

Parte 6:

**Análisis de diseño
dinámico**

Todos los derechos reservados. Toda reproducción total o parcial por cualquier procedimiento electrónico o mecánico, incluyendo la impresión fotocopia, microfilm, o cualquier otro método de publicación, está prohibido sin la previa autorización escrita por parte de BuildSoft SA.

Al adquirir el programa POWERFRAME©, el comprador adquiere una licencia para su uso. Toda transmisión, total o parcial, de esta licencia a terceros está prohibida sin la previa autorización escrita por parte de Buildsoft SA.

A pesar del gran cuidado que se ha puesto en el desarrollo del programa y en la realización del manual de usuario, ni la redacción, ni Buildsoft SA no pueden en ningún caso ser responsables de los perjuicios directos o indirectos, ni de los daños que puedan suceder como resultado de un uso correcto o incorrecto del programa POWERFRAME© y de su manual de referencia. Buildsoft SA, ni los distribuidores del software no son de ningún modo responsables de cualquier imperfección del programa y/o del manual de referencia.

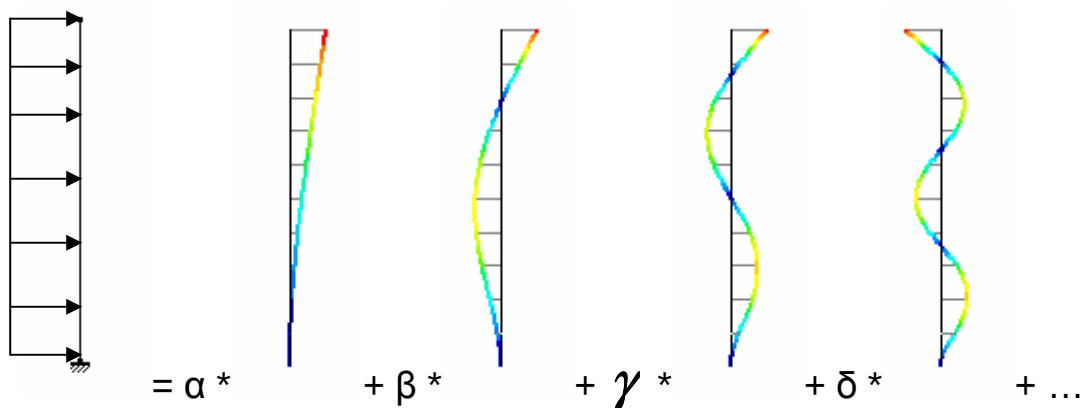
1 Tabla de Contenidos

1	TABLA DE CONTENIDOS	3
2	ANÁLISIS DINÁMICO.....	4
2.1	INTRODUCCIÓN	4
2.2	ANÁLISIS MODAL	5
2.3	DISEÑO DE MASAS SÍSMICAS	7
2.3.1	<i>Eurocódigo 8</i>	7
2.3.2	<i>PS92</i>	8
2.4	SUPERPOSICIÓN MODAL	8
3	ANÁLISIS DE DISEÑO DINÁMICO USANDO POWERFRAME.....	11
3.1	INTRODUCCIÓN	11
3.2	FUNCIONES DINÁMICAS EN LA VENTANA DE ‘CARGAS’	12
3.2.1	<i>Grupos de cargas para cargas dinámicas</i>	12
3.2.2	<i>Definición de masas sísmicas de diseño</i>	13
3.2.3	<i>Definición de cargas dinámicas</i>	14
3.3	FUNCIONES DINÁMICAS DURANTE EL ANÁLISIS ELÁSTICO	15
3.4	FUNCIONES DINÁMICAS EN LA VENTANA ‘PLOT’	19

2 Análisis dinámico

2.1 Introducción

Vamos a considerar el ejemplo de un pilar, empotrado en su base donde está sujeto a una carga horizontal uniformemente distribuida. Se asume que esta carga horizontal varía en función del tiempo con lo cual se transmiten vibraciones al pilar. Se puede mostrar que esas vibraciones del pilar se pueden describir como una superposición lineal de modos propios, en la que los modos propios reaccionan de manera completamente independiente entre ellos cuando se aplica la acción dinámica:



Los factores de combinación α , β , γ , δ , ... son desconocidos a priori, pero se pueden calcular en función de las cargas dinámicas aplicadas y como una función de las propiedades de amortiguamiento de la estructura. Los modos propios, por otro lado, son independientes de las cargas dinámicas aplicadas y son también prácticamente independientes de las propiedades de la amortiguación de la estructura. Se pueden calcular desde la rigidez de la estructura y las propiedades de masa. Se refiere a este cálculo como análisis modal.

