

REEVALUACION SISMICA DE LA CENTRAL NUCLEAR DE EMBALSE PARA LA EXTENSION DE LA LICENCIA OPERATIVA

Marcelo A. Ceballos ^a, Federico Pinto ^a, Ricardo J. Rocca ^b y Carlos A. Prato ^a

^aDepartamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales,
Universidad Nacional de Córdoba, Vélez Sarsfield 1611, X5016GCA, Córdoba, Argentina,
<http://www.efn.unc.edu.ar/departamentos/estruct>

^bDepartamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales,
Universidad Nacional de Córdoba, Vélez Sarsfield 1611, X5016GCA, Córdoba, Argentina,
<http://www.efn.unc.edu.ar/departamentos/consciv>

Palabras clave: reactor nuclear, evaluación sísmica, rigidez dinámica de la fundación, parámetros modales del sistema, espectros de respuesta.

Resumen. La Central Nuclear de Embalse, localizada en Embalse de Río Tercero (Córdoba) y en operación desde 1983, ha sido sometida a un proceso de reevaluación sísmica a los efectos de obtener una extensión de la licencia operativa que vence en 2010. El objetivo principal del estudio encomendado a la Universidad Nacional de Córdoba consiste en el análisis de la adecuación del Edificio del Reactor frente al ambiente sísmico de verificación mediante herramientas de análisis actuales. El presente trabajo describe las tareas realizadas durante la determinación de la respuesta sísmica del Edificio del Reactor mediante un modelo numérico desarrollado con el programa SASSI para el análisis de sistemas con interacción dinámica suelo-estructura. Mientras que en el diseño original se utilizó la técnica de superposición modal considerando un espectro de respuesta de diseño proporcionado por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) en el año 1981, en este estudio se utilizan acelerogramas de sismos reales extraídos de bases de datos internacionales que se adecúan a las principales fuentes de actividad sísmica en las proximidades de la zona de emplazamiento de la central. Dado que el presente estudio tiene como alcance la reevaluación del edificio frente al nivel de demandas sísmicas establecido por el INPRES, los sismos se escalan de tal manera de producir una aceleración máxima de 0.35 g en la superficie libre de roca para la máxima componente horizontal medida. Los resultados obtenidos muestran que las solicitaciones sísmicas en términos de espectros de respuesta de piso de la estructura son notablemente inferiores a los valores reportados en los informes originales. Estos espectros de piso permiten verificar la adecuación del edificio y de sus componentes mecánicos frente al evento de diseño.

1 INTRODUCCION

La Central Nuclear de Embalse de Río Tercero es una usina termonuclear para la generación de energía eléctrica con una capacidad bruta de 648 MWe. El generador de energía fue el cuarto reactor CANDU (*Canadian Uranium Deuterium*) puesto en operación comercial y su rendimiento hasta el presente ha resultado muy satisfactorio, con un factor de carga promedio de 84%.

Durante una revisión del nivel sísmico definido por el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES), realizada en el final de la construcción y antes del comienzo de la operación de la planta, se aumentó la componente horizontal de la aceleración máxima del suelo (PGA, del inglés *peak ground acceleration*) para el sismo de diseño de 0.15 a 0.35 g. Esto motivó a comienzos de los años 80's un estudio detallado por parte de la Universidad Nacional de Córdoba del comportamiento de la central ante la nueva demanda sísmica. Como parte de la revisión sísmica se generaron espectros de respuesta de piso con el modelo numérico utilizado en la etapa de diseño para la demanda sísmica incrementada a través del método directo desarrollado por [Singh \(1975\)](#) que permite obtener estos espectros sin la utilización de registros en el tiempo.

Como parte de las acciones para la extensión de su vida útil, la planta se encuentra en proceso de reevaluación para obtener una renovación de la licencia operativa, y su propietario Nucleoeléctrica Argentina S.A. (NA-SA) contrató a la Universidad Nacional de Córdoba para realizar una actualización del análisis sísmico utilizando las nuevas herramientas disponibles para el estudio de la respuesta del edificio del reactor sobre la base del sismo de 0.35 g definido por el INPRES. En este trabajo se sintetizan y discuten los principales resultados del análisis, mientras que en otros trabajos se discuten los detalles de la validación del modelo numérico ([Pinto et al. 2007](#)) y el ambiente sísmico de diseño ([Martino et al. 2007](#)).

2 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

El edificio del reactor consiste en una cáscara cilíndrica y un domo externos de hormigón pretensado, y un edificio interno constituido por paredes de corte y losas de hormigón armado, vinculados a una losa de base de 1.7m de espesor. En el trabajo de [Pinto et al. \(2007\)](#) se describe el procedimiento de modelación numérica implementado en el programa para el análisis de sistemas con interacción suelo-estructura SASSI ([Stevenson & Associates Inc. 1995](#)). Este nuevo modelo, que incorpora en el modelo del suelo las velocidades de ondas de corte obtenidas de mediciones de campo, se valida a través de registros de aceleración en el terreno libre y dentro del edificio del reactor obtenidos durante un evento sísmico de baja magnitud (aceleración máxima < 2% g) ocurrido en el año 2003. La validación consiste en la comparación de las respuestas medidas durante el sismo y calculadas con el modelo numérico en términos de funciones de transferencia y espectros de respuesta correspondientes a dos ubicaciones en el edificio del reactor donde se encontraban instalados acelerómetros triaxiales. El modelo se considera representativo del comportamiento actual del sistema suelo-estructura con un grado de exactitud razonable en el rango de frecuencias de análisis (0 – 12 Hz) donde las respuestas medidas y calculadas presentan una concordancia satisfactoria.

2.1 Propiedades mecánicas del suelo

Las propiedades del suelo se obtienen por medio de ensayos sobre el terreno natural utilizando la técnica de Análisis Espectral de Ondas Superficiales (SASW, del inglés *Spectral Analysis of Surface Waves*) que permite la determinación de perfiles de rigidez al corte para bajas deformaciones. Las propiedades del suelo se ajustan luego siguiendo el Método Lineal

Equivalente implementado en una versión del año 1991 del programa computacional SHAKE (Schnabel et al. 1972) que tiene en cuenta los niveles de amplitud del evento sísmico para el cálculo de la respuesta. Los detalles de este procedimiento se presentan más adelante.

2.2 Frecuencias naturales y relaciones de amortiguamiento

Las principales características dinámicas del sistema suelo-estructura se representan en términos de modos naturales y relaciones de amortiguamiento dentro del rango de frecuencias de análisis. La realización de un análisis modal convencional para la determinación de los parámetros modales dentro del programa SASSI no resulta posible dado que el modelo posee coeficientes de rigidez y amortiguamiento dependientes de la frecuencia. El ajuste de cada término de la rigidez dinámica de la fundación a través de parábolas complejas con la forma indicada a continuación permite obtener matrices equivalentes de rigidez, amortiguamiento y masa que se ensamblan luego con el modelo de la superestructura para efectuar el análisis modal:

$$K_{p-q}(\omega) = k_{p-q} + c_{p-q} \cdot (i\omega) + m_{p-q} \cdot (i\omega)^2 \quad (1)$$

El monolitismo de la superestructura por debajo del nivel del terreno natural permite asumir la losa de base como un cuerpo rígido de acuerdo a los estudios efectuados durante la modelación. De esta forma, el comportamiento dinámico de la fundación se describe a través de la rigidez dinámica de los 6 grados de libertad del centro de la losa de base donde se conectan los modelos de la estructura interna y la estructura de contención.

