

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

Recientes crisis sísmicas (Kobe, Armenia, Turquía, Taiwán y México) han puesto de manifiesto una vez más la enorme capacidad destructiva de los terremotos que, además, se produce de forma casi instantánea (algunas decenas de segundos). Esta enorme amenaza para la sociedad civil depende de la peligrosidad sísmica, que se define como la probabilidad de ocurrencia de un sismo de tamaño y propiedades determinadas y sobre la que no podemos actuar, pero depende también de la vulnerabilidad de los edificios, es decir de su respuesta dinámica, de su incapacidad para resistir las acciones que sobre ellas ejerce un sismo. Por lo tanto, los efectos directos de un terremoto sobre las personas están condicionados por la calidad de los edificios en los que residen o desarrollan su labor. A pesar de los avances tecnológicos y de las experiencias de crisis sísmicas anteriores, la enorme acumulación de población en grandes ciudades, la imprevisión y urgencia al edificar, y el pésimo comportamiento dinámico de algunos de los edificios construidos, hacen que aumente el número de víctimas causadas por los terremotos, particularmente en regiones necesitadas o en vías de desarrollo. En el año 2000, la mitad de la población mundial vivirá en áreas urbanas. De las cincuenta grandes ciudades del mundo la mitad superan los 10 millones de habitantes y la mitad de éstas están construidas cerca de grandes fallas tectónicas capaces de generar terremotos de magnitud superior a 7. Ojalá que este trabajo constituya una aportación que permita minorar el número de víctimas causadas por terremotos futuros.

El aspecto de vulnerabilidad o comportamiento sísmico de edificios es el factor sobre el que puede actuarse hasta el punto de conseguir que los hogares se conviertan en los lugares más seguros durante y después de la ocurrencia de un terremoto y no exista, como ahora, el temor de su colapso.

Por lo tanto, es imprescindible conocer, aunque sea empezando por niveles aproximados y básicos, el comportamiento de los edificios cuando se encuentran sometidos a acciones dinámicas. Este trabajo es pionero en España, constituye una contribución al conocimiento del comportamiento dinámico de los edificios de Barcelona, y contiene elementos metodológicos y de aplicación importantes que permitirán fácilmente su aplicación a áreas de sismicidad elevada en las que el estudio del comportamiento dinámico de los edificios es más importante y urgente.

1.1 CONTENIDO DE LA MEMORIA

Este primer capítulo introductorio se dedica a la descripción de los conceptos básicos que serán utilizados a lo largo de la memoria, a la revisión de la literatura más relevante sobre respuesta de edificios sometidos a acciones sísmicas así como otros

aspectos que influyen en su caracterización. Se revisan los conceptos de ruido sísmico o microtemblores y se recogen los antecedentes sobre medidas de vibración ambiental en diversos tipos de estructuras. Después de un repaso de los estudios recientes más relevantes, se recorren los trabajos sobre medidas de periodos predominantes con vibración ambiental y sismos, sobre el establecimiento de fórmulas empíricas para la estima del periodo fundamental de edificios en función de algunas de sus características como por ejemplo el número de pisos o la altura, y sobre la utilidad de estudios de vibración de edificios sometidos a ruido ambiental para evaluar los cambios en las características dinámicas de edificios deteriorados, rehabilitados o reestructurados. También se incluye un apartado sobre el modelado del comportamiento dinámico de los edificios y las aplicaciones al análisis de daño. Asimismo se recogen aspectos relacionados con la interacción suelo-estructura y con los efectos de sitio. Todos estos aspectos desempeñan un papel importante en la caracterización del “input” sísmico en una estructura y en el análisis de la aparición de fenómenos de resonancia que incrementan las amplitudes esperadas. También se introduce el concepto de diseño sismorresistente, que conlleva el conocimiento de los espectros de norma. Este primer capítulo finaliza con la exposición de los objetivos del trabajo y unas conclusiones.

El capítulo 2 se dedica a la instrumentación, análisis del espectro sísmico y equipos utilizados y a la localización de los sensores en trabajos de estas características.

El capítulo 3 se dedica a los aspectos metodológicos, haciendo especial énfasis en el método propuesto para las peculiaridades de la medición de periodos propios de estructuras en grandes ciudades situadas en zonas de escasa sismicidad y de elevado ruido cultural así como en el procesado de las señales adquiridas. Para la puesta a punto de esta metodología se realizaron ensayos en una estructura a escala reducida, excitada mediante fuerzas impulsivas y por acciones simuladas mediante mesa vibrante. Este ensayo permitió comparar los resultados empíricos obtenidos, con los simulados mediante técnicas de modelado numérico del experimento

El capítulo 4 se dedica al modelado de estructuras, aplicándolo a un edificio de mampostería y a un edificio singular de hormigón armado.

El capítulo 5 es importante y en el se analizan las formas en que las normativas sísmicas dan instrucciones para el cálculo de los periodos propios, se ve la necesidad de estudios específicos que tengan en cuenta las características constructivas de cada ciudad y se obtienen fórmulas específicas para la ciudad de Barcelona. En este mismo capítulo se analiza la variación del periodo propio de un edificio con la introducción progresiva de elementos no estructurales, para ello se ha efectuado un seguimiento de la modificación del periodo propio de un edificio durante la etapa final de su construcción.

En el capítulo 6 se aborda un problema complejo pero también importante, como es el de la interacción suelo-estructura. El capítulo 7 de conclusiones cierra esta memoria que se complementa con distintos anexos que contienen información puntual y gráfica sobre aspectos tratados en los diferentes capítulos.

1. 2 EL RUIDO

Los sismogramas presentan perturbaciones causadas por lo que se llama *ruido de fondo*. Este ruido suele ser de tipo muy diverso y depende en gran parte de la situación de la estación y del tipo de sismómetros usados. Las perturbaciones más frecuentes se deben a causas atmosféricas, electromecánicas y culturales.

Tradicionalmente el ruido ha sido considerado como algo negativo, molesto y que hay que cancelar o evitar. En la actualidad, lo que hasta hace pocas décadas era un estorbo en los estudios de propagación y atenuación de ondas sísmicas se ha convertido en una herramienta excelente para caracterizar los efectos locales y las propiedades dinámicas del lugar de registro y de las estructuras. Así pues, para los estudiosos de la vibración ambiental, el ruido es *la señal* y las ondas que lo integran se suelen llamar en inglés, “*microtremors*”; en castellano no hay uniformidad en el nombre aplicado y se usan con el mismo significado las palabras *microtemblores*, *microvibraciones*, *vibración ambiental* y *ruido cultural*. Fundamentalmente son vibraciones de muy pequeña amplitud y periodos comprendidos entre 0.1 y 10 s (Architectural Institute of Japan, 1993).

La vibración ambiental se genera principalmente por la actividad humana y se debe al funcionamiento de maquinaria industrial y al tráfico de vehículos (Kanai y Tanaka, 1961). Además también contiene vibraciones producidas por el viento, que son introducidas en el subsuelo por árboles, edificaciones o por su impacto con el relieve (Seo, 1995 a). Su fuente no está asociada a terremotos y algunos investigadores consideran que el ruido de origen natural está formado por ondas superficiales generadas en zonas de interacción océano-continente, modos fundamentales de vibración del planeta, cambios en la presión atmosférica y actividad volcánica interna, además de las fuentes artificiales anteriormente citadas.

La determinación de características dinámicas del suelo utilizando vibración ambiental fue grandemente impulsada gracias a la técnica de Nakamura (Nakamura, 1989) que en la actualidad constituye una poderosa herramienta para determinar los espesores de los sedimentos (Seht y Wohlenberg, 1999) y ha demostrado ser una de las técnicas más baratas y convenientes para estimar confiablemente las frecuencias predominantes de los depósitos de suelos blandos. Por otra parte su utilización también ha sido bastante controvertida, pero hay consenso en que la técnica es capaz de determinar bien los periodos predominantes del movimiento del suelo pero no identifica bien los factores de amplificación (Bard, 1997).

La Figura 1.1 presenta algunos ejemplos típicos de ruido (Payo, 1986): viento intenso a), impulso relacionado con una posición incorrecta del sistema de registro b), tráfico c) y las llamadas tormentas microsísmicas causadas por borrascas meteorológicas (d, e y f). En este último caso, el periodo parece estar relacionado con la velocidad de desplazamiento del centro de la borrasca y con la región oceánica en la que avanza mientras que las amplitudes son función de la profundidad de la borrasca.

1.3 ANTECEDENTES

Al estudiar el comportamiento dinámico de edificios se instrumentan para determinar algunas de sus características dinámicas. Con la misma finalidad se realizan pruebas de vibración forzada y vibración ambiental. El uso de vibración ambiental o cultural, tiene la ventaja, sobre los trabajos con otras fuentes de excitación, de ser eficiente, rápido y económico (Nigbor et al, 1992; Kadakal y Yüzügüllü, 1996).

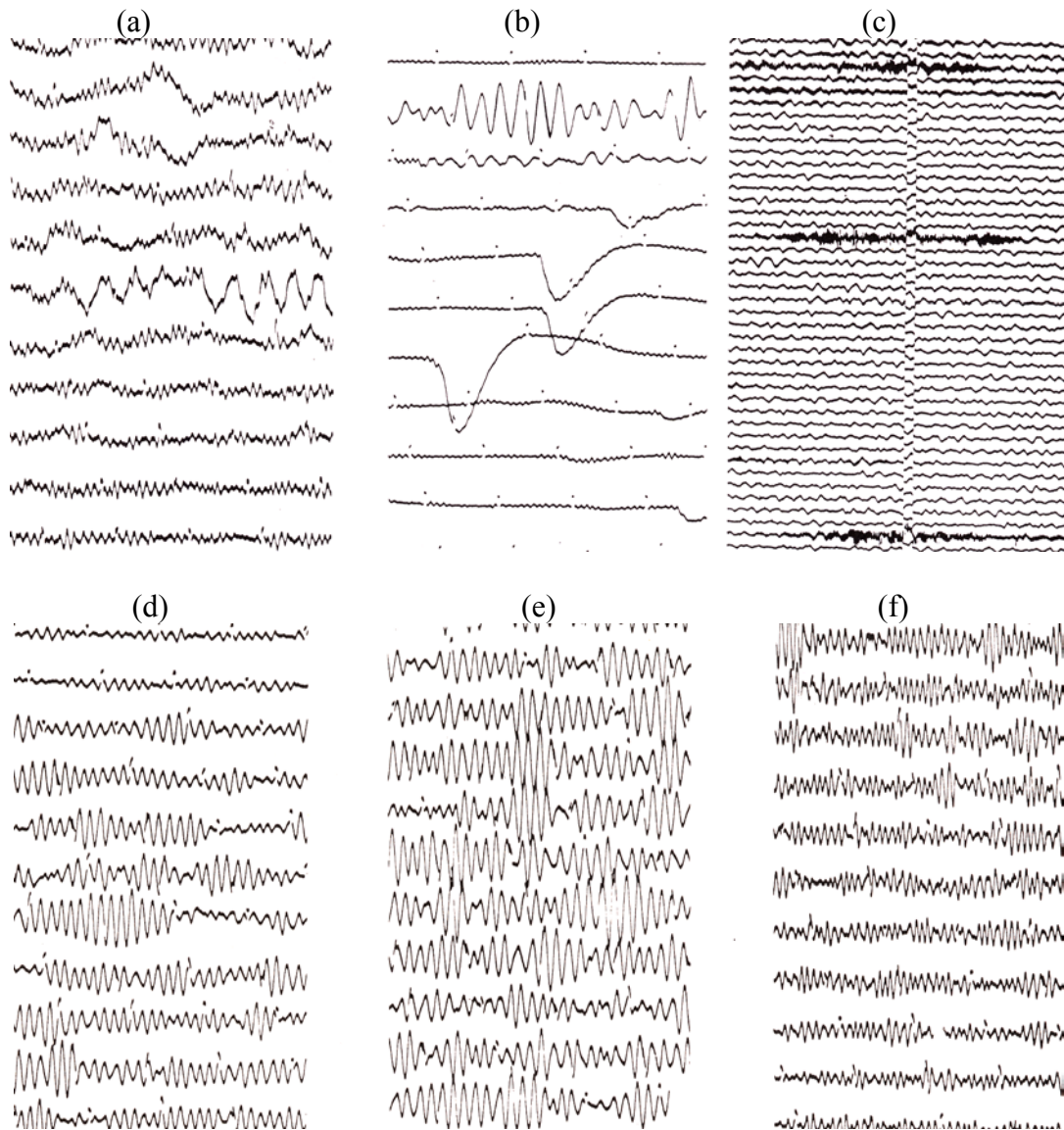


Figura 1.1 Ruido de fondo presente en sismogramas y originado por diferentes causas: (a) viento, (b) mecánico, (c) cultural y (d), (e) y (f) microsismos (Payo, 1986).