En teoría, se pueden calcular un número infinito de modos propios para cualquier tipo de estructura. Aunque en la práctica, es suficiente con considerar sólo los N valores más pequeños de modos propios para utilizar en el análisis dinámico. Esto explica las ventajas de una aproximación que es comparable a un análisis dinámico directo, durante el cual la respuesta de la estructura a la excitación impuesta se obtiene a través de una integración directa de las ecuaciones de movimiento como una función de tiempo:

- ✓ Usando técnicas de **análisis modal**, se calculan los N valores más bajos de frecuencias propias y modos propios, independientemente de las cargas aplicadas

- ✓ Después, la respuesta estructural se calcula para las cargas dinámicas aplicadas, usando técnicas de **superposición modal**, como una combinación (o **superposición**) de los N valores más bajos de modos propios, teniendo el beneficio de que sólo un número limitado (N) de ecuaciones se deberán resolver. Además, los modos propios calculados previamente se pueden reutilizar cuando se deban considerar otras cargas dinámicas.

2.2 Análisis modal

El objetivo de un análisis modal es calcular el mínimo número N de frecuencias propias f_i (expresadas en Hertz) de una estructura, a través de sus correspondientes modos propios Φ_i .

Puntos a tener en cuenta:

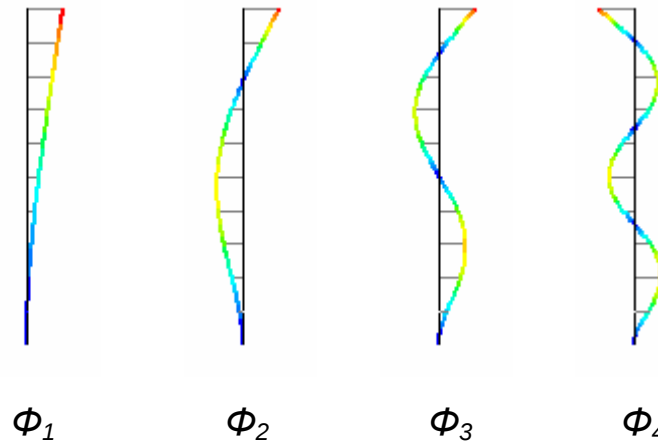
- ✓ Muy a menudo, se utiliza una terminología diferente para las **frecuencias propias**:
 - o **Periodo propio** T_i , siendo el inverso de la frecuencia f_i (expresada en segundos).
 - o **Pulsación propia** $\omega_i = 2\pi * f_i$
- ✓ modos propios Φ_i no se pueden interpretar en términos absolutos: sólo se puede interpretar la forma del modo propio, no su amplitud – al menos no sin información adicional
- ✓ la información adicional necesaria para la absoluta interpretación es la también llamada **masa modal** m_i correspondiente a un modo propio Φ_i .

La masa modal puede ser fácilmente explicada como la fracción de la masa total de la estructura que participa de manera efectiva en los desplazamientos descritos por el modo propio Φ_i . Por ejemplo, se puede deducir de la figura de abajo que para el primer modo propio Φ_1 todos los nudos del pilar siempre se mueven en fase y entonces en consecuencia la masa distribuida de la estructura se moverá globalmente en fase. Sólo la amplitud del movimiento de la masa distribuida será variable (cero a la base del pilar, máximo en lo alto del pilar).

Con el segundo modo propio Φ_2 , no todos los nudos se moverán en fase. Como consecuencia, parte de la masa distribuida se moverá en una dirección mientras el resto de la masa se moverá en la dirección opuesta. En total, menos masa es efectivamente “movilizada” por esta forma de modo, resultando una masa modal más pequeña para el

segundo modo propio (asumiendo que el desplazamiento máximo de ambos modos propios Φ_1 y Φ_2 es el mismo).

En general, se puede decir que incrementando de frecuencia propia f_i , decrecerá la longitud de onda de los modos propios Φ_i y la masa modal m_i también decrecerá (considerando también que el desplazamiento máximo de todos los modos propios Φ_i es igual).



Las explicaciones de arriba permiten entender que la contribución de los modos propios más altos decrecerá rápidamente en el contexto de un análisis dinámico, como un incremento más pequeño de la masa se movilizará por los modos propios con un incremento de la frecuencia propia.

Teniendo en cuenta todas esas consideraciones, la introducción de esta sección se debería modificar como sigue:

El objetivo de un análisis modal es calcular las N frecuencias propias f_i mas bajas (expresadas en Hertz) de una estructura, junto con los correspondientes modos propios Φ_i y las masas modales m_i

El conocimiento de los modos propios Φ_i y sus correspondientes masas modales m_i permite una interpretación absoluta y sin ambigüedades de la respuesta de una estructura sujeta a una excitación de tipo dinámico.

