

EFICIENCIA DE SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO BASADOS EN RESORTES HELICOIDALES Y AMORTIGUADORES VISCOSOS COMPARADA CON AISLADORES TRADICIONALES GOMA-METAL

José E. Stuardi, Julio C. Massa y Alejandro T. Brewer

Grupo de Cálculo Estructural para Ingeniería Mecánica
Departamento de Estructuras. Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales
Universidad Nacional de Córdoba. Casilla de Correo 916. 5000 Córdoba - Argentina
jose_stuardi@gerb.com.ar, jmassa@efn.uncor.edu, atbrewer@efn.uncor.edu

Palabras Clave: aislamiento sísmico, amortiguadores, respuesta sísmica, aisladores de resorte.

Resumen. *Los aisladores sísmicos en los que el medio elástico está conformado por un paquete de resortes helicoidales son actualmente una alternativa técnica en un incipiente mercado dominado casi exclusivamente por la idea de la efectividad de aisladores compuestos de capas superpuestas de goma y metal. Haciendo abstracción de los problemas tecnológicos vinculados con la construcción de aisladores, se discute en el presente trabajo las prestaciones obtenibles por distintos sistemas de aislamiento con variadas flexibilidades horizontales y verticales aplicados al caso de la Torre 3 del Edificio de la Residencia Estudiantil de la Universidad Tecnológica en Mendoza. Como variables de control se utilizan los desplazamientos máximos en la base y las aceleraciones y esfuerzos en zonas claves de la estructura. El análisis se lleva a cabo mediante un modelo de Elementos Finitos, el método de respuesta espectral y la integración de las ecuaciones de movimiento en el dominio del tiempo, utilizando registros sísmicos y envolventes de espectros. Se muestra la capacidad de filtrado de los sistemas dinámicos estudiados, haciendo hincapié en el carácter y en la secuencia de los modos del sistema de aislamiento y los de deformación de la estructura civil. En forma general se observa que si bien las aceleraciones transmitidas a la superestructura pueden ser menores para los aisladores de goma-metal, el filtrado de esfuerzos en el hormigón debido al aislamiento puede ser igualmente efectivo para el caso de los aisladores de resortes, debido a las características del desacoplamiento logrado.*

1 INTRODUCCIÓN

Las normas actuales permiten calcular las estructuras de forma tal que para sismos severos pueden trabajar en rangos inelásticos. La capacidad de la estructura de deformarse cíclicamente sin daños de importancia, llamada ductilidad, ha jugado siempre un rol importante en el diseño sismorresistente. Esta capacidad depende de las características intrínsecas del material y fundamentalmente de la forma en que se diseñan los miembros estructurales que componen el conjunto. Tanto el diseño como la construcción deben ser verificados, con el objeto de asegurar un mínimo de ductilidad y capacidad de disipación de energía, procurando que la demanda sísmica no supere a la reserva estructural. Sin embargo la reserva de ductilidad final disponible es de difícil determinación, ya que requiere cálculos no lineales basados en hipótesis difícilmente verificables en la práctica. Hay que tener presente que la utilización de la ductilidad de la estructura conduce a daños en elementos estructurales y no estructurales.

Por otro lado, la corrección y mejoramiento de la respuesta estructural con el auxilio de dispositivos mecánicos es una realidad desde hace algo más de dos décadas. Estos dispositivos son colocados en la base de la estructura con el objeto de lograr el desacoplamiento de la señal sísmica, o en la estructura misma para aumentar el amortiguamiento o para corregir propiedades estructurales. En el primer caso, el aislamiento sísmico de base, la estructura es montada directamente sobre un conjunto de elementos flexibles, con la finalidad de filtrar la señal sísmica mediante un sistema resonante de baja frecuencia. El dispositivo debe ser capaz de soportar los esfuerzos y desplazamientos a los que será sometido durante un sismo, lo que origina complejos problemas tecnológicos. Por esta razón en muchos casos el diseño de los aisladores de base responde más a la posibilidad de utilizar uno u otro material y sistema, que al ajuste del aislador a las propiedades realmente requeridas. Aún así es evidente que los aisladores mecánicos pueden ser diseñados y construidos con un control de calidad que supera a holgadamente los estándares habituales de la construcción civil, con la ventaja que pueden ser inspeccionados y eventualmente reemplazados como piezas de repuesto y como parte de un “retrofit” de la estructura. En cambio, la reparación de componentes dañados de la estructura es siempre una tarea difícil.

También es factible la incorporación de otros dispositivos para aumentar el amortiguamiento, o disipadores de energía. Estos son aplicados en estructuras de períodos intermedios y largos ya que el aislamiento de base es recomendable sólo para estructuras relativamente rígidas. Entre otros se pueden citar a los disipadores visco elásticos, disipadores por fluencia o extrusión de metales o basados en fluidos viscosos, colocados generalmente en las diagonales y contra diagonales de los pórticos, también mediante el uso de dispositivos amplificadores de desplazamientos, si el disipador lo requiriese. Otros sistemas cada vez más usados son los TMD (Tuned Mass Dampers), en estructuras livianas y esbeltas, que generan un amortiguamiento aparente a partir de la inclusión de sistemas resonantes adicionales en puntos estratégicos.

Respecto de la disponibilidad de dispositivos de aislamiento de base, tema del presente trabajo, estos han sido motivo de investigaciones y desarrollos teórico-prácticos de la más variada índole; se han propuesto diversas formas y materiales incluyendo deslizadores friccionales en base a acero inoxidable y teflón, sistemas pendulares friccionales, capas de elastómeros intercaladas con chapas de acero y combinaciones de ellos. Básicamente se pretende una elevada elasticidad horizontal combinada con un alto amortiguamiento. Tanto el medio elástico que soporta la carga, como el amortiguador experimentan desplazamientos relativamente grandes. Otros requisitos apreciados son: capacidad de autocentraje después del sismo, estabilidad de los componentes constitutivos, durabilidad semejante a la vida útil de la estructura, simplicidad y precio reducido.

La idea de colocar resortes de acero como parte de la fundación elástica de máquinas tuvo sus orígenes a principios del siglo XX; comenzó a aplicarse en primera instancia en máquinas de pequeño porte y se extendió posteriormente a fundaciones de máquinas pesadas e instalaciones industriales de importancia, como las plateas de fundación de turbogeneradores.

En muchos casos actuales, la incorporación de elasticidad en las fundaciones está más relacionada con otras ventajas, tales como flexibilidad del lay-out, economía en los costos de la subestructura o fundación, o protección contra asentamientos diferenciales del terreno. Así como en el ámbito de las fundaciones de máquinas, donde todavía hoy la fundación elástica genera resistencia ideológica, en el ámbito de la ingeniería civil sismorresistente se generan constantemente nuevos planteos técnico-económicos.

A partir de la tecnología y la experiencia ganada en el uso de resortes cilíndricos helicoidales de acero y amortiguadores basados en masa viscosa en el ámbito mecánico, y después en la protección de máquinas, equipos e instalaciones en áreas sísmicas, se aplicó esta idea al aislamiento de base de edificios, sobre una estructura metálica de uso habitacional¹ a principios de los años 90 en California. El buen desempeño sísmico de esa construcción frente al sismo de Northridge en 1994 fue un punto a favor, sin embargo la elevada flexibilidad vertical de los aisladores entonces utilizados generó controversias por la presencia de movimientos pendulares que atentan contra la estabilidad del sistema, sobre todo en edificios de mediana y gran altura.

Con posterioridad se realizaron otros diseños de resortes y amortiguadores^{2,3}. Recientemente (año 2002), se instaló un sistema de aisladores en base a resorte y amortiguadores viscosos en la Residencia Estudiantil de la Universidad Tecnológica Nacional en Mendoza. Tanto el edificio aislado, como un edificio similar colindante sobre una fundación tradicional rígida, fueron instrumentados a principios del año 2005 por lo que se espera contar en el futuro con registros reales comparativos que permitan avanzar en el desarrollo de protecciones sismorresistentes de base.

2 OBJETIVOS

El sistema de aislamiento originalmente propuesto para el edificio en Mendoza estaba constituido por aisladores de elastómero laminado entre placas metálicas que incluían un núcleo de plomo con el objeto de aumentar el amortiguamiento. Esta configuración usualmente es llamada aislador Neozelandés, o LRB (Lead Rubber Bearing).

El desempeño sísmico del edificio^{4,5} fue analizado tomando como base once señales sísmicas reales⁶ y comparando los resultados obtenidos con aisladores LRB vs. el sistema resorte-amortiguador viscoso, también llamado BCS (Base Control System). Este último, que es el sistema finalmente instalado en obra, tiene como características una rigidez lineal tanto horizontal como vertical y un amortiguamiento cuyo comportamiento se aproxima a lineal viscoso, Fig. 1.

La característica distintiva del aislamiento utilizado es la existencia de flexibilidad vertical, que proviene de una relación de rigidez vertical / horizontal de los resortes helicoidales de tan sólo 7,48; mientras que la flexibilidad horizontal no es tan generosa como en el caso de los aisladores de goma. Esta flexibilidad vertical está acompañada de amortiguamiento en esta dirección, lo que evita resonancias indeseables.

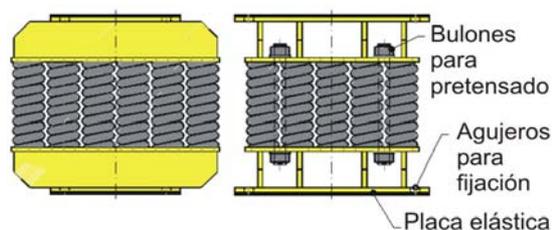


Figura 1: Esquema de un aislador de resortes helicoidales cilíndricos. Sistema BCS.

Los amortiguadores viscosos, Fig. 2, están compuestos por una carcasa inferior que contiene una masa viscosa. El pistón de la carcasa superior penetra en la masa y genera una fuerza viscosa en las tres direcciones ortogonales. Un manguito de protección cierra herméticamente ambas carcasas para evitar la introducción de elementos extraños y la contaminación de la masa viscosa.

La frecuencia natural vertical final del edificio construido es de 3,28 Hz y la primera frecuencia horizontal (levemente pendular por efecto del “rocking”) es de 1,05 Hz. La relación de amortiguamiento horizontal teórico del amortiguador es del 30%, mientras que la vertical es del 15%.

