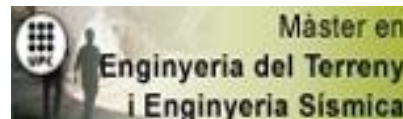


# TREBALL FINAL DE MÀSTER



TÍTOL

**RELACIÓN ENTRE EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION Y EL INDICE DE DAÑO DE UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO**

AUTOR

**Albert de Montserrat Navarro**

TUTOR

**Yeudy F. Vargas**

**Lluís G. Pujades**

ESPECIALITAT

**INGENIERÍA SÍSMICA**

DATA

**Barcelona, Julio del 2013**



Dept. d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica  
E.T.S. Enginyers de Camins, Canals i Ports

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA





# AGRADECIMIENTOS

---

En el presente trabajo se expresan mis agradecimientos a:

Universidad Politécnica de Cataluña, como institución, por hacer posible este trabajo.

Lluis Pujades, por su colaboración, apoyo y gran interés durante el curso de todos mis estudios.

Yeudy F. Vargas, por sus aportes al presente trabajo, interés, paciencia y su acertada dirección.



# RESUMEN

---

Para evaluar numéricamente el comportamiento sísmico de un edificio debido a la acción de un terremoto existen diferentes herramientas que tienen su base en el cálculo estático incremental, también conocido como *push-over*, y en el cálculo dinámico no lineal. Para poder estudiar el periodo fundamental de vibración (periodo asociado al primer modo de vibración) de un edificio dañado, el método basado en el *push-over* ofrece serias limitaciones ya que no calcula los desplazamientos en el techo del edificio debidos a una acción dinámica, por lo que será necesario recurrir al análisis dinámico. Así, el índice de daño es calculado haciendo uso de un análisis dinámico incremental, donde la acción sísmica es escalada para varios valores de un determinado rango de aceleraciones máximas,. Diferentes acciones sísmicas han sido consideradas: el terremoto de Lorca (2011), una muestra de terremotos europeos que se ajusten a un determinado espectro del Eurocódigo 8, y una muestra de señales generadas aleatoriamente. El periodo fundamental del edificio es calculado con dos metodologías distintas: a partir del deterioro de la matriz de rigidez de la estructura y a partir del espectro de desplazamientos en el techo. El edificio considerado es representativo para los edificios de viviendas en España. Se relacionaran los periodos calculados con los índices de daño estableciendo dos relaciones distintas con los mismos parámetros. Finalmente se compararan los resultados obtenidos con ambas metodologías. El principal objetivo de este trabajo es ofrecer diferentes metodologías para poder establecer una relación entre el periodo de un edificio y su estado de daño. Los resultados obtenidos muestran cómo ambas metodologías son parecidas hasta un cierto valor de daño y cómo la incertidumbre aumenta cuanto más fuerte es la acción sísmica.



# ABSTRACT

---

There are different analysis tools available to assess the seismic behavior of a building, based on an incremental static analysis, also known as *push-over*, and based on a non-linear dynamical analysis. The *push-over* analysis has some limitations to the purpose of this work, since the time-history roof's displacement of the building need to be calculated. Therefore, a non-linear dynamic approach has been the selected analysis tool. The damage index has been computed through an incremental dynamic analysis, where the earthquake is escalated to several peak ground accelerations. In order to take in consideration the randomness associated to the seismic forces and the uncertainties of the results, several earthquakes have been taken in consideration: Lorca's earthquake (2011), a sample of actual accelerograms of European events selected in such a way that their response spectra fit well the response spectra provided by the Eurocode, and a sample of accelerograms randomly generated. The period of the first mode of vibration is computed from two approaches: 1) from the stiffness matrix using a modal analysis and 2) from the displacement spectra calculated from the time-history of the roof's displacement. The computed periods are linked to their correspondent damage index, obtaining one period-damage relationship for the two different methodologies. The building is a representative residential building in some areas of Spain. The main aim of this work is to propose two different methodologies to assess the state of damage of a certain building by knowing their period. The results show how both methodologies are similar until a certain value of damage and how the uncertainty increases with the severity of the seismic event.





# ÍNDICE

---

<b>RESUMEN</b> .....	<b>5</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>7</b>
<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>15</b>
1.1 INTRODUCCIÓN .....	15
1.2 OBJETIVO GENERAL .....	16
1.3 OBJETIVOS ESPECIFICOS .....	16
1.4 METODOLOGÍA .....	17
1.5 RESULTADOS ESPERADOS .....	18
<b>2. ACCIONES SÍSMICAS</b> .....	<b>19</b>
2.1. TERREMOTO DE LORCA USADO EN EL ESTUDIO DETERMINISTA .....	20
2.2. SELECCIÓN DE TERREMOTOS USADOS EN EL ESTUDIO PROBABILISTA .....	21
TERREMOTOS DE BASE DE DATOS EUROPEA .....	22
SEÑALES ALEATORIAS .....	23
<b>3. ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS</b> .....	<b>25</b>
3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO (PA) .....	25
3.2. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS (ADNL) .....	26
3.2.1. SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD .....	27
ECUACIONES PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD .....	27
ESPECTROS DE RESPUESTA .....	27
3.2.2. SISTEMAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD .....	30
ECUACIONES PARA UN SISTEMA DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD .....	30
MATRIZ DE MASA .....	31
MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO .....	31
MATRIZ DE RIGIDEZ .....	32
MÉTODO DE NEWMARK PARA RESOLVER LA ECUACIÓN DINÁMICA DE EQUILIBRIO ...	35
MODOS DE VIBRACION DE UN EDIFICIO – ANÁLISIS MODAL .....	37
3.3. ANÁLISIS DINÁMICO INCREMENTAL (ADI) .....	39
3.4. ÍNDICE DE DAÑO .....	40

3.4.1.    INDICE DE DAÑO DE PARK & ANG .....	40
<b>4.    CASO DE ESTUDIO.....</b>	<b>43</b>
4.1.    DESCRIPCION DEL EDIFICIO .....	43
4.2.    DESCRIPCION DEL MODELO DEL EDIFICIO .....	44
<b>5.    CÁLCULOS REALIZADOS .....</b>	<b>47</b>
5.1.    INDICES DE DAÑO BASADO EN EL ANÁLISIS INCREMENTAL DINÁMICO.....	48
5.2.    MÉTODO BASADO EN EL ANÁLISIS MODAL .....	50
5.3.    MÉTODO BASADO EN EL ANÁLISIS ESPECTRAL.....	56
<b>6.    COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS .....</b>	<b>61</b>
<b>7.    CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>	<b>65</b>
7.1    CONCLUSIONES .....	65
7.2    FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN .....	65
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>69</b>
<b>ANEJOS.....</b>	<b>71</b>
ANEJO I. PLANOS DEL EDIFICIO DE SAN FERNANDO, LORCA .....	71
ANEJO II. FOTOS DEL EDIFICIO DE SAN FERNANDO, LORCA .....	81
ANEJO III. DAÑO ESTRUCTURAL DEBIDO AL TERREMOTO DE LORCA.....	83
ANEJO IV. PROGRAMAS PRINCIPALES DE MATLAB.....	87

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

<i>Figura 2-1 Cartografía de la falla de Alhama de Murcia. La estrella indica la posición del epicentro del terremoto de magnitud Mw 5.1 [3]</i>	20
<i>Figura 2-2 Acelerograma del terremoto de Lorca (dirección N-S)</i>	21
<i>Figura 2-3 Espectro de aceleración de la dirección N-S del terremoto de Lorca para diferentes valores de amortiguación (0 %, 5 %, 10 %, 20 %)</i>	21
<i>Figura 2-4 Espectros de aceleración del terremoto de Lorca, del espectro de respuesta del EC8 tipo 1 de suelo tipo A y de los terremotos seleccionados y su espectro medio.</i>	23
<i>Figura 2-5 Señal de ruido blanco gaussiano generada aleatoriamente</i>	23
<i>Figura 3-1 Ejemplo de diferentes patrones de distribución de fuerzas usados en el análisis de push-over</i>	26
<i>Figura 3-2 Sistema de un grado de libertad sometido a movimiento del apoyo</i>	27
<i>Figura 3-3 Espectro de desplazamientos</i>	29
<i>Figura 3-4 Espectro de velocidades</i>	30
<i>Figura 3-5 Modelo elastoplástico</i>	33
<i>Figura 3-6 Modelo de Takeda modificado</i>	34
<i>Figura 3-7 Tres primeros modos de vibración de una estructura.</i>	37
<i>Figura 3-8 Índice de daño calculado vs daño sísmico observado [14]</i>	41
<i>Figura 4-1 Edificio de viviendas sociales del barrio de San Fernando</i>	43
<i>Figura 4-2 Vista en planta del edificio (unidades en metros)</i>	44
<i>Figura 4-3 Diagrama de interacción momento-axial para las columnas</i>	45
<i>Figura 4-4 Modelo de un componente de Giberson</i>	45
<i>Figura 4-5 Vista en planta del edificio (los números indican los pilares)</i>	46
<i>Figura 4-6 Modelo de pórtico bidimensional equivalente (unidades en metros)</i>	46
<i>Figura 5-1 Esquema del procedimiento seguido para desarrollar los dos métodos propuestos para evaluar el daño a partir de la variación del periodo fundamental de vibración</i>	47
<i>Figura 5-2 Índice de daño en función del PGA</i>	49
<i>Figura 5-3 Índice de daño medio en función del PGA de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias</i>	49
<i>Figura 5-4 Desviación estándar del índice de daño normalizado en función del PGA</i>	50
<i>Figura 5-5 Variación del periodo fundamental en función del PGA (terremoto de Lorca)</i>	51
<i>Figura 5-6 Variación del periodo fundamental en función del PGA de a) los terremotos reales compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.</i>	51
<i>Figura 5-7 Variación, basada en el análisis modal, de los periodos asociados los cuatro primeros modos de vibración en función del índice de daño (terremoto de Lorca).</i>	52
<i>Figura 5-8 Índice de daño en función de la variación del periodo fundamental de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.</i>	53

<i>Figura 5-9 Índice de daño medio en función de la variación del periodo fundamental.</i>	53
<i>Figura 5-10 Descripción gráfica del diagrama de caja o boxplot</i>	54
<i>Figura 5-11 Diagrama de caja de la variación del periodo fundamental para diferentes índices de daño de todas las acciones sísmicas</i>	55
<i>Figura 5-12 Espectros de desplazamiento con 5% de amortiguación para diferentes estados de daño (terremoto de Lorca)</i>	56
<i>Figura 5-13 Variación del periodo fundamental en función del PGA (terremoto de Lorca)</i>	57
<i>Figura 5-14 Variación del periodo fundamental en función del PGA de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.</i>	57
<i>Figura 5-15 Relación basada en el análisis espectral entre el índice de daño y la variación del periodo fundamental (terremoto de Lorca)</i>	58
<i>Figura 5-16 Índice de daño en función del incremento del periodo fundamental de de a) los terremotos reales ajustados al espectro del EC8 y b) señales aleatorias.</i>	58
<i>Figura 5-17 Relaciones medias entre el daño y el incremento de periodo fundamental</i>	59
<i>Figura 5-18 Diagrama de caja de la variación del periodo fundamental para diferentes índices de daño de todas las acciones sísmicas</i>	59
<i>Figura 6-1 Comparación de la relación periodo-índice de daño para el terremoto de Lorca</i>	61
<i>Figura 6-2 (a-j) Comparación de la relación periodo-índice de daño para cada terremoto de la base de datos europea</i>	62
<i>Figura 6-3 (a-j) Comparación de la relación periodo-índice de daño para cada señal aleatoria</i>	63
<i>Figura 6-4 Medías del incremento del periodo fundamental en función del índice de daño</i>	64

# ÍNDICE DE TABLAS

---

<i>Tabla 2-1 Localización de los dos terremotos principales</i>	20
<i>Tabla 2-2 Parámetros de los espectros de respuesta del EC8</i>	22
<i>Tabla 4-1 Armadura de las vigas</i>	45
<i>Tabla 4-2 Armadura de los pilares</i>	46
<i>Tabla 5-1 Valores medios del PGA en el que se alcanza el colapso</i>	48
<i>Tabla 5-2 Valores significativos de la variación de los periodos asociados a los primeros cuatro modos de vibración (terremoto de Lorca)</i>	52
<i>Tabla 5-3 Cuartiles de los diagramas de cajas</i>	54
<i>Tabla 5-4 Valores estadísticos significativos para <math>DI=0.4</math> y <math>DI=1</math></i>	56
<i>Tabla 5-5 Cuartiles de los diagramas de cajas</i>	60
<i>Tabla 5-6 Valores estadísticos significativos para <math>DI=0.4</math> y <math>DI=1</math></i>	60
<i>Tabla 6-1 Resultados para un estado de daño irreparable (<math>DI=0.4</math>)</i>	64



---

# 1. INTRODUCCIÓN

---

## 1.1 INTRODUCCIÓN

Durante un episodio sísmico fuerte las estructuras pueden ser afectadas debido a las excesivas tensiones y deformaciones, ocurriendo desde estados de daños leves y reparables, hasta daños irreparables o incluso el colapso estructural. Hasta ahora, el método para identificar el estado de daño en el que se encuentra una estructura afectada por un terremoto no es otro que la opinión de un experto basada en una inspección *in situ*. Inspecciones realizadas en estructuras durante eventos sísmicos ocurridos en distintas partes del planeta han mostrado que la incertidumbre asociada al valor de daño asignado por un experto es elevada. Por esta razón, resulta conveniente disponer de criterios basados en indicadores objetivos del daño. Además, con tal de minimizar los posibles riesgos físicos asociados a una inspección de un edificio en malas condiciones estructurales, sería conveniente poder estimar con claridad los daños cercanos al colapso. Además, si fuese posible obtener esta información sin tener que acceder al edificio, se podrían evitar riesgos para la integridad física de los inspectores del mismo.

Actualmente existen técnicas de estimación de parámetros estructurales que permiten medir los periodos de vibración de una estructura así como los modos de vibración. La detección de algún cambio en alguno de estos parámetros, por ejemplo en el periodo asociado al modo de vibración fundamental, puede ser una medida indicativa del daño sufrido por la estructura. Es decir, en una estructura dañada se espera que la rigidez disminuya y, por tanto que el periodo fundamental de vibración aumente. Relacionando este incremento en el periodo con alguna medida de daño confiable se dispondrá de una medida cuantitativa del daño la cual dependerá de un parámetro físico de fácil obtención. Esto facilitaría la toma de decisiones a la hora de evaluar el daño ocurrido en las edificaciones. De todas maneras, para poder implementar este procedimiento es necesario conocer adecuadamente el periodo de vibración fundamental de la estructura antes de ser afectada. Actualmente se puede decir que los datos disponibles de los parámetros físicos de las estructuras existentes no son suficientes. Existen estimaciones sobre estos valores pero lo ideal sería disponer de mediciones sobre estructuras reales que

sirvan como referencia para poder estimar la degradación de la rigidez de la estructura, es decir, el daño.

En esta tesina se proponen métodos numéricos para la evaluación del daño estructural basados en la degradación de rigidez. Para ello será necesario evaluar el comportamiento sísmico de un edificio por medio de herramientas basadas en el análisis dinámico no lineal. Mediante dicho análisis se establecerá la relación entre el daño sísmico y el periodo fundamental de vibración del edificio. Así, siendo conocida esta relación para un edificio determinado, bastaría con conocer el valor del periodo inicial y el actual del edificio para tener una idea aproximada del estado de daño en que éste se encuentra. En este trabajo se proponen dos métodos distintos para hallar dicha relación entre el daño estructural y periodo fundamental de un edificio. El primer método tiene su base en el análisis modal de la estructura dañada, siendo el método más preciso numéricamente. El segundo método tiene su base en el análisis espectral de la respuesta. Por tanto, éste puede ser usado cuando se dispongan tanto los resultados numéricos como experimentales.