Se demuestra que un modo propio Φ_i realmente se comporta como un sistema masa-resorte equivalente con masa (modal) m_i y rigidez (modal) k_i . La frecuencia f_i de un sistema masa-resorte viene dada por

$$f_i = \frac{\omega_i}{2\pi} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k_i}{m_i}}$$

El conocimiento de los modos propios ϕ_i y sus correspondientes masas modales permiten un cálculo sin ambigüedades de los niveles de respuesta para una estructura sujeta a cargas dinámicas.

Las estructuras que tiene un alto grado de simetría pueden tener 2 (o más) modos propios en la misma frecuencia propia. Tales modos se refieren como modos dobles (o triples...). De acuerdo con la teoría del análisis modal, las correspondientes formas de modo son perpendiculares entre si. En la práctica (en definitiva, para un correcto análisis de respuesta multi-modal) es crucial que los valores resueltos de un programa de análisis sea capaz esos dobles modos respetando sus propiedades de perpendicularidad. El núcleo de análisis del PowerFrame es perfectamente capaz de llevar a cabo esta situación y así garantizar en cualquier momento una base correcta para un procedimiento de superposición modal.

2.3 Diseño de Masas sísmicas

Un análisis modal de una estructura separa sus N valores más bajos de frecuencias propias y modos propios. Los resultados de tal análisis dependen en gran parte de las masas sísmicas que se consideran durante los cálculos. Tales masas sísmicas no están relacionadas solamente con el peso propio de la estructura, sino también de las cargas permanentes y en menor grado de las cargas variables de la estructura.

Entonces, la cuestión radica en como se tienen que considerar las cargas permanentes y variables, para definir de forma apropiada las masas sísmicas de diseño para un análisis modal (y cualquier análisis de respuesta debida a las cargas a través de una superposición modal). Esta cuestión está contemplada en ambas normas de diseño sísmico. Eurocódigo 8 y PS92 (sólo Francia). En este manual, se presenta un pequeño esquema de los principios fundamentales.

2.3.1 Eurocódigo 8

Para designar las masas sísmicas que se utilizarán en el análisis modal de una estructura, deben considerarse las masas sísmicas que provienen de las siguientes combinaciones de cargas:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{E,i} Q_{k,i}$$

en que

... k : valor característico

G: acción permanente

Q:	acción variable
Ψ_E :	$\varphi \cdot \Psi_2$
φ :	coeficiente de correlación que tiene en cuenta la simultaneidad de cargas. Los valores necesarios para φ se toman del EC8
Ψ_2 :	coeficiente de combinación para valores casi-permanentes de acciones variables

2.3.2 PS92

Las verificaciones del Estado Límite Último se pueden realizar para el tipo de combinación accidental (o sísmica) dada más abajo, además de la combinación fundamental:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + E + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

donde

$\dots_k$:	valor característico
G:	acción permanente
E:	valor de diseño de la acción sísmica, basado en el espectro sísmico de diseño
Q:	acción variable
Q_1 :	acción variable más desfavorable
Ψ_1 :	coeficiente de combinación para los valores frecuentes de la acción variable
Ψ_2 :	coeficiente de combinación para valores casi-permanentes de la acción variable

2.4 Superposición modal

El objetivo de un análisis de respuesta modal mediante una superposición modal es calcular la respuesta de la estructura a través de sus modos propios Φ_i (con las correspondientes frecuencias f_i y masa modales m_i) que han sido excitadas por la carga dinámica aplicada.

En caso de que la estructura esté sujeta a una carga dinámica $P(t)$, entonces el desplazamiento de la estructura se podrá calcular resolviendo el sistema completo de ecuaciones de movimiento en función del tiempo:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

Ahora supongamos que para tal estructura se ha calculado un total de N modos propios Φ_i y se han ensamblado en la matriz de modos propios $[\Phi]$, entonces esta respuesta de desplazamiento de la estructura se puede describir teóricamente como una combinación lineal de los N modos propios

$$\{u\} = [\Phi]\{q\}$$

Suministrando el número N (número de modos propios disponibles) que sea suficientemente alto para incluir todos los modos propios que son eficazmente excitados por la carga dinámica aplicada. Sustituyendo a la combinación lineal de arriba de N modos propios en el sistema de ecuaciones de movimiento antes mencionado, permite describir así el sistema de ecuaciones como

$$[m]\{\ddot{q}\} + [c]\{\dot{q}\} + [k]\{q\} = \{p(t)\}$$

en que

$$[m] = [\Phi]^T [M] [\Phi] \quad [c] = [\Phi]^T [C] [\Phi] \quad [k] = [\Phi]^T [K] [\Phi] \quad [p(t)] = [\Phi]^T [P(t)]$$

con

$[m]$ matriz de masa modal ;

$[c]$ matriz de amortiguación modal ;

$[k]$ matriz de rigidez modal ;

$[p(t)]$ vector de cargas (expresado en la base modal disponible).