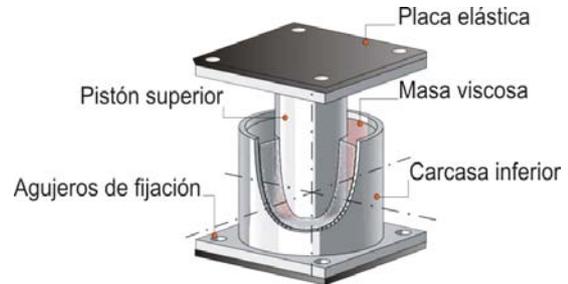


Figura 2: Esquema de un Amortiguador Viscoso, Sistema BCS.

Debido a que el período horizontal del sistema BCS es relativamente bajo, su capacidad de reducir las aceleraciones en la estructura es en general menor que en el sistema LRB, sin embargo los desplazamientos resultantes son favorablemente menores. La reducción de las aceleraciones en pisos altos es un factor determinante para evitar daños en elementos no estructurales y lograr protección de equipos electrónicos sensibles, por ejemplo en hospitales y oficinas de control estratégico de desastres.

Por otro lado el desplazamiento horizontal del aislador combinado con los esfuerzos normales provocan fenómenos de segundo orden e inestabilidad del sistema, lo que a su vez lleva a diseños de aisladores cada vez más grandes en planta con el consecuente aumento de material y costos. Los desplazamientos del edificio deben ser tenidos en cuenta en la arquitectura de la obra, mediante el diseño de -no siempre bien vistas- juntas perimetrales y conexiones flexibles para suministro y evacuación de fluidos. Finalmente el costo del m² de terreno en zonas importantes de las grandes urbes es otro de los factores que inducen mantener acotados estos desplazamientos.

Respecto de los esfuerzos en miembros estructurales, las reducciones en ambos casos fueron entre el 40 y el 50% de los valores correspondientes a la estructura rígida para esfuerzos Normales, Cortantes y Flexionales, lo que hace evidente la ventaja del aislamiento de base. Los rendimientos similares de ambos sistemas, en cuanto a la reducción de esfuerzos para las señales sísmicas consideradas, a pesar de las diferentes características de los aisladores constituye la primera causa del estudio que aquí se realiza. Por otro lado, al observar los resultados se constató la presencia de esfuerzos de máxima magnitud que eran generados por la excitación de modos de frecuencias relativamente altas a causa de la señal sísmica vertical.

El objetivo del presente trabajo es analizar los desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos en la estructura en función de las diferentes direcciones de excitación horizontal y vertical, la contribución de los distintos modos a los esfuerzos totales y la influencia de la rigidez vertical sobre los esfuerzos de los miembros estructurales, para distintos sistemas aislamiento y mediante un análisis paramétrico.

Como variables de control se eligieron los desplazamientos en la base (demanda de desplazamientos sobre el aislador), aceleraciones en el piso superior (integridad de equipos, pánico, etc.), y esfuerzos en los miembros estructurales (daños en elementos estructurales). A tal fin se realizó un estudio paramétrico de la influencia de las rigideces horizontales y verticales sobre las magnitudes de control utilizando variadas combinaciones de aisladores.

3 CARACTERÍSTICAS DEL EDIFICIO AISLADO

El edificio estudiado forma parte de un grupo de construcciones en la Residencia Estudiantil de la Universidad Tecnológica Nacional en la ciudad de Mendoza. Ha sido construido en hormigón armado y mampostería reforzada, tiene dimensiones aproximadas en planta 8 x 8 m y una altura de 8,60 m con un peso final de 3200 kN. Por razones normativas la estructura se ha mantenido idéntica a la de un edificio sin aislamiento construido en su cercanía. El edificio es de conformación simétrica, con excepción de una leve asimetría respecto del plano XZ.

4 MODELOS DE CÁLCULO

4.1 Modelo del edificio aislado

A efectos del análisis se realizó un modelo de elementos finitos del edificio con una discretización suficiente a fin de calcular esfuerzos, mediante SAPV8, Fig. 3. Por simplicidad no fue considerado ningún efecto asociado a la interacción suelo-estructura.

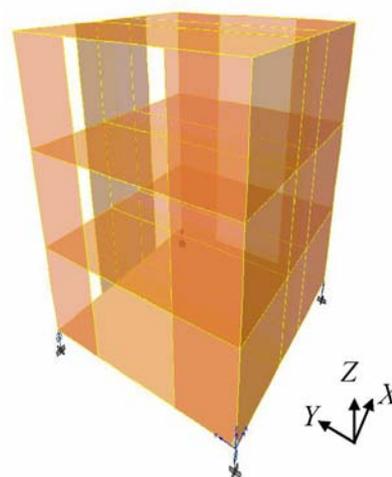


Figura 3: Modelo de Elementos Finitos del edificio con aislamiento de base.

4.2 Modelos de aisladores utilizados

El aislador LRB considerado originalmente en el proyecto del año 2003 fue descartado a efectos de este análisis comparativo, reemplazándolo por uno más adecuado a los requerimientos sísmicos, especialmente en lo referente a la consideración de algunas señales sísmicas de carácter impulsivo⁵.

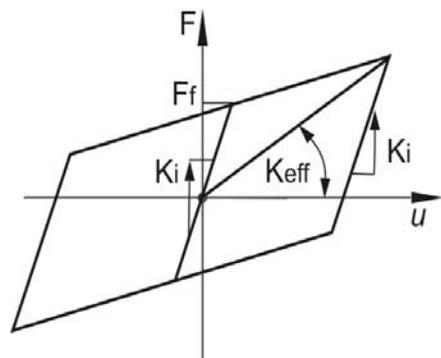


Figura 4: Modelo de comportamiento del aislador con histéresis.

El nuevo aislador LRB, calculado sólo a efectos de este trabajo, puede ser descrito mediante un modelo de Wen⁷ de ciclo de histéresis, Fig. 4, y propiedades:

Rigidez inicial: $k_i = 9,6 \text{ kN/mm}$.

Carga de fluencia del núcleo de plomo: $F_f = 118 \text{ kN}$.

Relación rigidez post-fluencia/rigidez inicial: $r = 0,103$.

La característica principal del aislador es la no linealidad, ya que la rigidez efectiva k_{eff} depende del desplazamiento del aislador, igual que el período T y la relación de amortiguamiento ξ , ver Fig. 5.

El comportamiento vertical del aislador ha sido modelado como lineal con una rigidez de 896 kN/mm. El modelo utilizado para el aislador BCS tiene rigidez lineal y coeficiente de amortiguamiento constante.

El modelo no lineal de histéresis conduce en principio a cálculos no lineales en el dominio del tiempo. El amortiguamiento lineal viscoso conduce también al mismo tipo de cálculo debido a la no proporcionalidad con la rigidez y masa. Es común entonces realizar la integración directa

de las ecuaciones de movimiento teniendo en cuenta las fuerzas del aislador (o del amortiguador viscoso), como fuerzas no lineales desequilibradas en cada paso de tiempo en un subespacio que contempla un número reducido de modos de la estructura.

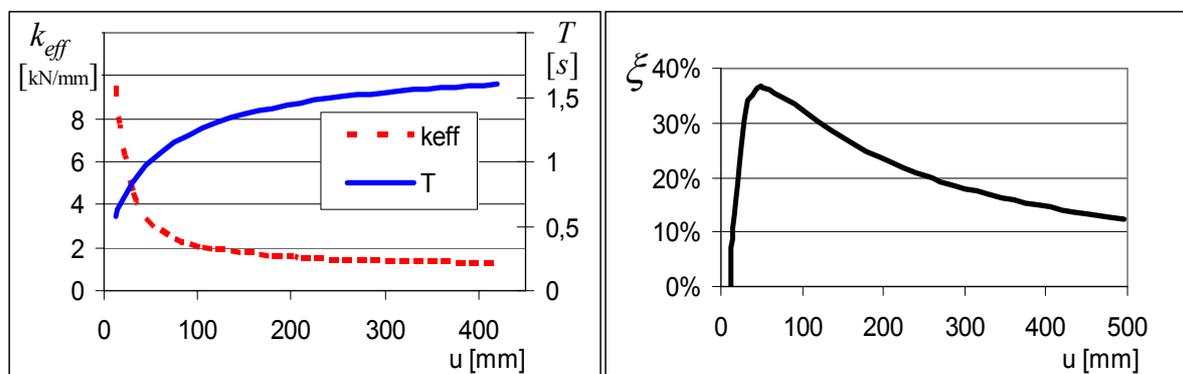


Figura 5: Rigidez efectiva, período horizontal resultante y relación de amortig. del aislador LRB considerado.

Si bien el método de integración directa de las ecuaciones de equilibrio puede representar adecuadamente a los aisladores, sólo permite analizar señales determinísticas en el dominio el tiempo. Por esta razón, y por la capacidad de análisis modal que brinda, se ha preferido en este trabajo emplear el método de espectro de respuesta, a pesar de la aproximación final necesaria en la suma modal de los máximos y atento a la posibilidad de representar mejor a una situación de diseño mediante envolventes de espectros probables.

5 METODOLOGÍA EMPLEADA Y ANÁLISIS REALIZADO

Se desarrolló un programa de cálculo de espectros de respuesta, que puede ser alimentado con datos provenientes de un modelo de análisis por elementos finitos, cuya salida provee modos, períodos, factores de participación modal y esfuerzos en miembros estructurales en puntos de interés para los modos considerados. El programa permite: considerar distintas relaciones de amortiguamiento modales generadas por el sistema de aislamiento, efectuar un análisis de las componentes modales de cada variable de control y aproximar convenientemente la respuesta no lineal del sistema estructural.

Se considera la ecuación de equilibrio dinámico en coordenadas modales correspondiente al modo i de un sistema estructural excitado en su base:

$$\ddot{q}_i(t) + [2\xi_i\omega_i] \dot{q}_i(t) + \lambda_i q_i(t) = -\Gamma_i \ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

donde $q_i(t)$ es la coordenada modal, ξ_i la relación de amortiguamiento crítico modal, λ_i el autovector del problema de valores propios asociado, $\ddot{u}_g(t)$ es la aceleración de base medida en una dirección determinada y Γ_i el factor de participación modal definido por:

$$\Gamma_i = \phi_i^T M E \quad (2)$$

donde ϕ_i^T es el modo i transpuesto, M la matriz de masa y E el vector de influencias conteniendo los desplazamientos en las coordenadas geométricas resultantes de un desplazamiento unitario en la base en la dirección considerada.