Las Figuras 1 a 4 muestran la variación en función de la frecuencia de la rigidez dinámica de la fundación obtenida a través del programa SASSI. A pesar que no se muestran en estas figuras, los términos de acoplamiento entre los grados de libertad traslacionales y rotacionales vinculados a los movimientos horizontales también se incluyen en el análisis. En estas figuras se muestra además la rigidez dinámica calculada utilizando las matrices ajustadas de rigidez, amortiguamiento y masa que capturan adecuadamente, en el rango de frecuencias de análisis, el comportamiento dinámico de la fundación obtenido con SASSI.

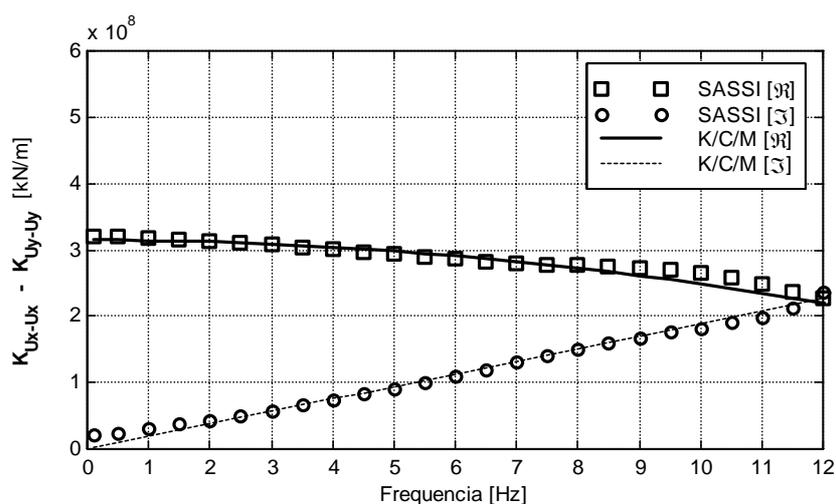


Figura 1: Rigidez dinámica translacional (sway) de la fundación

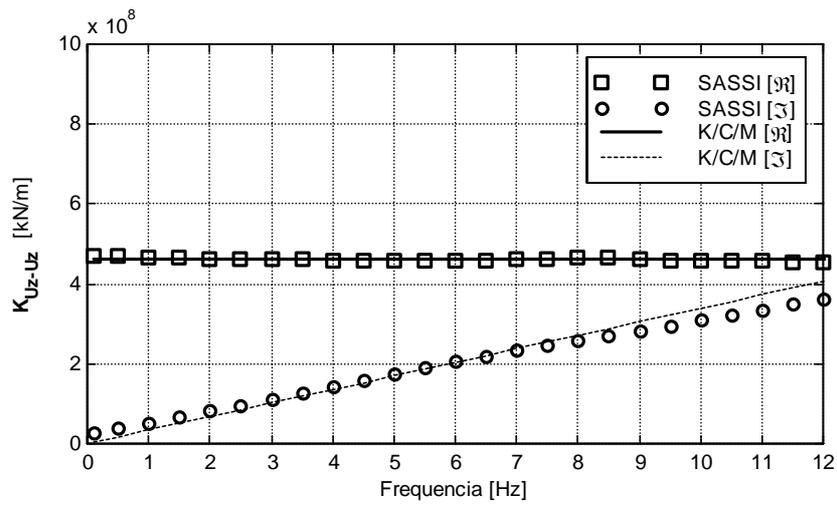


Figura 2: Rigidez dinámica vertical de la fundación

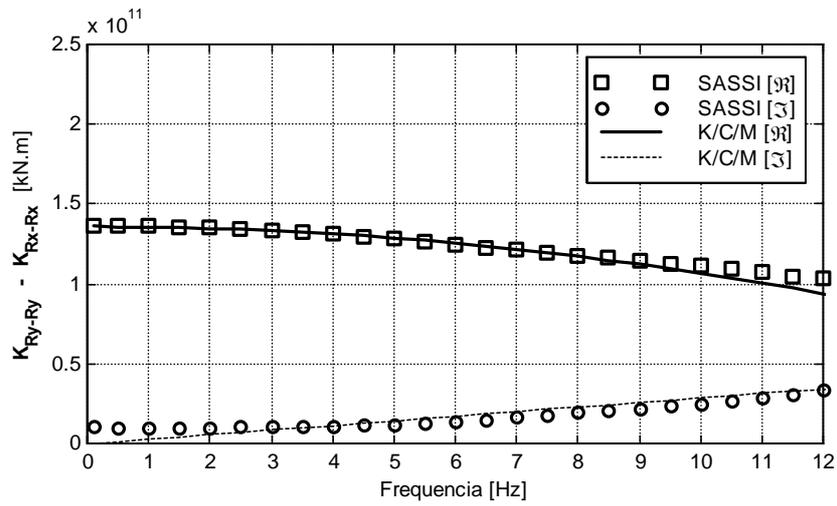


Figura 3: Rigidez dinámica rotacional (rocking) de la fundación

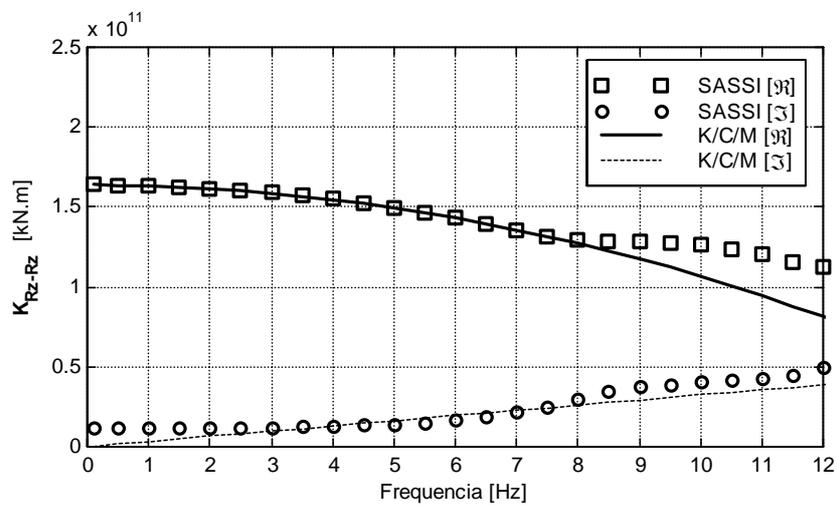


Figura 4: Rigidez dinámica torsional de la fundación

El ensamblaje de las siguientes matrices de rigidez, amortiguamiento y masa de la fundación con las matrices del modelo de la estructura permite la obtención de los parámetros modales:

$$\mathbf{K}_{ff}^{FD} = \begin{bmatrix} 3.148 \cdot 10^8 & 0 & 0 & 0 & -4.048 \cdot 10^8 & 0 \\ 0 & 3.148 \cdot 10^8 & 0 & 4.048 \cdot 10^8 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.630 \cdot 10^8 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.048 \cdot 10^8 & 0 & 1.360 \cdot 10^{11} & 0 & 0 \\ -4.048 \cdot 10^8 & 0 & 0 & 0 & 1.360 \cdot 10^{11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.639 \cdot 10^{11} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{C}_{ff}^{FD} = \begin{bmatrix} 3.000 \cdot 10^6 & 0 & 0 & 0 & 1.876 \cdot 10^6 & 0 \\ 0 & 3.000 \cdot 10^6 & 0 & -1.876 \cdot 10^6 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 5.401 \cdot 10^6 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.876 \cdot 10^6 & 0 & 4.556 \cdot 10^8 & 0 & 0 \\ 1.876 \cdot 10^6 & 0 & 0 & 0 & 4.556 \cdot 10^8 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5.158 \cdot 10^8 \end{bmatrix} \quad (3)$$

$$\mathbf{M}_{ff}^{FD} = \begin{bmatrix} 1.670 \cdot 10^4 & 0 & 0 & 0 & 5.070 \cdot 10^4 & 0 \\ 0 & 1.670 \cdot 10^4 & 0 & -5.070 \cdot 10^4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -5.070 \cdot 10^4 & 0 & 7.366 \cdot 10^6 & 0 & 0 \\ 5.070 \cdot 10^4 & 0 & 0 & 0 & 7.366 \cdot 10^6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.455 \cdot 10^7 \end{bmatrix} \quad (4)$$

en unidades [kN] y [m], y donde las coordenadas utilizadas para las matrices son:

$$\mathbf{U}^T = [U_x \quad U_y \quad U_z \quad R_x \quad R_y \quad R_z] \quad (5)$$

La estructura interna y la estructura de contención se modelan asignando una relación de amortiguamiento viscoso uniforme de 5% para todos los modos involucrados en el análisis. Las matrices de amortiguamiento que producen este valor uniforme para cada una de estas estructuras pueden obtenerse explícitamente en función de la matriz de formas modales y las frecuencias no-amortiguadas de base fija:

$$\mathbf{C} = [\Phi]^{-T} \cdot [2\xi_r \omega_r] \cdot [\Phi]^{-1} \quad \text{con } \xi_r = 0.05 \quad (6)$$

La fuerte concentración de amortiguamiento por radiación de la fundación produce que la matriz de amortiguamiento del sistema completo resulte no-clásica, es decir, las formas modales que proporciona el análisis modal resultan complejas. Las frecuencias naturales, f_r , y las relaciones de amortiguamiento, ξ_r , se derivan de los autovalores complejos (polos), s_r , utilizando una analogía con los sistemas de un grado de libertad (ver, por ejemplo, [Maia y](#)

Silva, 1997):

$$s_r = -\omega_r \xi_r + i \cdot \omega_r \sqrt{1 - \xi_r^2} \quad (7)$$

donde:

$$f_r = \frac{\omega_r}{2\pi} = \frac{|s_r|}{2\pi} \quad (8)$$

$$\xi_r = \frac{-\text{Re}(s_r)}{|s_r|} \quad (9)$$

Alternativamente, las relaciones de amortiguamiento se pueden obtener en función de la rigidez y el amortiguamiento generalizados como:

$$\xi_r = \frac{c_r \omega_r}{2k_r} \quad (10)$$

$$k_r = \Phi_r^H \cdot \mathbf{K} \cdot \Phi_r \quad (11)$$

$$c_r = \Phi_r^H \cdot \mathbf{C} \cdot \Phi_r \quad (12)$$

donde el superíndice (H) indica transpuesto complejo conjugado. Las matrices de rigidez y amortiguamiento del modelo completo poseen la siguiente forma:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ss}^{EI} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{sf}^{EI} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{ss}^{EC} & \mathbf{K}_{sf}^{EC} \\ \mathbf{K}_{fs}^{EI} & \mathbf{K}_{fs}^{EC} & (\mathbf{K}_{ff}^{EI} + \mathbf{K}_{ff}^{EC} + \mathbf{K}_{ff}^{FD}) \end{bmatrix} \quad (13)$$

$$\mathbf{C} = \begin{bmatrix} \mathbf{C}_{ss}^{EI} & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ss}^{EC} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{C}_{ff}^{FD} \end{bmatrix} \quad (14)$$

Los subíndices (s) y (f) en las ecuaciones (13) y (14) representan los grados de libertad de la superestructura y la fundación, respectivamente, mientras que los superíndices (EI), (EC) y (FD) indican estructura interna, estructura de contención y fundación, respectivamente.

La [Tabla 1](#) presenta las frecuencias de base fija de la estructura interna, junto con las frecuencias naturales del modelo completo evaluadas por medio de la ecuación (8). La [Tabla 2](#) muestra las relaciones de amortiguamiento asignadas a la superestructura, junto con los valores de la fundación obtenidos para cada grado de libertad a través de la ecuación (10), utilizando sólo los términos de la diagonal principal de sus matrices de amortiguamiento y rigidez. Las relaciones de amortiguamiento efectivas para la fundación representan valores promedios ponderados con las amplitudes de las formas modales. Estos valores se derivan a través de la ecuación (10) aunque ahora con las rigideces y los amortiguamientos generalizados dados por las ecuaciones (11) y (12) que se calculan con las matrices de la fundación (\mathbf{K}_{ff}^{FD} and \mathbf{C}_{ff}^{FD}) y las componentes de las formas modales del modelo completo

correspondientes a los grados de libertad de la fundación.

La inexistencia de términos de acoplamiento en la matriz de amortiguamiento dada en la ecuación (14) permite separar las contribuciones de cada componente al amortiguamiento del sistema combinado de la siguiente forma:

[a] el amortiguamiento de la estructuras interna y la estructura de contención, obtenido a través de la ecuación (10) con la rigidez generalizada, k_r , calculada con la matriz de rigidez del modelo completo dada en la ecuación (13), y el amortiguamiento generalizado, c_r , calculado con la matriz de amortiguamiento y las formas modales sólo vinculadas a estas estructuras, y

[b] el amortiguamiento de la fundación, calculado también a través de la ecuación (10) con los mismos valores utilizados en [a] para la rigidez generalizada, k_r , pero c_r se calcula en este caso con la matriz de amortiguamiento y las formas modales de la fundación.

Las relaciones de amortiguamiento del modelo completo se obtienen como la suma de las contribuciones de la estructura interna y la estructura de contención, y la fundación. Estos valores de amortiguamiento del modelo completo pueden derivarse también utilizando la ecuación (9) con los autovalores, s_r , del sistema completo.

