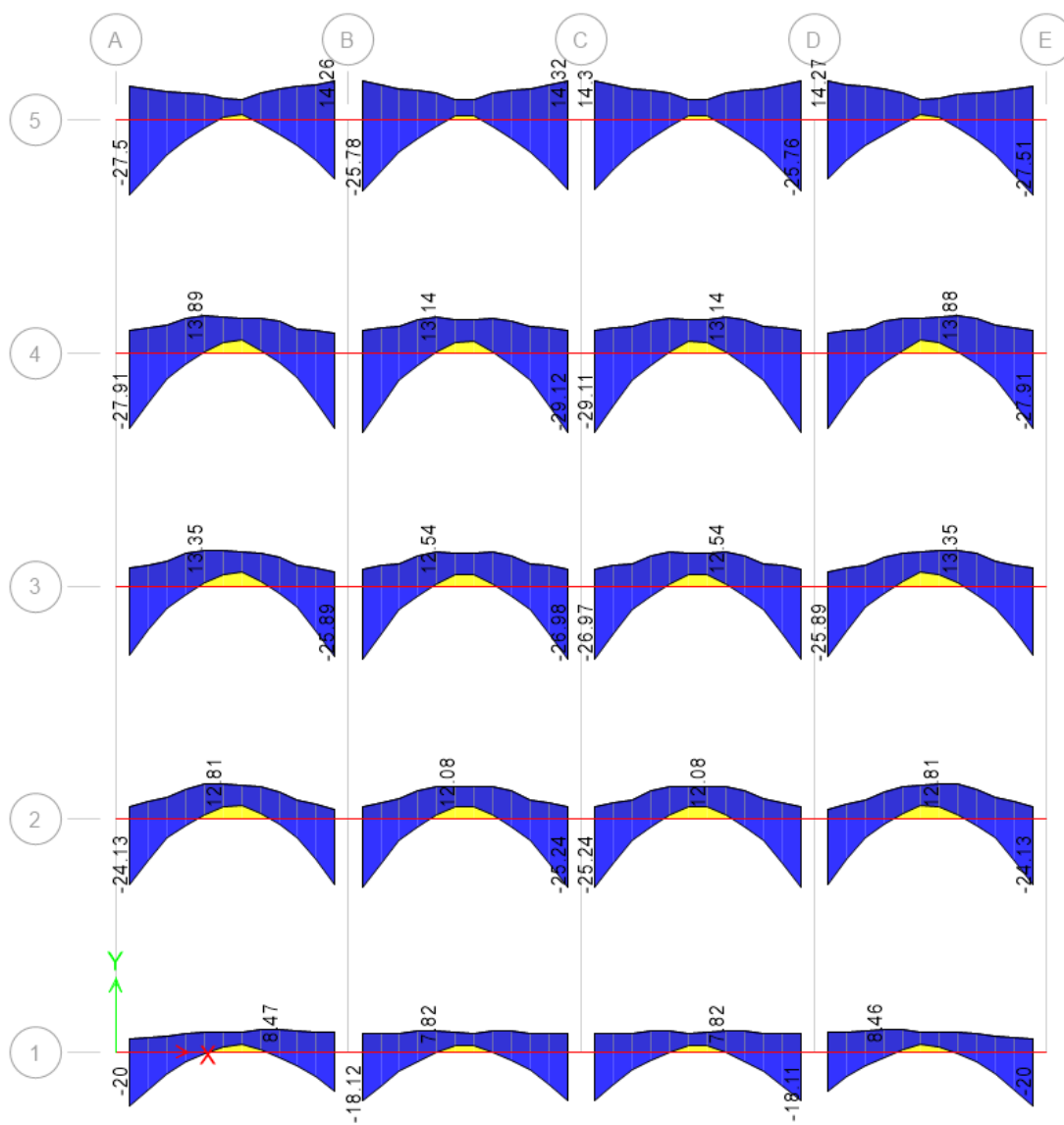


Figura A9.5. Envoltura de resistencias requeridas a flexión en vigas del tercer techo.