Los desplazamientos máximos modales \hat{u}_i pueden ser calculados como:

$$S_D = \frac{S_{SA}}{\omega^2} \longrightarrow \hat{u}_i = \sum_i \phi_i \Gamma_i S_D \quad (3)$$

donde $S_D(\xi, T)$ es el espectro de desplazamientos relativos y S_{SA} el espectro de pseudo aceleraciones.

Las aceleraciones modales absolutas se obtienen haciendo:

$$\hat{\ddot{u}}_i = \sum_i \phi_i \Gamma_i S_A \quad (4)$$

donde S_A es el espectro de aceleraciones absolutas.

Los esfuerzos modales máximos se calculan como:

$$\hat{F}_i = \sum_i F_{\phi_i} T_i S_D \quad (5)$$

donde F_{ϕ_i} simboliza el esfuerzo (Normal, Corte o Flector) para el modo i considerado.

Finalmente, tanto los desplazamientos como las aceleraciones y los esfuerzos máximos finales en la historia del tiempo pueden ser aproximados por el método SRSS, o con mejores resultados con el CQC, que tiene en cuenta que los valores modales máximos en los modos no son estadísticamente independientes. Según el método CQC, el esfuerzo máximo \hat{F} en la toda la historia de tiempo puede ser aproximada según:

$$\hat{F} = \sqrt{\sum_i \sum_j \hat{F}_i \rho_{ij} \hat{F}_j} \quad i=1\dots n ; j=1\dots n \quad (6)$$

donde: $\rho_{ij} = \frac{8 \xi^2 (1+r) r^{1,5}}{(1-r^2)^2 + 4 \xi^2 r (1+r)^2} ; \quad r = \omega_i / \omega_j \leq 1$

5.1 Señales sísmicas utilizadas

En el análisis se consideraron dos sismos reales y además el sismo USNRC (United States Nuclear Regulatory Commission), con sus componentes horizontal y vertical. En este último caso la componente vertical se obtuvo escalando la horizontal con un factor 0,6. Los datos generales de los sismos reales se resumen en la Tabla 1, mientras que los espectros de pseudo aceleraciones de todas las señales se muestran en la Fig. 6.

Se consideraron además los espectros de diseño de las normas argentina CIRSOC 103, Zona IV y la Norma Chilena NCh2745, Zona 2. Los espectros verticales fueron también en estos casos escalados a 0,6 de los horizontales.

N°	Evento	Estación	Fecha	Comp.	Mag.	Dist. Epic. km	Tipo de Suelo	Durac. seg.	PGA G	PGV cm/s	PGD cm.	PGA-UP g
1	Kobe Japón	Kobe Observ. JMA	17/01/95	N-S	6,9	0,60	rígido	15	0,821	81,3	17,7	0,33
2	Tabas Iran	Tabas 9101	16/09/78	Transv.	7,4	3,00	compacto	25	0,852	121,4	94,6	0,69

Tabla 1: Datos generales: aceler., veloc. y despl. máximos de los terremotos reales considerados.

5.2 Casos considerados

Se realiza un estudio paramétrico variando la rigidez horizontal de los aisladores para tres casos denominados GE, GO y GU (en orden de rigidez decreciente y períodos crecientes), según se observa en la Tabla 2. En dicha Tabla T_h y ξ_h representan el período horizontal y la relación de amortiguamiento del sistema asociado de 1 GL, mientras que c_v es el coeficiente de amortiguamiento lineal vertical adoptado.

Modelos Variación K_h	k_h [kN/mm]	T_h [s]	c_h [kN s/mm]	ξ_h [%]	c_v [kN s/mm]
GE	4,58	0,83	0,360	30,0	0,180
GO	1,28	1,57	variable(*)	variable	0,092
GU	0,79	2,00	0,072	14,5	0,072

(*): modelo de histéresis, depende de los desplaz. verticales.

Tabla 2: Modelos con variación de rigidez horizontal.

El caso GE representa la rigidez horizontal típica del sistema resorte-amortiguador viscoso, el sistema GO corresponde al período del nuevo aislador de goma considerado y GU es una versión de aislador elastomérico de período más alto. Respecto del amortiguamiento, tanto los casos GE como GU tienen amortiguamiento lineal viscoso, mientras que el caso GO fue considerado con su modelo de histéresis no lineal.

Cada modelo de variación horizontal fue considerado a su vez en varias versiones mediante variaciones en la rigidez vertical de los aisladores. Las variantes verticales han sido resumidas en la Tabla 3. Las frecuencias f_v representan aquí las frecuencias teóricas verticales del sistema asociado de 1 GL.

En la Tabla 4 se resumen los 18 modelos utilizados.

Modelos Variación K_v	k_v [kN/mm]	f_v [Hz]
0	2842	30,00
1	896	16,84
2	316	10,00
3	79	5,00
4	34	3,28
5	20	2,50

Tabla 3: Modelos de rigidez vertical.

		Período horizontal T_h			
		0,83 s	1,57 s	2,00 s	
		Nombre	GE	GO	GU
Frec. vertical f_v	30,00 hz	0	GE0	GO0	GU0
	16,84 Hz	1	GE1	GO1	GU1
	10,00 Hz	2	GE2	GO2	GU2
	5,00 Hz	3	GE3	GO3	GU3
	3,28 Hz	4	GE4	GO4	GU4
	2,50 Hz	5	GE5	GO5	GU5

Tabla 4: Modelos de aisladores utilizados.

5.3 Procedimiento para determinar los amortiguamientos modales

Todos los datos de ingreso al programa de cálculo de espectros de respuesta son obtenidos a partir del programa de elementos finitos, con excepción de los amortiguamientos modales ξ_i para calcular S_A , S_{SA} y S_D . Para los modos del aislamiento, los ξ_i pueden ser estimados con buena aproximación por medio de un modelo de cuerpo rígido de la estructura. De este modelo simplificado se obtienen ecuaciones explícitas para el cálculo de las relaciones de amortiguamiento⁸. El programa fue calibrado y verificado para señales sísmicas en el dominio del tiempo. Posteriormente fue utilizado para extraer conclusiones referidas a la aplicación de los espectros de diseño de las Normas Argentinas y Chilenas.

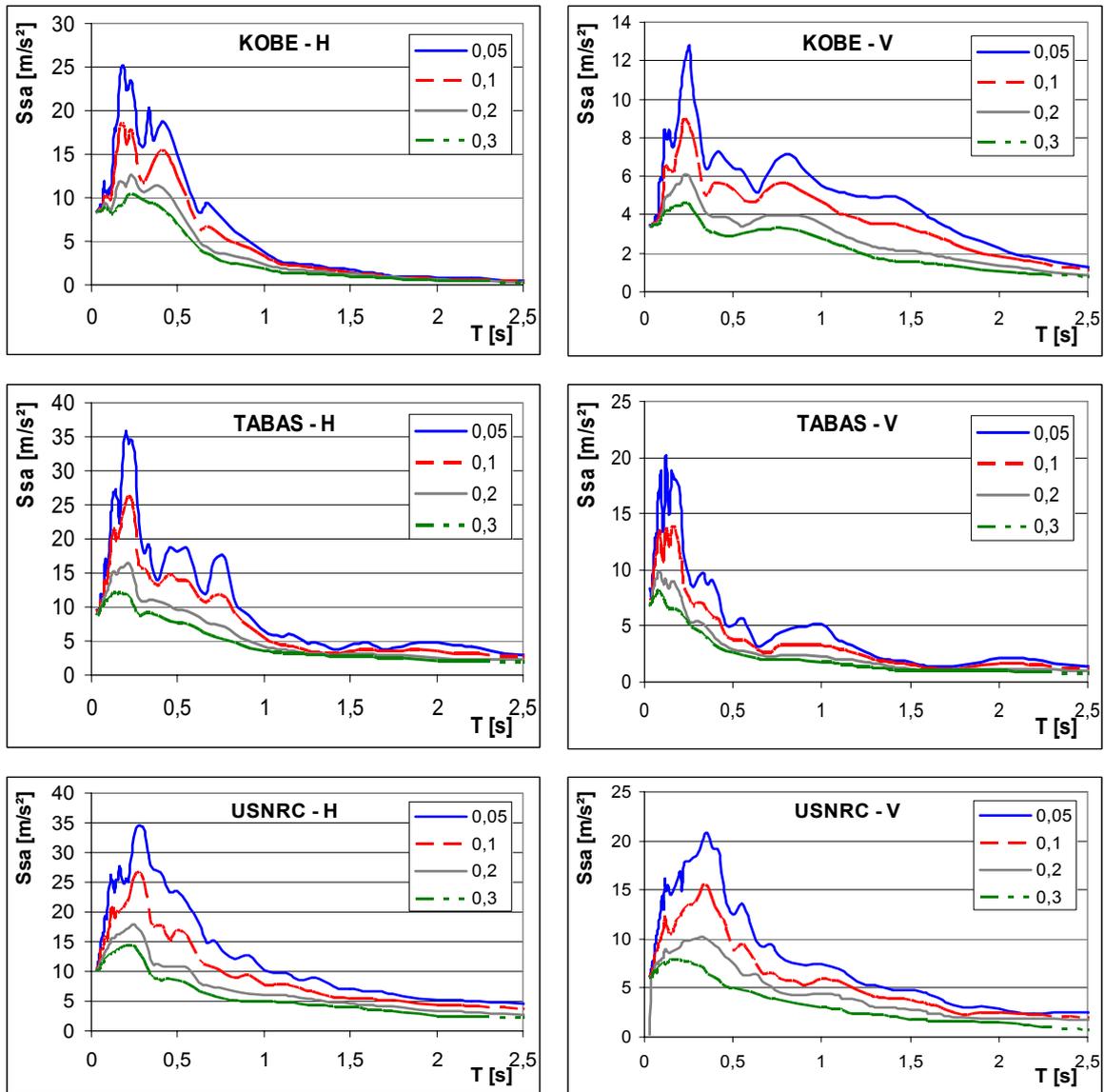


Figura 6: Espectros de pseudo aceleraciones de las señales sísmicas consideradas.

5.4 Influencia de la rigidez vertical de los aisladores

Si se considera al edificio como un cuerpo rígido apoyado sobre un sistema de aislamiento con rigidez horizontal k_h y vertical k_v (Fig. 7), y esas rigideces son comparables en magnitud, existe en cada plano vertical XZ–YZ un modo pendular con polo inferior PX–PY y otro modo pendular con polo superior QX–QY. Un aumento de rigidez vertical aleja el polo inferior convirtiéndolo en un modo de translación horizontal, mientras que el polo superior tiende al Centro de Gravedad (CG), convirtiéndose en un modo rotacional sobre dicho centro. En el esquema no se han indicado ni el modo vertical (VE) ni el torsional en el eje vertical (TO). Estos modos y sus frecuencias son denominados en adelante como “modos del aislamiento”.