Como caso de estudio se ha usado un edificio de viviendas del barrio de San Fernando, Lorca, el cual sufrió daños durante el terremoto ocurrido el 11 de mayo de 2011 en Lorca. Se han seleccionado diferentes acciones sísmicas de características diferentes para estudiar tanto la dispersión que introducen en los resultados como la dependencia de estos en función del tipo de terremoto. Finalmente se comparan los resultados obtenidos. Es importante destacar que el objetivo de este trabajo es proponer métodos para poder evaluar el estado de daño de un edificio mediante la relación entre daño y periodo. Futuras líneas de investigación deben ser encaminadas en desarrollar nuevas y mejores metodologías que permitan evaluar con más precisión los periodos de un edificio de manera experimental.

## **1.2 OBJETIVO GENERAL**

- Proponer métodos numéricos que permitan establecer la relación entre el daño sísmico y el incremento del periodo fundamental de vibración, con el propósito de estimar el estado de daño de un edificio.

## **1.3 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Modelizar adecuadamente el edificio objeto de estudio mediante el programa de cálculo no lineal de estructuras, Ruaumoko [1,2].



- Evaluación del daño sísmico de un edificio mediante un análisis dinámico incremental.
- Proponer y comparar dos metodologías distintas para establecer la relación entre el daño del edificio y el periodo fundamental. .
- Creación de los algoritmos tanto de cálculo como de post-proceso.

## **1.4 METODOLOGÍA**

Inicialmente es necesario seleccionar las acciones sísmicas con las cuales se llevarán a cabo los análisis estructurales, particularmente los análisis dinámicos incrementales (ADI). Para esto se proponen tres enfoques: el primero consiste en usar como acciones sísmicas el terremoto que originalmente dañó la estructura. El segundo consiste en seleccionar grupos de terremotos compatibles con el espectro de respuesta previsto en la zona para evaluar la incertidumbre asociada a la estimación de las relaciones de daño. El tercero consiste en simular las señales aleatorias cuyo espectro de respuesta es uniforme. El siguiente paso consiste en obtener un modelo numérico que represente el comportamiento estructural del edificio que se pretende modelizar. Para llevar a cabo el ADI es necesario desarrollar algoritmos que permitan ejecutar en serie y de una manera incremental el análisis dinámico no lineal (ADNL) con el programa Ruaumoko.

Primero se realizará el ADI para un terremoto. A partir de los resultados obtenidos se proponen dos métodos diferentes para calcular la relación entre el daño global del edificio y el incremento de sus periodos de vibración.

Seguidamente se volverá a ejecutar el ADI para el grupo de acciones sísmicas seleccionado. Con esto se pretende evaluar la incertidumbre que se introduce en los resultados al considerar la acción sísmica como una variable aleatoria y se ofrece una visión más realista del problema.

Finalmente se establecerá la relación entre los dos parámetros deseados, el daño estructural y el periodo fundamental del edificio y se compararán los dos métodos de evaluación del daño en función del periodo fundamental de vibración.

## **1.5 RESULTADOS ESPERADOS**

Se espera obtener dos relaciones daño-periodo que permitan estimar el estado de daño de un edificio a partir de su periodo fundamental de vibración de forma que sea posible, al menos, diferenciar entre un daño reparable e irreparable. Más concretamente se obtendrán las siguientes relaciones:

- 1) Relación daño-periodo basada en simulaciones numéricas de análisis dinámico no-lineal.
- 2) Relación daño-periodo basada en datos que se puedan obtener experimentalmente como el espectro de desplazamientos de un edificio.

---

## 2. ACCIONES SÍSMICAS

---

Los movimientos del suelo debido a los terremotos se transmiten a las estructuras por su base, la cual tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que debido a las fuerzas inerciales las masas de la estructura se oponen al desplazamiento. Esto genera fuerzas internas y desplazamientos que pueden poner en peligro la seguridad estructural. Razón por la cual, surge la necesidad de determinar la demanda y capacidad de las estructuras frente a las acciones dinámicas debidas a sismos.

La determinación de las fuerzas sísmicas depende en parte del método de análisis de la respuesta dinámica. En este trabajo, la demanda sísmica se define a partir de los registros de varios terremotos reales: el terremoto de Lorca (2011) y una muestra de diez señales de terremotos reales, provenientes de una base de datos de sismos europea; y, una muestra de diez señales de ruido blanco gaussiano generadas de manera aleatoria. Todas las acciones sísmicas han sido escaladas a valores crecientes PGA (*Peak Ground Acceleration*), aceleración máxima en el suelo, para llevar a cabo el análisis dinámico incremental, método de análisis sísmico de estructuras explicado en capítulos posteriores.

Con el terremoto de Lorca se ha llevado a cabo un estudio de carácter determinista, con el propósito de calibrar el modelo del edificio de estudio y los posteriores métodos de análisis. Con el resto de terremotos previamente citados se ha realizado un estudio probabilista con el fin de introducir la incertidumbre asociada a la acción sísmica.

Se ha considerado la misma orientación para todos los terremotos, es decir, la dirección paralela al modelo de la estructura, y no se han tenido en cuenta las aceleraciones en la dirección vertical.

## 2.1. TERREMOTO DE LORCA USADO EN EL ESTUDIO DETERMINISTA

El terremoto ocurrido en Lorca tuvo lugar el 11 de mayo de 2011. El epicentro del terremoto se situó aproximadamente a 2km al noreste de dicha ciudad. Fue causado por una falla de desgarre cercana a otra falla mayor, la de Alhama de Murcia (Figura 2-1). Se produjo a tan solo 3km de profundidad, con una magnitud de momento  $M_w=5.1$  y una aceleración máxima registrada en el suelo de 0.37 g [3]. Este terremoto fue precedido por uno de  $M_w=4.5$ . En la Figura 2-2 y en la Figura 2-3 se muestran la señal registrada del sismo en la dirección N-S y los espectros de respuesta de aceleración para diferentes valores de amortiguamiento. La meseta de aceleración máxima ocurre para periodos intermedios, entre 0.12 y 0.4 segundos.

Este terremoto ocasionó a diferentes conjuntos de viviendas y otros tipos de edificaciones diferentes grados de daños, tanto de elementos estructurales como de los no-estructurales. Se produjeron nueve víctimas mortales, la mayoría debido a parapetos y cornisas caídas desde las partes altas de los edificios. En la Tabla 2-1 se muestra la localización del epicentro de ambos terremotos. En este trabajo se trabaja solamente con el registro del segundo terremoto, que fue el de mayor intensidad y, por lo tanto, produjo mayores aceleraciones.

Fecha	Hora (GMT)	Latitud	Longitud	Profundidad (km)	$M_w$
11 de mayo, 2011	15:05:13	37.7041	-1.6812	2	4.5
11 de mayo, 2011	16:47:25	37.6946	-1.6756	3	5.1

Tabla 2-1 Localización de los dos terremotos principales

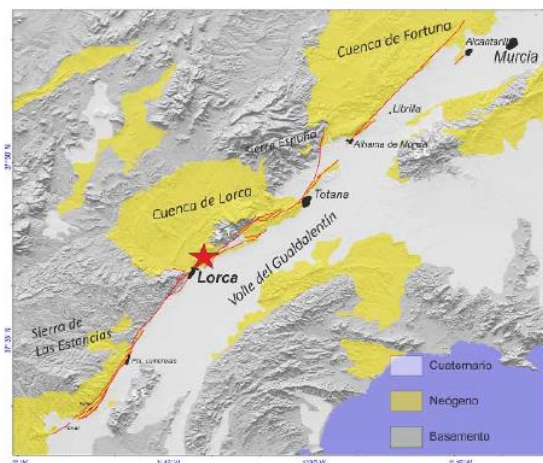


Figura 2-1 Cartografía de la falla de Alhama de Murcia. La estrella indica la posición del epicentro del terremoto de magnitud  $M_w 5.1$  [3]

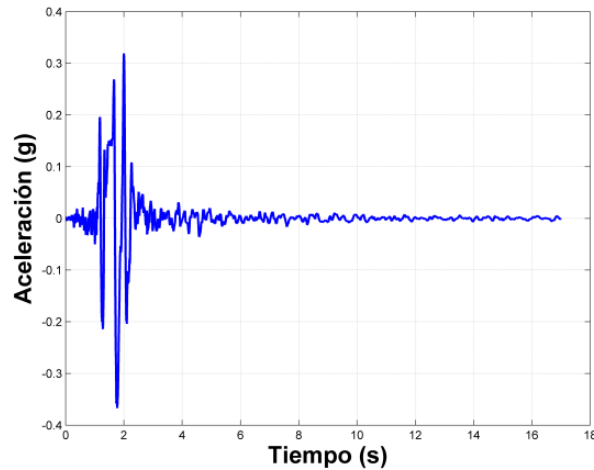


Figura 2-2 Acelerograma del terremoto de Lorca (dirección N-S)

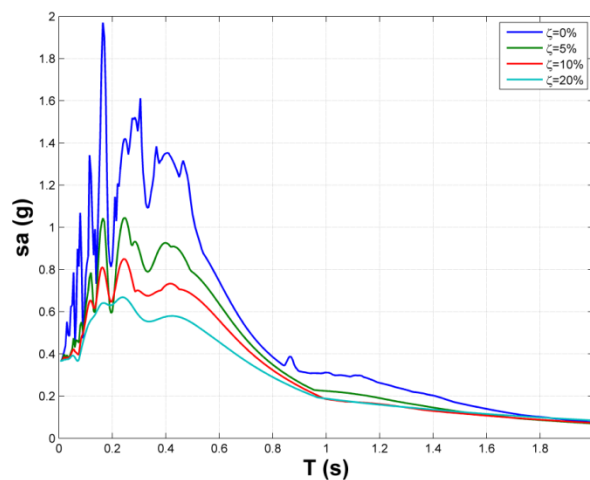


Figura 2-3 Espectro de aceleración de la dirección N-S del terremoto de Lorca para diferentes valores de amortiguación (0 %, 5 %, 10 %, 20 % )

## 2.2. SELECCIÓN DE TERREMOTOS USADOS EN EL ESTUDIO PROBABILISTA

La mayoría de los parámetros (acción sísmica, módulos elásticos de los materiales, cargas vivas, etc.) que intervienen en la respuesta estructural de un edificio son variables aleatorias. Esta aleatoriedad en los parámetros de entrada produce una incertidumbre en los resultados obtenidos que tiene que ser tomada en cuenta para el diseño de la estructura. En este estudio solo se considera la aleatoriedad de la acción sísmica ya que por sí sola introduce una gran incertidumbre en los resultados.

En este trabajo se han estudiado dos casos con dos muestras de acelerogramas con diferentes contenidos frecuenciales. El primer caso consta de una selección de diez terremotos reales

compatibles con el espectro tipo 1 del tipo de suelo A del Eurocódigo 8 (EC8) [4]; el segundo caso es una muestra de diez señales generadas de manera aleatoria.

## TERREMOTOS DE BASE DE DATOS EUROPEA

Se han elegido una muestra de diez terremotos cuya media se ajusta mejor al espectro normalizado de diseño para terremotos grandes (tipo 1) del EC8 (ecuación 2-1), para un suelo tipo A (suelo tipo roca). Se ha decidido usar este espectro porque es parecido al del terremoto de Lorca. De esta manera se pretende evaluar la incertidumbre en la acción sísmica para acelerogramas compatibles con un mismo espectro de respuesta. En la Tabla 2-2 se muestran los valores de los periodos para confeccionar los espectros de respuesta según el EC8.

$$\left\{ \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T_B ; \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot \left[ 1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \\ T_B \leq T \leq T_C ; \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \\ T_C \leq T \leq T_D ; \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_B}{T} \right] \\ T_D \leq T \leq 4 s ; \quad S_a(T) = a_g \cdot S \cdot 2.5 \cdot \eta \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \end{array} \right. \quad (2-1)$$

Tipo de suelo	Factor S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1.00	0.15	0.4	2.00
B	1.20	0.15	0.5	2.00
C	1.15	0.20	0.6	2.00
D	1.35	0.20	0.6	2.00
C	1.40	0.15	0.5	2.00

Tabla 2-2 Parámetros de los espectros de respuesta del EC8

Donde T es el periodo de un sistema lineal de un grado de libertad,  $a_g$  es la aceleración de diseño en el suelo para un tipo de suelo A, S es el factor de suelo,  $T_B$  y  $T_C$  son los periodos que limitan la meseta del espectro,  $T_D$  es el periodo más bajo de la parte constante de desplazamiento espectral, y,  $\eta$  es la corrección del amortiguamiento, en este caso del 5%. En la Figura 2-4 se muestra los espectros en aceleración para un amortiguamiento del 5% de los terremotos seleccionados, el espectro medio, el espectro de diseño correspondiente al EC8 y el espectro del terremoto de Lorca. Se puede ver cómo el terremoto de Lorca se ajusta bien a este espectro de respuesta.

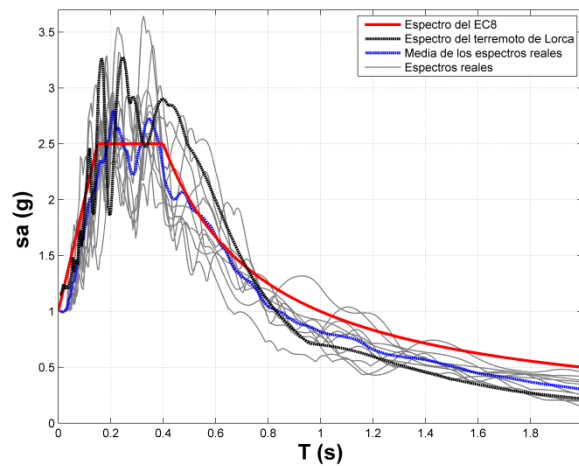


Figura 2-4 Espectros de aceleración del terremoto de Lorca, del espectro de respuesta del EC8 tipo 1 de suelo tipo A y de los terremotos seleccionados y su espectro medio.

## SEÑALES ALEATORIAS

Se han generado diez señales aleatorias de ruido blanco gaussiano de diez segundos de duración. El ruido blanco es una señal aleatoria, caracterizada porque sus valores en instantes de tiempo distintos no tienen relación alguna entre sí, es decir, no existe correlación estadística entre sus valores. Como consecuencia de ellos, su densidad espectral de potencia (PSD) es una constante, es decir, su gráfica es plana. Esto significa que la señal contiene todas las frecuencias y todas ellas se muestran en la misma potencia. El ruido blanco gaussiano será aquel cuya función de densidad responde a una distribución normal. En este caso se ha usado una media  $\mu = 0$  y desviación estándar  $\sigma = 1$ , de manera que los valores de aceleración quedan comprendidos entre 0g y 1g. Con estas señales se busca amplificar los periodos fundamentales de la respuesta sísmica. En la Figura 2-5 puede verse el acelerograma de una señal de ruido blanco.