En un estudio sobre medida de periodos propios en edificios, Duran et al. (1987) presentan los principales objetivos del análisis de la respuesta dinámica de edificios usando vibración ambiental:

- *Control de calidad de una obra.* Medición en edificios recién construidos para contrastar los datos obtenidos con los valores teóricos utilizados en el diseño. Así se puede determinar si han habido modificaciones importantes entre el diseño y la construcción. Además los resultados obtenidos permiten tener un punto de comparación para mediciones futuras.
- *Control de daños causados por un sismo.* Medición en edificios después de un evento sísmico. Con esto se pretende determinar si ha habido daños estructurales importantes que sea necesario reparar.
- *Verificación de reparaciones o modificaciones.* Medición en edificios que hayan sido reparados o reforzados después de haber sufrido daños estructurales, con el objeto de verificar si se han restituido las características estructurales originales.
- *Control de una estructura durante su vida útil.* Medición periódica para determinar si ha habido algún deterioro estructural importante debido a eventos sísmicos menores, envejecimiento de los materiales, asentamientos del subsuelo, reparaciones, adaptaciones incorrectas o modificaciones estructurales realizadas por los propietarios.

Otras aplicaciones de estos estudios son las siguientes:

- Antes de instrumentar un edificio para registrar los movimientos provocados por los sismos, es recomendable determinar mediante pruebas de vibración ambiental las características dinámicas de la estructura ya que éstas constituirán la referencia para monitorear dichas características, y además podrán servir de base para la ubicación de los instrumentos (Muriá-Vila y González, 1995).
- El estudio de la causa de que terremotos fuertes con aceleraciones de 0.4 a 0.9g no causaran grandes daños en casas y edificios en Japón. Un equipo de más de 100 personas ha estado estudiando esta situación (Seo, 1995 b).
- Calibración de modelos de identificación estructural y modelos analíticos (McVerry, 1980; Beck y Jennings, 1980).

Además de las aplicaciones mencionadas anteriormente, este método permite disponer de grandes cantidades de datos para su procesado estadístico. Con todo, son desventajas del método las pequeñas amplitudes de la señal y la complejidad de los mecanismos de entrada del ruido en la estructura que se produce de forma combinada movimientos del terreno y del viento (Naito e Ishibashi, 1996) y con la actividad desarrollada en el interior del edificio.

Se han efectuado mediciones de vibración ambiental en diferentes tipos de estructuras (Nigbor et al, 1992) como monumentos históricos, puentes y edificios de oficinas. El método ha sido usado en iglesias (Slařtan y Foissner, 1995), en puentes (Brownjohn et al, 1992, Wilson y Liu, 1991 e Higashihara et al, 1987), en plataformas

marinas (Hernández y Valle, 1996), en hospitales (Mendoza et al, 1991) y muchos más en edificios de vivienda y oficinas, entre ellos Cancino (1996), Muriá-Vila y González (1996), Kadakal y Yüzügüllü (1996), Naito e Ishibashi (1996), Slaštan y Foissner (1995), Meli et al (1993), Miranda y Bertero (1996, 1993), Muriá-Vila y Moreno (1993), Celebi y Safak (1992), Safak y Celebi (1991), Midorikawa (1990), Masri et al (1989), Muriá-Vila et al (1989), Torkamani y Ahmadi (1988), Minami (1987) y, Durán et al (1987). Estos trabajos son parte de que se han hecho sobre el tema en los últimos años. Algunos de estos casos se describen y comentan más adelante.

1.4 ESTUDIOS RECIENTES

En los últimos años ha aumentado la cantidad de estudios de análisis dinámico de estructuras que utilizan como fuente de excitación el ruido cultural. Algunos casos relevantes se comentan a continuación.

Para analizar la fiabilidad de los resultados obtenidos con pruebas de vibración ambiental, Midorikawa (1990) utilizó los datos adquiridos por otros investigadores y comparó los periodos obtenidos con este tipo de pruebas y los obtenidos con vibración forzada. En la Figura 1.2 se aprecia que la diferencia entre ellos es muy pequeña.

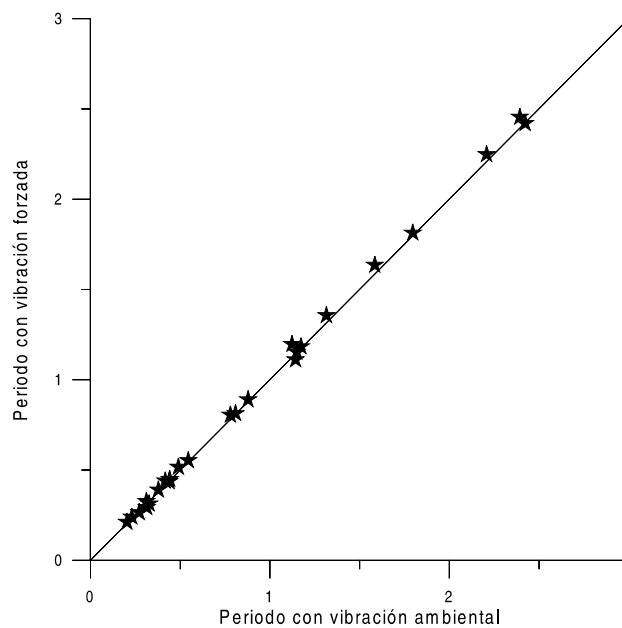


Figura 1.2 Comparación del periodo (en segundos) obtenido con vibración forzada y con vibración ambiental (Midorikawa, 1990).

Edificio Jalapa (Ciudad de México)

Desde los primeros años de la década de los 90 se ha estado estudiando un edificio de 14 niveles de la Ciudad de México llamado *Jalapa*. Numerosos trabajos se han presentado de los resultados de investigar la respuesta dinámica del edificio sujeta a

sismos y vibración ambiental, los fenómenos de amplificación sísmica, de interacción suelo-estructura y los efectos de sitio.

Meli y Faccioli (1996) estudian la respuesta del edificio con vibración ambiental y durante la acción de 6 sismos. Los periodos fundamentales que obtuvieron se muestran en la Tabla 1.1

EVENTO	aceleración máxima (gal)			PERIODOS NATURALES		
	suelo	terrado	variación máxima ($\times 10^{-3}$)	P_T	P_L	P_R
AV-1	-	<0.1	-	2.27	1.37	1.20
93-3	4.5	11	0.46	2.70	1.54	1.67
93-4	10.7	28	0.94	2.86	1.64	1.79
93-12	13.2	56	1.42	2.86	1.75	1.89
AV-2	-	<0.1	-	2.27	1.43	1.47
94-1	6.6	19	0.45	2.70	1.82	1.82
94-3	17.1	124	3.45	3.33	2.13	2.13
AV-3	-	<0.1	-	2.27	1.54	1.49
95-1	37.5	130	4.71	3.57	2.22	2.33
AV-4	-	<0.1	-	2.33	1.49	1.54

Tabla 1.1 Periodos naturales (P_L longitudinal, P_T transversal y P_R de torsión), en segundos, medidos con vibración ambiental (AV-1, AV-2, AV-3, AV-4) y registros de terremotos (93-3, 93-4, 93-12, 94-1, 94-2, 95-1) (Meli y Faccioli, 1996).

La respuesta dinámica de la estructura es muy sensible a la amplitud del movimiento de excitación. Un comportamiento no lineal produjo una reducción continua de la rigidez lateral con el incremento del nivel de esfuerzos. La estructura es sumamente flexible en la dirección transversal ya que su periodo fundamental es muy grande para un edificio de esta altura (para un edificio de 14 niveles en la Ciudad de México se espera un periodo de 1.4 s). Los movimientos de cabeceo y translación de la base aumentaron los periodos naturales en las direcciones longitudinal y transversal en un 25 y 10%, respectivamente. Además, se observó que el periodo en la dirección transversal es muy cercano al periodo predominante del suelo, 2 s, lo que da lugar a grandes amplificaciones del movimiento. También, el periodo fundamental longitudinal es cercano al de torsión lo que produce acoplamiento y amplificaciones de los dos modos de vibración (Meli y Faccioli, 1996; Meli et al, 1993).

Otros edificios

Minami (1987) estudió un edificio de 12 niveles utilizando microterremotos y algunos sismos y encontró que los periodos fundamentales del edificio cambiaban con el tiempo debido al deterioro de la rigidez de los elementos no estructurales. Muriá-Vila y González (1996) atribuyen estos cambios temporales, no a un daño estructural permanente, sino a un comportamiento no lineal debido a una disminución en la contribución de la mampostería a la rigidez del edificio.

Slaštan y Foissner (1995) evalúan las características dinámicas de edificios de mampostería de poca y gran altura utilizando vibración ambiental. Los periodos fundamentales medidos sirven de datos de entrada para evaluar la vulnerabilidad de los edificios y para verificar los modelos de simulación usados en análisis teóricos. Los resultados pusieron de manifiesto la interacción entre casas adyacentes.

En otros trabajos se han utilizado técnicas de identificación de sistemas (con espacios propios o *eigenespacios*) en edificios altos sujetos a vibración ambiental. Tong et al. (1999) midieron la respuesta temporal y se basaron en el filtro de Kalman (Juang, 1994) para invertir los datos con la ventaja de que el método es no-iterativo y no requiere una estimación inicial de los parámetros que se identifican.

1.5 PERIODO MEDIDO CON VIBRACIÓN AMBIENTAL Y SISMOS

Durante un terremoto, el periodo fundamental de un edificio puede ser mucho mayor que el obtenido usando vibración ambiental. Diversos investigadores han trabajado en este campo y sus resultados se describen a continuación.