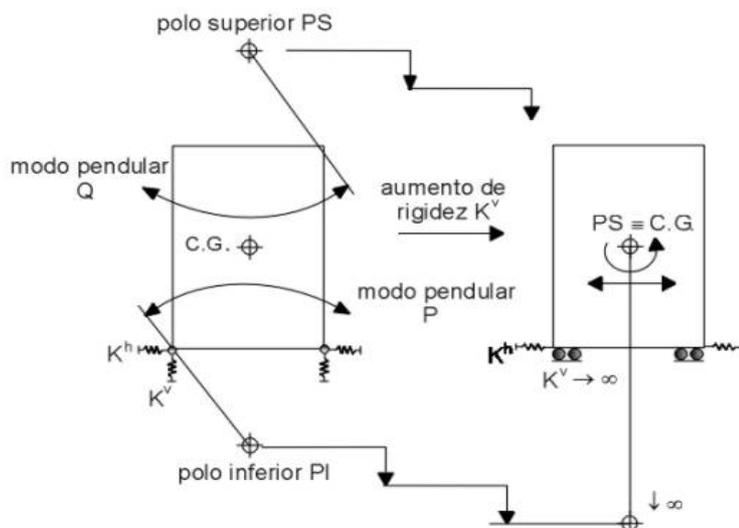


Figura 7: Influencia de la rigidez vertical en el análisis modal del edificio como cuerpo rígido.

En la *Tabla 5* se muestran las relaciones de amortiguamiento obtenibles bajo la hipótesis de edificio rígido y la distancia de los polos al CG para los distintos casos analizados. Estos valores han sido calculados para un edificio simétrico en sus ejes coordenados, por lo que las frecuencias de los modos pendulares f_P y f_Q en ambos planos verticales son idénticas.

	ξ				Dist. CG al		f_P	f_Q	
	P	Q	VE	TO	Polo sup.	Polo inf.			
	%	%	%	%	m	m			
GE0	29	2	1	51	0	-2234	1,20	34,55	
GE1	29	4	1	51	0,02	-705	1,20	19,44	
GE2	29	7	2	51	0,09	-250	1,19	11,61	
GE3	26	15	4	51	0,23	-64	1,16	5,96	
GE4	23	23	5	51	0,42	-29	1,10	4,10	
GE5	19	30	7	51	0,71	-18	1,04	2,31	
(*)	GO0	14	1	0	25	0	-8236	0,63	34,53
	GO1	14	1	1	25	0,01	-2596	0,63	19,39
	GO2	14	5	1	25	0,01	-916	0,63	11,53
	GO3	14	5	2	25	0,06	-230	0,62	5,80
	GO4	13	7	3	25	0,13	-100	0,62	3,85
	GO5	13	10	4	25	0,22	-58	0,61	2,98
GU0	14	1	0	25	0	-13362	0,49	34,52	
GU1	14	1	0	25	0	-4212	0,49	19,39	
GU2	14	2	1	25	0,01	-1486	0,49	11,52	
GU3	14	4	1	25	0,04	-372	0,49	5,78	
GU4	14	6	2	25	0,08	-161	0,49	3,82	
GU5	13	8	3	25	0,14	-94	0,48	2,93	

Tabla 5: Variación de ξ para los modos P, Q, VE y TO, dist. CG-polo y frec. propias de los modos P y Q para el modelo de edificio rígido. (*) calculado para $u=400$ mm.

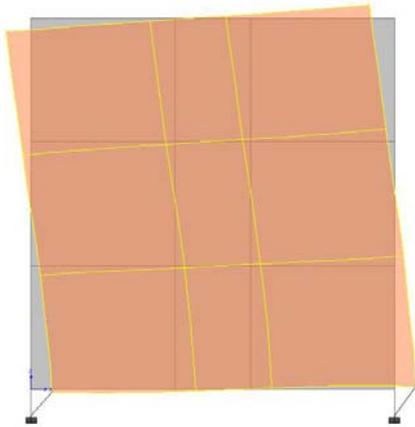


Figura 8: Modo 5, modelo GE0, $f = 8.8$ Hz

Es evidente que tanto las frecuencias de los modos, como las relaciones de amortiguamiento son aplicables en forma aproximada al modelo de la estructura real en tanto la magnitud de la frecuencia del modo considerado no se acerque a la primera frecuencia natural de la estructura rígidamente apoyada, esto es 4.7 Hz (0,21 s).

De la tabla se deduce que los valores son válidos con excepción de las frecuencias pendulares de polo superior Q para todos los casos GE, GO y GU subcasos 0, 1, 2 y en forma marginal para el 3. En estos modos “combinados” hay una participación importante en la distorsión de los aisladores y de la estructura civil, como puede verse en la Fig. 8.

En la Fig. 9 se muestra la variación de los períodos de los modos en función de la rigidez vertical de los aisladores considerados. Nótese que los aumentos de períodos para frecuencias verticales f_v decrecientes son muy notables para los casos 4 y 5 (izq.), en especial para GE4 y GE5, ya que la relación de rigidez vertical/horizontal es en estos últimos menor que 3, mientras que en el resto de los casos mayor que 4.

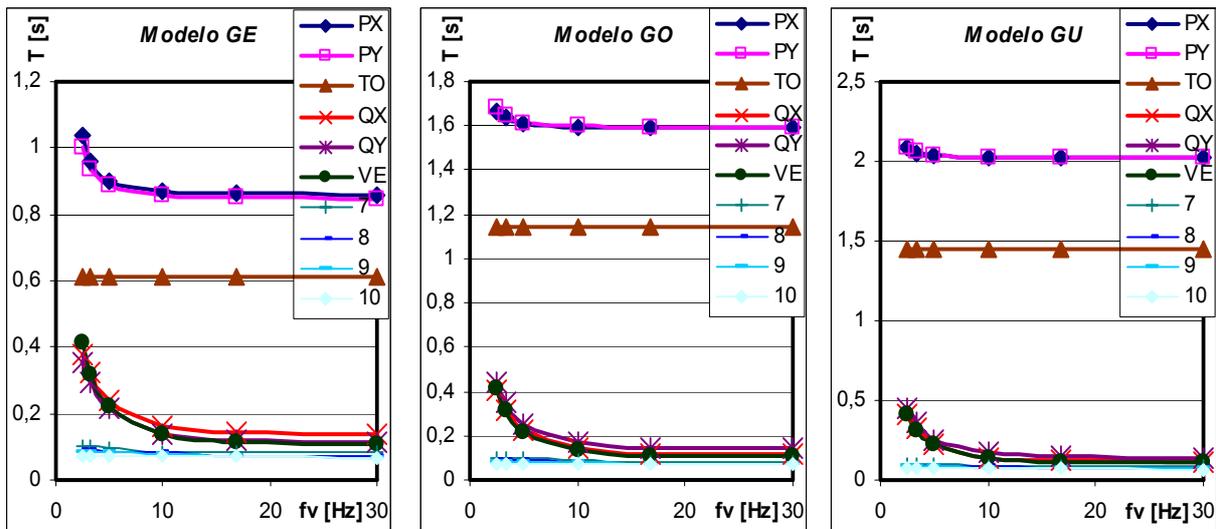


Figura 9: Variación de los períodos de los modos en función de la rigidez vertical del aislador.

Para los modos combinados el amortiguamiento es asumido como un promedio entre el correspondiente al modo del aislador (edificio considerado como cuerpo rígido), y el amortiguamiento estructural asumido para el hormigón, que para el resto de los modos se supuso del 3%.

Los valores de amortiguamiento modal del sistema de aislamiento de la Tabla 5 sirvieron como base para aproximar la respuesta obtenida por cálculo no lineal debido a la consideración del amortiguamiento no lineal y no proporcional.

5.5 Cálculo de la respuesta espectral amortiguada

Para el caso de señales sísmicas en el dominio del tiempo, los espectros pudieron ser calculados en forma exacta por integral de convolución. En el caso de cálculos con envolventes de espectros, es posible obtener aproximaciones de $S_{SA}(\xi, T)$ partiendo del espectro para una relación de amortiguamiento del 5% y aplicando un factor de reducción f_r para amortiguamientos mayores de la siguiente forma:

$$\begin{aligned} S_{SA} &= a_0 + (f_r a_p - a_0) \frac{T}{T_1} && \text{para } T < T_1 \\ S_{SA} &= f_r a_p && \text{para } T_1 \leq T \leq T_2 \\ S_{SA} &= \left(1 - |1 - f_r| \frac{T_2}{T}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{-c} a_p && \text{para } T > T_2 \end{aligned} \quad (7)$$

donde T_1 es el período al comienzo del plafón, T_2 el período al fin del plafón, a_0 la pseudo aceleración para $T = 0$, a_p la pseudo aceleración del plafón, $c = 2/3$ según CIRSOC 103 y

$$f_r = 1,5 / (1 + 10 \xi) \quad \xi > 0,05 \quad (8)$$

De igual forma se corrige el espectro para valores de la relación de amortiguamiento menores al 5%, reemplazando en (7) el factor f_r por el factor de amplificación f_a , definido como:

$$f_a = \sqrt{0,05 / \xi} \quad 0,005 > \xi > 0,05 \quad (9)$$

Para la norma Chilena NCh2745 se utilizó el mismo criterio de reducción, mediante ecuaciones adaptadas para las formas del espectro allí especificadas.

Se consideraron tanto los espectros debidos a aceleración en la dirección horizontal como vertical y ambos fueron corregidos debido al amortiguamiento.

6 RESULTADOS OBTENIDOS

A continuación se muestran una serie de gráficos conteniendo los resultados logrados. Los desplazamientos fueron medidos en un punto de una esquina sobre la base del edificio y en dirección horizontal, mientras que las aceleraciones también horizontales en un punto con igual ubicación en planta pero situado en la azotea. Para el control de los esfuerzos se eligió una columna esquina en la zona inferior directamente por encima de la platea base de la superestructura. Todos los puntos objeto de estudio probaron ser representativos del estado general del movimiento y de los esfuerzos en la estructura. La misma señal horizontal se aplicó simultáneamente en la dirección X e Y.