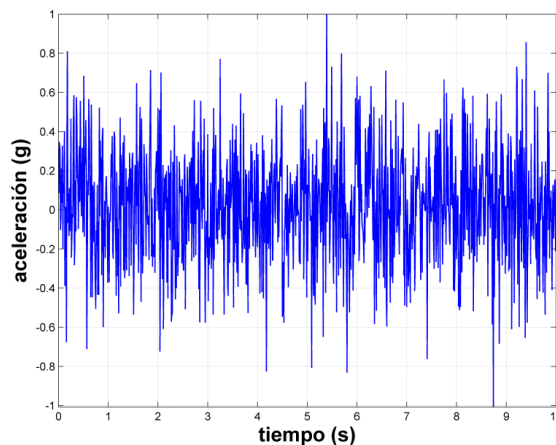


Figura 2-5 Señal de ruido blanco gaussiano generada aleatoriamente





---

# 3. ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

---

Las dos herramientas habituales de cálculo para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura sujeta a fuerzas horizontales son el análisis estático o *push-over analysis* (PA) y el análisis dinámico no-lineal (ADNL). Las normas de proyecto cada vez son más específicas y exigentes a la hora de establecer el tipo de análisis dependiendo generalmente de la regularidad de la estructura, aunque se permite la aplicación de métodos estáticos (PA) que no requieren del análisis modal para el cálculo del periodo de la estructura, ni de la distribución de las fuerzas de piso. Como se verá posteriormente, en este trabajo ha sido necesario obtener los espectros de desplazamientos y aceleraciones del edificio cuando éste es sometido a una acción dinámica, lo cual, por definición, no se puede obtener mediante un PA, por lo que se ha usado exclusivamente un ADNL. Seguidamente se hace un breve resumen del PA y se entra más en detalle sobre el ADNL.

## 3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO (PA)

A pesar de que el análisis dinámico es el procedimiento más riguroso para obtener la respuesta sísmica de una estructura, el PA se ha popularizado debido a su menor tiempo computacional y por entregar unos resultados con un sentido físico de fácil interpretación.

EL PA simplifica el proceso de análisis asumiendo que la distribución de fuerzas en altura es similar a la distribución correspondiente al primer modo de vibración del edificio. La respuesta sísmica son calculadas mediante un análisis estático no-lineal de la estructura expuesta a un incremento monótono de las fuerzas laterales, con una distribución invariante en altura, hasta alcanzar el colapso estructural. Tanto la distribución de fuerzas como el desplazamiento previamente determinado se basan en la presunción de que la respuesta está controlada por el modo fundamental de vibración y que la forma del modo permanece constante incluso después de que la estructura entre en un régimen no-lineal [5].

Mediante este procedimiento se obtienen predicciones de demanda sísmica satisfactorias, aunque este análisis queda restringido mayoritariamente a estructuras de poca o media altura, regulares en planta y elevación y sin irregularidades en la distribución de masas.

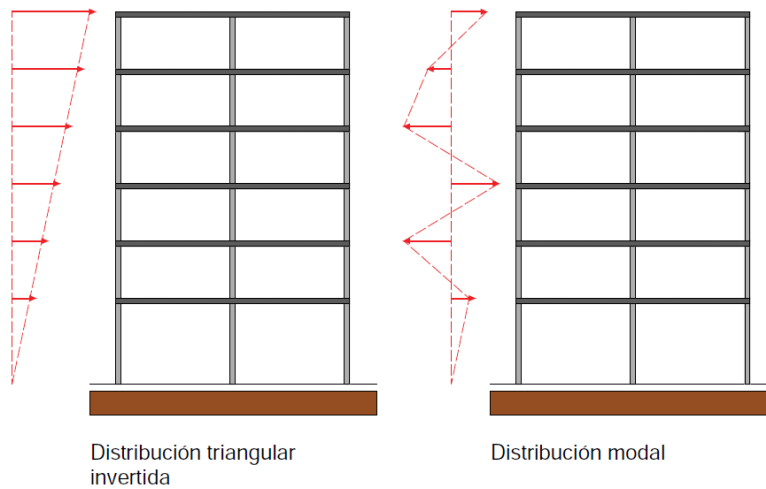


Figura 3-1 Ejemplo de diferentes patrones de distribución de fuerzas usados en el análisis de *push-over*

### 3.2. ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS (ADNL)

El análisis dinámico consiste en someter la estructura a las aceleraciones en la base correspondiente a uno o varios terremotos para estudiar su respuesta. Este tipo de análisis se hace necesario para estructuras irregulares en planta o elevación o con una distribución de masas irregular. En este trabajo se han realizado un total de 4800 análisis dinámicos no lineales.

A continuación se describe primero la ecuación dinámica de movimiento para sistemas de un solo grado de libertad, y cómo, a partir de esta, se obtienen los espectros de respuesta en desplazamientos, velocidades y aceleraciones. Después se describe la ecuación dinámica de movimiento para sistemas de múltiples grados de libertad y el método de integración para resolverla. Para descripciones más detalladas pueden consultarse referencias como Chopra [6] y Paz [7]. El análisis dinámico incremental se ha realizado con el programa de cálculo no-lineal de estructuras Ruaumoko.

### 3.2.1. SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

#### ECUACIONES PARA UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

El modelo matemático consiste en un sistema de péndulo con masa  $m$ , rigidez  $k$  y un amortiguamiento  $c$ , sometido a una acción  $a(t)$  en su base, que se transmite a todo el sistema y origina la respuesta dinámica (Figura 3-2).

La ecuación de equilibrio del sistema viene dada por

$$m\ddot{x} + c(\dot{x} - \dot{x}_a) + k(x - x_a) = 0 \quad (3-1)$$

Donde  $x$  es el desplazamiento,  $\dot{x}$  la primera derivada temporal (velocidad) y  $\ddot{x}$  la segunda derivada temporal (aceleración).

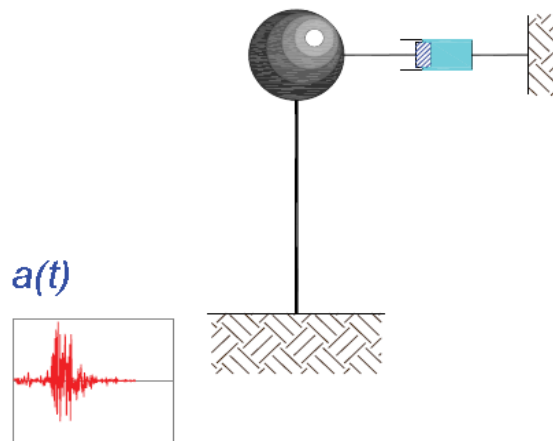


Figura 3-2 Sistema de un grado de libertad sometido a movimiento del apoyo

#### ESPECTROS DE RESPUESTA

Los espectros de respuesta son gráficos que contienen los puntos de la respuesta elástica de un sistema de grado de libertad, al ser sometido a la acción de un terremoto, registrado o generado artificialmente. La respuesta puede ser presentada de acuerdo a cantidades útiles en el proyecto, por ejemplo, para la solución de la ecuación de equilibrio dinámico bastaría obtener los desplazamientos de la masa concentrada. Aunque lo más frecuente es encontrar espectros de respuesta en aceleraciones o velocidades, que son espectros que permiten un mejor conocimiento de las características propias de un determinado sismo.

La expresión de la frecuencia natural  $\omega$  es,

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3-2)$$

Y la del amortiguamiento,

$$\zeta = \frac{c}{c_{cr}} \quad (3-3)$$

Siendo el amortiguamiento crítico,

$$c_{cr} = 2\sqrt{k m} \quad (3-4)$$

Al sustituir la expresión anterior en la ecuación de equilibrio dinámico,

$$m\ddot{x} + m \omega^2(x - x_a) + 2\zeta\sqrt{k m}(\dot{x} - \dot{x}_a) = 0 \quad (3-5)$$

Se definen las cantidades relativas como,

$$\begin{aligned} x_r &= (x - x_a) \\ \dot{x}_r &= (\dot{x} - \dot{x}_a) \\ \ddot{x}_r &= (\ddot{x} - \ddot{x}_a) \rightarrow \ddot{x} = \ddot{x}_r + \ddot{x}_a \end{aligned} \quad (3-6)$$

Sustituyéndolas en la ecuación 3-1 se tiene,

$$\ddot{x}_r + \ddot{x}_a + \omega^2 x_r + 2 \omega \zeta \dot{x}_r = 0 \quad (3-7)$$

La aceleración del apoyo es una función del tiempo y suele representarse de manera conveniente a la derecha de la ecuación de equilibrio dinámico,

$$\ddot{x}_r + \omega^2 x_r + 2 \omega \zeta \dot{x}_r = \ddot{x}_a(t) \quad (3-8)$$

La expresión anterior es una ecuación diferencial de segundo orden no homogénea, cuya solución se obtiene mediante la integral de Duhamel:

$$x(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_a(\tau) e^{-\omega \zeta(t-\tau)} \sin \omega (t - \tau) d\tau \quad (3-9)$$

La ecuación para determinar las velocidades viene dada,

$$\dot{x}(t) = \int_0^t \ddot{x}_a(\tau) e^{-\omega \zeta(t-\tau)} \cos \omega (t - \tau) d\tau - \omega \zeta x(t) \quad (3-10)$$

Y para las aceleraciones,

$$\ddot{x} + \ddot{x}_a(t) = \int_0^t \ddot{x}_a(\tau) e^{-\omega \zeta(t-\tau)} \sin \omega (t - \tau) d\tau - 2\omega \zeta x(t) - (\omega \zeta)^2 x(t) \quad (3-11)$$

Al resolver la integral se obtiene la respuesta del sistema de un grado de libertad, en este caso en desplazamientos. Las aceleraciones y velocidades es posible obtenerlas mediante la relación entre el desplazamiento y la pseudo velocidad,

$$v = \omega x = \frac{2\pi}{T} x \quad (3-12)$$

Y entre el desplazamiento y la pseudo aceleración,

$$a = \omega^2 x = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 x \quad (3-13)$$

Tanto la pseudo velocidad como la pseudo aceleración calculadas a partir del desplazamiento del espectro de respuesta, no coinciden en sus valores con los valores máximos calculados directamente de la integral de Duhamel, para el caso de amortiguamiento no nulo.

A continuación se muestra un ejemplo de espectro de respuesta para un sistema de un grado de libertad para diferentes amortiguamientos. Como aceleración en el apoyo se ha considerado el registro del terremoto de Lorca. Se han calculado los espectros de respuesta elástica en desplazamientos, con porcentajes de aceleración de 0%, 2%, 5%, 10% y 20%, para periodos comprendidos entre 0.02 y 4 s.

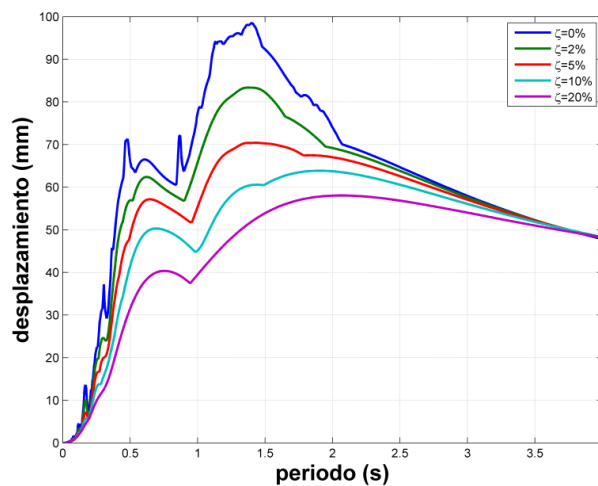


Figura 3-3 Espectro de desplazamientos

En la Figura 3-3 se muestra el espectro de respuesta en desplazamientos. Se observa que los desplazamientos aumentan para periodos más altos, es decir, para estructuras más flexibles. En este caso los desplazamientos máximos se encuentran alrededor de un periodo de 1.5 s, ligeramente superior en el caso de un amortiguamiento del 10% y del 20%.

En la Figura 3-4 se representa el espectro en velocidades, donde los valores predominantes quedan comprendidos en los periodos intermedios, alrededor de un periodo de 0.5 s.

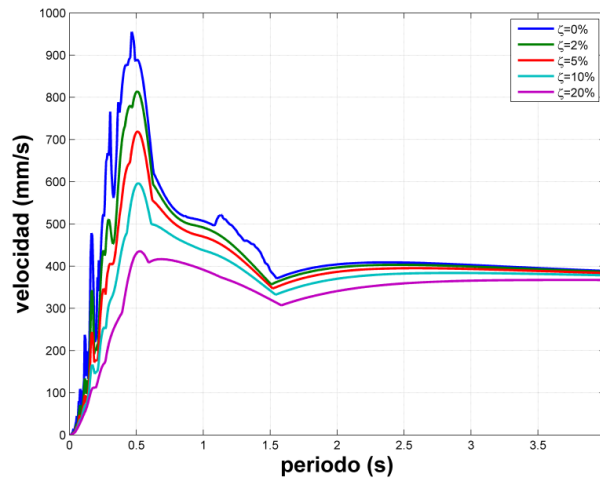


Figura 3-4 Espectro de velocidades

En el capítulo anterior ya se ha mostrado el espectro en aceleraciones del terremoto de Lorca (ver Figura 2-3). Las aceleraciones más grandes se producen dentro de un rango de periodos bajos-intermedios. La aceleración máxima se produce para periodos próximos a 0.16 s, aunque se observan picos de aceleración hasta periodos cercanos a 0.5 s. Los valores máximos permiten establecer la relación entre la aceleración que alcanza la estructura respecto a la aceleración del apoyo, conocida como amplificación dinámica.

### 3.2.2. SISTEMAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

#### ECUACIONES PARA UN SISTEMA DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

Planteando la ecuación fundamental de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad se tiene que:

$$F(t)_{inerciales} + F(t)_{amortiguamiento} + F(t)_{elásticas} = F(t) \quad (3-14)$$

Donde

$F(t)_{inerciales}$  , vector de fuerzas inerciales

$F(t)_{amortiguamiento}$  , vector de fuerzas disipativas

$F(t)_{elásticas}$  , vector de fuerzas elásticas

Entonces el sistema de ecuaciones puede escribirse de forma matricial,

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (3-15)$$

Donde,

$M$  , matriz de masa

$C$  , matriz de amortiguamiento

$K$  , matriz de rigidez  
 $u(t)$  , desplazamiento  
 $F(t)$  , fuerza sísmica

### **MATRIZ DE MASA**

La matriz de masa es obtenida dividiendo los pesos por la aceleración de la gravedad. Ésta puede expresarse de diferentes maneras. En este trabajo se ha optado por una matriz de masas concentradas: las masas se suponen concentradas en los extremos de los elementos (nodos), asociada con los tres grados de libertad en cada extremo. Este método es el más adecuado para estructuras porticadas.

### **MATRIZ DE AMORTIGUAMIENTO**

El amortiguamiento se define como la capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía. Existen diferentes mecanismos o tipos de amortiguamiento, según su naturaleza, en el caso de las estructuras se produce un amortiguamiento por histéresis: ocasionado por la fricción interna molecular, cuando se deforma un cuerpo sólido. El amortiguamiento puede modelarse de diversas formas. El modelo más simple consiste en adoptar un modelo viscoso equivalente, destinado a modelar las amplitudes de disipación de energía de deformación, al límite elástico de la estructura. Este modelo consta de una masa concentrada, que va perdiendo velocidad bajo la acción de una fuerza de amortiguamiento proporcional a su velocidad,

$$F = C\dot{u} \quad (3-16)$$

donde  $F$  es la fuerza de oposición al movimiento,  $C$  es el factor de amortiguamiento y  $\dot{u}$  es la primera derivada temporal del desplazamiento, es decir, la velocidad. En sistemas de varios grados de libertad, una de las hipótesis que se deben hacer es la suposición de que existe un mecanismo de pérdida de energía homogéneo en toda la estructura [8]. Para realizar el ADNL se ha usado un modelo de amortiguamiento de Rayleigh, donde  $C$  es proporcional a la matriz de masa  $M$  y a la matriz de rigidez  $K$ ,

$$C = \alpha M + \beta K \quad (3-17)$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son coeficientes que son calculados para dar el nivel requerido de amortiguamiento viscoso a dos frecuencias diferentes, generalmente a las correspondientes al primer y segundo modos de vibración.

$$\alpha = \frac{2\omega_i\omega_j(\omega_i\lambda_j - \omega_j\lambda_i)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (3-18)$$

$$\beta = \frac{2(\omega_i\lambda_i - \omega_j\lambda_j)}{\omega_i^2 - \omega_j^2} \quad (3-19)$$

donde  $\omega_i$  es la frecuencia natural del modo de vibración  $i$  y  $\lambda_i$  es la fracción de amortiguamiento crítico requerida del modo de vibración  $i$ . La popularidad de este modelo se debe a que usa las matrices de masa y rigidez de la estructura, las cuales son previamente conocidas. Además, el tamaño del bandedo de la matriz de amortiguamiento es idéntico al de la de rigidez, por lo que no incrementa la banda no nula de las matrices usadas en el ADNL y no afecta al coste computacional en cada paso de tiempo.