Modo	EI	MC	Descripción de los modos
1	3.11	3.05	Mov. en X de las torres en fase
2	3.24	3.24	Mov. en X de las torres en contrafase
3	3.61	3.58	Torsión de las torres
4	4.50	4.05	1° <i>Rocking</i> en Y con la EI y la EC en fase
5	5.90	4.49	1° <i>Rocking</i> en X con la EI y la EC en fase
6	6.13	4.83	2° <i>Rocking</i> en Y con la EI y la EC en contrafase
7	6.21	5.81	2° <i>Rocking</i> en X con la EI y la EC en contrafase

Tabla 1: Frecuencias naturales de la estructura interna (EI) y el modelo completo (MC)

Modo	Modelos separados						Modelos combinados		
	EI-EC	Fundación (FD)					Contribuciones		MC
		U _x	U _z	R _y	R _z	Efectivo	EI-EC	FD	
1	5.0	9.1	11.2	3.2	3.0	6.1	5.2	0.3	5.5
2	5.0	9.7	11.9	3.4	3.2	6.2	5.0	0.0	5.0
3	5.0	10.7	13.1	3.8	3.5	5.2	5.1	0.1	5.2
4	5.0	12.1	14.8	4.3	4.0	7.4	6.5	2.2	8.7
5	5.0	13.4	16.4	4.7	4.4	7.6	6.5	2.4	8.9
6	5.0	14.5	17.7	5.1	4.8	6.6	5.4	0.5	5.9
7	5.0	17.4	21.3	6.1	5.7	16.8	5.1	0.3	5.4

Tabla 2: Relaciones de amortiguamiento de la estructura interna (EI), la estructura de contención (EC), la fundación (FD) y el modelo completo (MC)

3 EVENTO DE DISEÑO

El modelo completo ensamblado en el dominio de la frecuencia utiliza acelerogramas definidos en un punto de control para la generación de la excitación sísmica. Los cálculos

previos de la respuesta sísmica realizados en la revisión sísmica de los años 80's, en términos de espectros de respuesta de piso, se basan en el nivel sísmico de revisión (RLE, del inglés *review level earthquake*). La evaluación actual de las demandas sísmicas se efectúa ahora para un nuevo RLE que se describe en el trabajo de [Martino et al. \(2007\)](#) siguiendo un análisis determinístico de riesgo sísmico del sitio. El evento sísmico condicionante definido por este estudio corresponde a un sismo de magnitud $M = 6.6$ originado en la Falla de las Sierras Chicas. La máxima aceleración horizontal del suelo para un afloramiento de roca en terreno natural se estimada para este evento sísmico en el rango entre 0.25 y 0.37 g, mientras que el período espectral dominante resulta de 0.12 segundos.

El evento sísmico original considerado para el diseño de la planta consiste en el llamado Espectro de Housner anclado a una PGA de 0.15g. Por otra parte, la evaluación actual considera eventos sísmicos con una PGA de 0.35g que se estima que producen una respuesta inelástica limitada de la estructura interna con una ductilidad global menor que 2. Estos parámetros corresponden a los movimientos de terreno libre en un afloramiento de roca.

La [Tabla 3](#) presenta tres registros sísmicos extraídos del *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) de la Universidad de California que se consideran representativos del ambiente sísmico del sitio para la actual revisión sísmica. Estos registros se escalan de forma tal de producir una PGA de 0.35g para la componente horizontal fuerte, mientras que la PGA de la dirección débil se encuentra en el rango entre 0.62 y 0.87 respecto a la dirección fuerte.

Sismo	Estación	Fecha	Aceleración máxima registrada [g]			Mag.	R (km) Dist.
			Dir. H1	Dir. H2	Dir. V		
Coalinga (CO)	Skunk Hollow	22/07/83	0.23	0.37	0.23	6.0	12.4
San Fernando (SF)	Lake Hughes	09/02/71	0.15	0.19	0.16	6.6	23.8
Loma Prieta (LP)	Gilroy Array #1	18/10/89	0.41	0.47	0.21	6.9	11.2

Tabla 3: Registros sísmicos utilizados en el análisis

Las [Figuras 5 a 8](#) presentan los espectros de respuesta elástica de aceleración de las componentes horizontales de estos sismos y sus valores medios, para un amortiguamiento del 5%, junto con el RLE definido por INPRES. La [Figura 5](#) corresponde al sismo de Coalinga escalado para un PGA de 0.35 g, cuya amplificación máxima se encuentra próxima a 0.9 g, valor recomendado por el INPRES para períodos inferiores a 0.33 seg, mientras que para períodos largos se encuentra significativamente por debajo. La [Figura 6](#) muestra el espectro de respuesta para el sismo de San Fernando, que se encuentra también próximo al espectro del INPRES para períodos menores a 0.2 seg, aunque por debajo para períodos largos. El espectro de respuesta del sismo de Loma Prieta se muestra en la [Figura 7](#) siendo mayor o próximo a las ordenadas espectrales dadas por INPRES para períodos entre 0.3 y 0.5 seg. Dado que los períodos naturales del sistema suelo-estructura son iguales o inferiores a 0.3 seg, se asume que las menores ordenadas espectrales de los sismos de Coalinga y San Fernando no inducen menores amplitudes de respuesta. La [Figura 8](#) presenta un espectro promedio para las dos componentes horizontales de los registros junto con aquellos obtenidas por el INPRES y por [Martino et al. \(2007\)](#) para las Sierras Pampeanas.

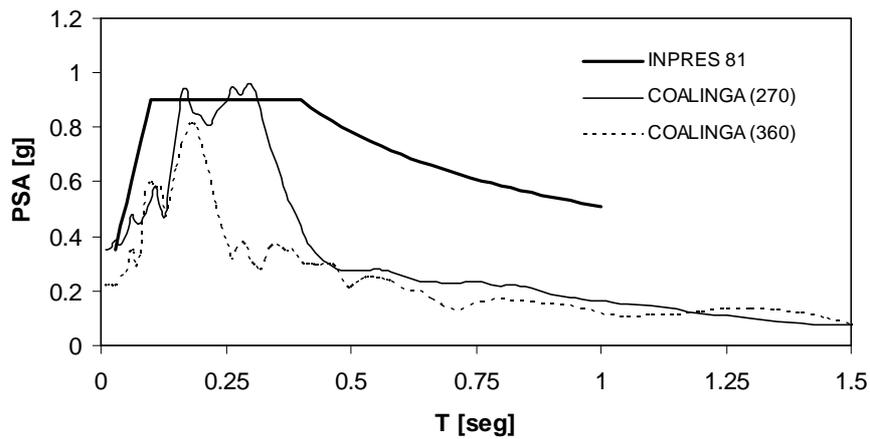


Figura 5: Espectros de respuesta de aceleraciones para el sismo de Coalinga (5% de amortiguamiento)

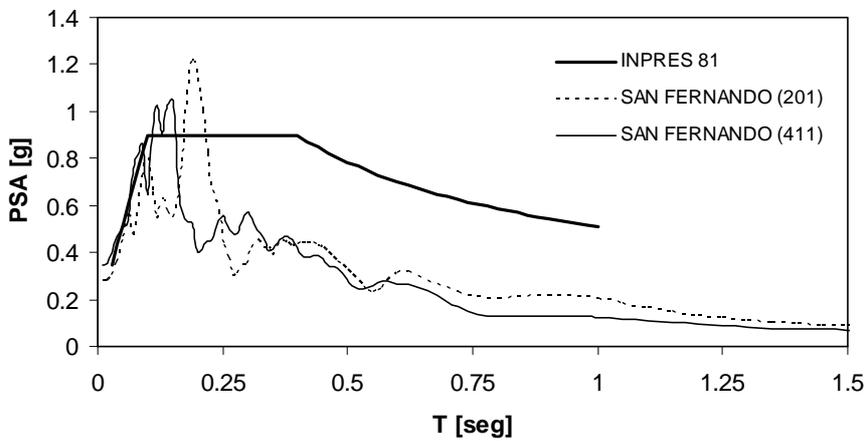


Figura 6: Espectros de respuesta de aceleraciones para el sismo de San Fernando (5% de amortiguamiento)