La Fig. 10 muestra la respuesta estructural por espectros de respuesta (RSP) para el sismo de Kobe, bajo excitación horizontal y vertical comparada con la obtenida por un cálculo no lineal en el dominio del tiempo (IDT). Las Figs. 11, 12 y 13 muestran la respuesta a los sismos de Kobe, Tabas y USNRC en sus componentes horizontal y vertical actuando separada y simultáneamente. Finalmente las Figs. 14 y 15 muestran de la misma forma la respuesta del edificio para los espectros de diseño de las normas CIRSOC 103 y NCh2745. En cada gráfico se indica a su derecha como caso "rig" el valor obtenido para base rígida (sin aislamiento).

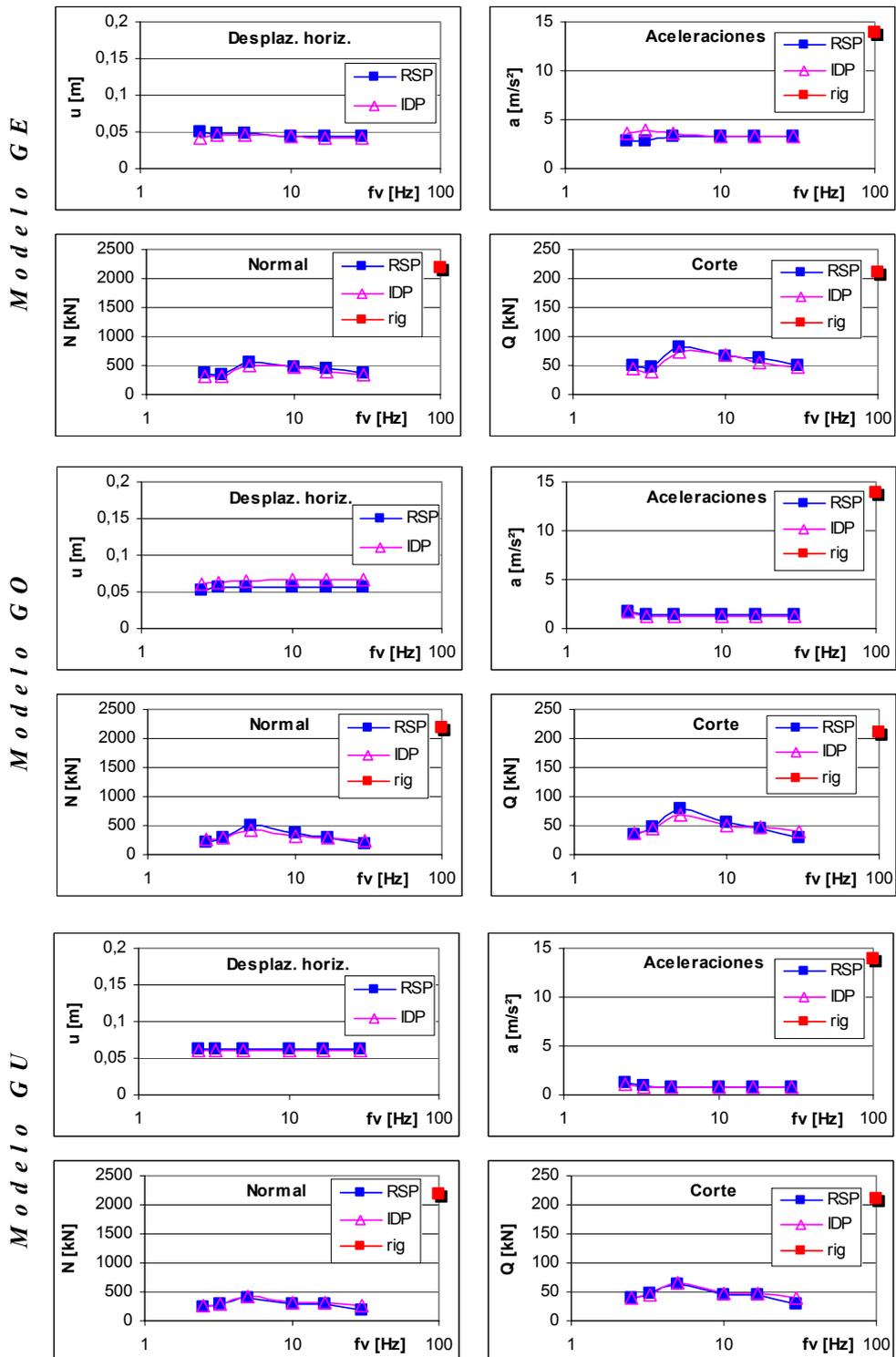
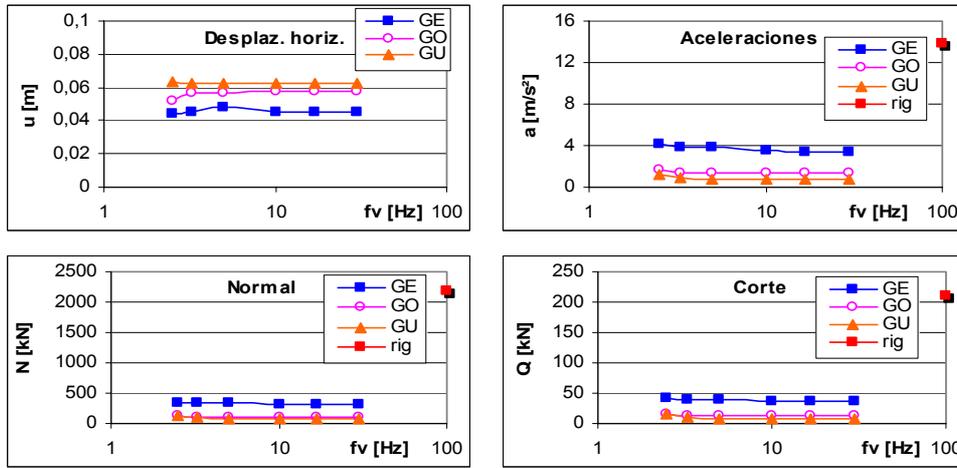
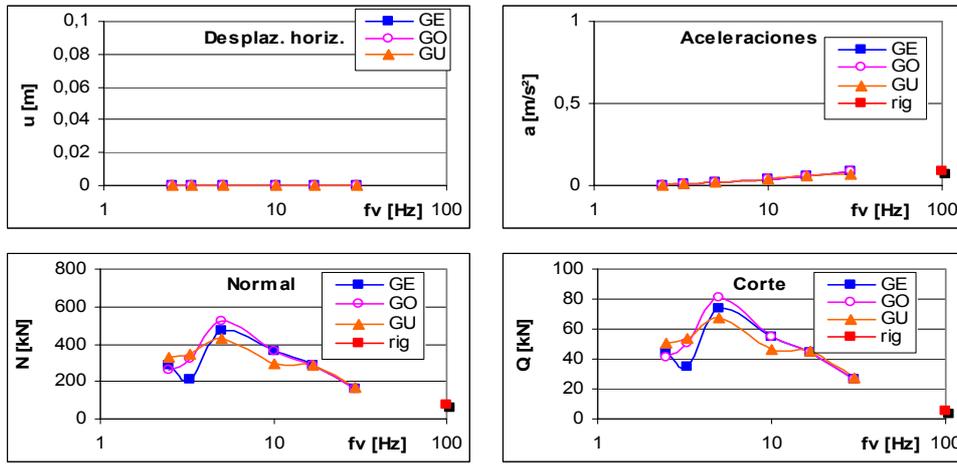


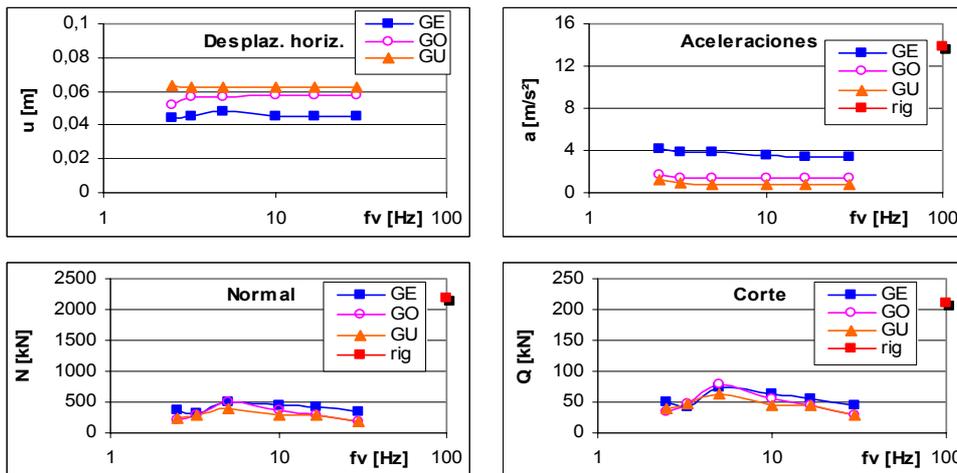
Figura 10: Comparación de resultados obtenidos por integración en el dominio del tiempo (IDT) con espectros de respuesta (RSP), Sismo Kobe, direcciones de excitación H y V.