## **MATRIZ DE RIGIDEZ**

Una estructura sometida a acciones sísmicas severas puede sufrir grandes deformaciones haciendo que su respuesta dependa del comportamiento no lineal de los elementos estructurales. Para simular el comportamiento no lineal es necesario hacer uso de modelos constitutivos. Un modelo constitutivo es el conjunto de ecuaciones, basadas en la mecánica del medio continuo, que intervienen a la hora de simular matemáticamente el comportamiento mecánico de un material. Cada material se comporta de manera diferente al ser sometido a procesos mecánicos, por lo que existen diferentes teorías y modelos constitutivos que se ajustan mejor a cada tipo de material.

Las estructuras expuestas a terremotos fuertes son diseñadas con una capacidad de disipar energía mediante el comportamiento inelástico, mecanismos friccionales, etc. No obstante, bajo cargas cíclicas repetitivas, se produce el deterioro debido a los ciclos de histéresis. Este deterioro debe ser considerado a la hora de modelar y diseñar estructuras sismo resistentes.

Uno de los modelos más usados es el modelo elastoplástico o bilineal (Figura 3-5). Aunque está dirigido a materiales con un comportamiento propiamente elastoplástico, como el acero, se usa frecuentemente para modelar otro tipo de materiales debido a su simplicidad. La relación fuerza-desplazamiento de este modelo se especifica usando solo tres parámetros: la rigidez inicial, la tensión a la que se produce la plastificación y la rigidez post-plastificación, expresada como un porcentaje de la rigidez inicial. Este modelo presenta una desventaja muy grande para poder llevar a cabo el objetivo de este trabajo: la pendiente de descarga es paralela a la de carga, es decir, no tiene en cuenta la degradación de la rigidez, por lo que esta se mantiene siempre constante. Esto significa que los periodos de vibración obtenidos mediante el análisis



modal se mantienen constantes, independientemente del daño del edificio. Por lo tanto, será necesario hacer uso de un modelo constitutivo capaz de tener en cuenta la pérdida de rigidez.

En este trabajo se ha optado por hacer uso del modelo de Takeda modificado propuesto por Otani [9]. Este modelo ofrece una mejor simulación del comportamiento del hormigón armado que el modelo elastoplástico. Incluye unas condiciones realistas de las curvas de recarga y tiene en cuenta la degradación de la rigidez debida al daño, una característica importante del hormigón armado sometido a cargas sísmicas. El modelo original de Takeda fue propuesto por Takeda et al. [10].

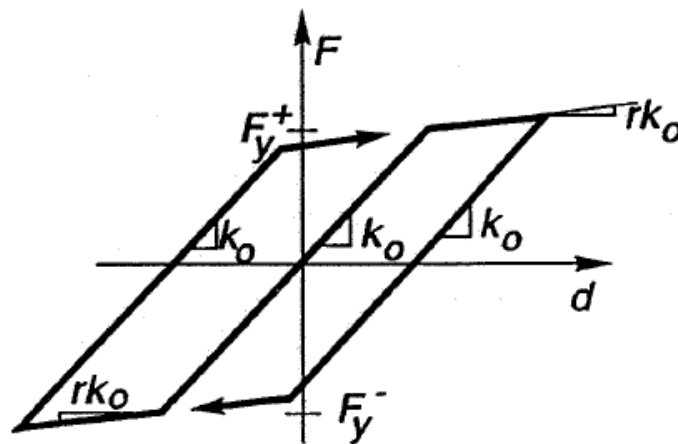


Figura 3-5 Modelo elastoplástico

La relación fuerza-desplazamiento del modelo modificado de Takeda se define mediante cinco parámetros: la rigidez inicial, la fuerza en la que se inicia el comportamiento inelástico, la rigidez post-inelástica, un parámetro que relaciona la degradación de la rigidez ( $\alpha$ ) y otro parámetro ( $\beta$ ) que define la curva de recarga. Se han usado unos valores  $\alpha=0.25$ ,  $\beta=0.3$ . En la Figura 3-6 se muestra el gráfico fuerza-deformación de este modelo, se observa que la degradación de la rigidez, tanto en el proceso de carga como en descarga, depende de la deformación plástica alcanzada en el ciclo previo, pero sin admitir la degradación de la resistencia, ya que la fuerza cedente se mantiene constante, a pesar de las evidentes limitaciones el modelo se ha mantenido vigente gracias al buen ajuste que presenta en la respuesta cíclica de pórticos de hormigón armado.

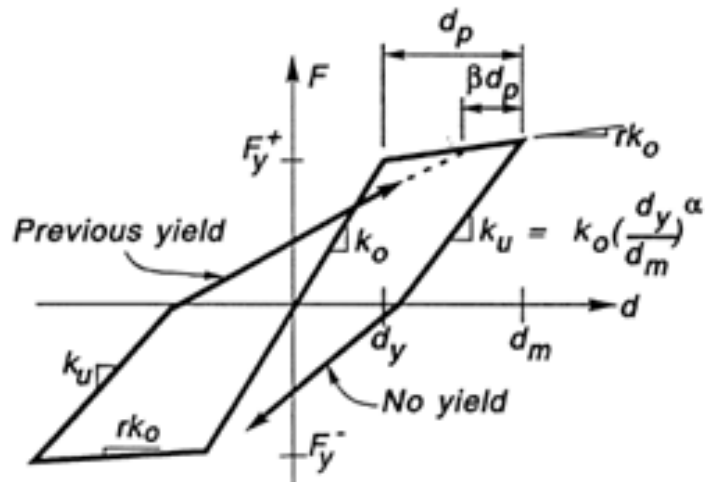


Figura 3-6 Modelo de Takeda modificado

Ruaumoko usa una matriz de rigidez simétrica, almacenando solo la diagonal principal y los elementos por encima de la diagonal principal. Es posible reconstruirla gracias a un vector que contiene la posición en que se encuentran los elementos de la diagonal de la matriz de rigidez; entre el elemento  $K_{i,i}$  y el  $K_{i+1,i+1}$  del vector que contiene los coeficientes de la matriz de rigidez se encuentran los elementos de la columna  $i$ -ésima. Al ser necesario evaluar el cambio en el periodo fundamental de vibración a partir de la matriz de rigidez actualizada, se requiere disponer de la matriz de rigidez completa. El algoritmo que reconstruye la matriz de rigidez sigue los pasos descritos a continuación. A partir de los archivos de salida del ADI realizado con Ruaumoko:

- $mr$ , Vector que almacena los coeficientes de la matriz de rigidez.
- $cr$ , Vector que contiene la posición de los elementos de la diagonal de la matriz de rigidez.
- $mm$ , Matriz de masa

Las siguientes líneas crean vector  $sizcol_i$ , de la misma longitud que la matriz de rigidez, que contiene el número de componentes por encima del término  $i$ -ésimo de la diagonal.

```

For i=1:length(cr)-1
    sizcol(i+1)=cr(i+1)-cr(i);
end
sizcol(1)=1;

```

A continuación se crea la matriz triangular superior,  $matrig$ , a partir de la información contenida en los vectores  $mr$  y  $cr$ ,

```

for i=1:length(cr)
    if sizcol(i)==1
        matrig(i,i)=mr(cr(i));
    else
        matrig(i,i-sizcol(i)+1:i)=mr(cr(i-1)+1:cr(i));
    end
end
end

```

Aprovechando la simetría de la matriz de rigidez, *matrigf*, se ensambla de la siguiente manera

$$matrigf = matrig + matrig^T - diagonal$$

Donde *matrig* es la matriz triangular superior previamente creada y *diagonal* es una matriz diagonal que contiene los elementos  $K_{i,i}$

```

for i=1:length(cr)
    diagonal(i,i)=mr(cr(i));
end
matrigf=matrig+matrig'-diagonal;

```

## MÉTODO DE NEWMARK PARA RESOLVER LA ECUACIÓN DINÁMICA DE EQUILIBRIO

La ecuación de equilibrio dinámico se integra por el método implícito de promedio constante de Aceleración de Newmark ( $\beta=0.25$ ) [11], incondicionalmente estable. Los pasos de tiempo deben ser un 90% menor que el mayor periodo de vibración libre de la estructura. La experiencia ha demostrado, en general, que para edificios porticados de varios pisos, pasos de tiempo de 0.01 son satisfactorios, pero para la mayoría de acelerogramas digitalizados el paso de tiempo no debería exceder nunca los 0.02 segundos. De cualquier manera, se debería comprobar que usando de pasos de tiempo menores los resultados no cambien de manera significativa.

El sistema de Newmark ha sido modificado del método de incremento original a un enfoque en el que el equilibrio esté asegurado para cada paso de tiempo. Otra opción es usar el método iterativo de Newton-Raphson para converger a la solución verdadera en cada paso de tiempo. La ventaja del método promedio constante de aceleración es que es incondicionalmente estable y no todos los grados de libertad necesitan una masa asociada.

Durante el paso de tiempo  $t$  al tiempo  $t+\Delta t$  la aceleración se asume constante

$$\ddot{u} = \frac{\ddot{u}(t) + \ddot{u}(t + \Delta t)}{2} \quad (3-20)$$

Integrando con respecto al tiempo  $\Delta t$  para obtener la velocidad y desplazamiento y reordenando para usar el incremento en el desplazamiento  $\Delta u$  como la variable que da el incremento en la aceleración,

$$\Delta \ddot{u} = \ddot{u}(t + \Delta t) - \ddot{u}(t) = \frac{4\Delta u}{\Delta t^2} - \frac{\dot{u}(t)}{\Delta t} - 2\ddot{u}(t) \quad (3-21)$$

El incremento de velocidad dado por,

$$\Delta \dot{u} = \dot{u}(t + \Delta t) - \dot{u}(t) = \frac{2\Delta u}{\Delta t} - \dot{u}(t) \quad (3-22)$$

Sustituyendo en la ecuación de equilibrio al tiempo  $t+\Delta t$  obtenemos,

$$\mathbf{M}\{\ddot{u}(t) + \Delta \ddot{u}\} + \mathbf{C}\{\dot{u}(t) + \Delta \dot{u}\} + \mathbf{K}\{u(t) + \Delta u\} = f(t + \Delta t) \quad (3-23)$$

Se puede reescribir la matriz de rigidez,

$$[\mathbf{K}(t + \Delta t)]\{u(t) + \Delta u\} = [\mathbf{K}(t)]\{u(t)\} + [\mathbf{K}_t]\{\Delta u\} = \{F_{elastic}(t)\} + [\mathbf{K}_t]\{\Delta u\} \quad (3-24)$$

Donde,

$\mathbf{K}$  matriz de rigidez secante  
 $\mathbf{K}_t$  Matriz de rigidez tangente

También se puede reescribir el amortiguamiento,

$$[\mathbf{C}(t + \Delta t)]\{\dot{u}(t) + \Delta \dot{u}\} = [\mathbf{C}(t)]\{\dot{u}(t)\} + [\mathbf{C}_t]\{\Delta \dot{u}\} = \{F_{damping}(t)\} + [\mathbf{C}_t]\{\Delta \dot{u}\} \quad (3-25)$$

Reescribiendo la ecuación de equilibrio dinámico,

$$\mathbf{M}\{\Delta \ddot{u}\} + \mathbf{C}_t\{\Delta \dot{u}\} + \mathbf{K}_t\{\Delta u\} = F(t + \Delta t) - \mathbf{M}\{\ddot{u}(t)\} - \{F_{damping}(t)\} - \{F_{elastic}(t)\} \quad (3-26)$$

Sustituyendo para el incremento de aceleración y para el incremento de velocidad en términos de incrementos de desplazamiento llegamos a,

$$\begin{aligned} & \frac{4}{\Delta t^2} \mathbf{M} + \frac{2}{\Delta t} \mathbf{C}_t + \mathbf{K}_t \{\Delta u\} \\ & = F(t + \Delta t) - \mathbf{M} \left\{ \ddot{u}(t) + \frac{4}{\Delta t} \dot{u}(t) \right\} + 2\mathbf{C}_t \left\{ \dot{u}(t) - \{F_{damping}(t)\} - \{F_{elastic}(t)\} \right\} \end{aligned} \quad (3-27)$$

Esta ecuación será resuelta solo con incrementos de desplazamiento. Los vectores de desplazamiento, de velocidad y de aceleración pueden ser actualizados como también las fuerzas de amortiguamiento y las fuerzas elásticas al tiempo  $t+\Delta t$ . Después de actualizar las matrices de rigidez y amortiguamiento, se vuelve a repetir todo el procedimiento para el siguiente paso de tiempo.

### **MODOS DE VIBRACIÓN DE UN EDIFICIO – ANÁLISIS MODAL**

Los edificios, así como cualquier material, poseen diferentes formas de vibrar frente a cargas dinámicas. Estos modos de vibrar se producen a diferentes periodos, por lo que durante un terremoto, pueden afectar la estructura en mayor o menor medida, dependiendo del contenido frecuencial del sismo. Estas formas de vibrar se conocen como modos de vibración. En la forma más básica, las estructuras oscilan de un lado hacia otro, esto se corresponde con el modo fundamental o primer modo de vibración. Considerando el edificio como un cuerpo tridimensional, los modos de vibración pueden ser rotacionales o torsionales. Para edificios regulares en altura y elevación, y sin irregularidades en la distribución de masas y rigideces, el principal modo de vibración se corresponderá con el fundamental.



Figura 3-7 Tres primeros modos de vibración de una estructura.

Para encontrar los modos de vibración, con sus correspondientes periodos o frecuencias, hay que resolver el problema de análisis modal de las ecuaciones dinámicas de movimiento para un sistema de múltiples grados de libertad en el caso de oscilación libre. El análisis modal se reduce a un problema de autovalores (también conocidos como valores propios o *eigenvalues*) y autovectores (también conocidos como vectores propios o *eigenvectors*). La interpretación física de los autovalores y autovectores representan las frecuencias y modos de vibración, respectivamente. Generalmente, los modos de vibración que interesan corresponden a las menores frecuencias, ya que suelen ser los modos predominantes en la vibración de la estructura.

En el análisis modal se suele considerar que el amortiguamiento es nulo, ya que presenta una muy buena aproximación y simplifica bastante los cálculos, de esta manera la ecuación

dinámica de un sistema de múltiples grados de libertad en el caso de vibración libre queda de la siguiente manera,

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = 0 \quad (3-28)$$

Una solución del sistema puede ser de la forma,

$$\mathbf{u} = \mathbf{A} \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (3-29)$$

$$\ddot{\mathbf{u}} = -\omega^2 \mathbf{A} \text{sen}(\omega t + \varphi) \quad (3-30)$$

Donde  $\mathbf{A}$  es un vector que contiene las amplitudes de las vibraciones y  $\varphi$  es el ángulo de fase.