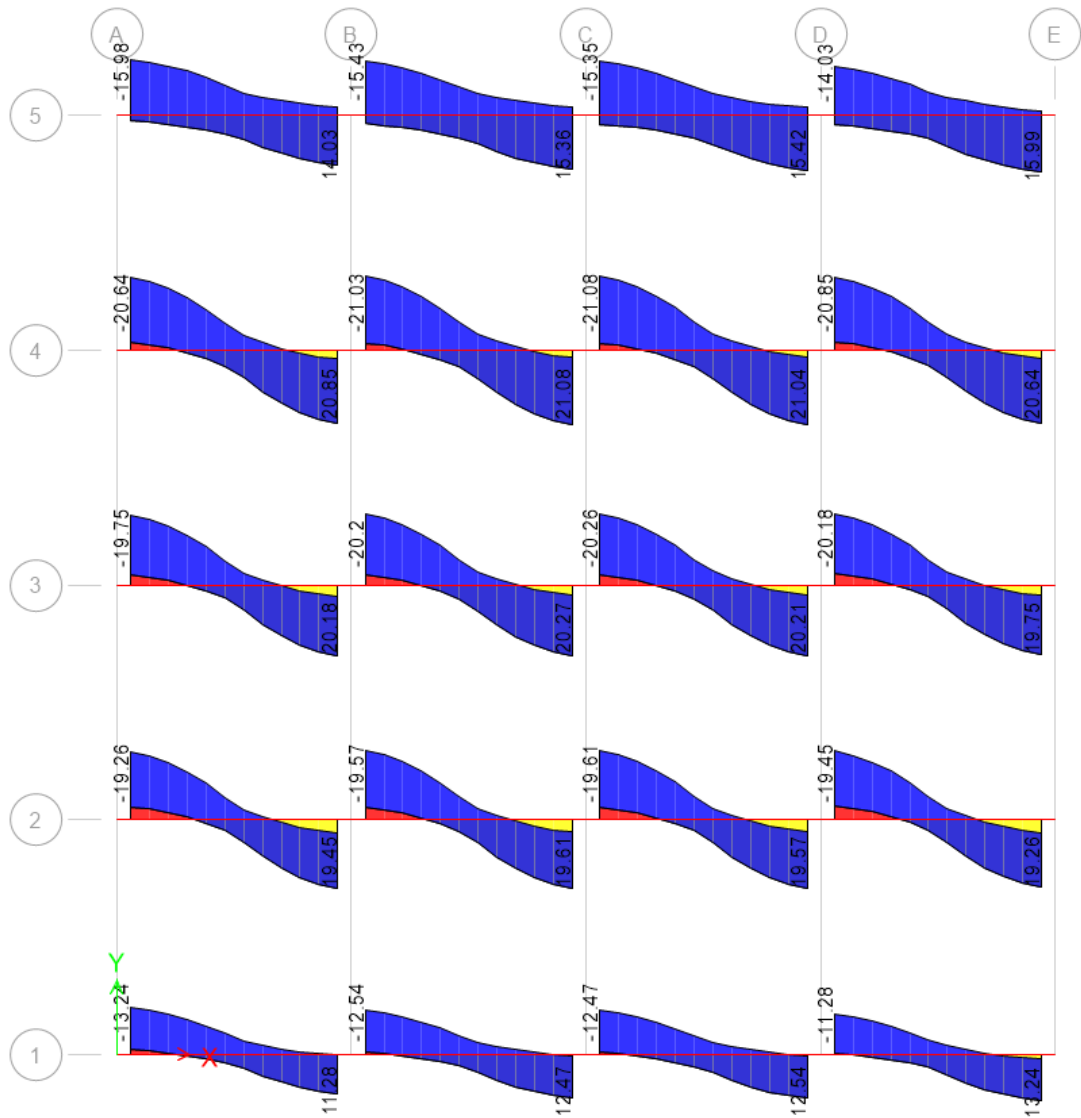


Figura A9.6. Envolvente de resistencias requeridas a fuerza cortante en vigas del tercer techo.