Sismo Kobe, excitación Horizontal

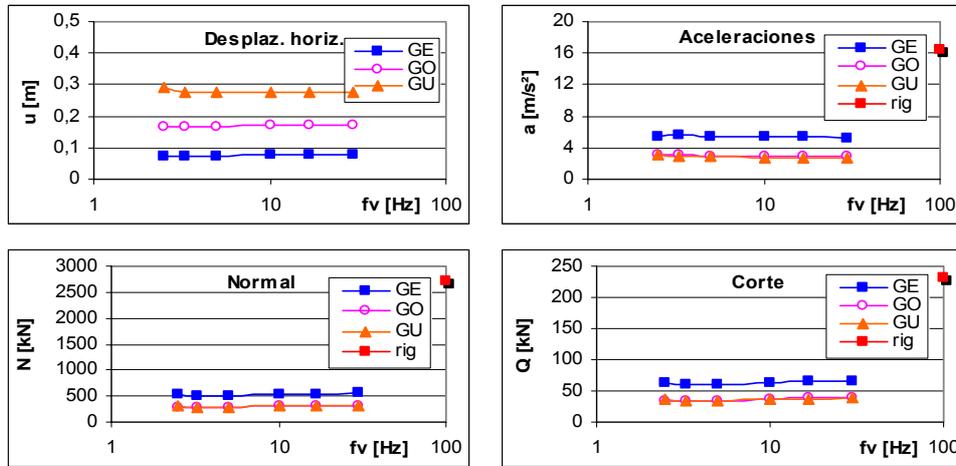


Sismo Kobe, excitación Vertical

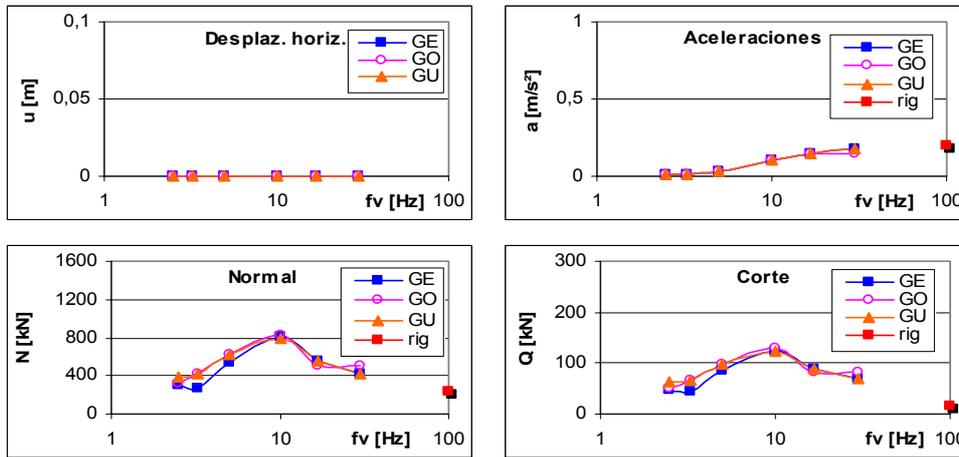


Sismo Kobe, excitación Horizontal y Vertical

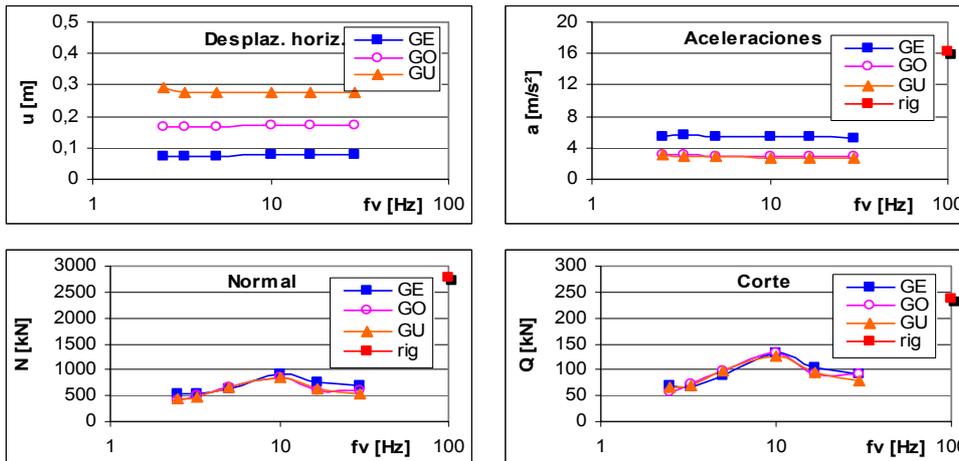
Figura 11: Desplazamientos, Aceleraciones, Esfuerzo Normal y Cortante, Sismo Kobe.



Sismo Tabas, excitación Horizontal

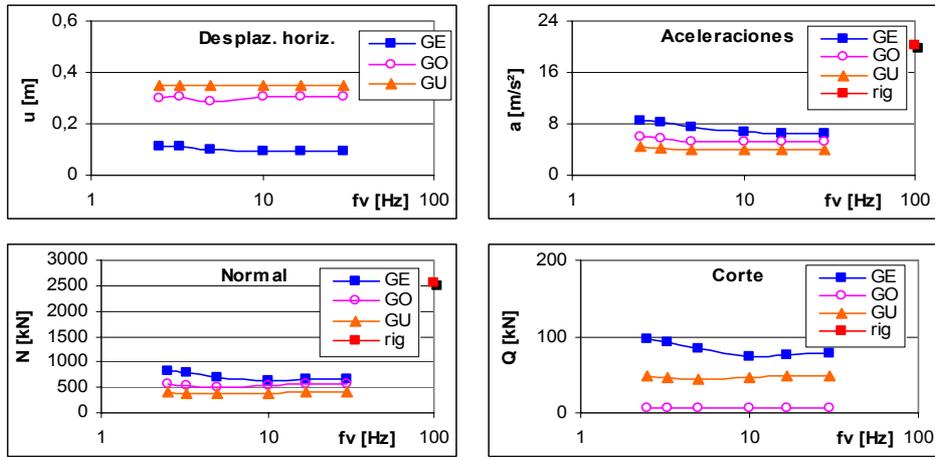


Sismo Tabas, excitación Vertical

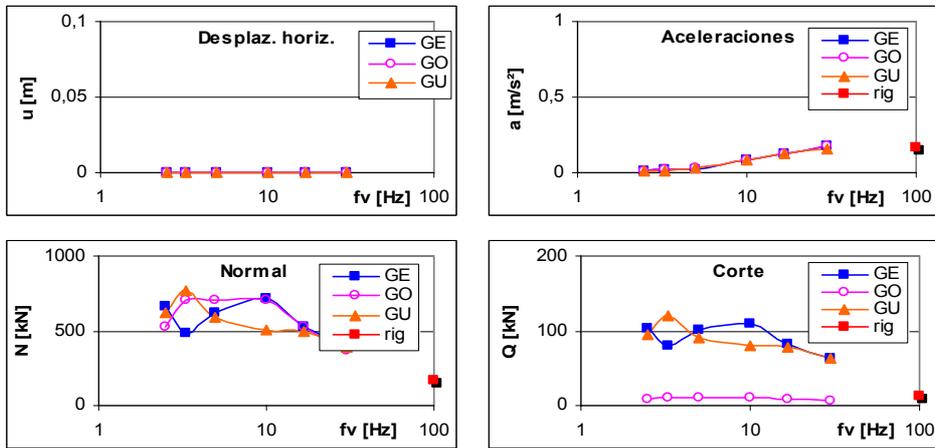


Sismo Tabas, excitación Horizontal y Vertical

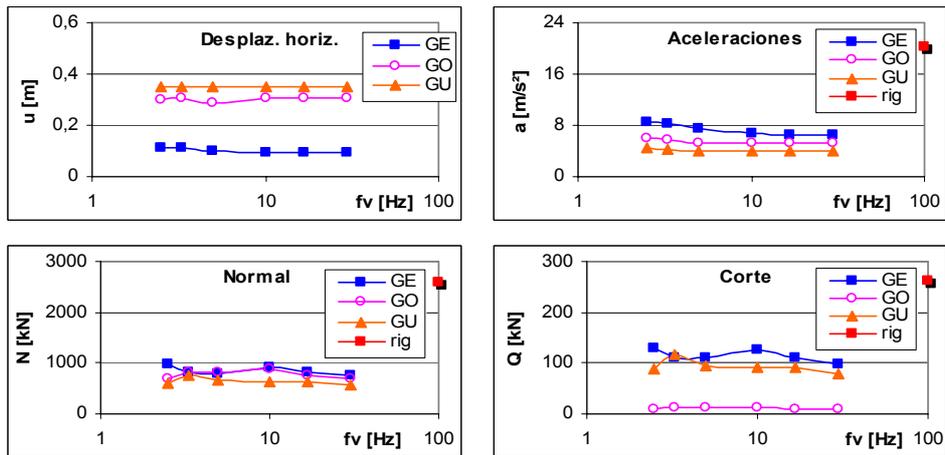
Figura 12: Desplazamientos, Aceleraciones, Esfuerzo Normal y Cortante, Sismo Tabas.



Sismo USNRC, excitación Horizontal



Sismo USNRC, excitación Vertical



Sismo USNRC, excitación Horizontal y Vertical

Figura 13: Desplazamientos, Aceleraciones, Esfuerzo Normal y Cortante, Sismo USNRC.