Muriá-Vila et al (1989), estudiaron dos edificios de tres niveles, uno de hormigón armado reforzado y el otro aporricado con columnas de acero ahogadas en hormigón. Encontraron en el primero de ellos que los valores de frecuencia natural obtenidos de las pruebas de vibración ambiental difieren alrededor del 3% del valor medio de aquellos obtenidos por registros sísmicos mientras que en el otro edificio fue muy difícil detectar las frecuencias naturales de vibración.

Celebi y Safak (1992) también encontraron diferencias significativas en el periodo fundamental de un edificio de 30 niveles localizado en San Francisco, California, al comparar los periodos fundamentales obtenidos con el sismo de Loma Prieta (2.63 s) y pruebas de vibración ambiental y forzada (1.70 s). La diferencia del 55% fue atribuida a diferentes fenómenos como la interacción suelo-estructura, un comportamiento no lineal del suelo, de las pilas de cimentación y de la cimentación sobre las pilas, y a un microfracturamiento del hormigón, aunque la estructura no experimentó daño significativo observable. Las pruebas con vibraciones de baja amplitud efectuadas después del sismo de Loma Prieta dieron un periodo de 2.04 s, valor más cercano a 1.70 s que al de 2.63 s (Loma Prieta), lo que, aunado a que la respuesta del edificio es no lineal en la primera parte del terremoto y lineal a 17 s de su inicio (Safak y Celebi, 1992), da credibilidad a la hipótesis de que la interacción suelo-estructura y el comportamiento no lineal del suelo y del sistema de cimentación son determinantes en el movimiento de la estructura durante un sismo. En trabajos anteriores (Celebi y Safak, 1991; Safak y Celebi, 1991) estudiaron otro edificio de San Francisco de forma piramidal y 60 niveles y encontraron que el periodo era 20% mayor al usar el sismo de Loma Prieta en comparación con pruebas de vibración ambiental.

Muriá-Vila y González (1996) instrumentaron un edificio de 14 niveles de la Ciudad de México. Los resultados muestran que las frecuencias derivadas de los registros sísmicos son significativamente menores que las obtenidas de las pruebas de vibración ambiental. Esta tendencia disminuye para intensidades mayores del

movimiento sísmico. Habiendo trabajado con el mismo edificio y sismos anteriores, Meli et al (1993) también encontraron que los periodos obtenidos utilizando sismos son mayores que los que se obtienen usando vibración ambiental. En esto concuerdan otros autores como Miranda y Bertero (1993), quienes al estudiar un edificio de 30 niveles encontraron que los periodos de vibración obtenidos a partir de los acelerogramas del sismo de Loma Prieta exceden en más del 50% a los medidos con vibraciones de pequeña amplitud (forzada y ambiental). Miranda (1991) utilizó la fórmula:

$$P = 0.75 P_s - 0.14$$

donde el periodo fundamental medido durante un sismo (P_s) es un 33% mayor que el medido con vibración de pequeña amplitud (P).

Después de hacer una minuciosa revisión de la literatura en que se tuvieron en cuenta únicamente los edificios que no tuvieron daño estructural y sin o sólo mínimo daño no estructural, Miranda y Bertero (1993) concluyen que existe un número importante de edificios, en Estados Unidos y Japón, en donde se han observado cambios de periodos similares.

Midorikawa (1990) recopiló la información de 128 edificios con entre dos y treinta niveles de dos ciudades chilenas, la mayoría de ellos de hormigón armado y el resto de mampostería, constituyendo los muros de corte el elemento estructural que resistía las cargas laterales en casi la totalidad de los edificios.

En la Figura 1.3 se muestran los resultados obtenidos por Midorikawa (1990) donde se observa que el periodo durante un terremoto es en promedio 20% mayor cuando la aceleración pico es de 60 a 200 cm/s^2 . Para aceleraciones pico mayores, el periodo se incrementa abruptamente aunque se tienen pocos datos en este intervalo. Según Midorikawa (1990), el aumento del periodo sugiere que la rigidez de los elementos no estructurales contribuyen a la rigidez total del edificio a un nivel de amplitud de vibración ambiental, mientras que dichos elementos no intervienen en la rigidez de la estructura a niveles de amplitud mayores.

Por consiguiente, el análisis elástico usando el periodo de vibración ambiental podría dar una buena aproximación de la respuesta cuando la aceleración del edificio es más pequeña que 200 cm/s^2 (Midorikawa, 1990).

1.6 FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO FUNDAMENTAL

Midorikawa (1990) utilizó una base de datos de 107 edificios de Santiago y 21 de Viña del Mar, en Chile y obtuvo la misma expresión en ambas ciudades ($P=0.05N$) al relacionar el periodo fundamental con el número de niveles. En la Figura 1.4 se presenta la gráfica de esos datos y se añade a la figura original la recta obtenida con regresión lineal.

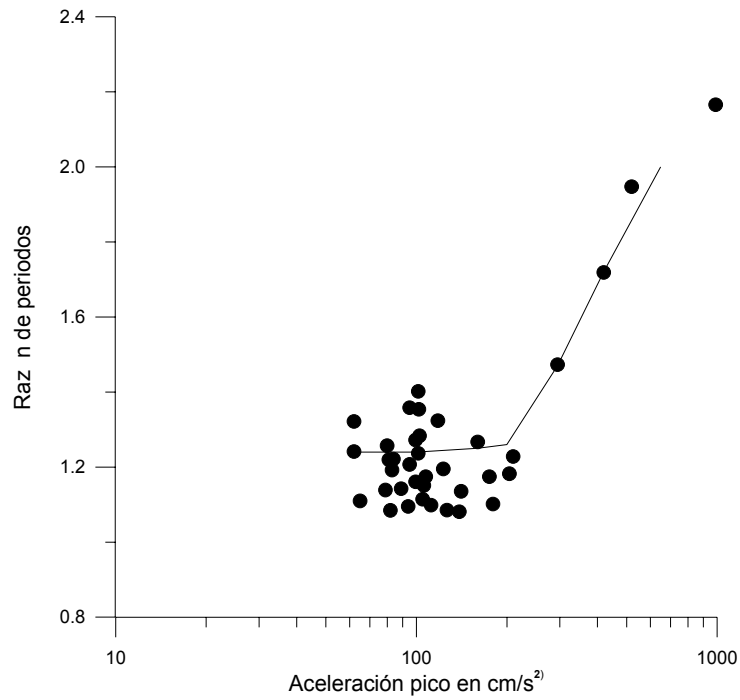


Figura 1.3 Razón de periodos calculados a partir de excitaciones sísmicas y de vibraciones ambientales. (Midorikawa, 1990).

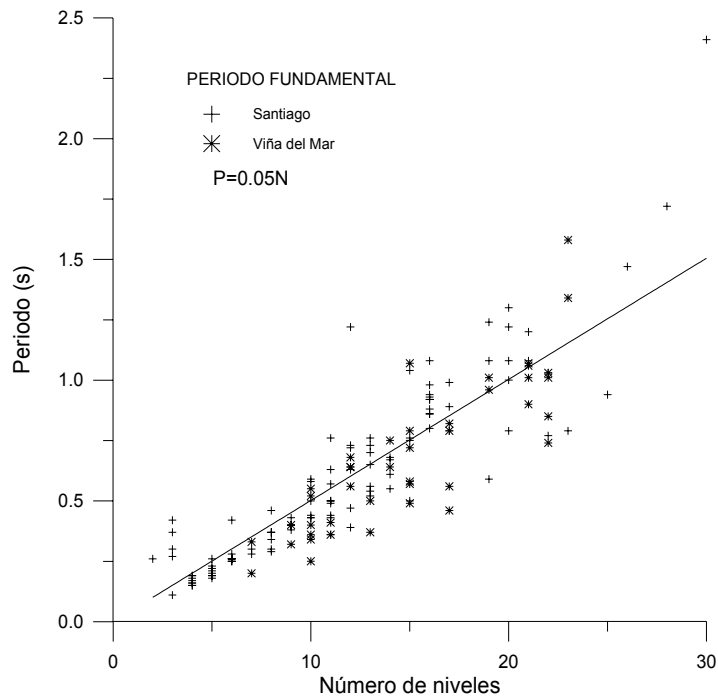


Figura 1.4 Relación entre el periodo natural y el número de niveles (Midorikawa, 1990).

Fórmulas para la Ciudad de México ($P=0.11N$) y Japón ($P=0.06N$) son presentadas por Midorikawa (1990) mostrándose estos datos en la Figura 1.5. La

mayoría de los edificios de estas dos ciudades son de hormigón armado aunque también se incluyen algunos mixtos, es decir de hormigón armado y de acero. La diferencia de las relaciones de P con N pueden ser debidas a que la estructura típica de los edificios, en Japón, es aporticada con muros de cortante, sólo aporticada en México, y muros de cortante en Chile.

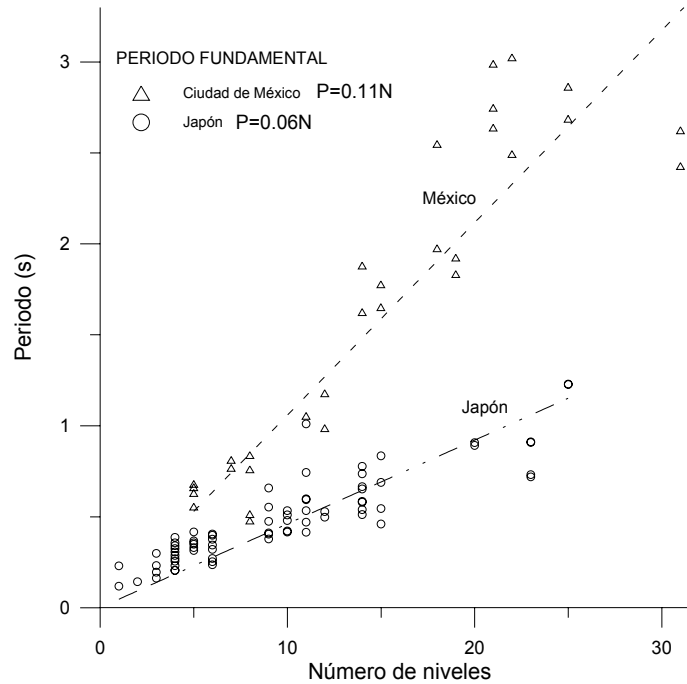


Figura 1.5 Relación entre el periodo natural y el número de niveles para el modo translacional (Midorikawa, 1990).

Bard et al. (1992) realizaron un estudio de 25 edificios de California (Tabla 1.2), 4 de los cuales sufrieron dos terremotos y relacionaron el logaritmo de la frecuencia fundamental con los logaritmos de la altura y la dimensión en planta mediante una regresión lineal (Tabla 1.3). También fueron tratadas otras variables, como la razón de las dos dimensiones horizontales y la aceleración pico, que al final no fueron tenidas en cuenta debido a que la mejora en el ajuste correspondiente no fue significativa, debido a la pequeña cantidad de datos.

hormigón armado (HA)	muros de corte	6
	aporticado	6
	muros de corte y aporticado	1
acero (A)		7
mixto (HA y A)		4
mampostería (M)		1
TOTAL		25

Tabla 1.2 Tipología y número de edificios estudiados por Bard et al. (1992).