Reemplazando la ecuación 3-30 en la ecuación 3-28 queda,

$$\begin{aligned} -\mathbf{M}\omega^2 \mathbf{A} \text{sen}(\omega t + \varphi) + \mathbf{K} \mathbf{A} \text{sen}(\omega t + \varphi) &= 0 \\ \{\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}\} \mathbf{A} \text{sen}(\omega t + \varphi) &= 0 \end{aligned} \quad (3-31)$$

Para que haya vibración, la frecuencia tiene que ser diferente de 0,  $\omega \neq 0$ , por lo que,

$$\text{sen}(\omega t + \varphi) \neq 0$$

Finalmente el sistema de ecuaciones queda,

$$\{\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}\} \mathbf{A} = 0 \quad (3-32)$$

Interesan las soluciones de  $\mathbf{A}$  distintas de la trivial. La ecuación anterior representa el problema de autovectores y autovalores, donde

$$\det(\mathbf{K} - \omega^2 \mathbf{M}) = 0 \quad (3-33)$$

Este determinante puede desarrollarse en la forma polinómica,

$$\omega^{2n} + \alpha_1 \omega^{2n-2} + \alpha_2 \omega^{2n-4} + \dots + \alpha_{n-1} \omega^2 + \alpha_n = 0 \quad (3-34)$$

Siendo esta última la ecuación característica. Los valores  $\omega_i$  corresponden a la frecuencia propia de la estructura para el modo de vibración *i-ésimo*. Los periodos se calculan como,

$$T_i = \frac{2\pi}{\omega_i} \quad (3-35)$$

Para resolver numéricamente el problema de autovalores y autovectores se ha usado del *algoritmo QR*, basado en la descomposición QR de una matriz. Dada una matriz cuadrada real  $\mathbf{A} \in \mathbb{R}^{n \times n}$ ,

$$\mathbf{A} = \mathbf{Q}\mathbf{R} \quad (3-36)$$

Donde  $Q$  es una matriz ortogonal ( $Q^T Q = I$ ) y  $R$  es una matriz triangular superior. El algoritmo para obtener los autovalores es el siguiente,

Sea  $A$  la matriz real de la que queremos obtener los autovalores, entonces,

$$A_0 = A$$

Para  $i=1, 2, \dots, n$

$$A_i = Q_i R_i$$

$$A_{i+1} = R_i Q_i$$

Fin

De esta manera se obtiene una sucesión de matrices  $\{A_i\}$  todas semejantes a  $A$ :

$$A_{i+1} = R_i Q_i = Q_i^{-1} A_i Q_i = \dots = Q_i^{-1} \dots Q_1^{-1} A_i Q_1 \dots Q_i = (Q_1 \dots Q_i)^{-1} A_i (Q_1 \dots Q_i)$$

Se puede demostrar que la sucesión  $\{A_i\}$  generada por el método QR verifica:

$$\lim_{i \rightarrow \infty} (A_i)_{ii} = \lambda_i \quad 1 \leq i \leq n$$

$$\lim_{i \rightarrow \infty} (A_i)_{ij} = 0_i \quad 1 \leq j < i \leq n$$

Es decir,  $A$  tiende a ser una matriz diagonal cuyos valores corresponden a los autovalores.

### 3.3. ANÁLISIS DINAMICO INCREMENTAL (ADI)

Para obtener la respuesta del edificio para todo el estados de daño se ha usado un análisis incremental dinámico (ADI) [12]. Este procedimiento consiste en, dado un aceleregroma no-escalado  $a_1$  y un valor escalar  $\lambda \in [0, \infty)$ , incrementar uniformemente la intensidad de la acción dinámica tal que,

$$a_\lambda = \lambda a_1$$

Para cada  $a_\lambda$  se realizará el análisis dinámico de modo que la estructura pasará por todo su rango de comportamiento, des de un comportamiento elástico, al inelástico y finalmente al colapso.

Los objetivos principales del IDA son:

- Conocer el rango de respuesta o las demandas versus el rango de movimientos sísmicos potenciales.
- Mejor conocimiento de las implicaciones estructurales de diferentes movimientos sísmicos más raros o severos.

- Mejor conocimiento de los cambios en la respuesta estructural a medida que la intensidad sísmica aumenta.
- Estimar la capacidad dinámica del sistema estructural global.
- Estudiar la estabilidad de los objetivos anteriores para diferentes movimientos sísmicos.

### 3.4. ÍNDICE DE DAÑO

Los índices de daño han cobrado especial importancia durante las últimas décadas, dado que pueden correlacionarse con los *estados límites de daño* aplicados en el proyecto con base en prestaciones, permitiendo de esta manera que el proyectista pueda evaluar si la estructura tiene una capacidad adecuada, frente a una demanda específica.

Existen diferentes propuestas de índices de daño y pueden ser de carácter local o global, estimando el estado de deterioro de los elementos estructurales o de la estructura completa. Se obtienen mediante la simulación numérica del edificio sometido a esfuerzos laterales, tanto estáticos como dinámicos. En el caso de las estructuras de hormigón armado los índices de daño están relacionados con las deformaciones máximas, la energía inelástica disipada o una combinación de ambos efectos [12].

#### 3.4.1. INDICE DE DAÑO DE PARK & ANG

En este trabajo se usó el índice de daño propuesto por Park & Ang [13]. El daño estructural es expresado como una combinación lineal del daño producido por deformaciones excesivas y el efecto de las cargas cíclicas. Este daño es expresado como el índice  $D$ ,

$$D = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (3-37)$$

donde  $\delta_M$  es la deformación máxima del elemento sometido a un terremoto,  $\delta_u$  es la deformación última del elemento sometido a una carga monotónica,  $Q_y$  es la fuerza de plastificación,  $\beta$  es un parámetro no-negativo que refleja el efecto de la carga cíclica en el daño estructural, y  $dE$  es la energía histerética absorbida. El índice de daño toma valores tales que  $D \geq 0.0$ . Los valores tales que  $D \geq 1.0$  representan el colapso total de la estructura.

Dicho índice de daño es de carácter local, sin embargo, se puede usar para estimar el daño de un piso específico, o de la estructura entera. El daño de una estructura es, obviamente, función



de los daños de cada uno de sus elementos estructurales [14]. Cualquier medida del daño global de un edificio debería reflejar la concentración potencial de daño en las partes más débiles del edificio.

La distribución de daño está fuertemente correlacionada con la distribución de energía absorbida. Por lo tanto, el daño global de un edificio puede ser expresado como la suma de los índices de daño de los elementos,  $D_i$ , ponderados por un factor que refleja la contribución de la energía absorbida,  $\lambda_i$ ,

$$D_T = \sum_i \lambda_i D_i \quad (3-38)$$

donde  $\lambda_i = E_i / \sum_i E_i$ , y  $E_i$  es la energía total absorbida por el elemento  $i$ .  $D_T$  es el *índice de daño global*.

En [14] queda reflejada la relación entre el daño real observado en diferentes edificios dañados por terremotos reales y el índice de daño obtenido mediante simulación numérica.

El estado de daño estructural es clasificado en cinco categorías: *leve*, *menor*, *moderado*, *severo* y *colapso*. De la misma manera define diferentes estados de daño basados en el índice de daño:  $DT \leq 0.4$  representa un daño reparable,  $DT \geq 0.4$  representa un daño no reparable; y  $DT \geq 1.0$  representa el colapso total de la estructura (Figura 3-8).

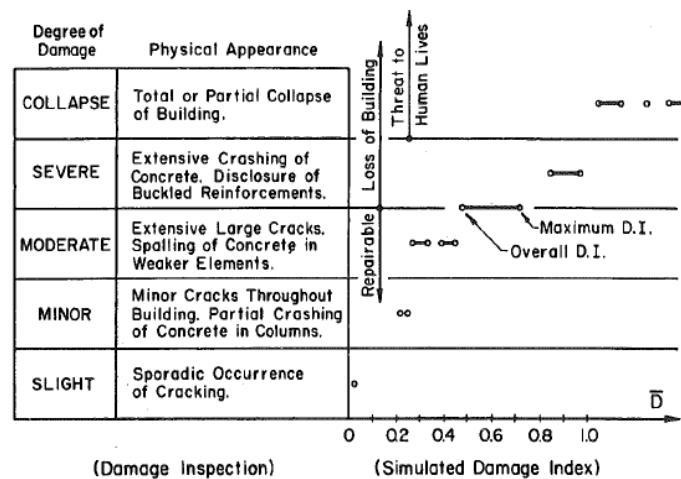


Figura 3-8 Índice de daño calculado vs daño sísmico observado [14]

El índice de daño en Ruaukoko es calculado a través de las ductilidades últimas. Las ductilidades últimas no tienen ningún efecto en el análisis dinámico ya que solo se usan al final del análisis para calcular el índice de daño.



---

# 4. CASO DE ESTUDIO

---

## 4.1. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

En este trabajo se analiza una estructura de pórticos de hormigón armado, perteneciente al grupo de viviendas sociales en el barrio de San Fernando, en Lorca, Murcia. Se trata de un edificio de cinco pisos e irregular en planta y secciones transversales constituidas por pórticos con diferentes número de vanos. En la Figura 4-1 se puede ver una foto del edificio tipo y en Figura 4-2 su configuración en planta. El periodo fundamental del edificio es de 0.879 segundos.



Figura 4-1 Edificio de viviendas sociales del barrio de San Fernando

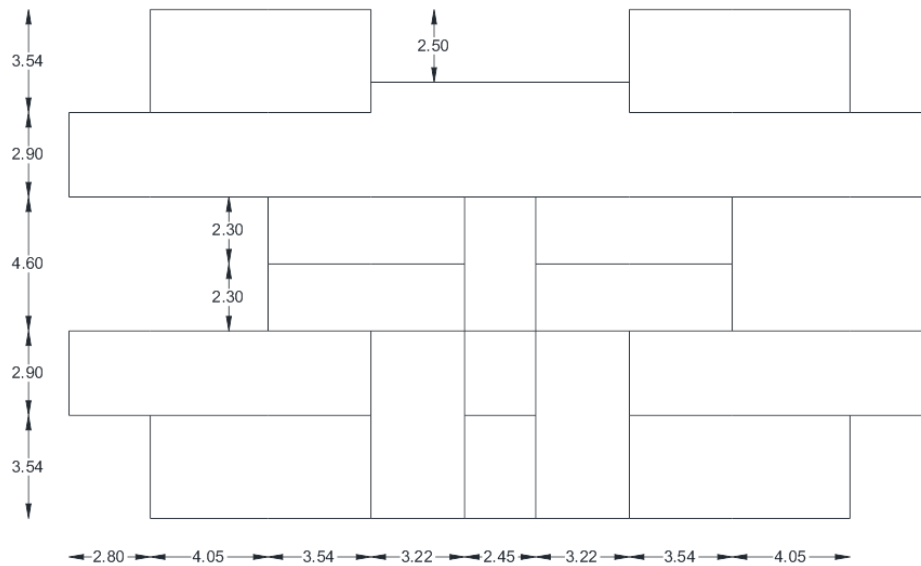


Figura 4-2 Vista en planta del edificio (unidades en metros)

## 4.2. DESCRIPCION DEL MODELO DEL EDIFICIO

El modelo se ha realizado con el programa Ruaumoko, usando un modelo de pórtico de hormigón armado. A la hora de modelar los elementos estructurales se han seguido las especificaciones dadas por los planos de diseño considerando las cuantías de acero y las secciones de hormigón. Los límites de fluencia en las secciones transversales se calculan a partir de la relación de momento-curvatura para las vigas y la relación momento-axil para las columnas.

Los diagramas momento-curvatura para las vigas y momento-axial para las columnas (Figura 4-3) han sido calculados a partir de los puntos de agrietamiento ( $f_{cr}$ ,  $M_{cr}$ ), de plastificación ( $f_y$ ,  $M_y$ ), y algún punto después de la plastificación ( $f_u$ ,  $M_u$ ). Estos diagramas han sido calculados con el programa de cálculo de estructuras ETABS.

Para modelar el comportamiento mecánico de los componentes estructurales se ha usado el modelo de una componente de Giberson [15]. El elemento está compuesto por una parte central elástica y dos “muelles plásticos” que actúan como rotulas plásticas, en cada uno de sus extremos, ver Figura 4-4. El comportamiento no lineal del elemento se define mediante las propiedades de los muelles y su distancia respecto a los extremos, considerados como rígidos.

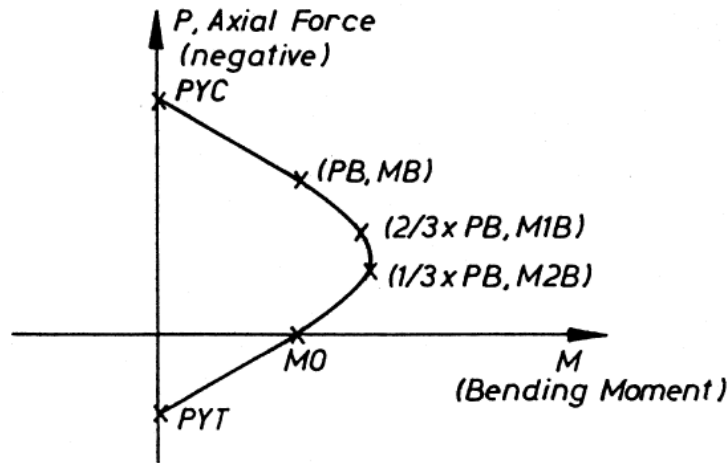


Figura 4-3 Diagrama de interacción momento-axial para las columnas

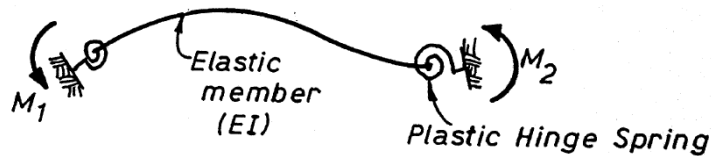


Figura 4-4 Modelo de un componente de Giberson

Debido al elevado número de simulaciones numéricas que se llevaron a cabo y a las irregularidades geométricas del edificio, se ha usado un modelo bidimensional en lugar de usar un modelo en tres dimensiones del edificio. De esta manera se reduce considerablemente el coste computacional y el tiempo en realizar todas las simulaciones.

Esta estructura consiste en un pórtico de 5 pisos y 9 vanos (Figura 4-5 y Figura 4-6). Se han mantenido las propiedades geométricas y mecánicas de los elementos estructurales que forman la estructura, pero se han variado las cargas de piso para conseguir que el pórtico equivalente tenga el mismo periodo fundamental que el edificio real,  $T=0.879$  segundos.

En la Tabla 4-1 se detalla la sección y armadura de las vigas. Las secciones de los pilares y su armadura pueden verse en la Tabla 4-2 (el número del pilar se corresponde con los números de la figura 4-5).