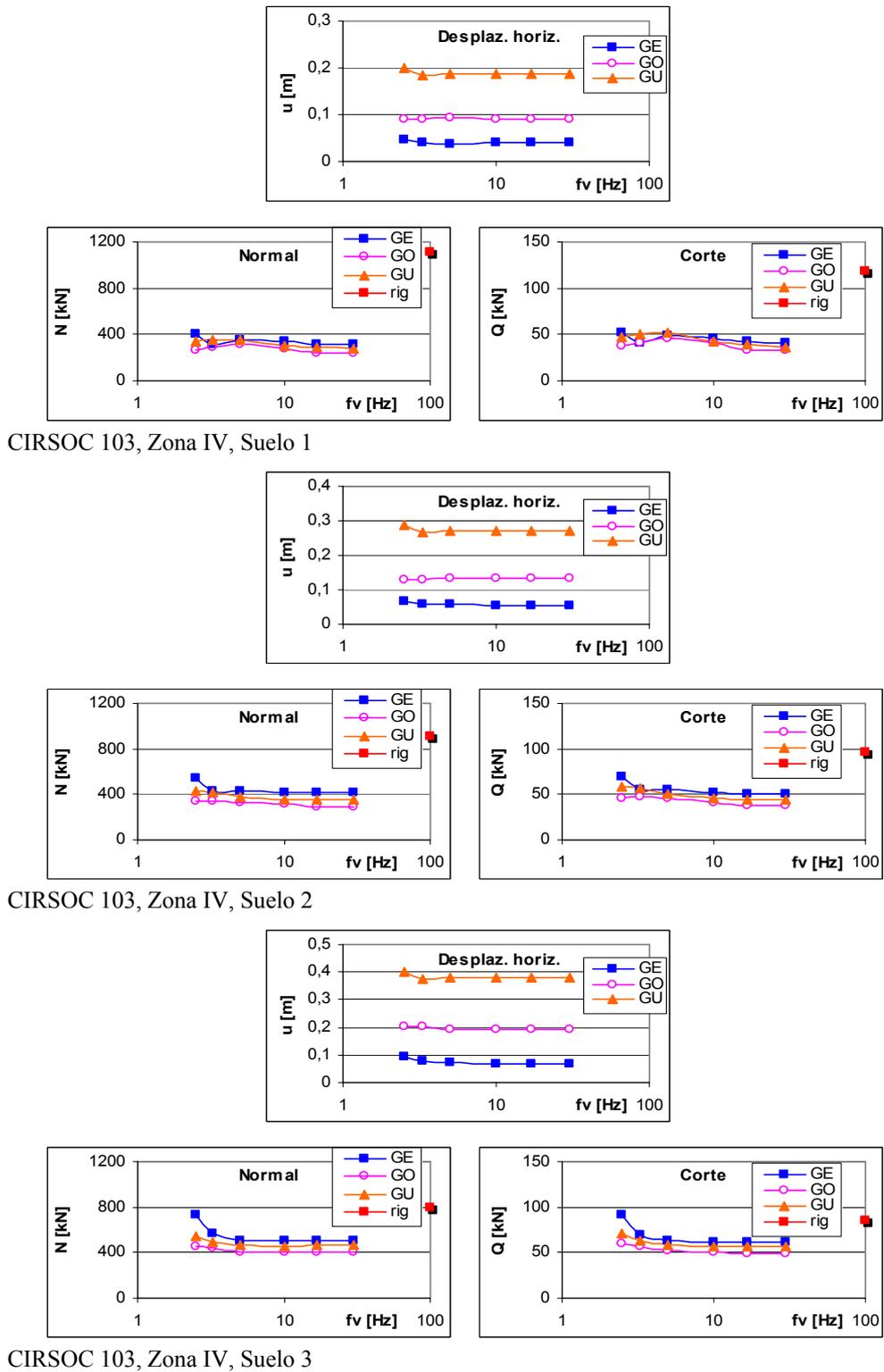


Figura 14: Desplaz., Esfuerzo Normal y Cortante, según CIRSOC 103, excitación horizontal y vertical.

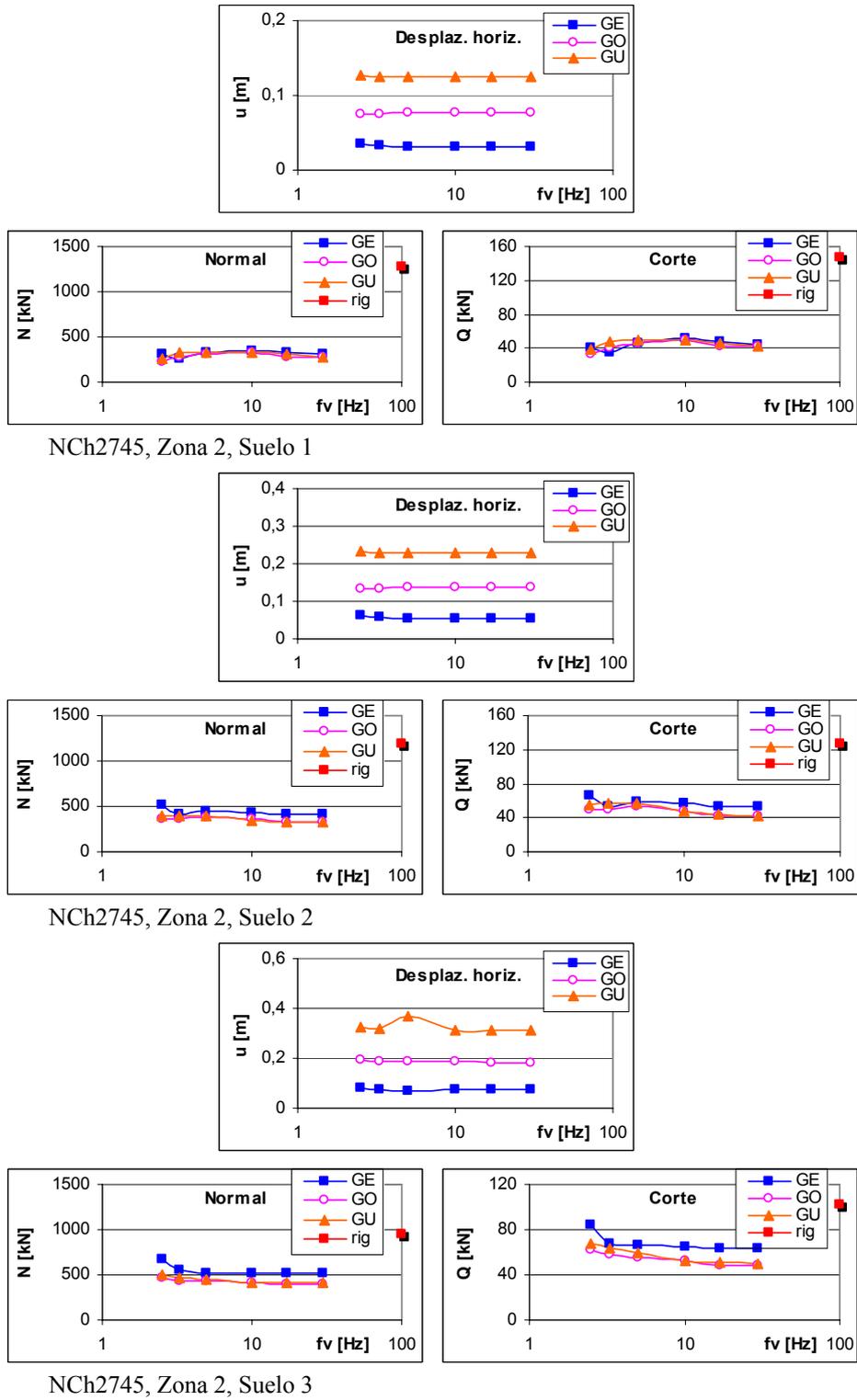


Figura 15: Desplaz., y Esfuerzo Normal y Cortante, según NCh2745, excitación horizontal y vertical.

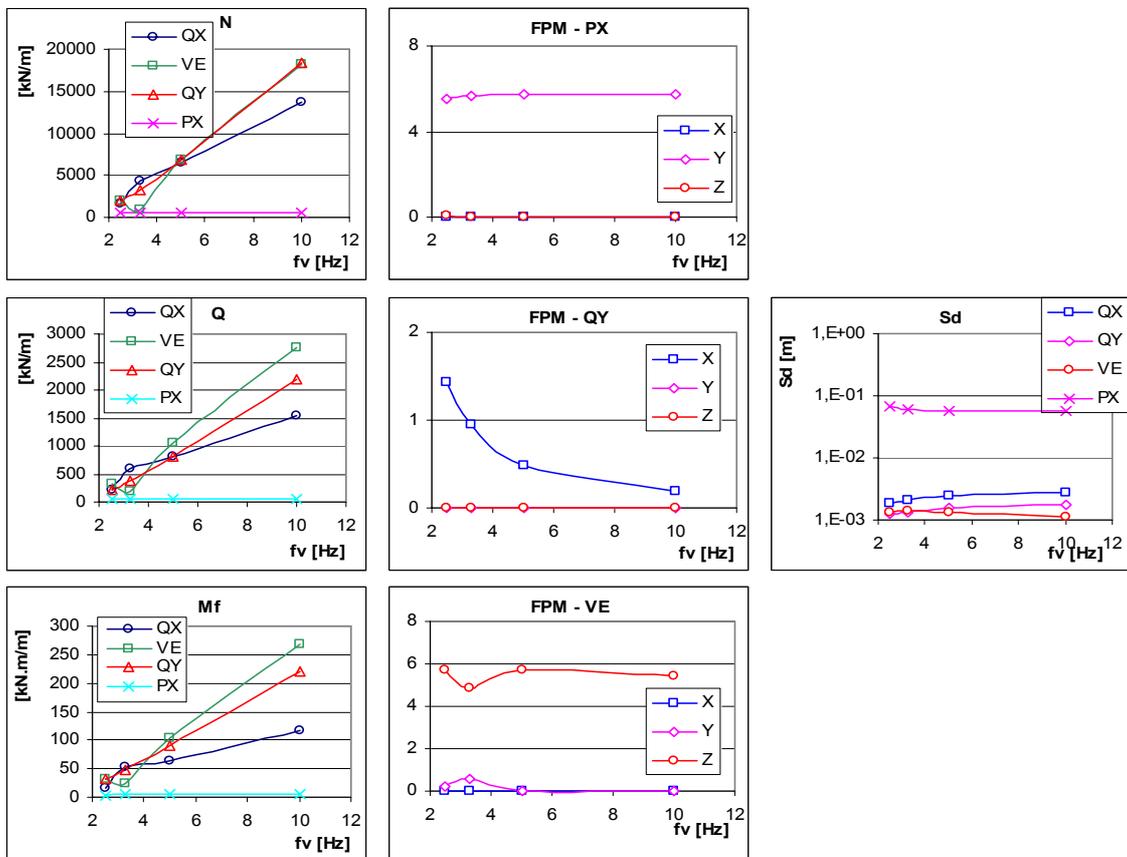


Figura 16: Esfuerzos modales (col. izq.), factores de participación modal FPM (col. centro) para el caso GE y Sd (derecha) según Cirsoc 103 Zona IV Suelo 2.

De los gráficos es evidente que la variación de la rigidez vertical no modifica significativamente la respuesta horizontal en el rango de rigideces considerado; ni los desplazamientos en la base (lo que es claramente esperable), como tampoco las aceleraciones en la azotea sufren variaciones notables. Por otro lado k_v no conduce a modificación alguna en la tendencia general a encontrar menores desplazamientos y mayores aceleraciones para rigideces horizontales mayores. Los desplazamientos en la azotea se mantienen también acotados en todos los casos para un edificio de baja altura como el analizado, aún cuando se consideren grandes flexibilidades horizontales y verticales, p.e. caso GU5.

Respecto de los esfuerzos, existe en el **caso de excitación horizontal** un claro ordenamiento de las curvas, donde las mayores magnitudes corresponden a los aisladores de rigideces horizontales mayores. Una excepción es el caso GO, cuyo amortiguamiento horizontal para desplazamientos entre 50 a 200 mm. supera el 25%, lo que produce disminuciones en los esfuerzos por debajo del caso GU de rigidez vertical equivalente. Un aumento de amortiguamiento resulta beneficioso disminuyendo los desplazamientos y reduciendo las tensiones. Las reducciones en los niveles de esfuerzos respecto de los correspondientes al edificio sin aislamiento (rig), son sin embargo tan importantes que hacen insignificante las diferencias relativas entre casos, especialmente para espectros de suelos rígidos y no tan marcadamente para suelos blandos, donde las reducciones son del 70% para Cirsoc 103, Zona IV, Suelo 1, caso GE4 y de menos del 50% para Suelo 3.