$[m]$ y $[k]$ se pueden calcular fácilmente desde la rigidez conocida de la estructura y su distribución de masas, donde $[c]$ está definida mayoritariamente como un conjunto de valores de amortiguación modal, expresados como un porcentaje de la amortiguación crítica (para la mayoría de edificaciones de acero y hormigón armado, los valores de amortiguación modal varían entre el 1% y el 4% de la amortiguación crítica).

La transformación de arriba tiene la ventaja de que la solución de una extensa serie de ecuaciones con cientos y miles de incógnitas

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

se reemplaza por una serie muy compacta de ecuaciones

$$[m]\{\ddot{q}\} + [c]\{\dot{q}\} + [k]\{q\} = \{p(t)\}$$

conteniendo tantas incógnitas como N. Esta serie de ecuaciones se puede resolver rápidamente para las incógnitas $\{q\}$, de las cuales los desplazamientos $\{u\}$ se pueden deducir a través de la superposición modal:

$$\{u\} = [\phi]\{q\}$$

La aproximación por superposición modal tiene varias ventajas:

- * la respuesta dinámica se puede evaluar rápidamente
- * como los modos propios de la estructura son independientes de la carga dinámica aplicada y prácticamente independientes de las propiedades de amortiguamiento de la estructura, (como mínimo para sistemas ligeramente amortiguados), un nuevo análisis dinámico debido a cambio en las cargas o en las propiedades de amortiguamiento, no requiere el uso de tiempo para el análisis modal. Es suficiente repetir sólo la fase superpuesta, y así reevaluar la respuesta dinámica sin pérdida de tiempo.

Desde luego, hay que considerar que se pueden aplicar un número de restricciones en la aproximación por superposición modal. En general, se puede decir que el método es útil para estructuras lineales que están ligeramente amortiguadas (y las que amortiguan debido a la amortiguación global del material).

Con la aproximación de arriba, la cuestión sigue en cuántos modos propios N deben ser calculados de manera efectiva para conseguir la suficiente exactitud con técnicas de superposición modal. Para ser capaz de contestar esa pregunta, es esencial entender como varían las cargas dinámicas en función del tiempo o cual de las frecuencias contenidas son de las cargas dinámicas aplicadas. Generalmente se acepta que una correcta aplicación de las técnicas de superposición modal requiere que los modos propios de la estructura sean calculados hasta una frecuencia que sea como mínimo 2 veces la máxima frecuencia para la que están definidas las cargas dinámicas.

3 Análisis de diseño dinámico usando PowerFrame

3.1 Introducción

Esta parte del manual del diseño dinámico describe con más detalle el uso práctico de las capacidades de PowerFrame. Como punto de inicio, se puede decir que el análisis de diseño dinámico es una parte integral del análisis estructural entero. En otras palabras, el análisis de diseño dinámico no representa un paso extra que hay que realizar al final del análisis, sino que está completamente integrado en el proceso entero de cálculo.

Por lo tanto, el análisis estructural de un análisis dinámico forma parte del procedimiento de cálculo integrado en PowerFrame. Desde el punto de vista del usuario, hay una pequeña diferencia entre el análisis elástico con y sin acciones dinámicas. Las principales diferencias están relacionadas con la introducción de acciones dinámicas, son:

- ✓ En la ventana de 'Cargas':
 - o La definición explícita de un grupo de cargas en que la definición de las masas sísmicas se controla (como función de las cargas permanentes y de las variables), como se suele hacer para cualquier tipo de análisis dinámico
 - o La definición explícita de uno o más grupos de cargas dinámicas. La distribución espacial de cargas dinámicas y los factores de seguridad parciales y sus factores de combinación se definen exactamente del mismo modo que para las cargas de tipo estático. Para las cargas de tipo dinámico, es necesario completar esos datos con información adicional de como varía la carga en función del tiempo
- ✓ Durante el análisis elástico:
 - o Cuando arranca el análisis elástico, se realiza automáticamente un análisis de superposición modal. Los resultados de este análisis se combinarán con los efectos de las cargas estáticas, consistentes en la definición de todas las combinaciones de cargas
- ✓ En la ventana 'Diagrama'

- o Desde luego, se tiene acceso a todos los resultados del análisis para todas las combinaciones de cargas que contienen acciones estáticas y/o dinámicas. A parte de eso, no se observarán mayores diferencias en comparación con un tipo de análisis tradicional. Desde luego la verificación de los códigos (para acero, hormigón o madera) tendrán en cuenta todas las combinaciones disponibles:

- ULS FC (combinaciones fundamentales)
- ULS SC (combinaciones sísmicas)
- SLS QP (combinaciones casi-permanentes)
- SLS FC (combinaciones frecuentes)
- SLS RC (combinaciones raras)

3.2 Funciones dinámicas en la ventana de ‘Cargas’

3.2.1 Grupos de cargas para cargas dinámicas



Mediante el icono de “Factor de carga” de la barra de iconos de la ventana de ‘Cargas’, se pueden definir dos tipos de grupos de cargas que son específicas para un análisis dinámico y/o modal:

- ✓ **Masas sísmicas para análisis de vibración:** este grupo incluye todas las masas sísmicas que se deben tener en cuenta durante cualquier tipo de análisis dinámico. Esas masas sísmicas pueden deducirse rápidamente de las cargas permanentes y las cargas variables que hayan sido definidas en varios grupos de cargas, mediante el uso del icono . En cualquier momento, también es posible añadir masas discretas (o masas sísmicas) manualmente a los nudos seleccionando simplemente esos nudos y entonces utilizar el icono .
- ✓ **Dinámico:** este tipo de grupo contiene la definición de una acción dinámica. La definición de la variación de

tiempo de la acción dinámica se puede hacer a través del icono . La distribución espacial de las cargas dinámicas se define exactamente del mismo modo que para las cargas de tipo estático.

Los grupos de carga descritos arriba se pueden configurar utilizando el diálogo mostrado más abajo. Hay que tener en cuenta que el icono mostrado en la columna de la derecha, cambia automáticamente cuando se defina el tipo de carga como masa sísmica para análisis de vibración. En caso cargas dinámicas, es necesario cambiar este icono manualmente a .

Load factors and combination factors :

Load factors for: **Eurocode 1** Seismic standard: **Eurocode 8**

☒ 0 - 10 ☐ 10 - 20 ☐ 20 - 30 ☐ 30 - 40 ☐ 40 - 50

		γ_{u-}	γ_{u+}	γ_{g-}	γ_{g+}	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
☒ 0	Selfweight	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
☒ 1	Permanent load	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
☒ 2	Life load/housing	1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 3	dynamic load 1	1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 4	dynamic load 2	1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 5	dynamic load 3	1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 6	dynamic load 4	1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 7		1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 8		1.50	0.00	1.00	0.00	0.70	0.50	0.30	
☒ 9	gravity loads for vibration analysis	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
☒ 10		1.50	0.00	1.00	0.00	0.60	0.20	0.00	

 always together
 all combinations
 all combinations, but only one load at a time
 dynamic event
 gravity loads for vibration analysis
 seismic event

Incompatible loadgroups

OK Cancel

3.2.2 Definición de masas sísmicas de diseño

Mediante el icono  de la barra de iconos, arranca la ventana de diálogo que se muestra más abajo. Este diálogo permite la definición de los coeficientes de correlación que se suelen utilizar para el cálculo de las masas sísmicas de diseño (revisar el Cáp. 2.3 para más información sobre los coeficientes de correlación). Para cada grupo de cargas, se puede definir manualmente un valor para ϕ , basándose en las especificaciones proporcionadas por la norma escogida para el diseño.

Basado en los coeficientes de correlación, PowerFrame calcula automáticamente las masas sísmicas que se utilizan en cualquier tipo de análisis dinámico (modal, respuesta harmónica, sismo...) basadas en cargas de tipo estático que son partes de los grupos de cargas seleccionados. Esas masas sísmicas se visualizan en la ventana de 'Cargas' en la geometría del modelo de análisis, en caso de seleccionarse "Masas sísmicas para el análisis de vibración" como el grupo de carga activo.

The dialog box is titled "Correlation coefficients for design gravity loads (EC 8)". It features a row of radio buttons for selecting a range: 0 - 10 (selected), 10 - 20, 20 - 30, 30 - 40, and 40 - 50. Below this is a table with two columns: ψ_2 and ϕ . The table lists various load types with checkboxes and their corresponding values.

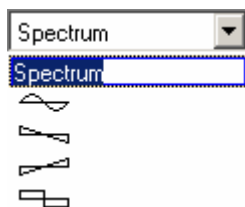
	ψ_2	ϕ
☒ 0 Selfweight	1.00	1.00
☒ 1 Permanent load	1.00	1.00
☒ 2 Life load/housing	0.30	1.00
☒ 3	0.30	1.00
☒ 4	0.30	1.00
☒ 5	0.30	1.00
☒ 6	0.30	1.00
☒ 7	0.30	1.00
☐ 8 Gravity loads for vibration analysis	1.00	1.00
☐ 9 Seismic cat. II	1.00	1.00
☒ 10	0.30	1.00

At the bottom right are "OK" and "Cancel" buttons.