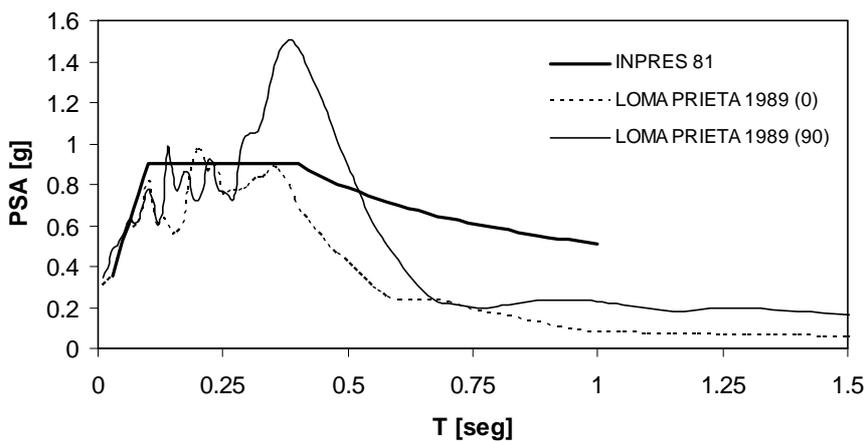


Figura 7: Espectros de respuesta de aceleraciones para el sismo de Loma Prieta (5% de amortiguamiento)

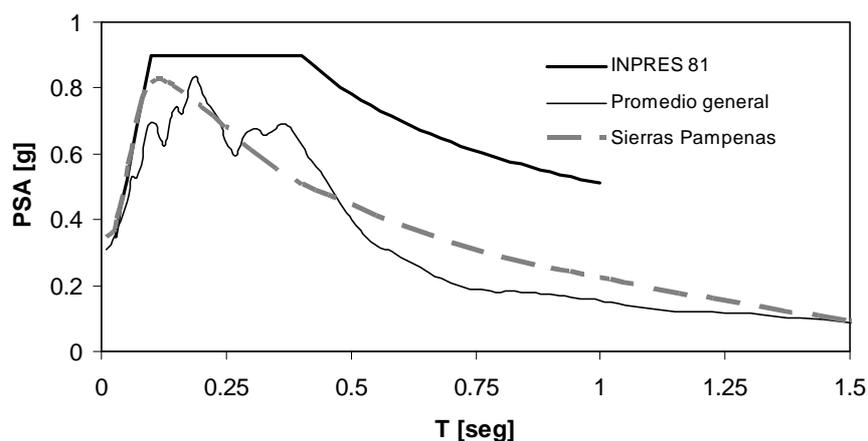


Figura 8: Espectros de respuesta de aceleraciones promedio (5% de amortiguamiento)

Las componentes horizontales de los registros sísmicos, consideradas representativas de los movimientos en afloramiento de roca, se deconvolucionan para obtener los movimientos de la roca base a través de un modelo 1D implementado en el programa EERA (Bardet et al. 2000). Los parámetros de rigidez del suelo para bajas deformaciones se midieron en el terreno utilizando el método SASW, y los valores más adecuados utilizados para el análisis, que se discuten en el trabajo de Pinto et al. (2007), se presentan en la Tabla 4. La respuesta no-lineal de la fundación para las componentes horizontales de los movimientos de RLE se obtiene a través del Método Lineal Equivalente presentado por Idriss y Seed (1968), y Schnabel et al. (1972), considerando las curvas de degradación para arenas propuestas por Seed e Idriss (1970) y las curvas estándares para rocas incorporadas en el programa. Por otra parte, se asume que las componentes verticales del movimiento no degradan las propiedades mecánicas del suelo debido a las bajas deformaciones producidas. La Tabla 5 muestra las relaciones de módulo de corte lineal equivalente y las relaciones de amortiguamiento hysterético lineal equivalente obtenidas para los tres registros sísmicos escalados para una PGA de 0.35 g.

4 COMPARACION DE RESULTADOS

La respuesta sísmica del modelo numérico se obtiene en dos pasos. El primer paso se efectúa en SASSI donde la superestructura (estructura interna y estructura de contención) del edificio del reactor se representa con una síntesis modal de los primeros 60 modos para la condición de base fija. El segundo paso se lleva a cabo en SAP2000 (Computer & Structures Inc. 1976-2005) aplicando a la superestructura modelada exhaustivamente los movimientos de respuesta obtenidos en el primer paso con SASSI. Este procedimiento de dos pasos no presenta pérdidas de exactitud en relación al cálculo directo realizado con SASSI, y su utilización sólo resulta motivada por un manejo más conveniente de los datos numéricos en SAP2000.

La Figura 9 muestra las aceleraciones máximas a lo largo de una línea vertical que atraviesa una de las cajas de calderas de la estructura interna calculadas con el modelo SASSI/SAP2000, junto con los resultados obtenidos con el modelo utilizado durante el diseño original. El nuevo modelo SASSI/SAP2000 arroja, para un nivel equivalente de excitación sísmica, aceleraciones máximas que resultan generalmente menores que aquellas dadas por el modelo de diseño original, excepto para puntos correspondientes a bajas elevaciones. Esta última característica se atribuye tanto a la representación modal incompleta del modelo original como a la incorporación de los efectos de interacción suelo-estructura en el modelo

actual. La [Figura 10](#) compara la respuesta en términos de aceleración de la estructura de contención para los sismos adoptados.

En algunos puntos seleccionados sobre la línea vertical que atraviesa una de las calderas se calculan los espectros de respuesta de piso para sistemas secundarios con un 3% de amortiguamiento. Las [Figuras 11 a 13](#) presentan los valores medios de estos espectros de respuesta de piso para los tres sismos elegidos en distintas elevaciones. Estos valores se obtienen considerando las tres componentes de cada sismo actuando en forma simultánea. La [Figura 14](#) presenta los espectros de respuesta de piso de la estructura de contención para una elevación de 26.72 m sobre la losa de base, donde fue colocada en el modelo original una masa concentrada para representar la masa de esta estructura.

El amortiguamiento hysterético del suelo debajo de la losa de base resulta de aproximadamente 3.5%. El amortiguamiento del sistema suelo-estructura se compone de un 5% de amortiguamiento viscoso de la superestructura y un amortiguamiento de la fundación por radiación de aproximadamente 4% para los modos naturales 4 y 5 de la [Tabla 2](#), que involucran movimientos significativos de balanceo (*rocking*). Los valores de amortiguamiento de los modos 6 y 7 poseen menor contribución de la fundación dado que las estructuras interna y de contención se mueven en contrafase.