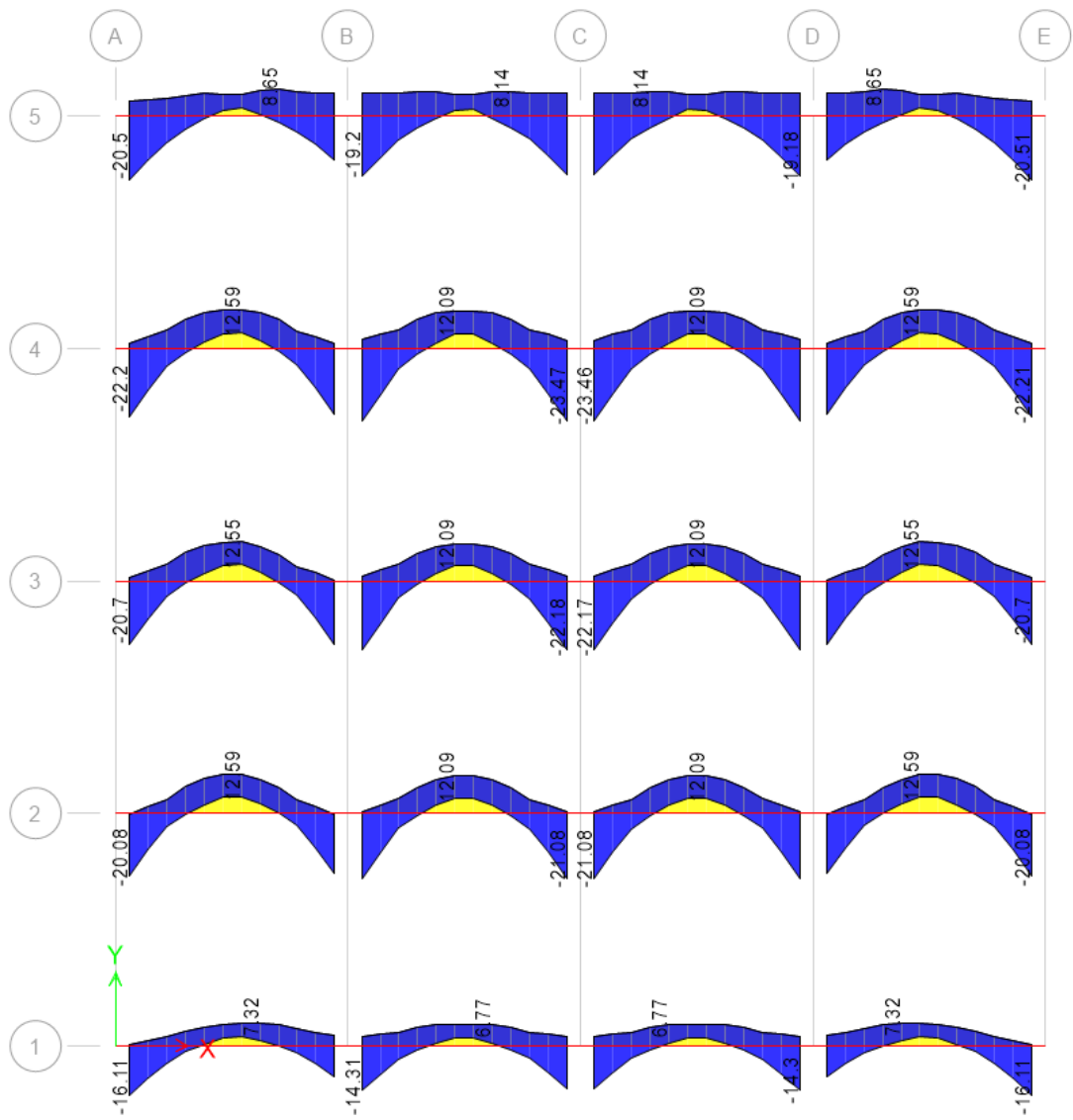


Figura A9.7. Envolvente de resistencias requeridas a flexión en vigas del cuarto techo.