3.2.3 Definición de cargas dinámicas

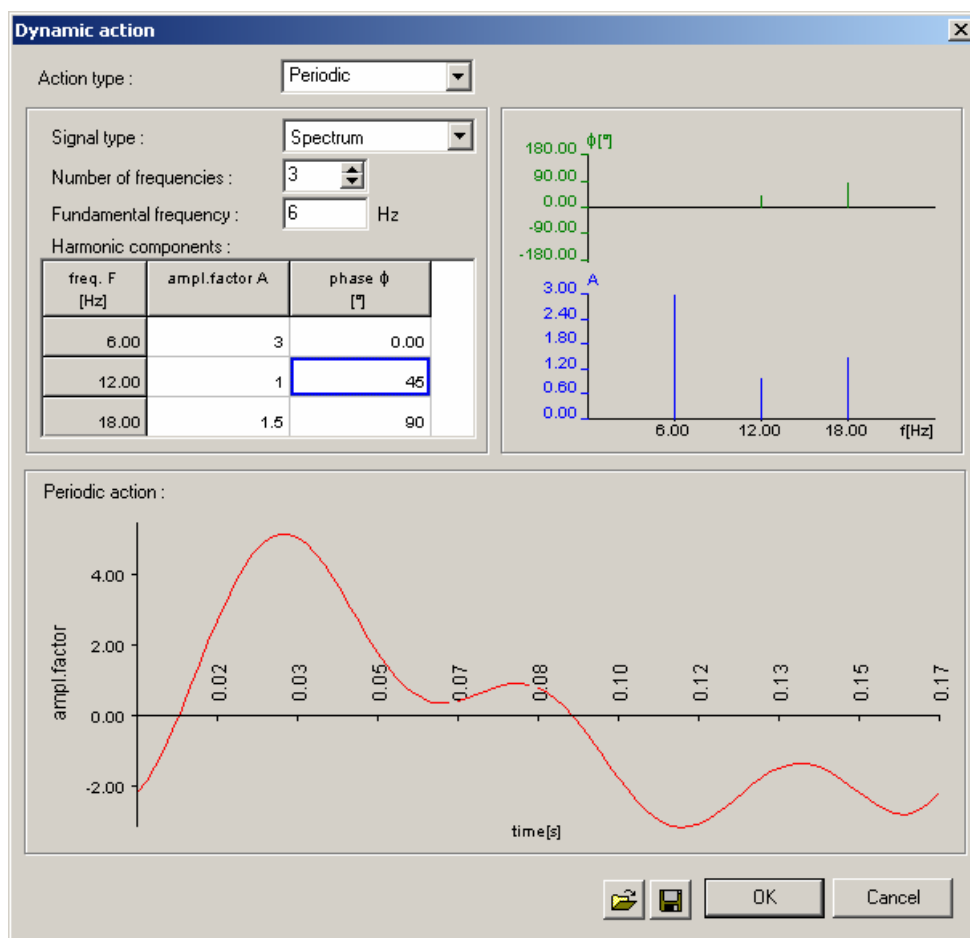
El icono  da acceso a la ventana de diálogo que se muestra más abajo, que permite definir todos los parámetros que describe una acción dinámica. En el diálogo de la ventana de abajo, se puede (dependiendo del tipo de licencia de PowerFrame que se tenga) 2 tipos de acciones dinámicas:

- * **Acciones periódicas** (disponible para todos los usuarios de PowerFrame): se puede elegir entre un número de tipos de signo predeterminados y de un espectro arbitrario. Tal espectro se define mediante los siguientes parámetros:
 - o Número de frecuencias
 - o Frecuencias fundamentales
 - o amplitud & fase en cada frecuencia



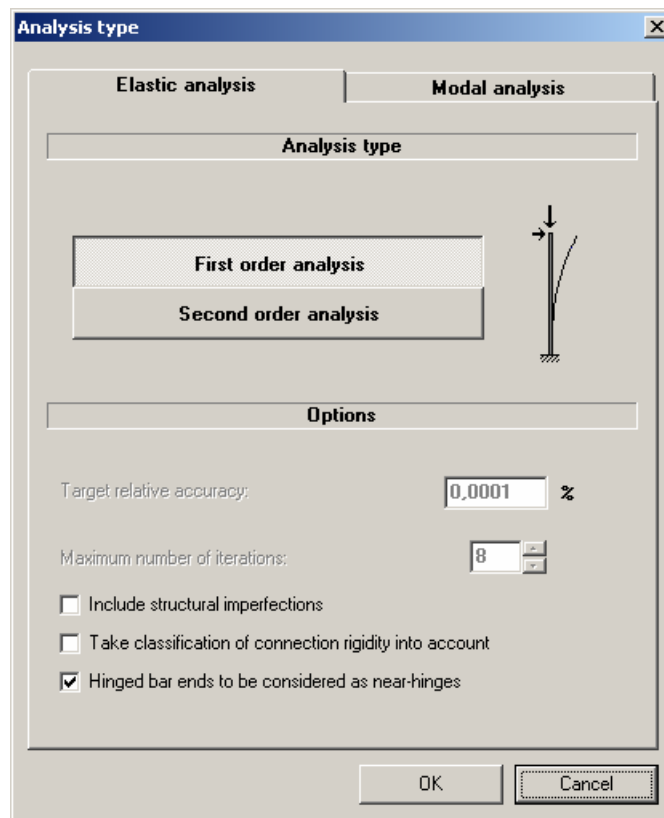
Además, el diálogo de abajo permite guardar el espectro definido como un fichero externo de texto TXT-file (📁) o importar un espectro definido desde un fichero externo de texto (📁).