			$f_0 = \alpha_1 H^{\beta_1} D^{\gamma_1} 10^{\sigma_1}$				$f_0 = \alpha_2 H^{\beta_2} 10^{\sigma_2}$		
tipología	f_0	σ_0	α_1	β_1	γ_1	σ_1	α_2	β_2	σ_2
muros de corte	2.74	0.18	14.55	-0.55	0.00	0.15	14.62	-0.55	0.15
aportados	0.89	0.30	13.91	-1.02	0.20	0.15	28.86	-0.99	0.16
acero	1.11	0.32	7.49	-0.99	0.31	0.055	23.81	-0.98	0.067
mixto	1.66	0.27	2.36	-0.63	0.45	0.18	46.15	-1.02	0.23
HA+M+mixto	2.42	0.25	47.82	-0.97	0.00	0.19	47.82	-0.97	0.19
todos	1.51	0.35	30.50	-1.07	0.11	0.22	44.63	-1.07	0.22

Tabla 1.3 Relación de la frecuencia fundamental (Hz) de los edificios con la altura (m) y la dimensión en planta (m). f_0 es el valor promedio del conjunto de datos y σ_0 es la desviación estándar (ajuste logarítmico) correspondiente (Bard et al, 1992).

Bard et al (1992) obtuvieron algunas conclusiones de los ajustes realizados

1. La mejor relación se obtuvo para los edificios de acero y dentro de los de hormigón armado, el ajuste es mucho mejor para los aportados.
2. La frecuencia fundamental depende del tipo de resistencia estructural lateral y no del material con que se construye, hormigón o acero.

y proponen las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned}
 \text{muros de corte} & \text{-----} & P = 0.081\sqrt{H} \\
 \text{aportado} & \text{-----} & P = 0.036 H \\
 \text{acero} & \text{-----} & P = 0.040 H \\
 \text{muro de cortante + mixto + mampostería} & \text{---} & P = 0.019 H
 \end{aligned}$$

Otras fórmulas empíricas, obtenidas por diversos autores en la Península Ibérica, se presentan en el Capítulo 5.

1.7 UTILIZACIÓN EN REESTRUCTURACIONES Y DURANTE LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS

La aplicación de pruebas de vibración ambiental resulta muy útil para evaluar los cambios en las características dinámicas de edificios rehabilitados o reestructurados. En la Figura 1.6 se comparan las funciones de transferencia entre azotea y sótano obtenidas antes y después de la reestructuración de un edificio. En ellas se aprecia claramente que las frecuencias asociadas a las ordenadas máximas del edificio reestructurado aumentaron significativamente al rigidizarse la estructura.

Mendoza et al (1991) estudiaron los efectos de los cambios en la estructura de un hospital de 8 niveles sobre su respuesta dinámica. Hicieron pruebas de vibración ambiental antes y después de remover la fachada y algunas columnas de hormigón armado del primer nivel. Debido al número limitado de instrumentos de que dispusieron sólo se realizaron pocas medidas simultáneas por lo que utilizaron un procedimiento

basado en el uso de funciones de transferencia y estaciones de control para relacionar las mediciones realizadas. Encontraron una reducción notable de rigidez en la dirección longitudinal, el periodo aumentó un 34% (Tabla 1.4), mientras que en la dirección transversal la reducción fue menor. También realizaron un estudio de interacción suelo-estructura que se describirá más adelante. Avila (1997) también estudió este edificio complementando los resultados con modelos matemáticos y técnicas de identificación estructural.

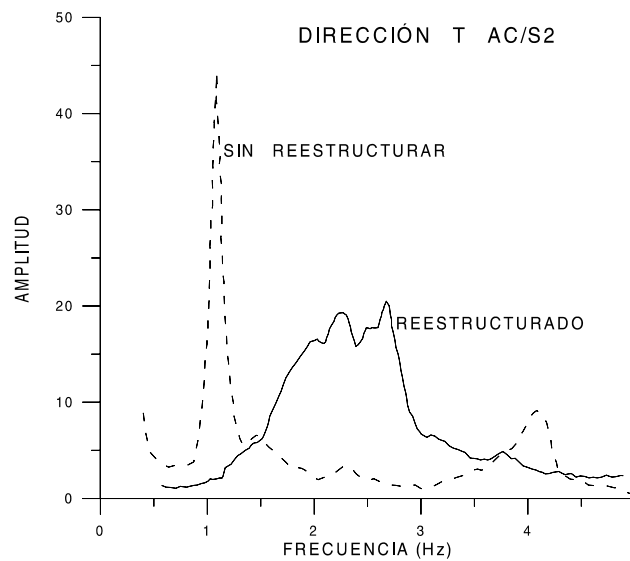


Figura 1.6 Comparación de las funciones de transferencia obtenidas de las pruebas de vibración ambiental, antes y después del refuerzo de un edificio de 8 niveles. Se relacionan las señales medidas en la dirección transversal en AC -centro de la azotea- con S2 -sótano (Muriá-Vila y González, 1995).

componente	Periodo fundamental (s) medido en:	
	abril	agosto
transversal	0.78 s	0.83 s
longitudinal	0.86 s	1.15 s
torsional	0.85 s	0.61 s

Tabla 1.4 Periodos fundamentales del Hospital General de Mexicali, B. C., México, obtenidos a partir de mediciones antes (abril) y después (agosto) de modificaciones (Mendoza et al, 1991).

Torkamani y Ahmadi (1988) presentaron un estudio para determinar la influencia de los elementos no estructurales, como huecos de la escalera y del ascensor, muros divisorios, revestimientos y fachadas, sobre las frecuencias naturales, las formas modales y la rigidez de un edificio de 18 niveles. Realizaron mediciones de vibración ambiental en tres etapas diferentes de la construcción y después de que ésta se terminara. La Tabla 1.5 muestra la comparación de las frecuencias modales obtenidas con un modelo analítico y las tres pruebas obteniendo una disminución del periodo de hasta 15% en el movimiento translacional y 25% en el rotacional, entre la primera y la última prueba. Así pues, concluyeron que la contribución de los elementos no estructurales sobre la matriz de rigideces es importante, sin embargo, el cambio en la rigidez en los primeros niveles no fue significativo. Esto pudo ser debido a que en el

modelo se consideró la base fija, afectando los grados de libertad de esos niveles. Por otra parte, las frecuencias de este edificio no fueron muy sensibles a cambios de masas. Al incrementar la matriz de masas entre un 5 y 25%, las frecuencias variaron entre 1 y 10%. Los cambios en las formas modales fueron despreciables. La fachada exterior del edificio estudiado, probablemente por ser de vidrio, no tuvo una influencia significativa sobre las frecuencias y formas modales.

Prueba	Dirección	Modo 1	Modo 2	Modo 3
Analítica	E-W	0.32089	0.94571	1.63045
	N-S	0.47875	1.57720	2.14984
	Tor.	0.41570	1.25126	2.02402
Test No.1	E-W	0.40039	1.15230	1.96289
	N-S	0.48828	1.58203	2.73437
	Tor.	0.42969	1.25976	2.14844
Test No.2	E-W	0.44922	1.45508	2.54883
	N-S	0.49805	1.63086	3.14453
	Tor.	0.55664	1.70898	2.83203
Test No.3	E-W	0.46875	1.49414	2.55859
	N-S	0.50871	1.64062	3.24219
	Tor.	0.57617	1.94336	2.83203

TABLA 1.5 Frecuencias modales, en Hz, de un modelo matemático y tres pruebas de vibración (Torkamani y Ahmadi, 1988).

Gran parte de los edificios de la Ciudad de México afectados por el sismo de 1985 poseían una alta densidad de muros de mampostería que, en la mayoría de los casos, se diseñaron para funcionar como elementos divisorios y no estructurales, mientras que en otros casos fueron pensados para tener una función estructural. Se considera que la presencia de dichos muros fue beneficiosa en la mayoría de los casos y evitó el colapso de gran número de edificios.

Esto ocurrió cuando los muros estaban colocados en forma simétrica y regular en todos los pisos ya que absorbieron la mayor parte de las cargas laterales debidas al sismo y protegieron a las columnas de un posible fallo. Con todo, esto también dio lugar, en muchos casos, a un agrietamiento diagonal de los muros que siguieron contribuyendo a la resistencia ayudando a disipar la energía inducida por el sismo.

Por otra parte, también hubo situaciones en que la presencia de muros de mampostería contribuyó en forma significativa a los fallos. Probablemente este efecto fue debido a una distribución asimétrica en planta, primer piso débil y otras asimetrías causadas por la destrucción de muros (Wakabayashi y Martínez, 1988).

En este trabajo se estudia un edificio de ocho niveles durante su construcción observándose la contribución de los muros de mampostería al valor del periodo fundamental (Espinoza et al, 1998 a). Los resultados de este trabajo se presentan en el capítulo 5.

1.8 MODELADO ANALÍTICO Y SU APLICACIÓN

El diseño de edificios requiere el uso del análisis numérico para determinar las dimensiones necesarias que deben tener para resistir tanto las cargas muertas como las vivas. Comúnmente, en ellos se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales en los cuales existen grandes incertidumbres de su comportamiento real ante excitaciones dinámicas. Entre ellos destacan los efectos de interacción suelo-estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la efectividad de las juntas constructivas y la participación de los elementos no estructurales. El considerar en forma errónea la contribución de estos aspectos puede conducir a estimaciones poco fiables de los periodos de vibración y a amortiguamientos naturales de los edificios, parámetros importantes que gobiernan su respuesta dinámica (Muriá-Vila y González 1995).

Ruiz-Sandoval et al (1997) utilizaron un modelo matemático para comparar las propiedades dinámicas (periodos naturales, formas modales y amortiguamiento) de una estructura metálica de 4 niveles, a escala reducida, obtenidas con vibración ambiental y libre. El periodo fundamental medido con ambas pruebas fue 0.39 s y el aportado por el modelo 0.42 s, es decir una diferencia inferior al 10%.

Muriá-Vila y González (1995) estudiaron 60 edificios de la Ciudad de México con vibración ambiental con la finalidad de determinar las características reales de las estructuras y de analizar los criterios usados en el modelado estructural de edificios, en 6 de ellos se tuvieron registros sísmicos y se elaboraron modelos matemáticos de 13, haciendo las siguientes consideraciones de análisis para una idealización representativa del comportamiento lineal:

- Existencia de zonas rígidas en la unión viga columna.
- Acoplamiento de la losa con las vigas.
- Escaleras y rampas de estacionamiento.
- Propiedades geométricas de elementos estructurales con materiales compuestos calculadas a partir de secciones transformadas.
- Concentraciones significativas de carga muerta en una planta consideradas en el cálculo de momentos de inercia de masa.
- Sección agrietada en vigas para edificios con agrietamiento observado en trabes y losas.
- Muros de mampostería que no estén adecuadamente desligados.
- Características dinámicas del suelo para edificios localizados en suelos blandos.