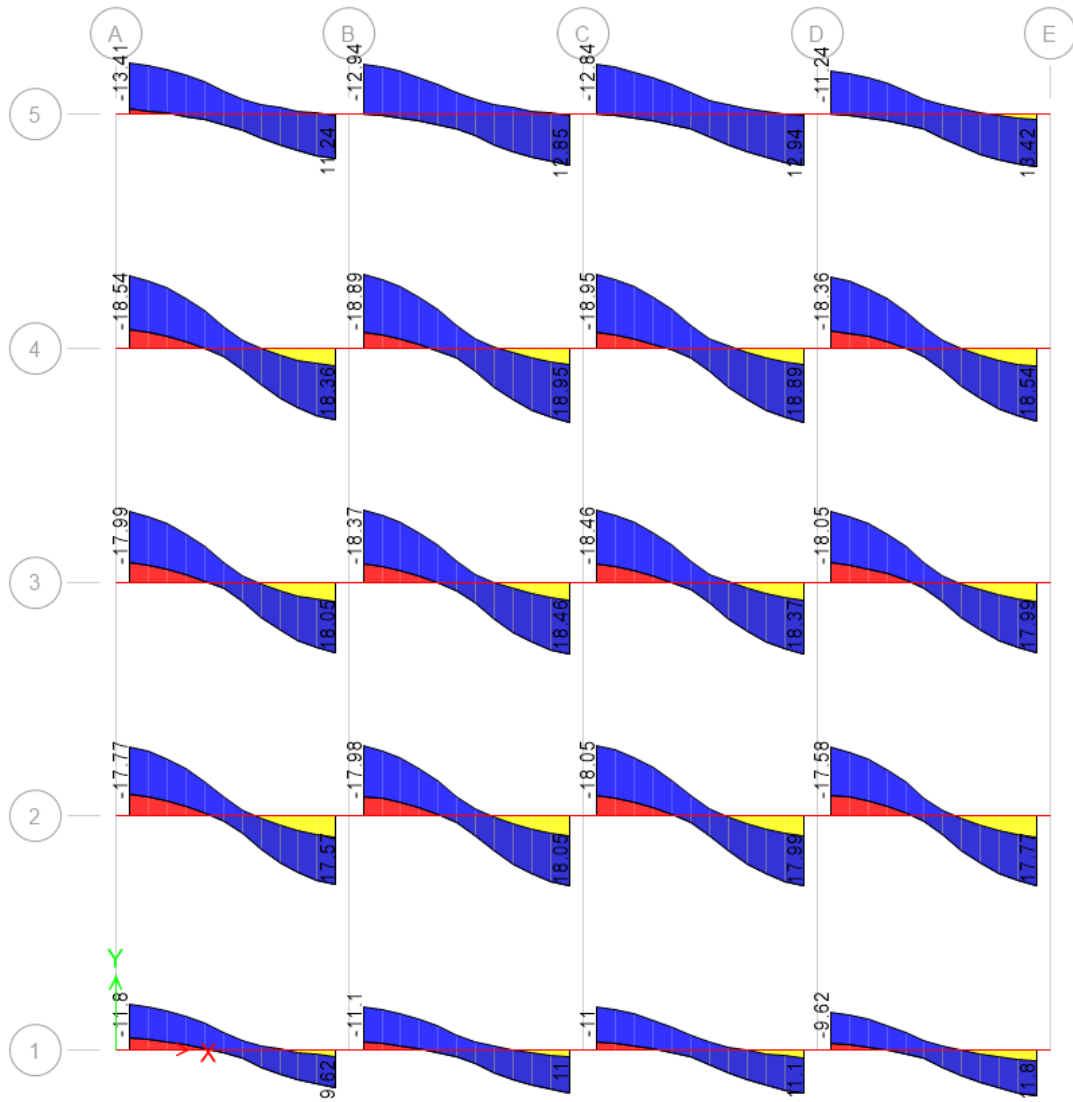


Figura A9.8. Envolvente de resistencias requeridas a fuerza cortante en vigas del cuarto techo.