Profundidad [m]	Densidad [tn/m ³]	Coef. de Poisson	Vs [m/s]				
			Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Promedio	Modelo
0 - 2.5	2.00	0.30	257	206	172	212	180
2.5 - 5	2.00	0.30	500	450	550	500	350
5 - 7.5	2.00	0.30	750	461	750	654	460
7.5 - 10	2.20	0.25	900	823	900	874	865
10 - 12.5	2.20	0.25	1000	1000	1000	1000	1000
12.5 - 15	2.20	0.25	1100	1100	1100	1100	1100
15 - 17.5	2.20	0.25	1200	1200	1200	1200	1200
>17.5	2.40	0.20	1500	1500	1500	1500	1500

Tabla 4: Perfil de velocidades de ondas de corte en el sitio

Prof. [m]	Relaciones de módulo de corte lineal equivalente G/Go[%]						Relaciones de amortiguamiento hysterético lineal equivalente [%]					
	CO270	LP090	SF411	Max.	Min.	Prom.	CO270	LP090	SF411	Max.	Min.	Prom.
0 - 2.5	56	47	53	56	47	52	9.9	11.9	10.4	11.9	9.9	10.7
2.5 - 5	67	65	64	67	64	65	7.7	8.1	8.3	8.3	7.7	8.0
5 - 7.5	71	70	67	71	67	70	6.9	7.0	7.6	7.6	6.9	7.2
7.5 - 10	88	88	86	88	86	87	3.6	3.7	4.0	4.0	3.6	3.8
10 - 12.5	89	89	88	89	88	89	3.4	3.4	3.6	3.6	3.4	3.5
12.5 - 15	89	89	89	89	89	89	3.3	3.4	3.5	3.5	3.3	3.4
15 - 17.5	90	89	89	90	89	89	3.3	3.3	3.4	3.4	3.3	3.3
>17.5	100	100	100	100	100	100	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

CO270: Registro del sismo de Coalinga
 LP090: Registro del sismo de Loma Prieta
 SF411: Registro del sismo de San Fernando