Los mismos autores analizaron las estructuras con la información obtenida y observaron la aproximación de los modelos conforme se incluían en ellos los elementos descritos. En la Tabla 1.6 se comparan los periodos fundamentales calculados con los modelos estructurales y los identificados experimentalmente siendo las diferencias entre ellos inferiores al 17%.

edificio	periodo experimental			periodo calculado			calculado/experimental		
	P _T	P _L	P _R	P _T	P _L	P _R	P _T	P _L	P _R
1 +	0.24	0.25	0.16	0.23 -----	0.24 -----	0.18 -----	0.96 -----	0.96 -----	1.13 -----
2	0.25	0.36	0.21	0.25 -----	0.38 -----	0.19 -----	1.00 -----	1.06 -----	0.90 -----
4	0.19	0.18	0.14	0.18 -----	0.19 -----	0.15 -----	0.95 -----	1.06 -----	1.07 -----
7	0.22	0.20	0.14	0.20 -----	0.20 -----	0.15 -----	0.91 -----	1.00 -----	1.07 -----
11	1.25	0.83	0.74	1.23 -----	0.93 -----	-----	0.98 -----	1.12 -----	-----
21 +	0.34	0.24	0.17	0.10 -----	0.18-0.23	0.07-0.17	0.29-0.91	0.75-0.90	0.41-1.00
23	0.72	0.43	0.35	0.78 -----	0.50 -----	0.35 -----	1.08 -----	1.16 -----	1.00 -----
40 +	0.89	1.00	0.63	0.87 -----	0.86 -----	0.74 -----	0.98 -----	0.86 -----	1.17 -----
40 + *	0.44	0.53	0.28	0.38 -----	0.53-0.56	0.26-0.27	0.86-0.93	1.00-1.06	0.93-0.96
41	1.14	0.81	0.60	1.18 -----	0.82 -----	0.68 -----	1.04 -----	1.01 -----	1.13 -----
49 + *	2.27	1.37	1.25	1.48 -----	0.67-1.40	0.75 -----	0.65-0.96	0.49-1.02	0.60 -----
54	1.92	2.00	1.47	1.15 -----	1.27-1.68	1.10 -----	0.60-0.84	0.64-0.84	0.75 -----
59	2.50	1.78	1.39	1.08 -----	0.72-1.72	-----	0.43-1.05	0.40-0.97	-----
60	3.13	2.50	1.92	----- 3.34	----- 2.33	----- 2.11	----- 1.07	----- 0.93	----- 1.10

Tabla 1.6 Comparación de los periodos (en segundos) experimentales y calculados de 13 edificios. El segundo valor, en las columnas que aparece, se obtiene al considerar el efecto de interacción suelo-estructura. El signo + junto al número del edificio significa que está instrumentado para registrar terremotos y el signo * representa que fue reparado o reforzado después del sismo de 1985 (Muriá-Vila y González, 1995).

Sobre la coincidencia entre los resultados de los modelos estructurales y los valores medidos, Torkamani y Ahmadi (1988) opinan que las mediciones, a escala real, de los edificios muestran que los modelos estructurales no dan frecuencias y formas modales que concuerden con los resultados de las pruebas experimentales como una consecuencia de la falta de consideración de los elementos no estructurales y las rotaciones de los nudos, mientras que Muriá-Vila y González (1995) mencionan que se puede lograr una adecuada concordancia siempre y cuando se consideren todos los elementos, los estructurales y los no estructurales, que tienen una contribución significativa en la rigidez y masa de la estructura, así como los efectos de interacción suelo-estructura en aquellos edificios situados en suelos blandos.

Muchos otros investigadores utilizan modelos estructurales para evaluar los resultados obtenidos con registros sísmicos. Meli et al (1993) usó modelos lineales y no lineales en el edificio Jalapa, anteriormente mencionado y encontró una aproximación muy satisfactoria en las direcciones longitudinal y transversal pero no para los modos de vibración torsional concluyendo que ambos modelos requieren ser mejorados y ampliados.

1.9 APLICACIÓN AL ANÁLISIS DE DAÑO

Si se conoce la relación entre el periodo natural de un edificio y su estado físico, se puede definir el daño que el edificio ha sufrido decidiendo si la estructura en cuestión necesita ser reforzada. Una vez que el refuerzo se haya realizado, se puede evaluar su efectividad. DiPasquale y Cakmak (1989) calcularon un índice de daño a partir del periodo fundamental.

Algunos investigadores han observado que la frecuencia natural de un edificio, a la hora de fallar, excede entre 1.2 y 1.4 veces su valor inicial, aunque otros afirman

que este coeficiente es aún mayor, entre 2.0 y 2.7. Zolotcov (1996) llevó a cabo una investigación teórica y experimental (en laboratorio y a escala real) para estudiar la relación entre el estado del edificio y su periodo natural y halló que la frecuencia natural del edificio debería ser considerada el principal parámetro para la evaluación de su estado físico.

Al trabajar en Rusia con más de 50 edificios de diferentes tipologías y alturas variando entre 5 y 22 niveles y haciendo pruebas de vibración forzada con diferentes cargas hasta alcanzar incluso al colapso de un edificio de 6 niveles, Zolotcov (1996) observó que el periodo natural crecía suavemente con el aumento de la carga. La formación de las primeras grietas en los muros y su propagación llevaba a un aumento del valor del periodo. El mismo fenómeno se confirmó en observaciones en otros edificios. En un edificio de mampostería de 7 niveles, construido en 1972 y que había resistido tres severos terremotos (1977, 1986 y 1990) sin sufrir daños notables, en 22 años, su periodo natural aumentó un 30% en la dirección longitudinal y un 22% en la transversal. Otros dos edificios, debido al efecto de terremotos, aumentaron su periodo fundamental por encima del 40%.

Hayashi et al. (1999) estudiaron 3 edificios mixtos de hormigón armado (acero y muros de corte) situados en el centro de Kobe donde el daño estructural se concentró durante el sismo de 1995. Dos de los edificios sufrieron daños entre moderados y severos mientras que en el tercero la estructura resultó inalterada. Estos estudios incluyeron mediciones con vibración ambiental, la evaluación de movimientos de entrada y análisis de respuesta considerando interacción suelo-estructura. Como era de esperar, encontraron un aumento del periodo fundamental en los edificios dañados.

1.10 INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA

El comportamiento dinámico de un edificio se modifica también por el fenómeno de Interacción Suelo-Estructura (ISE) (Takewaki, 1998). Este efecto consiste en la diferencia entre la respuesta de un punto donde está emplazada una estructura y la respuesta que debería experimentar ese punto si la estructura no estuviera.

No considerar la ISE puede llevar a fuerzas y desplazamientos erróneos en el análisis de la respuesta y en el diseño de las estructuras. Este error dependerá de las propiedades de vibración de la estructura, las propiedades del suelo y las características del movimiento sísmico (Fenves y Serino, 1990). Al no tomar en cuenta la interacción se obtiene, generalmente, un diseño conservativo (aunque ciertos resultados como el desplazamiento relativo entre dos estructuras, puede ser deficientemente estimado) y algunas normas de diseño sísmico que consideran el efecto de ISE permiten una reducción significativa, mayor que el 30%, de la fuerza lateral estática equivalente (Wolf, 1985). En este sentido, la norma sísmica española NCSE-94 (AE-88, 1996) no considera este efecto.

La interacción entre las cimentaciones y el suelo tiene un papel importante ante la acción de fuerzas externas u ondas sísmicas. En un grupo de cimentaciones, la presencia de las adyacentes afecta a las otras, cada cimentación difracta la onda

incidente produciendo una onda secundaria que incide en las otras cimentaciones. Los parámetros que intervienen son numerosos y este problema aún no está completamente resuelto (Tham et al, 1998). Otros investigadores, como Clemente y Rinaldis (1998), también han encontrado que la presencia de estructuras cercanas afecta la vibración ambiental en el área de estudio.

Los movimientos sobre la interfase suelo-estructura emiten ondas que se propagan en el suelo en todas direcciones. En la superficie libre del suelo ocurren reflexiones y además surgen refracciones en las interfaces de los estratos. Este complicado patrón de ondas irradia energía hacia el infinito fuera del sistema dinámico total. El suelo sin fronteras actúa así como un sumidero de energía llevando a un amortiguamiento (también llamado amortiguamiento de radiación). Para modelar el suelo considerando condiciones de frontera para cargas estáticas, se puede introducir una frontera artificial a una distancia considerable de la estructura, lo que lleva a un dominio limitado para el suelo que se puede modelar de forma similar a la estructura. Esta frontera ficticia reflejaría ondas, originadas por la vibración de la estructura, de regreso al suelo circundante en vez de dejarlas pasar y propagarlas hacia el infinito. Esta necesidad de modelar el suelo utilizando condiciones de frontera distingue la dinámica de suelos de la dinámica estructural. El sistema dinámico completo de estructura y suelo consiste de dos partes con propiedades dinámicas radicalmente diferentes (Figura 1.7).

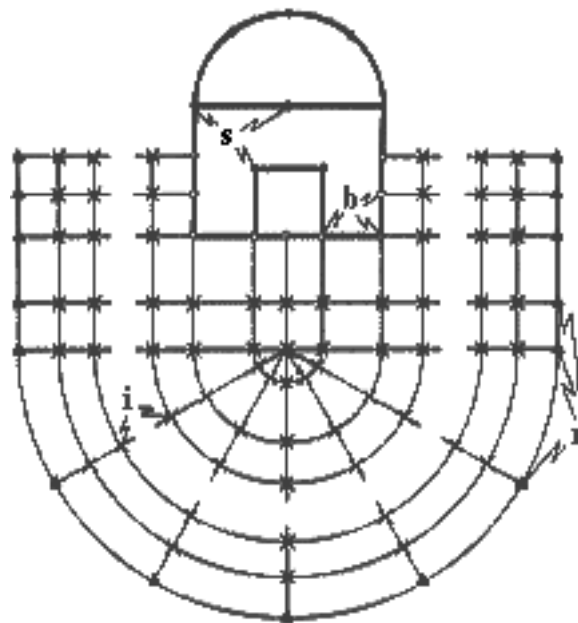


Figura 1.7 Modelo discretizado del sistema suelo-estructura completo. El suelo se limita con una frontera colocada tan lejos de la estructura que durante un terremoto, las ondas originadas por la interfase suelo-estructura no la alcancen. Las letras r, i, b y s representan nodos en la frontera exterior del suelo, en la región interior del suelo, en la frontera suelo-estructura y en la estructura, respectivamente (Wolf, 1985).

Wolf (1994) utiliza la explicación desarrollada a continuación para ilustrar la interacción suelo-estructura. La Figura 1.8 presenta una estructura cimentada en roca (a) y la misma estructura empotrada en suelo flexible descansando en roca (b). Las ondas sísmicas incidentes con movimiento horizontal (llamadas movimiento de control) se

propagan verticalmente en la roca y son las mismas en ambos casos. Los movimientos se muestran con flechas con longitudes proporcionales a la excitación sísmica.

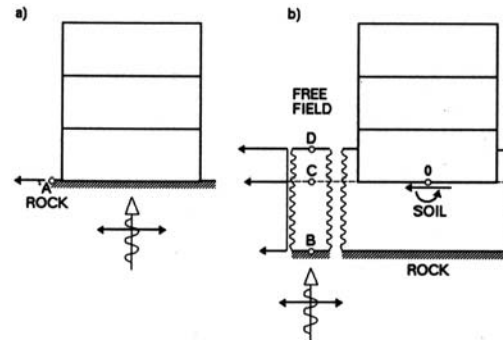


Figura 1.8 Respuesta sísmica de estructura (a) cimentada en roca, (b) empotrada en suelo descansando en roca con campo libre (Wolf, 1994).