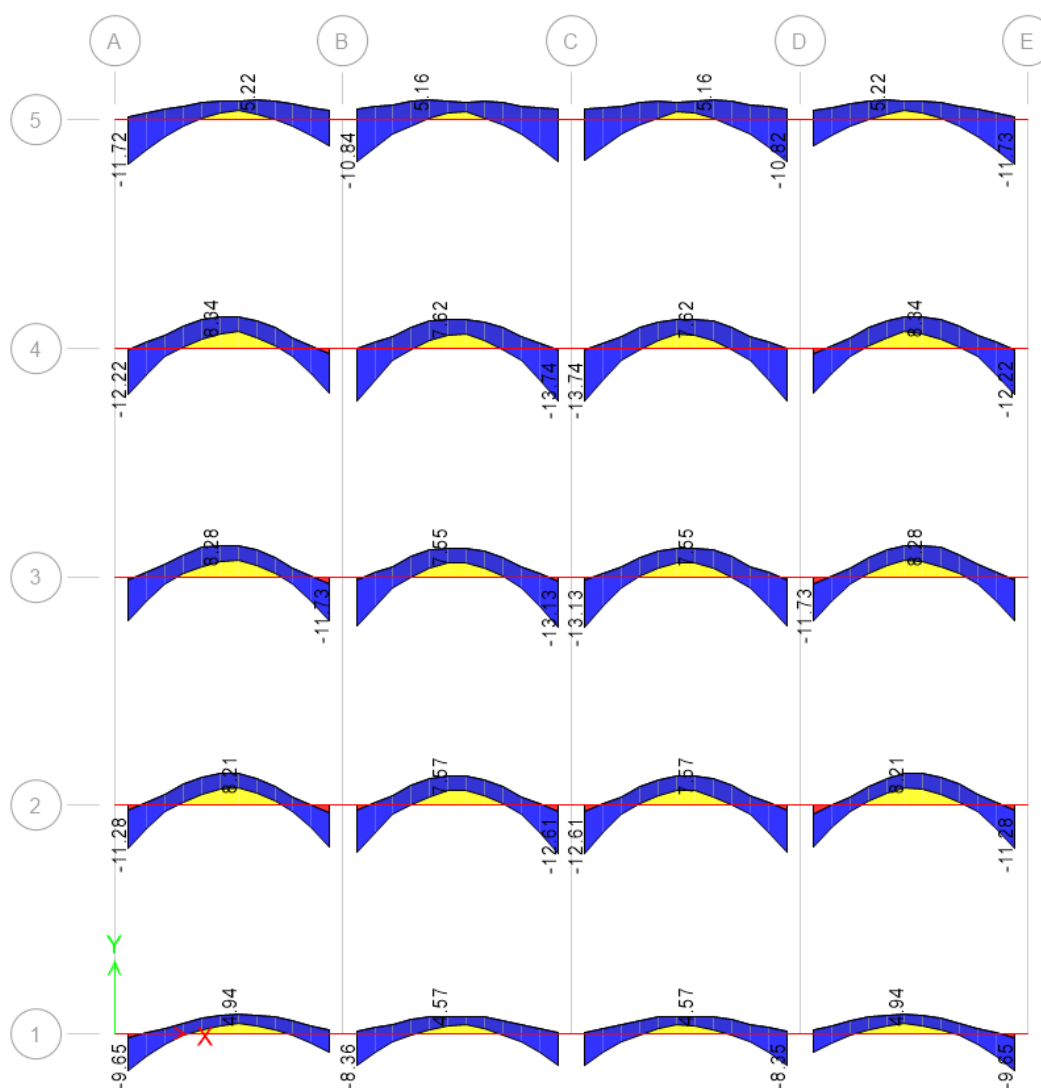


Figura A9.9. Envolvente de resistencias requeridas a flexión en vigas de la azotea.