- * **Acciones no periódicas** (sólo disponible para los usuarios que posean la licencia opcional “Análisis dinámico avanzado”). La variación de las cargas dinámicas en función del tiempo se define a través de la definición de la amplitud de signo para un número de intervalos de tiempo bien definidos.



3.3 Funciones dinámicas durante el análisis elástico

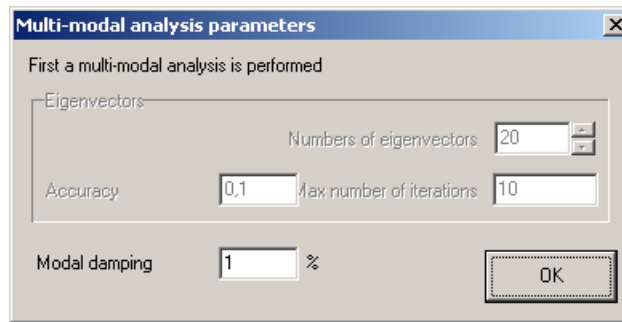
Un análisis de diseño en que se deban tener en cuenta acciones dinámicas arranca del mismo modo como un análisis de diseño relacionado a cargas de tipo sólo estático. Si aun así, sólo se está interesado en las frecuencias y los modos propios de una estructura, entonces habría que usar la pestaña de “Análisis modal” en lugar de “Análisis elástico” en la ventana de diálogo de abajo.



Cuando empieza un análisis elástico después de habere generado las combinaciones que incluyen tanto las cargas dinámicas como las estáticas, PowerFrame tomará automáticamente los pasos extra necesarios que se requieran en esta situación. Desde luego, como primer paso PowerFrame realizará un análisis por superposición modal para calcular la respuesta de la estructura correspondiente al grupos de cargas dinámicas. Después, esta respuesta se incluirá de un modo apropiado en todas las combinaciones de los Estados Límite Últimos y de Servicio.

Si el usuario decidiera realizar un análisis de segundo orden para tener en cuenta los efectos de las imperfecciones globales de la estructura, entonces esas opciones sólo serán aplicables a los grupos de cargas de tipo estático y sus contribuciones en las combinaciones de cargas. La respuesta de las acciones dinámicas siempre se evaluará de acuerdo a una teoría lineal de primer orden sin considerar las imperfecciones globales de la estructura, y se combinarán con los resultados de las cargas de tipo estático antes mencionados.

Para el cálculo de la respuesta debido a cargas dinámicas, PowerFrame pedirá que se definan los valores para la amortiguación modal (ver el diálogo de la ventana de abajo, que aparece a la vista del usuario cuando se calcula la respuesta dinámica por primera vez después de que se haya realizado un análisis modal).



La amortiguación modal se define como un porcentaje de la amortiguación crítica, y se considera inicialmente igual para todos los modos propios disponibles. Esta definición se puede hacer más aproximada, como se muestra más adelante en este manual.

Si no hay modos propios disponibles en la memoria, el análisis de superposición modal empezará con un cálculo del mínimo número N de frecuencias de la estructura utilizando el **método de iteración subespacial**. Como usuario, habrá que especificar el número N con el cual se sabrá el máximo número de iteraciones que se suelen utilizar para el cálculo de las frecuencias y los correspondientes modos propios. Tener en cuenta que el número N absoluto de frecuencias propias está limitado a un máximo de 40. Dependiendo del número de Gdl (grados de libertad) efectivos en el modelo de análisis, se debe aplicar un límite más estricto:

- ✓ En caso de que el número de los Gdl ($\#gdl$) sea más pequeño que 16, el número máximo de frecuencias se limita a $(\#gdl)/2$.
- ✓ En caso de que el número de gdl ($\#gdl$) sea más grande o igual que 16, el número máximo de frecuencias estará limitado a $(\#gdl - 8)$, con un máximo absoluto de 40.