Para la estructura cimentada en roca (Figura 1.8 a), el movimiento de control en el punto A puede ser aplicado directamente a la base de la estructura. Durante el terremoto aparecen dos acciones más que son un momento de volteo y una fuerza cortante transversal actuando en la base. Como se supone que la roca es firme, estos dos esfuerzos resultantes no crearán deformaciones adicionales en la base y así, el desplazamiento horizontal en la base es igual al movimiento de control sísmico y no surgirá movimiento de cabeceo.

Para la estructura cimentada en suelo flexible (Figura 1.8 b), el movimiento de la base de la estructura en el punto O, será diferente del movimiento de control. Para entender cómo el suelo afecta la respuesta dinámica de la estructura es conveniente distinguir tres efectos; *primero*, la respuesta de suelo sin considerar la estructura diferirá del movimiento de control. Si no hubiera una capa de suelo sobre la roca en el punto B, el movimiento en este ficticio afloramiento rocoso sería igual al movimiento de control. La presencia de la capa de suelo reducirá el movimiento y al viajar la onda verticalmente los movimientos en los puntos C y D (en campo libre) diferirán del movimiento del punto B. En general, dependiendo de su contenido en frecuencia, el movimiento se amplifica incrementando los desplazamientos horizontales hacia la superficie libre del sitio. *Segundo*, excavando y colocando una base rígida en el sitio se modificará el movimiento. La base experimentará algún desplazamiento horizontal promedio y un bamboleo a lo cual se le llama movimiento efectivo de entrada a la cimentación (interacción cinemática) que resultará en aceleraciones variables sobre la altura de la estructura, en contraste con las aceleraciones aplicadas en el caso de la estructura cimentada en roca. *Tercero*, las fuerzas inerciales aplicadas a la estructura llevarán a un momento de volteo y a una fuerza cortante transversal actuando en el punto O que causarán deformaciones en el suelo (interacción inercial) y así, otra vez, modificarán el movimiento en la base.

Gazetas (1997) Propone dos tipos de interacción que actúan entre el suelo y la estructura:

INTERACCIÓN INERCIAL:	Modificación del movimiento debida a la acción de la estructura sobre el suelo.
INTERACCIÓN CINEMÁTICA:	Modificación del movimiento debida a la presencia de la cimentación. En este caso la masa de la superestructura se puede considerar nula.

Veletsos y Prasad (1989) estudiaron el efecto de interacción en estructuras simples excitadas sísmicamente considerando los efectos de interacción cinemática e inercial haciendo énfasis en el primero, buscando separar ambos tipos y evaluar los efectos e importancia relativa de los numerosos parámetros incluidos.

1.10.1 Principales efectos de la ISE

El movimiento sísmico de entrada sobre el sistema suelo-estructura cambiará, y debido a la amplificación del movimiento en campo libre, la componente translacional de este movimiento efectivo de entrada a la cimentación, en muchos casos, será mayor que el movimiento de control surgiendo, además, una componente de cabeceo significativa en la estructura.

La presencia del suelo en el modelo dinámico final hará al sistema más flexible disminuyendo la frecuencia fundamental y modificando también la forma del modo de vibración (Safak, 1995) siendo el modo fundamental el más influenciado (Safina, 1996). El cabeceo introducido en la base afectará la respuesta, especialmente en la parte superior de una estructura alta reduciéndose los valores de las fuerzas laterales, el cortante basal y los momentos de volteo calculados para la estructura supuesta con base rígida e incrementándose los desplazamientos laterales (CFE, 1993).

La radiación de energía de las ondas que se propagan lejos de la estructura originarán un incremento del amortiguamiento efectivo del sistema dinámico final. Para un suelo que se aproxima a un semiespacio elástico homogéneo, este incremento será significativo llevando a una respuesta reducida. En contraste, para un suelo de espesor delgado sobre roca rígida, es posible que las ondas no se propaguen lejos de la estructura y en este caso actuará únicamente el amortiguamiento del suelo no habiendo efecto benéfico sobre la respuesta sísmica. En cualquier análisis de interacción suelo-estructura es muy importante determinar si se produce pérdida de energía por radiación de ondas.

La respuesta dinámica de los edificios también se ve afectada por el tránsito de trenes subterráneos. Balendra et al (1991) analizan la respuesta de las estructuras con diferentes velocidades de trenes separando del efecto de interacción suelo-estructura el problema de la radiación de energía desde los túneles.

De los muchos efectos opuestos se desprende que es complejo determinar de antemano si los efectos de interacción disminuirán o no la respuesta sísmica.

1.10.2 Identificación de la ISE

La identificación de la interacción suelo-estructura durante un sismo es sencilla cuando se disponen, además de los registros de aceleración del edificio, de registros en pozos o superficiales, en campo libre, que no estén alterados por las vibraciones del edificio. La manera más común de hacerlo es desarrollando modelos matemáticos del edificio y representando al suelo con resortes (Figura 1.9) caracterizando sus propiedades de rigidez a partir de estudios geotécnicos (Safak, 1995; Torkamani y Ahmadi, 1988). La determinación de las características de los resortes puede efectuarse mediante prueba y error hasta que los movimientos observados concuerdan con los calculados. Debe tenerse cuidado con esta técnica ya que no hay una única solución y existe una gran cantidad de combinaciones de suelos y estructuras que concuerdan con los movimientos registrados.

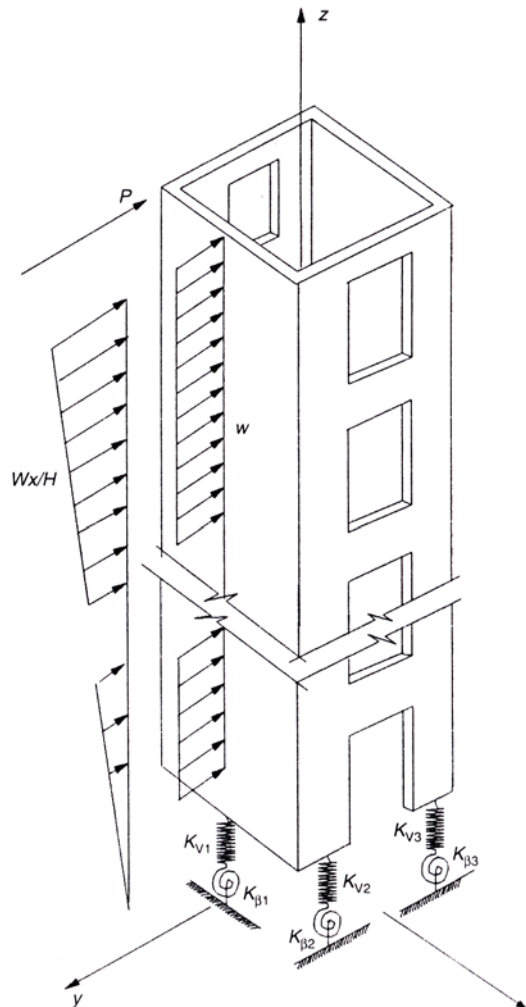


Figura 1.9 Modelo de interacción suelo-estructura. Las rigideces de la cimentación se representan por resortes translacionales (K_v) y rotacionales (K_β) (Nadjai et al, 1999).

Ya que la interacción suelo-estructura altera las características frecuenciales de los movimientos registrados en la estructura es importante determinar si esta interacción es relevante y, además, cuantificarla. Normalmente el movimiento del edificio se

registra al nivel de cimentación, en la azotea y algunos niveles intermedios. Si no hay interacción suelo-estructura el edificio se puede identificar tomando los registros en el nivel de cimentación como la entrada y los registros en los niveles superiores como la salida. Cuando existe interacción de la estructura con el suelo, el movimiento de los niveles superiores influye en el movimiento de la cimentación. Es decir, entrada y salida están acopladas. La CFE (1993) recoge varios métodos para analizar el sistema suelo-estructura.

Safak (1995) propone un método para identificar la interacción suelo-estructura utilizando registros de terremotos mientras que Safina (1996) se basa en el método de Bielak para su identificación. Este último procedimiento consiste en calcular un parámetro de rigidez relativa suelo-estructura, definido como un indicador del grado de importancia de los efectos de interacción.

1.10.3 Diversos estudios de ISE

Con vibración ambiental

Mendoza et al. (1991) y Muriá-Vila y Moreno (1993) son de los pocos estudios de ISE realizados con vibración ambiental. Mendoza et al (1991) señalaron que la vibración ambiental puede ser usada para determinar la importancia de los efectos de la ISE (típicamente son estudiados con pruebas de vibración forzada o excitación sísmica) y estimaron la ISE de la respuesta dinámica de un hospital de ocho niveles comparando la respuesta en la parte superior de la estructura con la respuesta translacional y de cabeceo en el sótano. En la dirección transversal, los movimientos de translación y de cabeceo de cuerpo rígido en la base contribuyeron en un 2.7 y 13.4% de la respuesta en la parte superior, respectivamente. En la dirección longitudinal, los valores correspondientes fueron del 1.0 y 1.6%. Suponiendo que la mayor parte del cabeceo de la base, en la vecindad de la frecuencia fundamental, no es un movimiento de cabeceo de entrada sino el resultado de efectos de interacción, se concluye que los efectos de interacción son moderados en la dirección transversal y despreciables en la longitudinal. Muriá-Vila y Moreno (1993) estudiaron con pruebas de vibración ambiental un edificio de 14 niveles ubicado en suelo blando identificando las frecuencias naturales de vibración, los amortiguamientos y las formas modales. Además, con un modelo teórico simplificado y datos experimentales estimaron las rigideces asociadas a los efectos de interacción suelo-estructura.

Sin utilizar vibración ambiental

Otros estudios donde se ha estudiado la ISE por diferentes métodos sin utilizar ruido cultural se describen brevemente a continuación:

Fenves y Serino (1990) evaluaron la respuesta de 14 edificios de hormigón armado utilizando un modelo estructural y encontraron que la interacción reduce la fuerza de cortante basal de algunos edificios al compararse con la suposición típica en la que la interacción se desprecia.

Gupta y Trifunac (1991) demuestran que es posible incluir el efecto de ISE en el análisis dinámico de la respuesta de edificios mediante un método simplificado de superposición de espectros de respuesta.

Wolf (1994, 1997) analizó el efecto de interacción (lineal y no lineal) suelo-estructura modelando el suelo con condiciones de frontera. Safak (1998, 1999) modeló los edificios como una extensión del suelo estratificado suponiendo que cada nivel del edificio es otra capa mientras que Karabalis y Mohammadi (1997) simularon un suelo estratificado discretizando la interfase suelo-cimentación y una pequeña parte de la superficie libre circundante.

Faccioli et al (1996) al estudiar la ISE del edificio Jalapa, en la Ciudad de México, encontraron una evidencia de efectos cinemáticos en el intervalo de las altas frecuencias y además que el periodo fundamental aumentó un 10 y 25% en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente. La interacción cinemática también la estudió Zhao (1998) quien propuso un método para estimarla a partir de registros de terremotos.