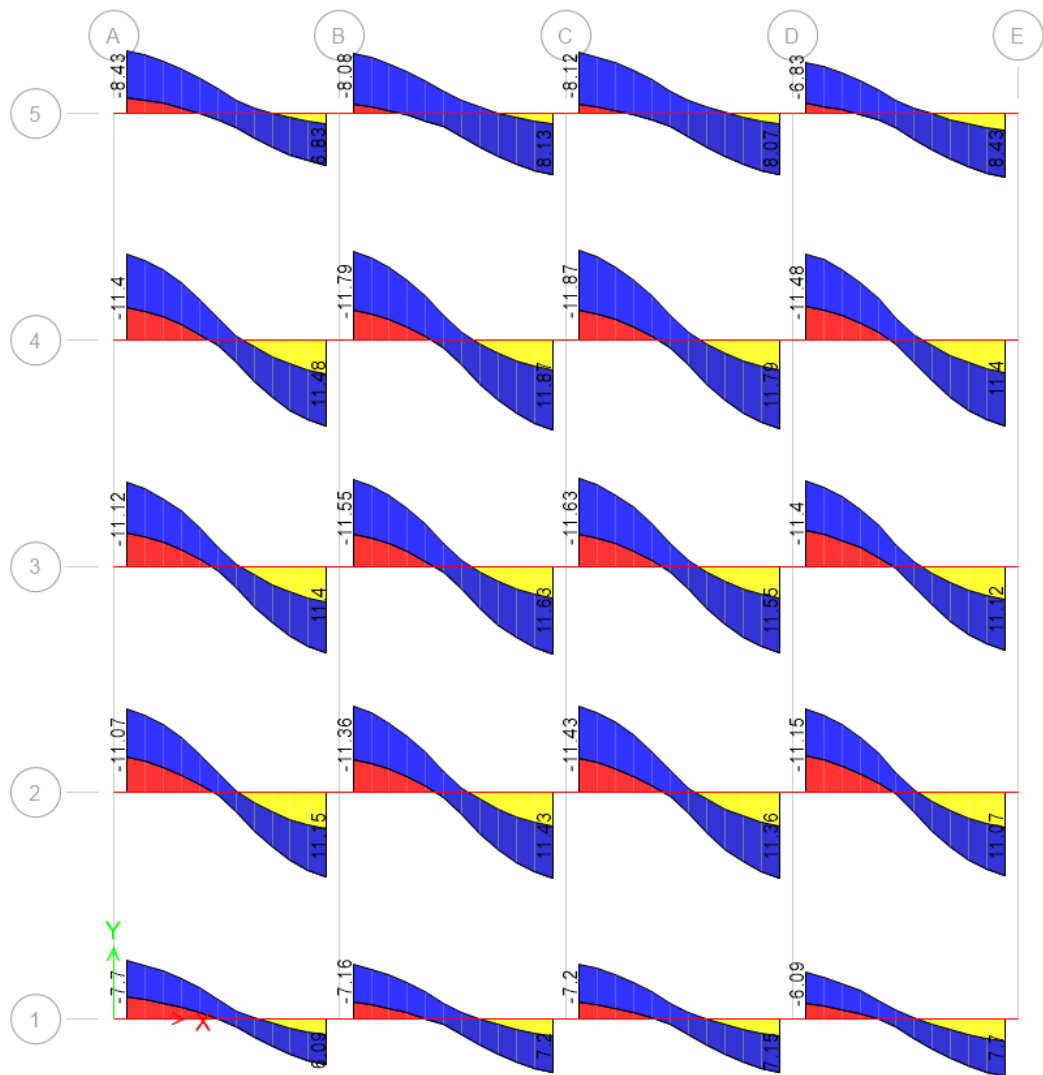


Figura A9.10. Envolvente de resistencias requeridas a fuerza cortante en vigas de la azotea.

### **Anexo 10.- Planos de estructuras del edificio ejemplo**

Como resultado de la metodología de diseño del edificio ejemplo, se adjuntan al presente documento los siguientes planos de estructuras:

- Lámina E-01: Especificaciones generales, Encofrado de la plataforma superior de aislamiento y del techo típico, Cuadro de columnas.
- Lámina E-02: Vigas de aislamiento
- Lámina E-03: Vigas I (Superestructura)
- Lámina E-04 Vigas II (Superestructura). Detalles de aisladores y pedestales