En un principio, no se conoce cuantas frecuencias y modos propios serán necesarios para un análisis de respuesta dinámica de alta calidad. Por lo tanto, se recomienda empezar el análisis con un número relativamente pequeño de modos propios y entonces evaluar la frecuencia más alta al contenido de la frecuencia de las cargas dinámicas. Se recomienda calcular los modos propios de la estructura con una frecuencia que sea como mínimo dos veces la máxima frecuencia para la que se hayan definido las cargas dinámicas.

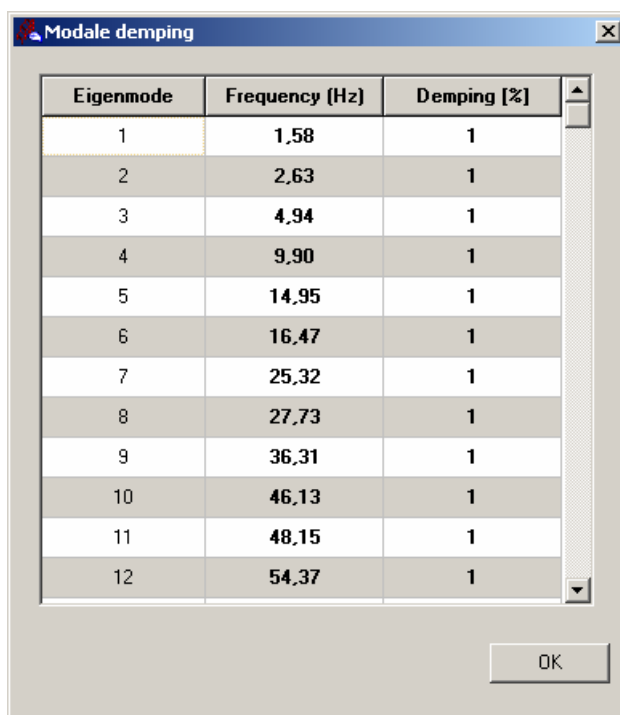
Desasociar el análisis modal y el análisis de respuesta dinámica ofrece una serie de ventajas:

- * Se hace posible verificar si el análisis modal se ha llevado a cabo por una serie de modos propios que cumplen con las recomendaciones de arriba, antes de arrancar el análisis de respuesta modal.
- * Además, los modos propios calculados se guardan en la memoria después del cálculo y se guardan también en el proyecto PowerFrame una vez hayas salido del programa. Como consecuencia, es posible

arrancar en cualquier momento un cálculo de superposición modal de una serie conocida de modos propios. La importancia de esta característica no se puede sobrecargar, ya que lo que cuesta un análisis de superposición modal es bastante limitado en comparación a lo que cuesta calcular un análisis modal.

Mientras las características de rigidez y de distribución de masas no cambien en el modelo de PowerFrame, la misma serie de modos propios permanecerán disponibles para el usuario. Una vez se tiene disponible una serie de modos propios, cualquier cambio que se haga en la definición de las cargas dinámicas o la amortiguación modal de la estructura no tendrá impacto en las frecuencias o los modos propios de la estructura.

Los valores de amortiguación que han sido asignados para calcular los modos propios se pueden modificar en cualquier momento a través del icono  desde los iconos de la barra de herramientas principal de PowerFrame. Este icono estará disponible tan pronto como se haya llevado a cabo la primera superposición modal (utilizando los valores de amortiguación modal). Aparece la siguiente ventana de diálogo:



Eigenmode	Frequency (Hz)	Demping [%]
1	1,58	1
2	2,63	1
3	4,94	1
4	9,90	1
5	14,95	1
6	16,47	1
7	25,32	1
8	27,73	1
9	36,31	1
10	46,13	1
11	48,15	1
12	54,37	1

En esta ventana de diálogo, la amortiguación modal se puede cambiar para cada modo propio. Sólo con hacer doble-click en el valor a cambiar, e introducir el nuevo valor.

3.4 Funciones dinámicas en la ventana 'Plot'

Los iconos de la barra de herramientas permiten visualizar todos los tipos de análisis familiarizados con los resultados del análisis (desplazamientos, fuerzas internas, tensiones, reacciones...) para todos los tipos de grupos de carga y combinaciones de cargas, incluyendo las contribuciones de cargas estáticas, dinámicas & sísmicas.

Durante la interpretación de los resultados, no hay que tener a vista esos resultados, para los grupos de cargas dinámicas éstos están siempre representados como envolventes simétricos, al ser un resultado de vibraciones simétricas respecto a la geometría sin deformar.

En cualquier momento, también se puede post-procesar la serie entera de formas de modo procesadas (con capacidades de animación para todo tipo de resultados).