Tabla 5: Parámetros lineales equivalentes del suelo para PGA = 0.35 g

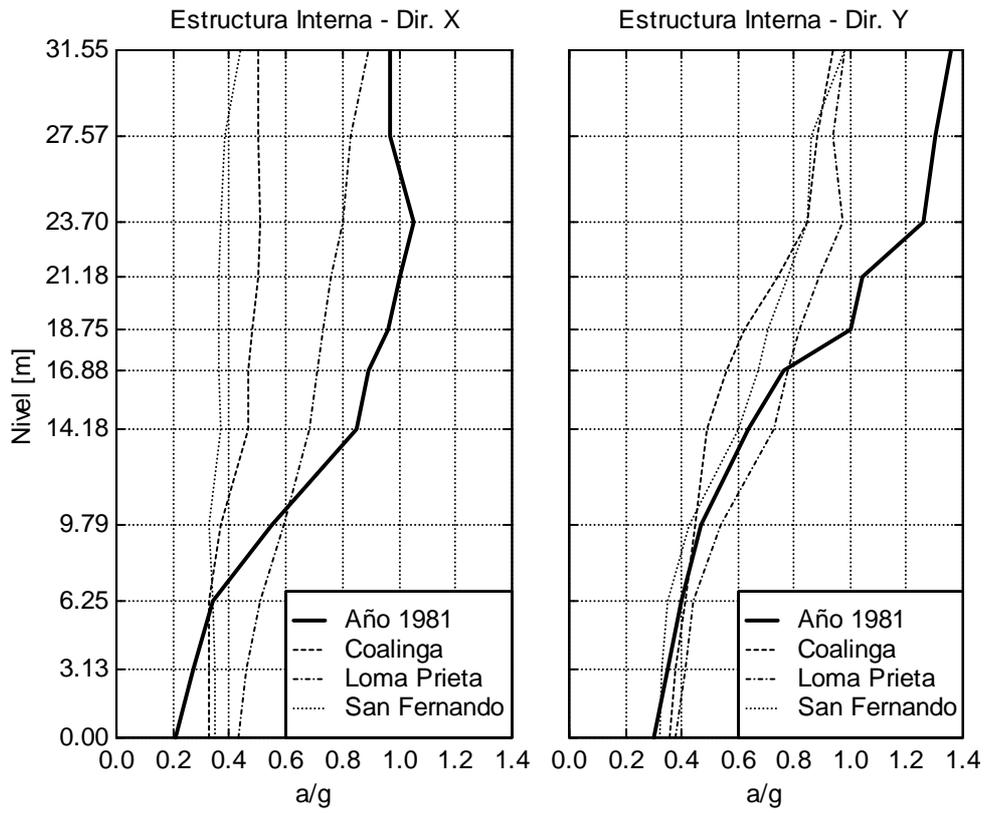


Figura 9: Aceleraciones máximas en la estructura interna

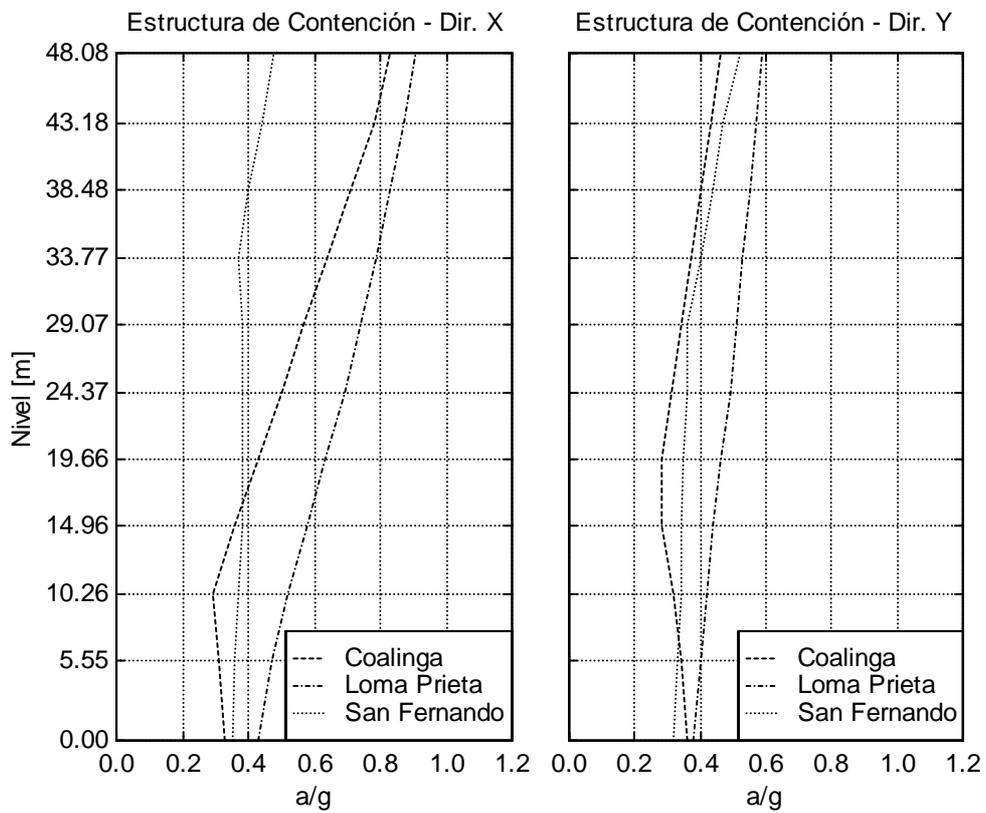


Figura 10: Aceleraciones máximas en la estructura de contención

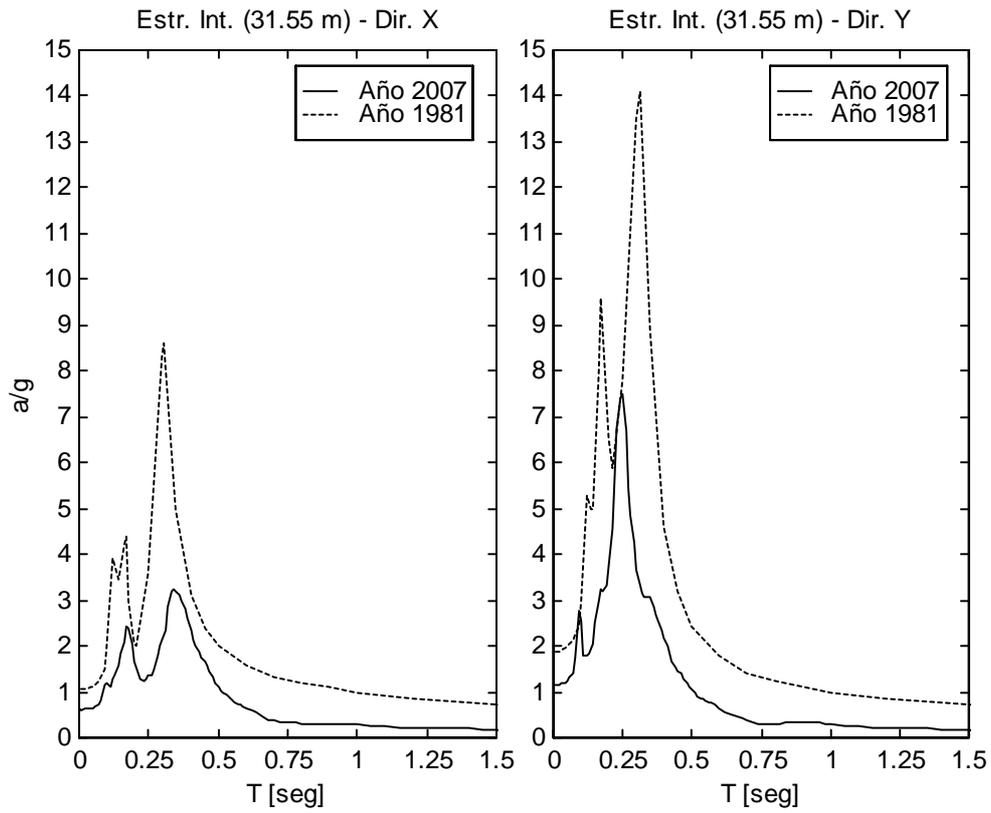


Figura 11: Espectro de respuesta de piso para la estructura interna. Nivel: 31.55 m.

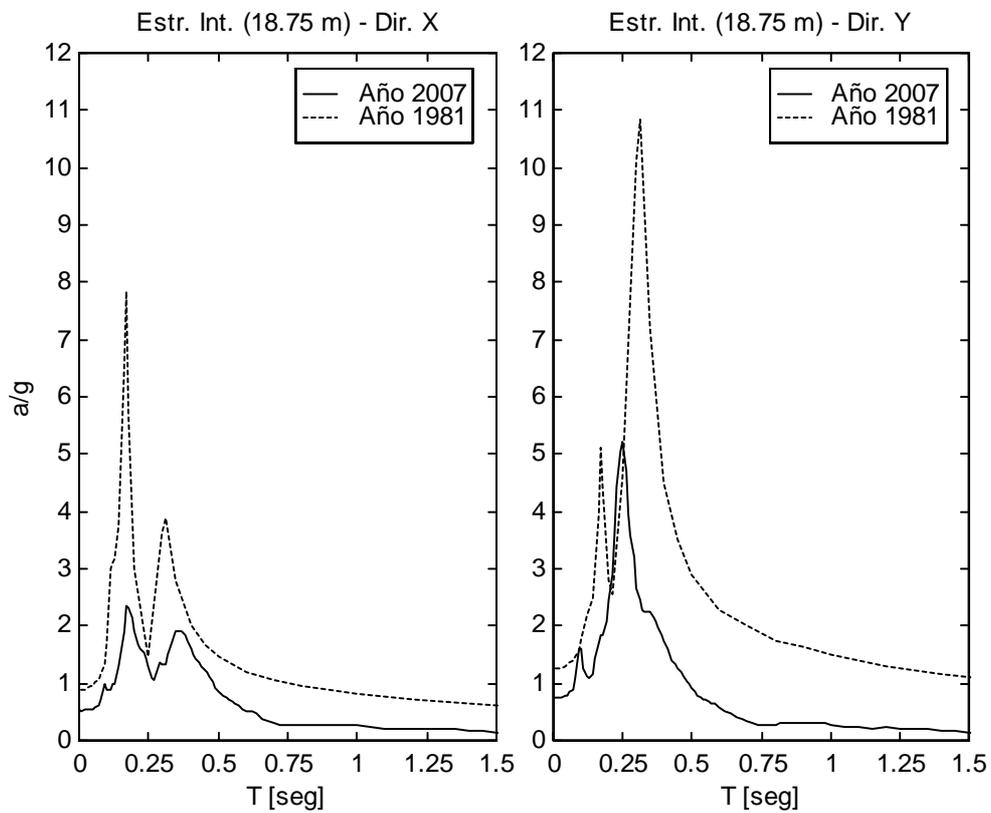


Figura 12: Espectro de respuesta de piso para la estructura interna. Nivel: 18.75 m.