Sección (cm)	Armadura longitudinal	Armadura transversal
25 x 25	4 $\phi$ 14	1 $\phi$ 6 a 18

Tabla 4-1 Armadura de las vigas

	1, 10	2, 9	3, 8	4, 7, 5, 6	nº de pilar
4º	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	
3º	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	
2º	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	
1º	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ14 1 φ 6a 18	
Planta baja	30x30 4φ12 1 φ 6a 15	30x30 4φ12 1 φ 6a 15	30x30 4φ12 1 φ 6a 15	25x25 4φ12 1 φ 6a 20	
<b>Piso</b>					

Tabla 4-2 Armadura de los pilares



Figura 4-5 Vista en planta del edificio (los números indican los pilares)

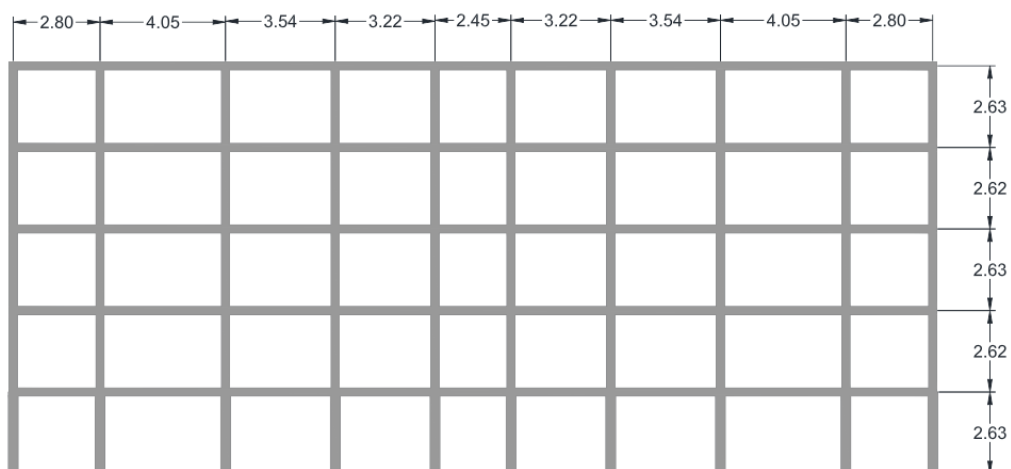


Figura 4-6 Modelo de pórtico bidimensional equivalente (unidades en metros)

---

# 5. CÁLCULOS REALIZADOS

---

A partir del ADI realizado con Ruaumoko se obtiene la relación entre el daño estructural y el PGA. Posteriormente se ha analizado la relación entre el daño estructural y el incremento de los periodos de los modos de vibración. Para ello se han propuesto dos métodos diferentes, uno basado en el análisis modal y otro basado en el análisis espectral de la respuesta del edificio ante una acción sísmica. En el primero se calculan los periodos de vibración partir de la matriz de masa y rigidez actualizadas. Como no todos los programas de cálculo devuelven como archivo de salida las matrices de masa y rigidez en cada paso, y como tampoco es posible obtenerlas de manera experimental, se propone un método alternativo, donde se obtienen los periodos de vibración a partir del espectro de desplazamientos. Los cálculos realizados pueden resumirse en el esquema de la Figura 5-1, donde el índice de daño, la matriz de rigidez y los desplazamientos en el techo del edificio son los parámetros claves obtenidos del ADI.

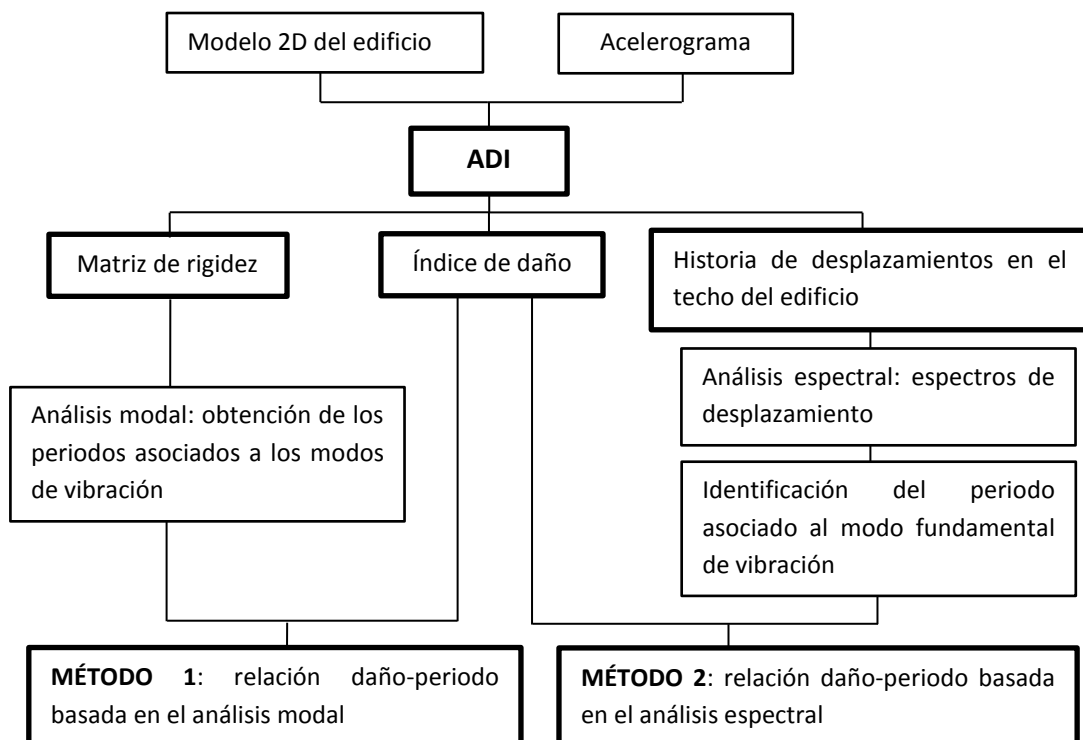


Figura 5-1 Esquema del procedimiento seguido para desarrollar los dos métodos propuestos para evaluar el daño a partir de la variación del periodo fundamental de vibración.

## 5.1. INDICES DE DAÑO BASADO EN EL ANÁLISIS INCREMENTAL DINÁMICO

Como se ha mencionado anteriormente, la respuesta dinámica de la estructura ha sido calculada para diferentes valores de PGA, de forma incremental hasta llegar al colapso. Para cada uno de los ADNL el índice de daño de Park y Ang ha sido calculado. Este índice de daño (DI) no está acotado, a pesar que para cualquier valor igual o superior a 1 se considera que la estructura ha alcanzado su punto de colapso. Sin embargo, en este estudio se ha usado como hipótesis que  $0 \leq DI \leq 1$ , indicando  $DI = 0$  un estado de daño nulo, y  $DI = 1$  el colapso de la estructura.

En la Figura 5-2 se muestra el DI obtenido en cada paso del ADI para todas las acciones sísmicas consideradas. Se observa como la dispersión en los resultados se hace mayor a medida que aumenta el PGA. Como era de esperar, la relación entre daño y el PGA del terremoto de Lorca es compatible con la obtenida con los terremotos del espectro de respuesta del EC8. Analizando el daño calculado con la señales aleatorias se ve cómo el daño aparece para aceleraciones mayores que en los casos previamente discutidos. Esto es debido al diferente contenido frecuencial de las señales. Mientras que las aceleraciones máximas de los terremotos compatibles con el EC8 y el terremoto de Lorca ocurren para periodos cercanos al periodo fundamental de vibración del edificio, las aceleraciones máximas de las señales aleatorias tienen lugar para periodos alejados del periodo fundamental. Por esta razón son necesarios PGA más elevados para dañar la estructura. Se da un caso excepcional dentro de las señales aleatorias donde los resultados distan de los obtenidos con las otras señales. En la Tabla 5-1 se muestran los valores de aceleración media a los que se alcanza el colapso estructural,  $DI=1$ , para las tres selecciones diferentes de acciones sísmicas.

	Terremoto de Lorca	Terremotos del EC8	Señales aleatorias
$\mu_{PGA}$ de colapso (DI=1)	0.92	0.80	1.18

Tabla 5-1 Valores medios del PGA en el que se alcanza el colapso



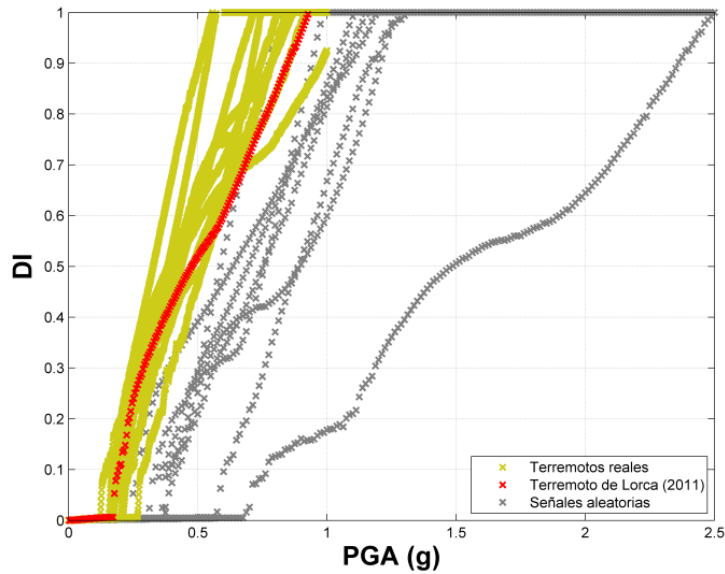


Figura 5-2 Índice de daño en función del PGA

En la Figura 5-3 se muestra por separado los índices de daño en función del PGA para los terremotos del EC8 y las señales aleatorias, respectivamente, junto con el índice de daño medio y su desviación estándar. La dispersión en los resultados es mayor en el caso de las señales aleatorias. Los resultados expuestos en esta figura demuestran la dependencia en el contenido frecuencial de la respuesta de un edificio. A pesar de que la desviación estándar en las señales aleatorias es mayor, se observa cómo ésta evoluciona en función del PGA con una tendencia similar en ambos casos (Figura 5-4). Los cambios más bruscos en la función se producen a valores de PGA parecidos. La principal diferencia es el PGA correspondiente al pico de la función, éste tiene lugar para un valor de 0.6g de aceleración para los terremotos reales y de 0.4g para las señales aleatorias.

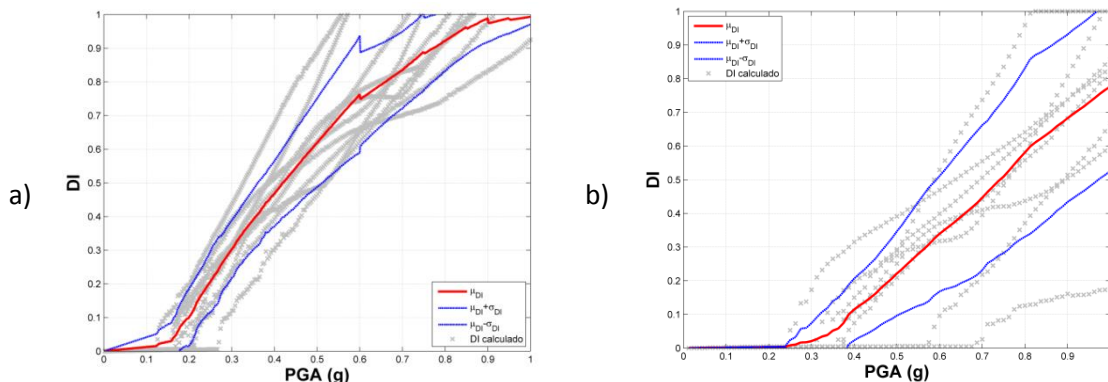


Figura 5-3 Índice de daño medio en función del PGA de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias

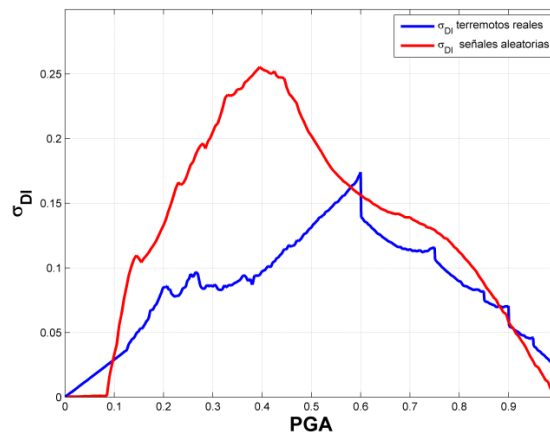


Figura 5-4 Desviación estándar del índice de daño normalizado en función del PGA

Analizando los resultados obtenidos se puede decir que éstos son los esperados: comparando el índice de daño obtenido con los terremotos del EC8 y el terremoto de Lorca, se demuestra que éste último también es compatible con el espectro de respuesta seleccionado del EC8. También queda reflejada la influencia del contenido frecuencial de las señales en el comportamiento del edificio.

## 5.2. VARIACIÓN DEL PERIODO EN BASE AL ANÁLISIS MODAL

El primer método propuesto tiene su base en el análisis modal numérico de la estructura. Como se ha descrito anteriormente en el capítulo 3, conociendo la matriz de masa y la matriz de rigidez del sistema, se pueden calcular de manera precisa los periodos y modos de vibración de la estructura. A medida que se daña la estructura la rigidez decae, por lo que la matriz de rigidez no será constante en el tiempo. A partir de las matrices de rigidez obtenidas para cada paso del ADI, se calculan los periodos correspondientes con los modos de vibración mediante la solución del problema de autovalores asociado al análisis modal. El objetivo final es establecer la relación entre la variación de este parámetro con el índice de daño calculado. La variación del periodo fundamental de vibración se ha definido de la siguiente manera,

$$\Delta T = \frac{T_i - T_0}{T_0} \cdot 100 \quad (5-1)$$

donde  $\Delta T$  es el incremento del periodo fundamental,  $T_0$  es el periodo inicial de la estructura y  $T_i$  es el periodo en el instante de tiempo  $i$ . De ésta manera la variación del periodo queda definida como el porcentaje de la diferencia entre periodo actual respecto al periodo inicial.

El primer caso analizado ha sido el terremoto de Lorca. Relacionando el incremento del periodo y el PGA se obtiene una relación creciente entre ambos parámetros (Figura 5-5). El

periodo se mantiene constante hasta una aceleración de 0.23g, en este instante se produce un incremento brusco del 10% ( $\Delta T = 0.09s$ ) en el periodo. A partir de este punto crece de manera lineal hasta alcanzar un incremento máximo del 72.8% ( $\Delta T = 0.64s$ ) en el periodo, correspondiente a una aceleración de 1g.

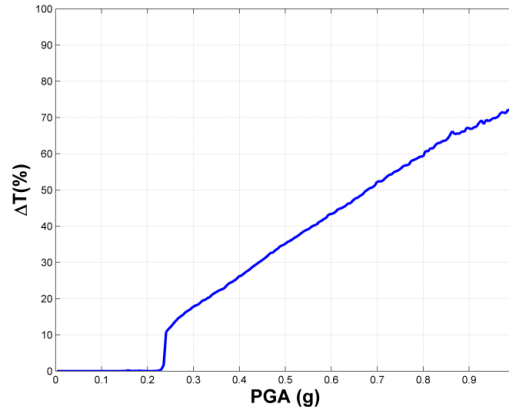


Figura 5-5 Variación del periodo fundamental en función del PGA (terremoto de Lorca)

En la Figura 5-6 se presentan los mismos resultados las otras dos selecciones diferentes de acciones sísmicas. Vuelve a verse la dispersión en los resultados al enfocar el problema desde una perspectiva probabilista, y como ésta aumenta a medida que la intensidad sísmica es mayor. Para valores de PGA comprendidos entre 0g y 0.8g, la dispersión es mayor en los terremotos compatibles con el EC8. Esto es esperable ya que para valores cercanos a 0.8g se ha alcanzado el colapso estructural en la mayoría de los terremotos reales, mientras que las señales aleatorias requieren aceleraciones más elevadas.