Hayashi et al (1999) consideraron la ISE al realizar el análisis de edificios con poco o severo daño durante el sismo de Kobe de 1995 y además midieron los periodos fundamentales empleando vibración ambiental.

Bard et al (1992) estudiaron cuatro edificios encontrando en tres de ellos que la ISE es importante. Las estructuras fueron instrumentadas con dos o más sensores verticales en la base lo que permitió estimar su cabeceo mediante la diferencia entre los respectivos movimientos verticales a cada extremo de un muro con la suposición de una base rígida. En la Figura 1.10 se observa que la coherencia se acerca a la unidad para la banda donde se encuentra el modo fundamental lo cual prueba la existencia de una importante ISE.

Otra manera de analizar el efecto en estructuras es mediante modelos físicos a escala reducida. Konagai y Nogami (1998) utilizan circuitos analógicos para simular la ISE en un modelo de estructura colocado sobre una mesa vibrante.

1.11 RESPUESTA DE SITIO Y RESONANCIA

A la transformación que sufren las ondas sísmicas desde el basamento rocoso hasta la superficie se le conoce como *efecto de sitio* y es diferente e independiente del efecto de interacción suelo-estructura ya que se presenta esté o no un edificio.

Los efectos de las formaciones geológicas sobre los movimientos sísmicos existen y pueden ser muy grandes. Dos ejemplos de tales efectos son: a) el área de San Francisco, California, en la que las amplificaciones sobre sedimentos no consolidados han sido responsables de variaciones de intensidad de hasta dos grados en la escala MM durante los terremotos de San Francisco de 1906 y de Loma Prieta de 1989 y, b) el valle de la Ciudad de México donde los depósitos de arcilla lacustre indujeron pérdidas de vidas humanas y económicas durante el terremoto de 1985 (Bard, 1997). La

respuesta de los sedimentos de ese valle ha sido ampliamente estudiada (Huerta y Acosta, 1990; Acosta et al, 1992) y se ha diferenciado de la ISE (Faccioli et al, 1996; Avilés y Pérez-Rocha, 1998).

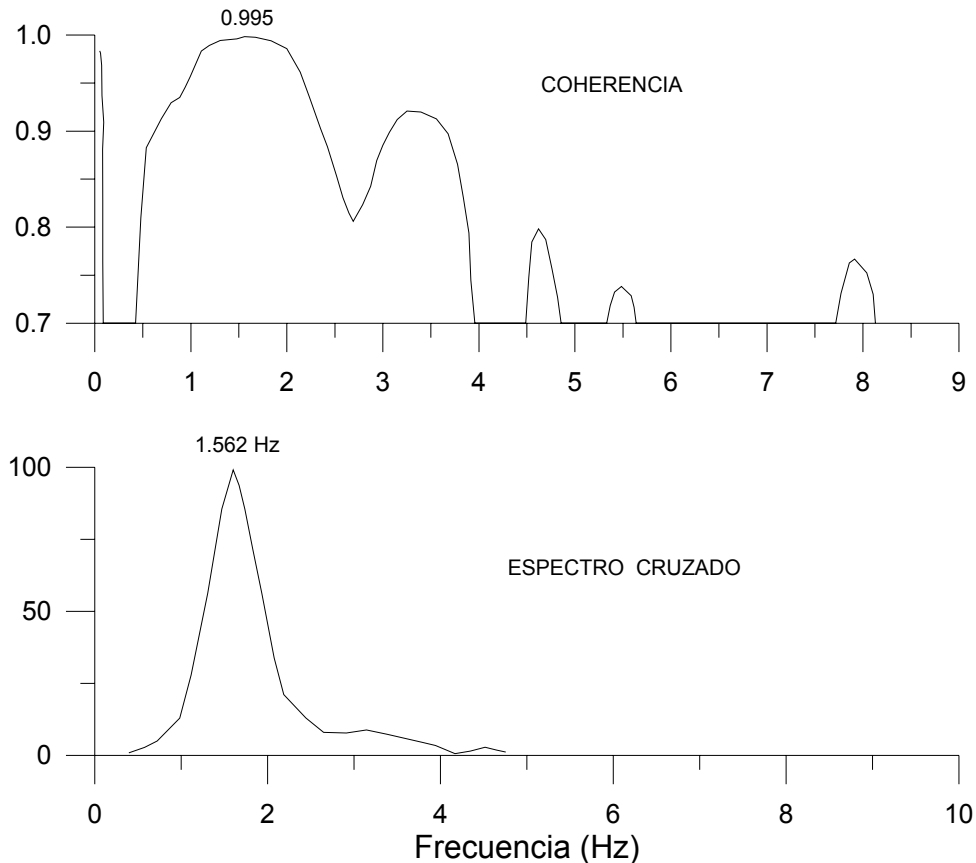


Figura 1.10 Coherencia y espectro cruzado normalizado entre el movimiento transversal relativo en la azotea y el movimiento de cabeceo (Bard et al, 1992).

En 1994 ocurrió el terremoto de Northridge que ha sido el desastre natural más costoso de Estados Unidos de América. Aun así, el coste no fue más alto debido a que el daño en los edificios fue menor que el esperado porque el suelo absorbió una parte significativa de la energía de la onda incidente debido a un comportamiento no lineal en su respuesta. El aumento de amortiguamiento fue tan importante que se equiparó a un mecanismo de aislamiento de base pasivo y el número total de los edificios severamente dañados se redujo en un factor de dos o más (Trifunac y Todorovska, 1997; 1999).

El acoplamiento del periodo natural de un edificio con el del suelo causa una amplificación de la respuesta del edificio (Takewaki, 1998). A este fenómeno se le conoce con el nombre de resonancia y estuvo presente durante el sismo de la Ciudad de México de 1985 (Wakabayashi y Martínez, 1988). Dicho terremoto proporcionó una amplia experiencia a los ingenieros sísmicos del mundo ya que los edificios de esa ciudad sufrieron daños debido a movimientos de periodos relativamente largos entre 1 y 3 segundos. Hubo una doble resonancia, primero entre la onda sísmica incidente y la estructura de la cuenca debajo de la ciudad y después, entre el movimiento en la

superficie y los edificios (Seo, 1997). La resonancia entre el lecho rocoso y los sedimentos superficiales fue producida por una capa de arcilla de 20 a 30 m de espesor (35 a 40 m según Wakabayashi y Martínez, 1988) que provocó una amplificación de 12.3 veces las ondas sísmicas llevando a aceleraciones comparables a las del epicentro a 400 km (Abbiss, 1989). El colapso de muchos de los edificios podría haber ocurrido debido a que la aceleración producida por el sismo y su duración produjeron rótulas plásticas en las columnas superiores de los edificios colapsados. Este mecanismo de fallo se debe, entre otras causas, a la degradación de la rigidez ocasionada por la resonancia ocurrida entre el suelo y el edificio (Villaverde, 1991).

La mayoría de los inmuebles colapsados o que sufrieron daños graves durante el sismo de 1985 de la Ciudad de México, eran edificios flexibles con periodos fundamentales iniciales mayores o iguales a 0.7 s y debido a la larga duración del sismo (aproximadamente 3 minutos) incursionaron dentro del intervalo no lineal aumentando su periodo llevándolo cada vez más cerca al del terreno. Esto agravó las aceleraciones que experimentaron hasta llegar a la resonancia. En cambio, los edificios antiguos construidos en la zona del lago, no sufrieron daño debido a su corta altura (dos o tres niveles) que hizo que sus periodos naturales (menores a 0.5 s) quedaran fuera del intervalo de resonancia del terreno (Wakabayashi y Martínez, 1988).

El concepto de que la aceleración del terreno y la incidencia del daño ocasionado en edificios está relacionado con las condiciones locales del suelo se ilustra en la Figura 1.11 donde se muestran las máximas aceleraciones del terreno en lugares situados, aproximadamente, a una misma distancia de la zona de liberación de la energía. Se observa que las aceleraciones en lugares adyacentes llegaron a variar hasta el 100% por causa de las diferentes condiciones de suelo existentes.

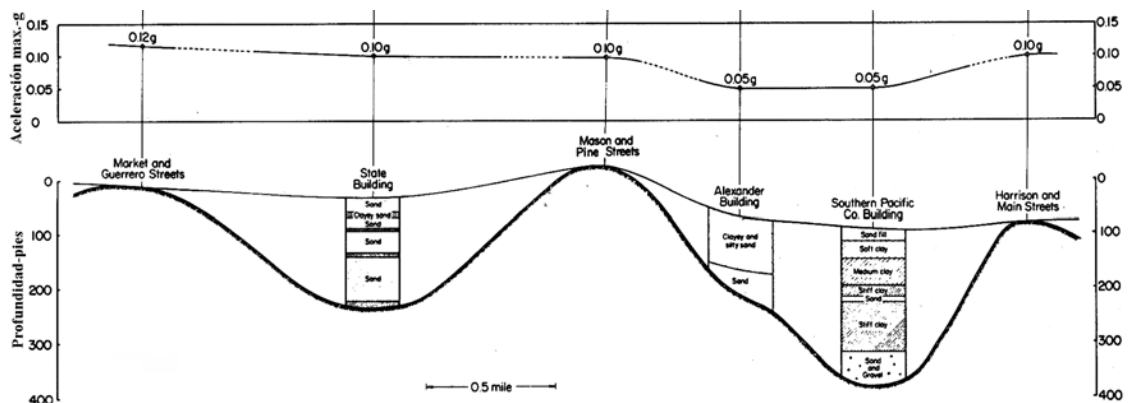


Figura 1.11 Condiciones de suelo y aceleraciones máximas de terreno registradas durante el sismo de San Francisco de 1957 (Fang, 1991).

Las características geotécnicas del suelo de Barcelona han sido estudiadas por Cid (1999) quien realizó una zonación sísmica (Figura 1.12) basada en métodos de simulación numérica de los efectos locales clasificando la ciudad en 4 zonas correspondientes a afloramiento rocoso (Zona 0), que se toma de referencia, materiales deltaicos (Zona I), y las zonas II y III que se caracterizan por materiales aflorantes pleistocenos y que se diferencian por la presencia de diferentes espesores de materiales

terciarios que diferencian también la respuesta sísmica. Las funciones de transferencia de las zonas I, II y III se muestran en la Figura 1.13. Los valores máximos de amplificación para cada zona son:

zona	frecuencia (Hz)	amplificación
I	2.5	5
II	5	2.5
III	5	2.25

Figura 1.12 Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales. (Cid, 1999).

1.12 DISEÑO SISMORRESISTENTE

Para definir el sismo de diseño sismorresistente de un edificio se suelen considerar tres estados límite de las estructuras con respecto a su respuesta: *nivel de servicio*, o nivel en el cual se espera que el edificio continúe proporcionando la función primordial para la cual fue creado; *nivel de daño esperado*, donde se limita el daño a niveles predeterminados de economía y que puedan ser reparados; y *nivel de seguridad* contra el colapso, donde ningún nivel de daño que sufra el edificio ha de poner en peligro la vida de sus ocupantes. Para mantener los límites de servicio de los edificios, el espectro de respuesta de diseño debe ajustarse a las condiciones del sitio, a los valores esperados del amortiguamiento, a métodos para el **cálculo de los periodos naturales de los edificios** y de los esfuerzos de la estructura consistentes con el comportamiento esperado. En cambio, establecer un adecuado sismo de diseño para estados límite de daño y seguridad contra el colapso, implica el cálculo de un espectro de respuesta inelástica de diseño confiable (Wakabayashi y Martínez, 1988).