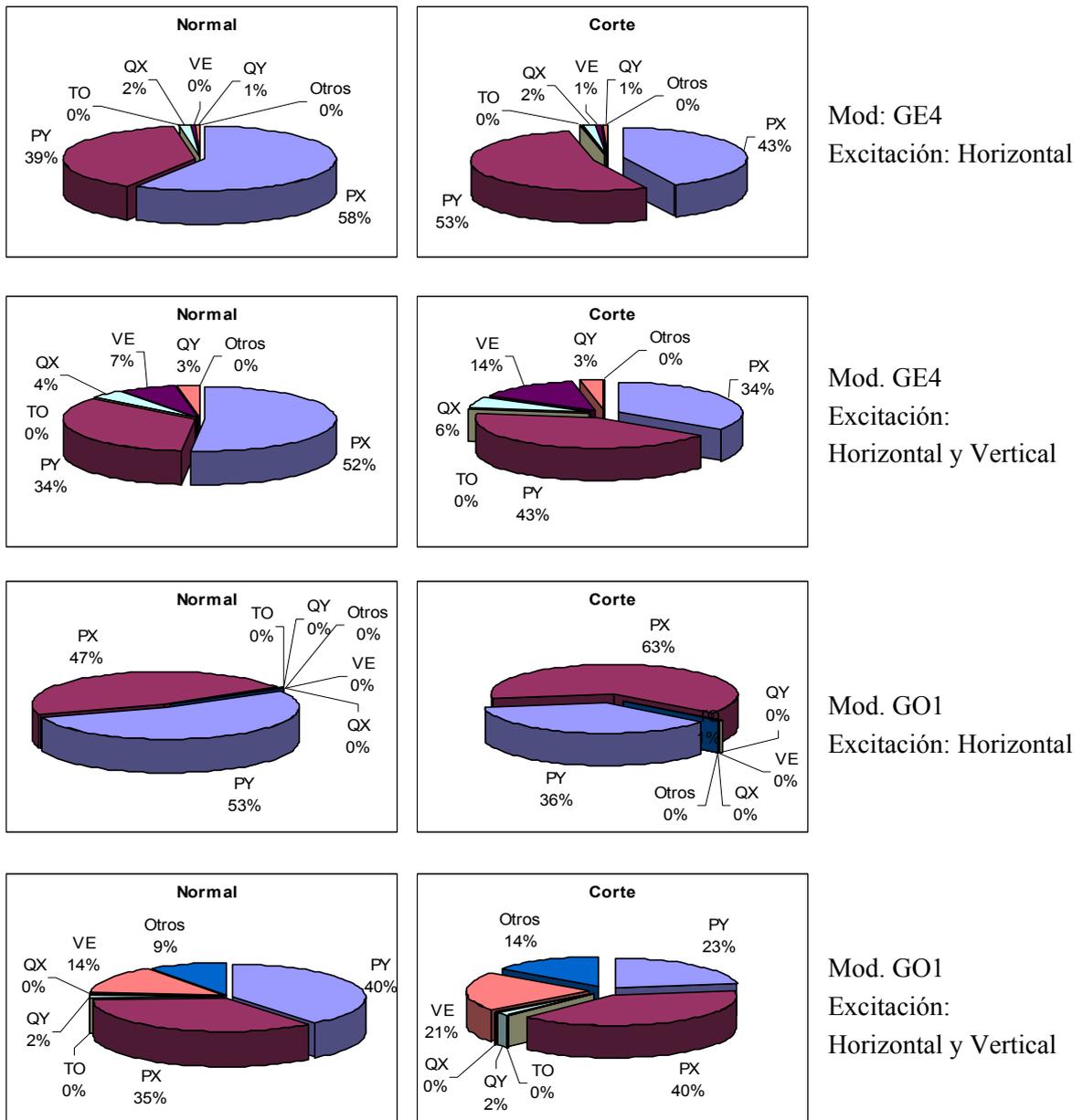


Figura 17: Contribución modal a los esfuerzos, Cirsoc 103 Z. IV, S.2.

Para el caso de excitación vertical es obvio que los desplazamientos horizontales resultan despreciables. Para esta dirección de excitación existe una importante amplificación de los esfuerzos respecto de los generados en el edificio sin aislamiento, con un factor de magnitud varias veces la unidad, dependiendo del sismo. Cuando la rigidez vertical es alta, los esfuerzos son independientes de la rigidez horizontal, convergiendo las curvas a un mismo valor. Para rigideces verticales bajas existe una dependencia con la rigidez horizontal por el acoplamiento generado por las asimetrías. Notar que la magnitud de los esfuerzos debido a excitación vertical es del mismo orden y a veces mayor a los generados por excitación horizontal.

La magnitud final de los máximos de los esfuerzos resultan aproximadamente 50% mayores para el **caso de excitación horizontal y vertical simultánea** respecto del caso de excitación sólo horizontal. Nótese que para el caso de edificios aislados, donde las señales verticales son a menudo consideradas poco importantes, la excitación vertical puede jugar un rol preponderante respecto de análisis tensional y muy especialmente para emplazamientos cercanos a fallas geológicas. Esta escasa consideración tiene probablemente lugar a causa de que los esfuerzos en el edificio sin aislar debido a excitación vertical son verdaderamente despreciables frente a los de su par horizontal.

6.1 Análisis de esfuerzos en función de la rigidez vertical del sistema de aislamiento

La idea básica del aislamiento es que un aumento del período horizontal conduce en general a valores de pseudo aceleraciones menores, por lo que la respuesta del edificio es menor en términos de aceleraciones y mucho mayor en términos de desplazamientos, los que son absorbidos por el dispositivo aislador. A pesar de que los “modos del aislamiento” no son mayormente distorsivos para el edificio, los esfuerzos debidos a excitación horizontal siguen dependiendo preponderantemente de los modos pendulares con polo abajo u horizontales (PX–PY), véase Fig.17, donde se muestra la contribución de los modos a los esfuerzos normales.

Desde el punto de vista de la estructura, tanto los esfuerzos F_{ϕ_i} modales como los factores de participación de los modos P no sufren variación significativa con la f_v del aislamiento, Fig. 16. Sin embargo, para el caso GE por ejemplo, un aumento de la flexibilidad vertical disminuye el amortiguamiento efectivo del modo P (Tabla 5) debido a la mayor participación de la constante de amortiguamiento vertical, que típicamente es la mitad de la horizontal en amortiguadores viscosos.

Respecto de la excitación vertical, un aumento del período vertical del aislamiento conduce en el caso analizado (y en general dependiendo de la altura del edificio y la envolvente espectral considerada), a un aumento de las aceleraciones espectrales, al menos para relaciones de amortiguamiento crítico vertical constantes. En cambio, si la constante de amortiguamiento se mantiene constante (lo que es una característica de los amortiguadores viscosos) puede este aparente incremento compensarse favorablemente, ya que ξ crece linealmente con el período y S_{SA} disminuye inversamente con ξ según (8). Por otro lado, las contribuciones de los modos VE tienden a disminuir al reducirse la frecuencia vertical del aislamiento debido a la disminución de los esfuerzos modales, Fig.16.

Analizando los esfuerzos modales de los modos Q, se observa que una disminución de f_v reduce favorablemente las solicitaciones modales (Fig. 16), pero por otra parte, los factores de participación modal (FPM) incrementan sus valores compensando de esta manera la tendencia de reducción y justificando la variación poco significativa de los esfuerzos con las rigideces verticales. Además la contribución de los modos Q a la respuesta por excitación H y V simultánea es muy poco significativa. Notar que el incremento de los FPM de los modos Q con la disminución de f_v está asociado al aumento de la distancia entre el polo del modo pendular y el centro de masas del edificio. Finalmente, y con el objeto de mostrar un panorama completo de las componentes que generan los esfuerzos, se grafican en la zona derecha de la Fig. 16 a los pseudo desplazamientos según Cirsoc Zona IV Suelo 2.

7 CONCLUSIONES

Se desarrolla un programa de cálculo que alimentado con salidas de programas de elementos finitos permite calcular desplazamientos, aceleraciones y esfuerzos en los miembros estructurales de un edificio con aislamiento de base.

El programa utiliza el método de respuesta espectral calculando amortiguamientos modales del sistema de aislamiento y evitando los cálculos no lineales en el dominio del tiempo que serían necesarios debido a la presencia de amortiguamiento no lineal o no proporcional. Esto permite analizar las contribuciones individuales de cada forma modal considerada.

A través de la incorporación de los espectros de diseño de las normas sísmicas argentina y chilena actuales, se permite una rápida predicción de los parámetros de control para distintas configuraciones de aisladores de base.

Los resultados obtenidos han posibilitado mejorar el entendimiento de la generación de esfuerzos para las excitaciones horizontal y vertical en el edificio en cuestión.

Mediante el uso del programa se prevé extender el estudio a otras configuraciones geométricas de edificios y ampliar el estudio a otros sistemas de disipación de energía.

8 REFERENCIAS

- [1] N. Makris and H.S. Deoscar, "Prediction of Observed Response of Base-Isolated Structure", *Journal of Structural Engineering*, 485-493, May (1996).
- [2] P. Nawrotzki, "Seismic Protection of Structures by Viscoelastic Elements". *The Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Nanyang Technological University, Singapore, Paper N° 1059, December 5-7. (2001).
- [3] P. Nawrotzki, "Passive Control Systems for Buildings in Seismically Active Regions", *ECCM-2001, European Conference on Computational Mechanics*, Cracow, Poland, June 26-29. (2001).
- [4] M. Tornello and A.M. Sarrazin, "Desarrollo e Implementación de un Sistema de Aislamiento Sísmico para un Edificio Civil". 6to. *EIPAC Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, XI SIBIS Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina, 25 al 27 de agosto. (2003).
- [5] J.E. Stuardi, "Dispositivos Viscoelásticos para Protección Sísmica de Edificios: Residencia Estudiantil en Mendoza, Argentina", 6to. *EIPAC Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción*, XI SIBIS Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina, 25 al 27 de agosto. (2003).
- [6] Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Secretaría de Obras Públicas, Ministerio de Obras y Servicios Públicos, Poder Ejecutivo Nacional, "Microzonificación sísmica del Gran Mendoza", República Argentina. (1989).
- [7] Y.K. Wen, "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems", *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 102, 249-263, (1976).
- [8] C.M. Harris and A.G. Piersol, *Harris's Shock and Vibration Handbook*, Fifth Edition, Mc Graw Hill. (2002).