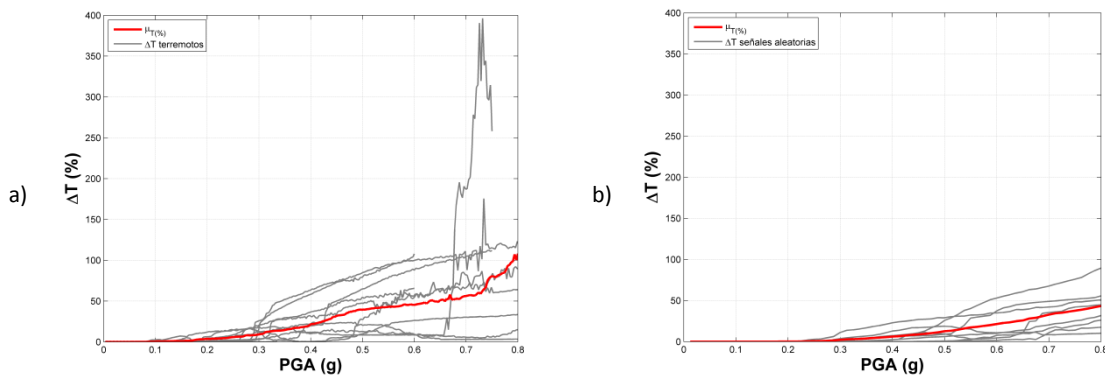


Figura 5-6 Variación del periodo fundamental en función del PGA de a) los terremotos reales compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.

Mediante el análisis modal es posible hallar la variación de los periodos correspondientes a todos los modos de vibración de la estructura. En la Figura 5-7 se muestra la variación de los periodos asociados a los cuatro primeros modos de vibración en función del daño usando el terremoto de Lorca como acción sísmica. Los primeros modos de vibración sufren mayores incrementos en los periodos asociados a ellos. Por ejemplo, comparando el incremento

asociado al primer modo con el asociado al cuarto modo en el instante que se alcanza el colapso ( $DI=1$ ), se tiene un  $\Delta T=68.62\%$  y  $\Delta T=0.89\%$ , respectivamente. En la Tabla 5-2 se resumen los valores más representativos de la variación de los periodos asociados a los cuatro primeros modos de vibración. En este trabajo se ha considerado solo la variación del periodo correspondiente al periodo fundamental de vibración ya que es el principal modo de vibración del edificio y, por tanto, el más energético y capaz de movilizar más masa.

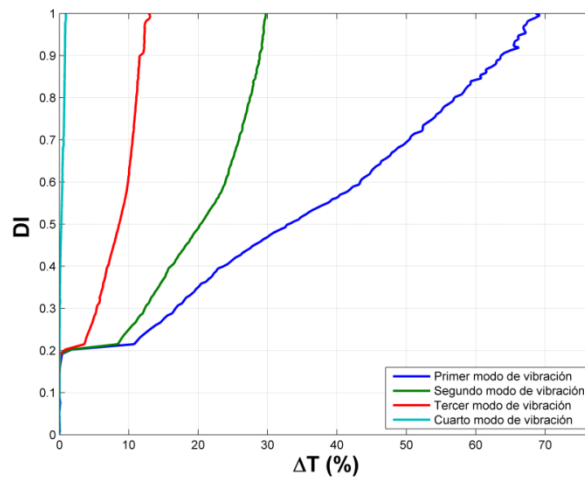


Figura 5-7 Variación, basada en el análisis modal, de los periodos asociados los cuatro primeros modos de vibración en función del índice de daño (terremoto de Lorca).

	Primer modo de vibración	Segundo modo de vibración	Tercer modo de vibración	Cuarto modo de vibración
$T_{inicial}$ (s)	0.879	0.305	0.203	0.198
$T_{colapso}$ (s)	1.482	0.396	0.229	0.200
$\Delta T_{DI=1}$ (%)	68.62	29.71	12.90	0.89

Tabla 5-2 Valores significativos de la variación de los periodos asociados a los primeros cuatro modos de vibración (terremoto de Lorca)

En la Figura 5-8 se muestra la relación entre el incremento del periodo fundamental y el daño para los terremotos que compatibles con el espectro del EC8 y para las señales aleatorias. Como en todos los casos previamente estudiados, la dispersión vuelve a ser mayor a medida que aumenta la intensidad sísmica. Para  $DI < 0.7$  la dispersión es similar para ambos casos, pero, a partir de  $DI > 0.7$ , ésta es mayor para los terremotos compatibles con el EC8, principalmente porque existe un caso donde se alcanza un incremento en el periodo muy superior al resto, del orden del 400%. Los resultados obtenidos dan buenos valores de coeficiente de correlación lineal de Pearson,  $\rho: \rho_{EC8}=0.659$  para los terremotos compatibles con el EC8,  $\rho_{aleatoria}=0.842$  para las señales aleatorias se tiene  $\rho_{aleatoria}=0.842$ . Combinando todos los datos se tiene  $\rho_{total}=0.694$ . Este índice mide la relación lineal entre variables aleatorias cuantitativas y es independiente de la escala de medida de las variables y se define de la siguiente manera:

$$\rho_{X,Y} = \frac{\sigma_{XY}}{\sigma_X \sigma_Y} = \frac{E[(X - \sigma_X)(Y - \sigma_Y)]}{\sigma_X \sigma_Y} \quad (5-2)$$

Donde  $\sigma_{XY}$  es la covarianza de (X,Y),  $\sigma_X$  es la desviación típica de la variable X y  $\sigma_Y$  es la desviación típica de la variable Y. A pesar de las diferencias en los resultados previamente comentadas, las relaciones medias obtenidas son bastante parecidas (Figura 5-9) para  $DI < 0.7$ . Para  $DI > 0.7$  las medias se distancia una de la otra e incluso llegan a cruzarse. Se produce un incremento máximo  $\Delta T = 103\%$  (0.905s) para los terremotos compatibles con el EC8 y  $\Delta T = 85.6\%$  (0.752s) para las señales aleatorias.

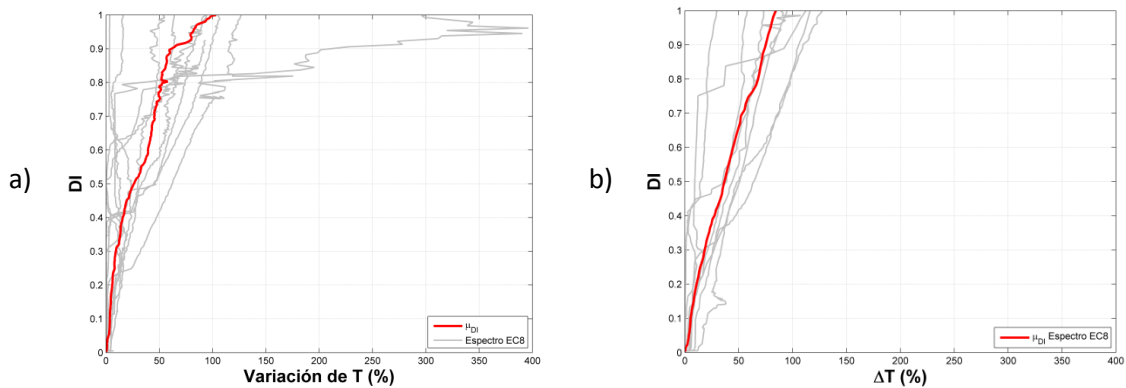


Figura 5-8 Índice de daño en función de la variación del periodo fundamental de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.

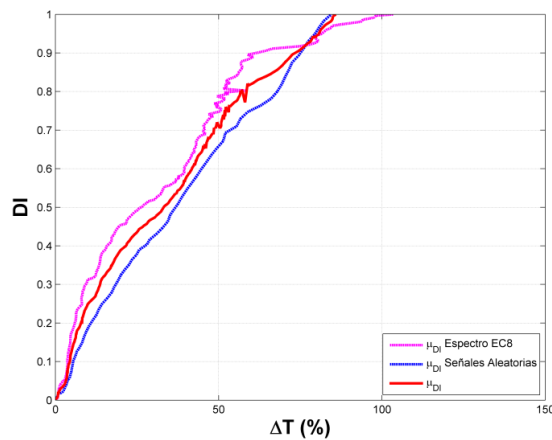


Figura 5-9 Índice de daño medio en función de la variación del periodo fundamental.

Para realizar el análisis estadístico se ha usado como herramienta el diagrama de caja (Figura 5-10). Ésta es una manera de describir gráficamente grupos de datos numéricos mediante cuartiles,  $Q1=25\%$  de los datos,  $Q2=50\%$  de los datos, también llamado mediana, y  $Q3=75\%$  de los datos. Las líneas que se extienden desde  $Q1$  y  $Q3$  se conocen como *whiskers* e indican la dispersión fuera del primer y tercer cuartil. Valores extremos se grafican como puntos individuales. Los diagramas de caja son una herramienta no-paramétrica, es decir, muestran diferencias entre la población de una muestra sin recurrir a ninguna función de distribución estadística. La distancia entre las diferentes partes de la caja indica el grado de dispersión de

los datos. En la Figura 5-11 se muestran los diagramas de cajas para diez valores del índice de daño tomando como muestra todas las acciones sísmicas consideradas, en la Tabla 5-3 se presentan los valores más representativos. De estos resultados hace falta remarcar la diferencia entre Q1 y Q3, ésta es una forma de cuantificar el grado de dispersión de los resultados. Como era de esperar, éste valor es mayor a medida que aumenta el índice de daño, es decir, a medida que la acción sísmica es más severa.

DI	Q1 (%)	Q3 (%)	Q3-Q1 (%)	Q2 (%)
0.1	0.6	7.8	7.2	3.8
0.2	0.8	15.1	14.3	10.5
0.3	4.1	28.5	24.4	14.2
0.4	7.1	37.7	30.6	23.6
0.5	13.7	51	37.3	36.5
0.6	17.8	59.1	41.3	47
0.7	21	67.1	46.1	54.3
0.8	42.5	74.8	32.3	64
0.9	50.4	98.7	48.3	83.6
1	55.7	109.8	54.1	93.6

Tabla 5-3 Cuartiles de los diagramas de cajas

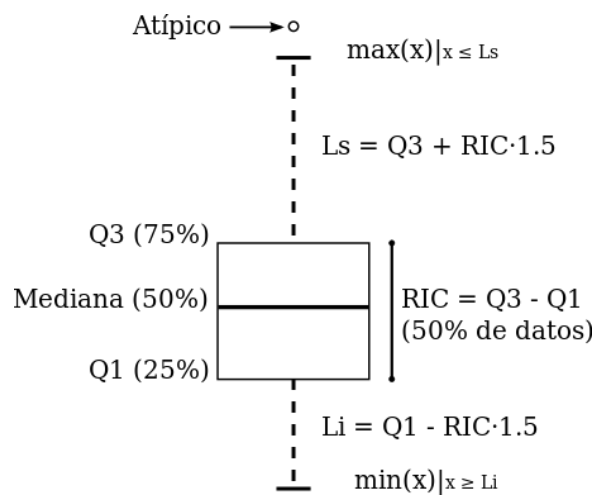


Figura 5-10 Descripción gráfica del diagrama de caja o *boxplot*

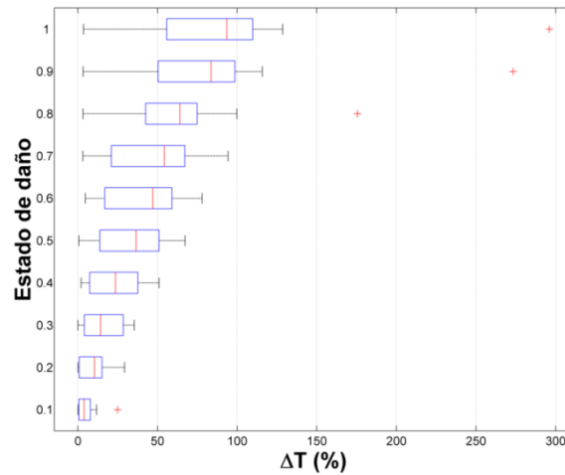


Figura 5-11 Diagrama de caja de la variación del periodo fundamental para diferentes índices de daño de todas las acciones sísmicas

Basándonos en el análisis estadístico de datos obtenidos con este método (Tabla 5-4), se puede concluir que a partir de un incremento del 51.0% ( $\Delta T=0.45s$ ) en el periodo fundamental de vibración el daño será irreparable, y en un 75% de los casos se habrá alcanzado éste estado de daño a partir de un incremento del 37.7% ( $\Delta T=0.33s$ ). El colapso estructural se alcanza a partir de incrementos en el periodo del 128% ( $\Delta T=1.13s$ ), y en un 75% de los casos colapsan para incrementos del 112% ( $\Delta T=0.98s$ ). En resumen, a partir de incrementos en el periodo fundamental del orden de 0.35s el edificio podría considerarse irreparable y para incrementos del orden de 1s, o superiores, habrá colapsado o estará muy cerca del colapso.

Mediante el análisis modal se ha conseguido obtener de una manera precisa la variación en los periodos de vibración de una estructura dañada. Analizando los resultados se puede afirmar que han sido los esperados: se ha conseguido establecer una relación creciente entre el incremento del periodo fundamental y el índice de daño para dos muestras de acciones sísmicas de contenidos frecuenciales distintos, obteniendo resultados compatibles entre sí. La principal desventaja de éste método radica en que es necesario conocer la matriz de rigidez del edificio, siendo imposible obtenerla de manera experimental, y, además, no todos los programas de cálculo entregan la matriz de rigidez como archivo de salida.

		L <sub>inf</sub>	Q1	Q2	Q3	L <sub>sup</sub>
DI=0.4	$\Delta T(\%)$	2.1	7.4	23.6	37.7	51.0
	$\Delta T(s)$	0.018	0.065	0.207	0.331	0.448
	T(s)	0.897	0.944	1.086	1.210	1.327
DI=1	$\Delta T(\%)$	3.5	59.3	93.5	112.0	128.5
	$\Delta T(s)$	0.031	0.521	0.822	0.984	1.130
	T(s)	0.910	1.400	1.701	1.863	2.009

Tabla 5-4 Valores estadísticos significativos para DI=0.4 y DI=1

### 5.3. VARIACIÓN DEL PERIODO EN BASE AL ANÁLISIS ESPECTRAL

En el siguiente método propuesto se basa en el análisis espectral. Mediante el ADI se calculan las historias de los desplazamientos en el techo del edificio durante la acción sísmica. Con estos datos se calcula el espectro de desplazamientos relativo haciendo uso del análisis espectral. Se ha identificado el periodo fundamental para cada ADNL como el periodo que hace máximo el desplazamiento espectral y, finalmente se establece la relación con el daño. El incremento del periodo fundamental de vibración se define igual que para el método anterior.

En la Figura 5-12 se muestra cómo varía el espectro de desplazamientos a medida que el daño aumenta, de la misma manera que el periodo fundamental se va desplazando hacia la derecha. Cuanto mayor sea el estado de daño, mayores serán los desplazamientos producidos por una acción dinámica. Este análisis se ha llevado a cabo con el terremoto de Lorca.

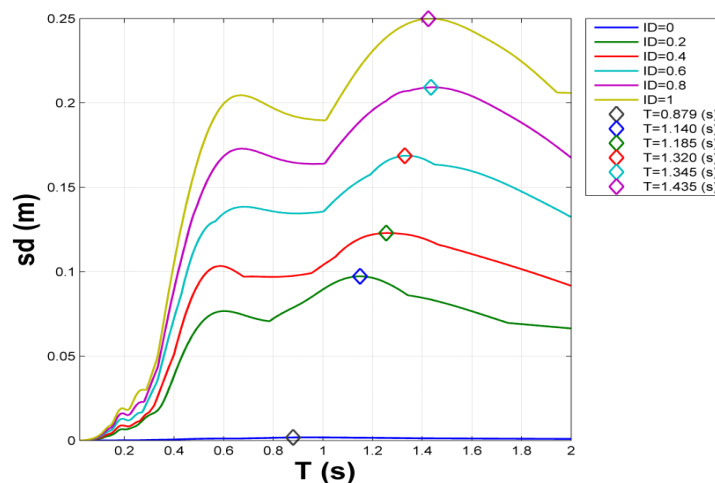


Figura 5-12 Espectros de desplazamiento con 5% de amortiguación para diferentes estados de daño (terremoto de Lorca)



El primer caso analizado vuelve a ser el terremoto de Lorca. En la Figura 5-13 se muestra la relación entre el incremento del periodo y el PGA. El periodo se mantiene constante hasta una un PGA=0.11g, en este instante se produce un incremento brusco del 20% ( $\Delta T = 0.176s$ ) en el periodo. La función crece hasta alcanzar un incremento máximo del periodo del 52.5% ( $\Delta T = 0.461s$ ), correspondiente a una aceleración de 1g.