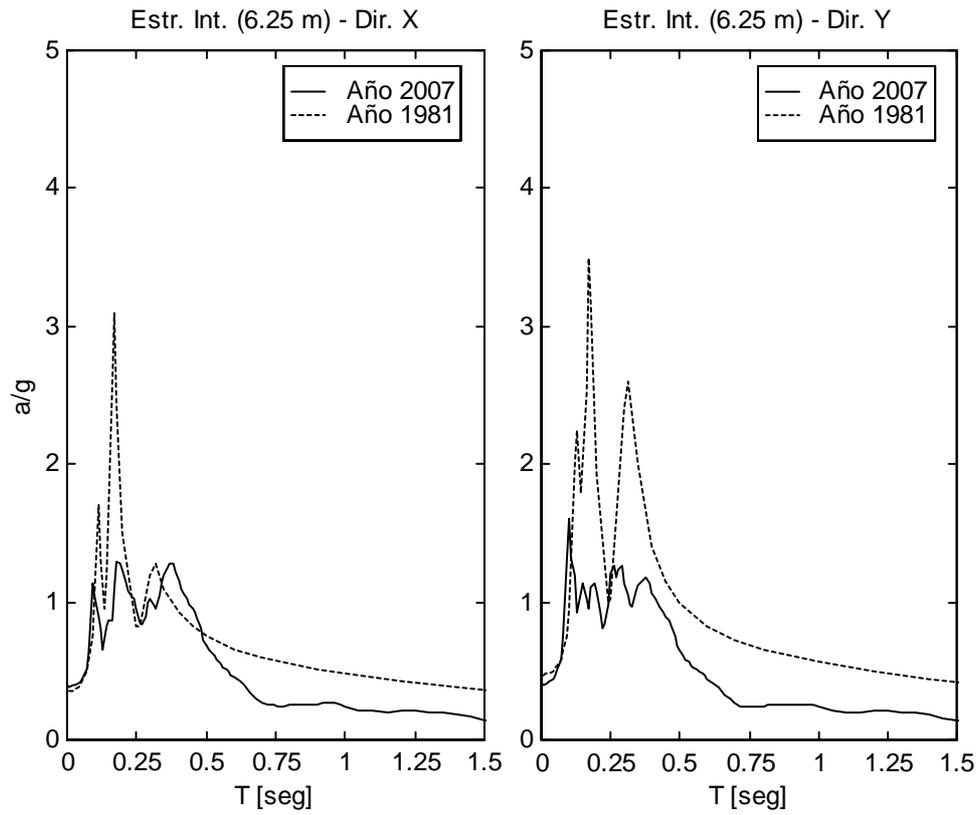


Figura 13: Espectro de respuesta de piso para la estructura interna. Nivel: 6.25 m.

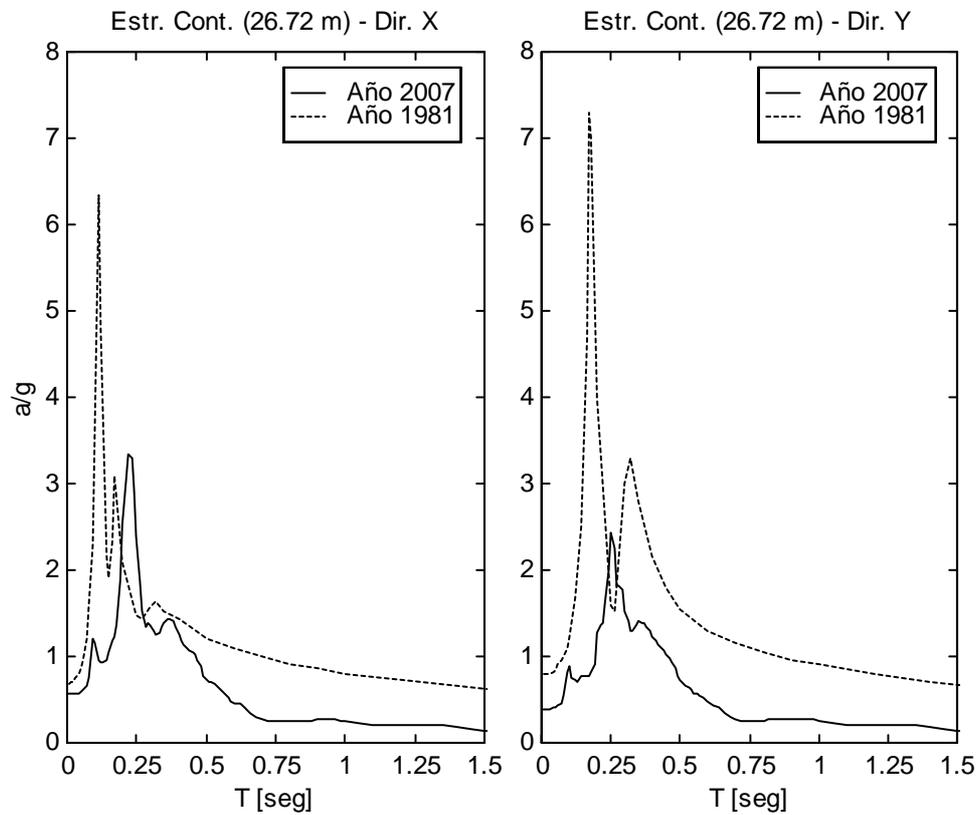


Figura 14: Espectro de respuesta de piso para la estructura de contención. Nivel: 26.72 m.

5 CONCLUSIONES

La respuesta sísmica del edificio del reactor de la Central Nuclear de Embalse, expresada en términos de espectros de respuesta de piso para el RLE, se obtiene a través de un nuevo modelo numérico implementado en los programas SASSI y SAP2000 que considera los efectos de la interacción suelo-estructura, incorpora nuevas mediciones in situ de la rigidez del suelo, y utiliza registros de movimientos sísmicos que se consideran representativos de las condiciones sismo-tectónicas del sitio de emplazamiento. Los nuevos espectros de respuesta de piso se comparan con aquellos obtenidos utilizando el modelo numérico original desarrollado en la etapa de diseño para una misma aceleración máxima horizontal del suelo (0.35g). Las nuevas estimaciones se efectúan para tres conjuntos de registros sísmicos actuales en sitios rocosos, mientras que aquellas asociadas con el modelo original se obtienen para un espectro de banda ancha independiente del sitio utilizado en esa época. Aún cuando ambos conjuntos de resultados responden a las mismas hipótesis respecto al ambiente sísmico, los nuevos espectros de respuesta de piso resultan en general menos severos que los originales por un factor que oscila entre 0.6 y 0.95 dependiendo de la localización en la estructura y la frecuencia considerada.

REFERENCES

- Bardet, J.P., Ichii, K. and Lin, C.H., "EERA: A Computer Program for Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits", Department of Civil Engineering, University of California, California, 2000.
- Computers & Structures Inc., "SAP2000 Structural Analysis Program: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures", Berkeley, California, U.S.A., 1976-2005.
- Idriss, I.M. and Seed, H.B., "Seismic Response of Horizontal Soil Layers", *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Proc. of ASCE, Vol. 94, No. 4, pp. 1003-1031, 1968.
- Maia, N.M.N. and Silva, J.M.M. editors, "Theoretical and Experimental Modal Analysis", Research Studies Press Ltd., England, 1997.
- Martino, R.D., Bonalumi, A.A. and Rocca, R.J., "Frequency Content and Attenuation Laws for Sierras Pampeanas Earthquakes and Their Direct Implications on the Seismic Assessment for Life Extension of Embalse NPP", submitted to SMiRT-19, 2007.
- Pinto, F., Ceballos, M.A., Rocca, R.J., and Prato, C.A., "Calibration of Numerical Model of Embalse Nuclear Power Plant Based on Free Field and In-House Records of a Seismic Event", submitted to SMiRT-19, 2007.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B., "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report EERC 72-12, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1972.
- Seed, H.B. and Idriss, I.M., "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis", Report N° UCB/EERC-70/10, University of California, Berkeley, 1970.
- Singh, M.P., "Generation of Seismic Floor Spectra", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 101, No. EM5, pp-593-607, August 1975.
- Stevenson & Associates Inc., "SUPER SASSI/PC Program: Complete Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis System on Personal Computers", 1995. Original code: Lysmer et al., "SASSI", University of California, Berkeley, U.S.A., 1988.