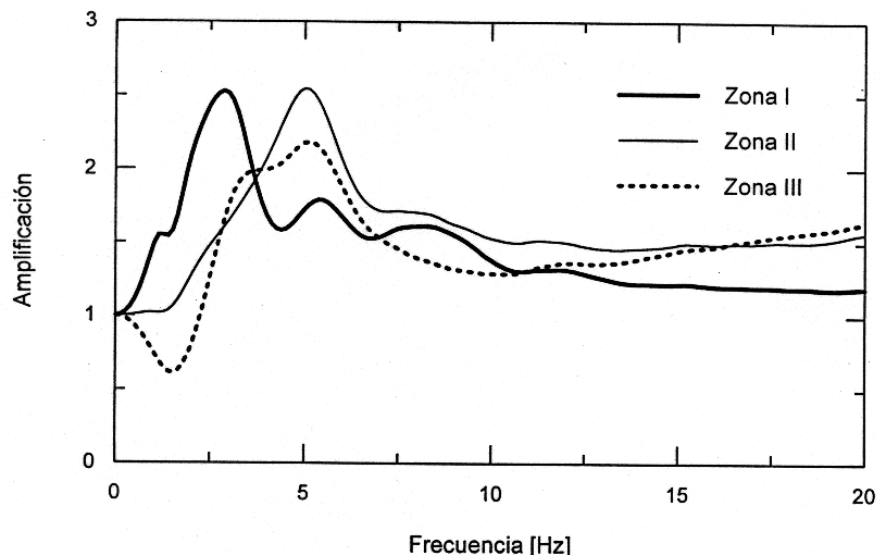


Figura 1.13 Funciones de transferencia de las zonas en que se clasificó el suelo de Barcelona. La zona 3 se caracteriza por una desamplificación en las bajas frecuencias (Cid, 1999).

La norma sísmica española (AE-88) propone espectros elásticos de respuesta considerando la peligrosidad sísmica y el tipo de suelo. En la Figura 1.14 se muestran los espectros de respuesta para un coeficiente de contribución de la peligrosidad sísmica igual a uno, un coeficiente de amortiguamiento del 5% y tres tipos de suelos:

1. Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla $V_s > 750\text{m/s}$.
2. Terrenos granulares o cohesivos de compacidad media a dura. Velocidad de onda de corte $750\text{m/s} < V_s < 400\text{m/s}$.
3. Suelo granular suelto a medio, o suelo cohesivo medio a blando. Velocidad de propagación $V_s < 400\text{m/s}$.

Cuando se hace un diseño preliminar de un edificio, el espectro de respuesta se utiliza para el cálculo del cortante basal mediante el valor del periodo fundamental estimado con la fórmula de Rayleigh (Capítulo 5) o con una fórmula empírica. Con el periodo fundamental del edificio que se pretende diseñar, la información del suelo y utilizando el espectro que corresponda, se determina la aceleración de diseño que sirve para el cálculo de la fuerza de cortante basal.

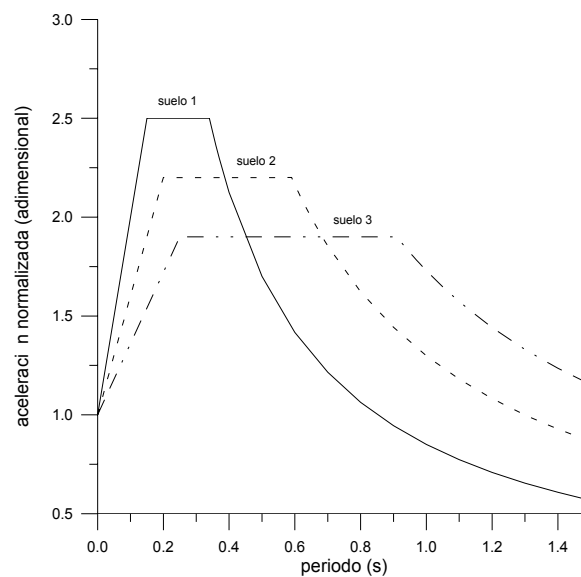


Figura 1.14 Espectro normalizado de respuesta elástica para tres tipos de suelos y un coeficiente de amortiguamiento del 5%. El eje vertical es la aceleración normalizada por la aceleración máxima del terreno (AE-88, 1996).

Con el conocimiento de las características sísmicas del lugar y las propiedades dinámicas del suelo entre ellas el módulo dinámico de elasticidad a cortante y la velocidad de *onda s*, los profesionales del diseño pueden estimar los efectos sísmicos de la estructura del edificio y su cimentación incluyendo su interacción con el suelo (Zeevaert, 1991).

Durante el sismo de México de 1985 se puso de manifiesto que no es posible aplicar en forma indiscriminada un enfoque simplista para determinar el periodo fundamental de una estructura, que se emplea para la selección apropiada del valor del cortante basal. *Las ecuaciones empíricas que evalúan el periodo en función del número de niveles de un edificio basándose en relativamente pocos datos experimentales de vibraciones medidas en edificios existentes pueden conducir a valores erróneos del periodo fundamental de la estructura.* Además, resulta importante considerar el efecto rigidizante de los muros interiores, por lo general despreciado (Wakabayashi y Martínez, 1988). El trabajo realizado en esta tesis es una contribución a la mejora de las fórmulas empíricas utilizadas en los cálculos y al conocimiento de las variables que contribuyen al cambio del periodo fundamental.

Desde el punto de vista de seguridad contra el daño de edificios, los efectos significativos de los terremotos son las fuerzas que ellos inducen en las estructuras y

para la estimación de esas fuerzas es importante el conocimiento del periodo fundamental. En la parte superior de un edificio la máxima aceleración espectral (S_a) será igual a la aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental (Figura 1.14) y la máxima fuerza lateral será aproximadamente igual a $W S_a/g$, donde W es el peso de la estructura y g la aceleración de la gravedad. Para edificios de varios niveles otros modos de vibración, además del primero, influyen en la respuesta pero la del primer modo proporciona una muy buena aproximación de las fuerzas inducidas (Fang, 1991).

Ya que las aceleraciones espectrales varían con el periodo de la estructura y las formas de los espectros varían dependiendo de las condiciones de suelo, edificios con el mismo periodo en diferentes lugares pueden estar sujetos a diferentes fuerzas laterales dinámicas máximas. En la Figura 1.15 se presenta el valor S_a/g para movimientos registrados durante el sismo de San Francisco de 1957 (ver Figura 1.11) para periodos (P) de edificios en los intervalos

- P entre 0.3 y 0.4 segundos
- P entre 0.6 y 1.0 segundos
- P entre 1.2 y 1.5 segundos

observándose que la fuerza lateral tiene una gran variación en una pequeña sección de la ciudad.

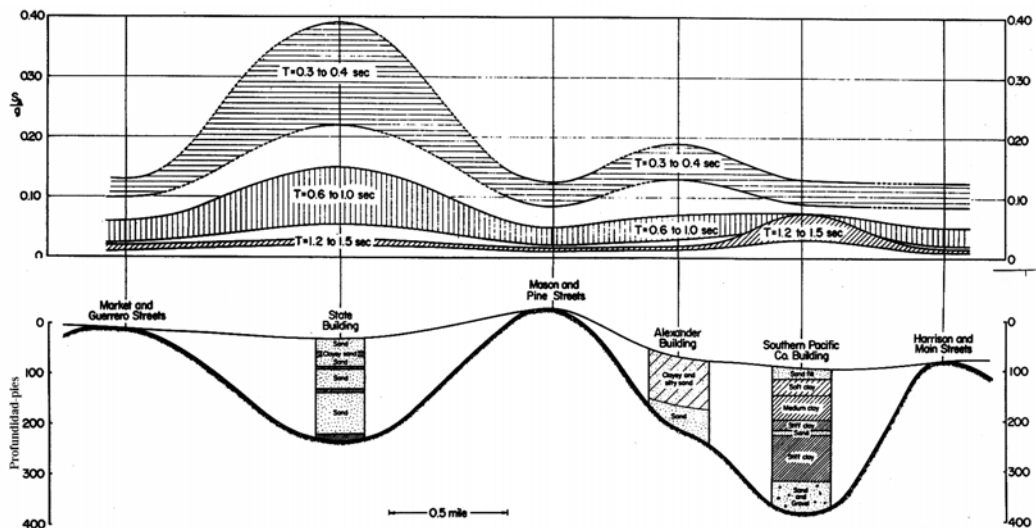


Figura 1.15 Distribución de aceleraciones espectrales para movimientos registrados durante el sismo de San Francisco de 1957 (Fang, 1991)

1.13 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo global de este estudio es el análisis de la viabilidad del uso de ruido cultural para la determinación de las características dinámicas de las estructuras existentes, particularmente en zonas urbanas situadas en áreas de actividad sísmica

moderada o baja pero que, sin embargo no están exentas de riesgo por causa sísmica, debido a la altísima concentración de población y servicios que en ellas se acumula. Por lo tanto, también constituye un objetivo del presente trabajo el analizar los métodos aplicables, evaluando su adecuación a cada caso concreto para diseñar procedimientos específicos para áreas urbanas densamente pobladas.

La consecución de este objetivo global se realiza mediante los siguientes objetivos concretos:

- Conocimiento y elección de la instrumentación a utilizar.
- Establecimiento de procedimientos específicos adecuados a las peculiaridades de los edificios a estudiar.
- Calibración de métodos y técnicas usadas en la literatura mediante su aplicación en un experimento controlado sobre mesa vibrante.
- Calibración de procedimientos de estimación de periodos propios en edificios reales mediante su medida y su modelado numérico. Propuesta de un procedimiento específico para áreas urbanas.
- Evaluación de la contribución de los elementos no estructurales mediante el seguimiento del proceso constructivo de un edificio.
- Evaluación de la fiabilidad y aplicabilidad de las fórmulas empíricas establecidas en las normas sísmicas y establecimiento de fórmulas específicas para la ciudad de Barcelona.
- Detección y caracterización de zonas de resonancia entre los edificios, los “*inputs*” sísmicos y los periodos predominantes del suelo sobre el cual están construidos.
- Aproximación a la problemática de la interacción suelo-estructura.

El autor es consciente que los objetivos del trabajo son ambiciosos, pero en su mayor parte han sido satisfactoriamente resueltos a lo largo de la realización de esta tesis. Otros, de extraordinaria complejidad, como la interacción suelo-estructura se han abordado a un nivel muy descriptivo por motivos de dar completitud a los aspectos que influyen sobre el comportamiento dinámico de los edificios sometidos a acciones sísmicas intensas y pretenden dejar orientadas nuevas líneas de investigación y trabajo.

Los contenidos de este trabajo permitirán conocer mejor el nivel de riesgo de las edificaciones y, por tanto, serán útiles para prevenir y minorar los efectos catastróficos de los terremotos. El autor se sentirá ampliamente satisfecho si los resultados sirven para avanzar un paso más en la dirección de la seguridad de los edificios y en la minoración de los daños, aún extraordinarios, que los terremotos causan a la población y a la economía de las sociedades que los sufren.