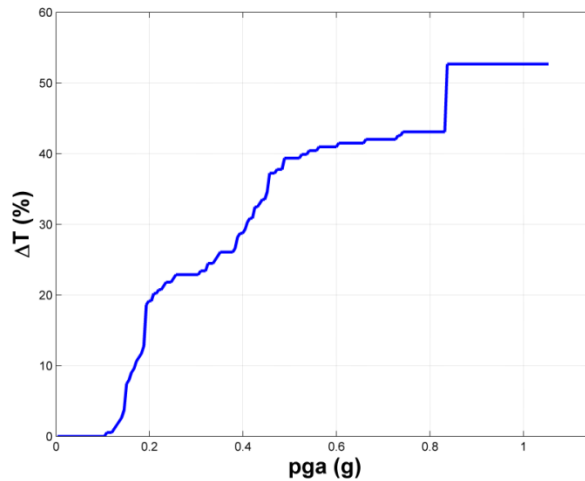


Figura 5-13 Variación del periodo fundamental en función del PGA (terremoto de Lorca)

En la Figura 5-14 se presentan los mismos resultados para las otras dos muestras diferentes de acciones sísmicas: los terremotos compatibles con el EC8 y las señales aleatorias. Vuelve a verse la incertidumbre introducida al considerar la acción sísmica como una variable aleatoria, y como ésta es mayor a medida que la intensidad sísmica aumenta. Como era de esperar después de analizar el problema con el método anteriormente propuesto, la dispersión es mayor en los terremotos compatibles con el EC8, para valores de PGA comprendidos entre 0g y 0.8g.

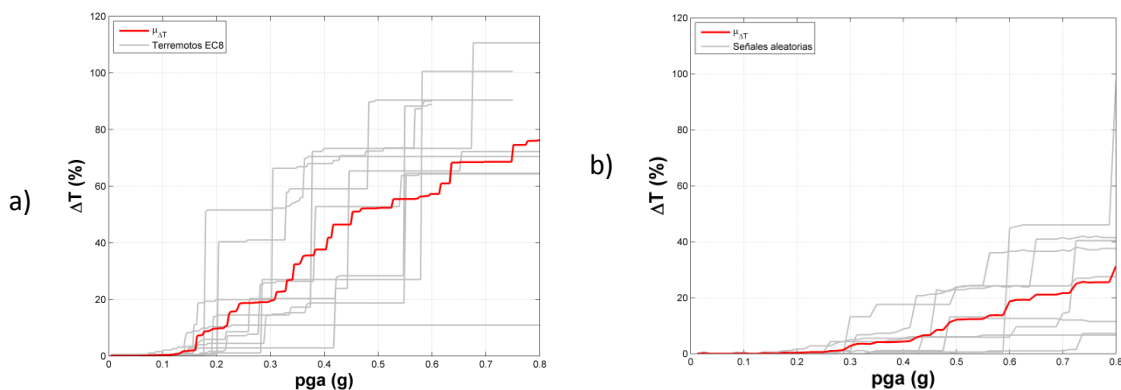


Figura 5-14 Variación del periodo fundamental en función del PGA de a) los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y b) señales aleatorias.

Mediante el análisis espectral también es posible identificar modos de vibración superiores, pero se ha desarrollado un algoritmo para estimar solamente el primer modo de vibración. En

la Figura 5-15 se muestra la relación entre el incremento del periodo fundamental y el índice de daño para el acelerograma del terremoto de Lorca, donde el periodo aumenta de manera escalonada hasta alcanzar en el colapso un incremento del 52 % ( $\Delta T=0.457$  s).

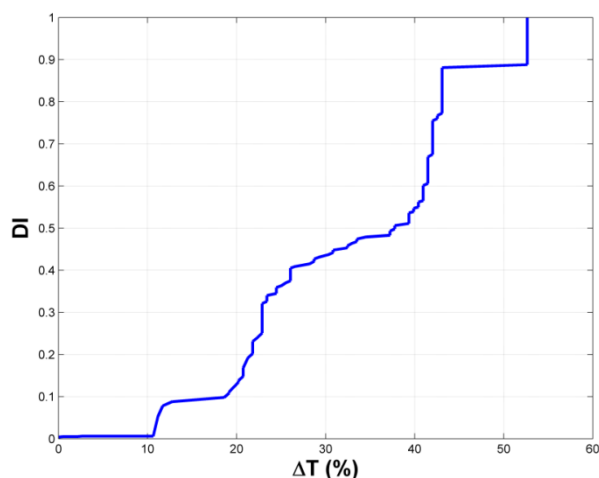


Figura 5-15 Relación basada en el análisis espectral entre el índice de daño y la variación del periodo fundamental (terremoto de Lorca)

En la Figura 5-16 se muestra la relación entre el incremento del periodo fundamental y el daño para los terremotos compatibles con el espectro del EC8 y para las señales aleatorias. La dispersión vuelve a ser mayor a medida que aumenta el daño. De todas maneras, se obtienen buenos valores del coeficiente de correlación lineal de Pearson, especialmente para los terremotos compatibles con el espectro el EC8, donde  $\rho_{EC8}=0.893$ , mientras que para las señales aleatorias este coeficiente es menor,  $\rho_{aleatoria}=0.675$ . Combinando todos los datos se tiene  $\rho_{total}=0.672$ . Para índices de daño  $DI \leq 0.45$  las relaciones medias son parecidas (Figura 5-17), pero para valores de daño superiores, la distancia entre ellas se hace cada vez mayor. Éste se debe a la importancia del contenido frecuencial de la señal y a la menor precisión de este método para identificar el periodo para valores elevados de daño. Se produce un incremento máximo  $\Delta T=73\%$  ( $\Delta T= 0.642s$ ) para los terremotos compatibles con el EC8 y  $\Delta T=30\%$  ( $\Delta T=0.264s$ ) para las señales aleatorias.

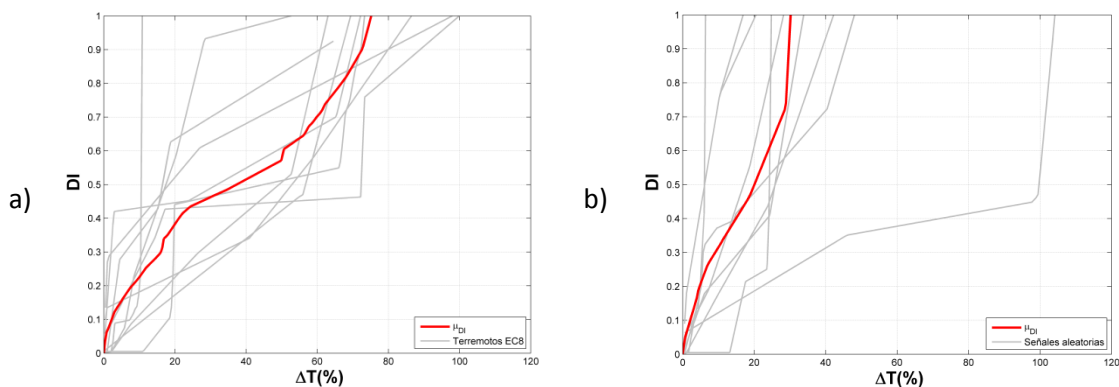


Figura 5-16 Índice de daño en función del incremento del periodo fundamental de a) los terremotos reales ajustados al espectro del EC8 y b) señales aleatorias.

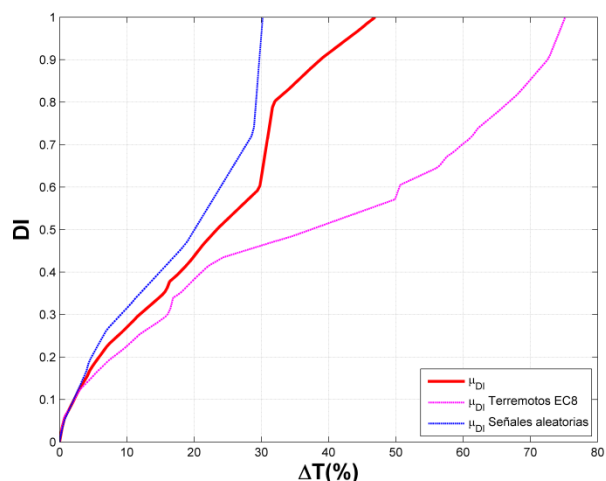


Figura 5-17 Relaciones medias entre el daño y el incremento de periodo fundamental

Para llevar a cabo el análisis estadístico de los datos obtenidos, vuelve a hacerse uso de los diagramas de caja. En la Figura 5-18 se muestran los diagramas de cajas para diez estados de daño diferentes, tomando como muestra los resultados de todas las acciones sísmicas consideradas. En la Tabla 5-5 se presentan los valores más representativos. Como era de esperar, la dispersión crece a medida que aumenta el índice de daño, pero, a partir de  $DI \geq 0.6$ , ésta se queda estancada.

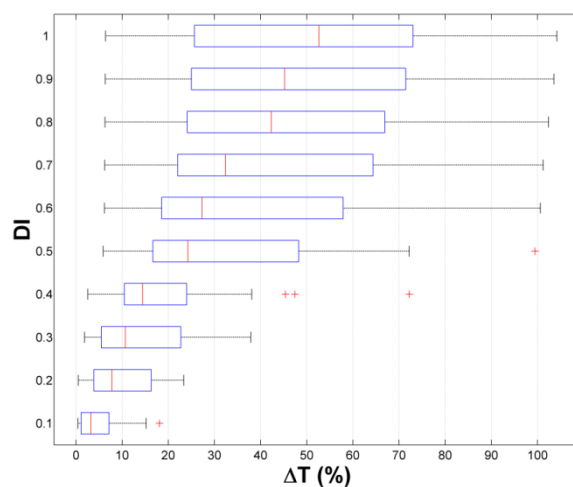


Figura 5-18 Diagrama de caja de la variación del periodo fundamental para diferentes índices de daño de todas las acciones sísmicas

DI	Q1 (%)	Q3 (%)	Q3-Q1 (%)	Q2 (%)
0.1	1.1	7.2	6.1	3.2
0.2	3.9	16.3	12.4	7.8
0.3	5.5	10.7	5.2	22.7
0.4	10.5	14.4	3.9	24
0.5	16.7	48.3	31.6	24.2
0.6	18.6	57.9	39.3	27.4
0.7	22	64.4	42.4	32.4
0.8	24.1	66.9	42.8	42.3
0.9	25	71.5	46.5	45.2
1	25.7	73	47.3	52.6

Tabla 5-5 Cuartiles de los diagramas de cajas

Basándonos en el análisis estadístico de datos obtenidos con este método (Tabla 5-6), se puede concluir que a partir de un incremento del 28.1% ( $\Delta T=0.25s$ ) en el periodo fundamental de vibración el daño será irreparable, y en un 75% de los casos se habrá alcanzado éste estado de daño a partir de un incremento del 24% ( $\Delta T=0.21s$ ). El colapso estructural se alcanzara a partir de incrementos en el periodo del 104% ( $\Delta T=0.92s$ ), y un 75% de los casos colapsan para incrementos del 73% ( $\Delta T=0.64s$ ). En resumen, a partir de incrementos en el periodo fundamental del orden de 0.25s el edificio podría considerarse irreparable y para incrementos del orden de 0.7s, o superiores, habrá colapsado o estará muy cerca del colapso.

		L <sub>inf</sub>	Q1	Q2	Q3	L <sub>sup</sub>
DI=0.4	$\Delta T(\%)$	2.6	10.5	14.4	24.0	28.1
	$\Delta T(s)$	0.023	0.092	0.127	0.211	0.247
	T(s)	0.902	0.971	1.006	1.090	1.126
DI=1	$\Delta T(\%)$	6.5	25.7	52.5	73.0	104.3
	$\Delta T(s)$	0.057	0.226	0.461	0.642	0.917
	T(s)	0.936	1.105	1.340	1.521	1.796

Tabla 5-6 Valores estadísticos significativos para DI=0.4 y DI=1

Se ha conseguido obtener una relación entre el incremento del periodo fundamental y el estado de daño basada en el análisis espectral de los desplazamientos en el techo de la estructura. Ésta es la principal ventaja de este método, ya que, como se ha comentado anteriormente, se pueden medir sus desplazamientos de forma experimental y obtener así el espectro. La importancia del contenido frecuencial del acelerograma y las limitaciones del algoritmo para identificar el periodo cobran importancia a partir de  $DI \geq 0.45$ .

---

# 6. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS

---

Se ha comparado los resultados obtenidos mediante los dos procedimientos diferentes. En la Figura 6-1 se muestra la comparación de los resultados obtenidos con ambos métodos para el terremoto de Lorca, en la Figura 6-2 la comparación para cada terremoto compatible con el espectro del EC8 y en la Figura 6-3 para cada señal aleatoria. En general, para el terremoto de Lorca y para los de la base de datos europea, existe una mejor relación entre las dos metodologías, exceptuando algunos casos concretos. Uno de los principales motivos de la diferencia entre las relaciones obtenidas con ambos métodos es la menor precisión a la hora de identificar el periodo fundamental de vibración en el espectro de desplazamientos. Un ejemplo muy evidente son la Figura 6-3-c y la Figura 6-3-i, donde el algoritmo no ha sido capaz de captar el incremento del periodo a partir de un cierto punto. Existen diferencias en las formas de las relaciones obtenidas. En el método basado en el análisis espectral, los cambios en el periodo se producen de manera brusca, un ejemplo de esto se puede ver en las Figura 6-2-g y Figura 6-3-g-i. En cambio, en el método basado en el análisis modal, la relación es más suave. Por contra, aparecen tramos donde el periodo oscila rápidamente hacia atrás y adelante debido a errores de origen numérico. Éste fenómeno puede observarse en la Figura 6-2-c-g-j y la Figura 6-3-g.

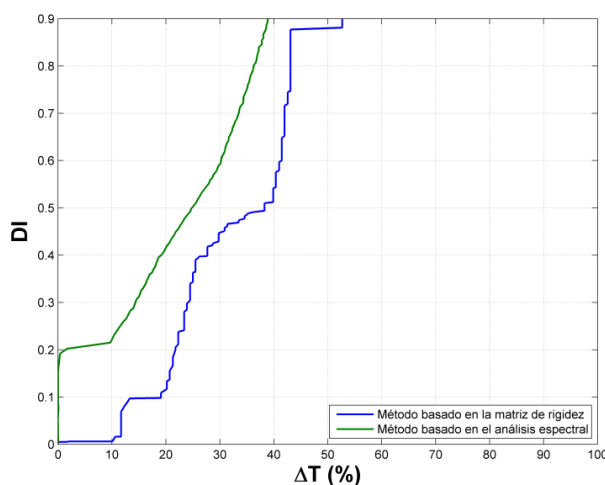


Figura 6-1 Comparación de la relación periodo-índice de daño, terremoto de Lorca

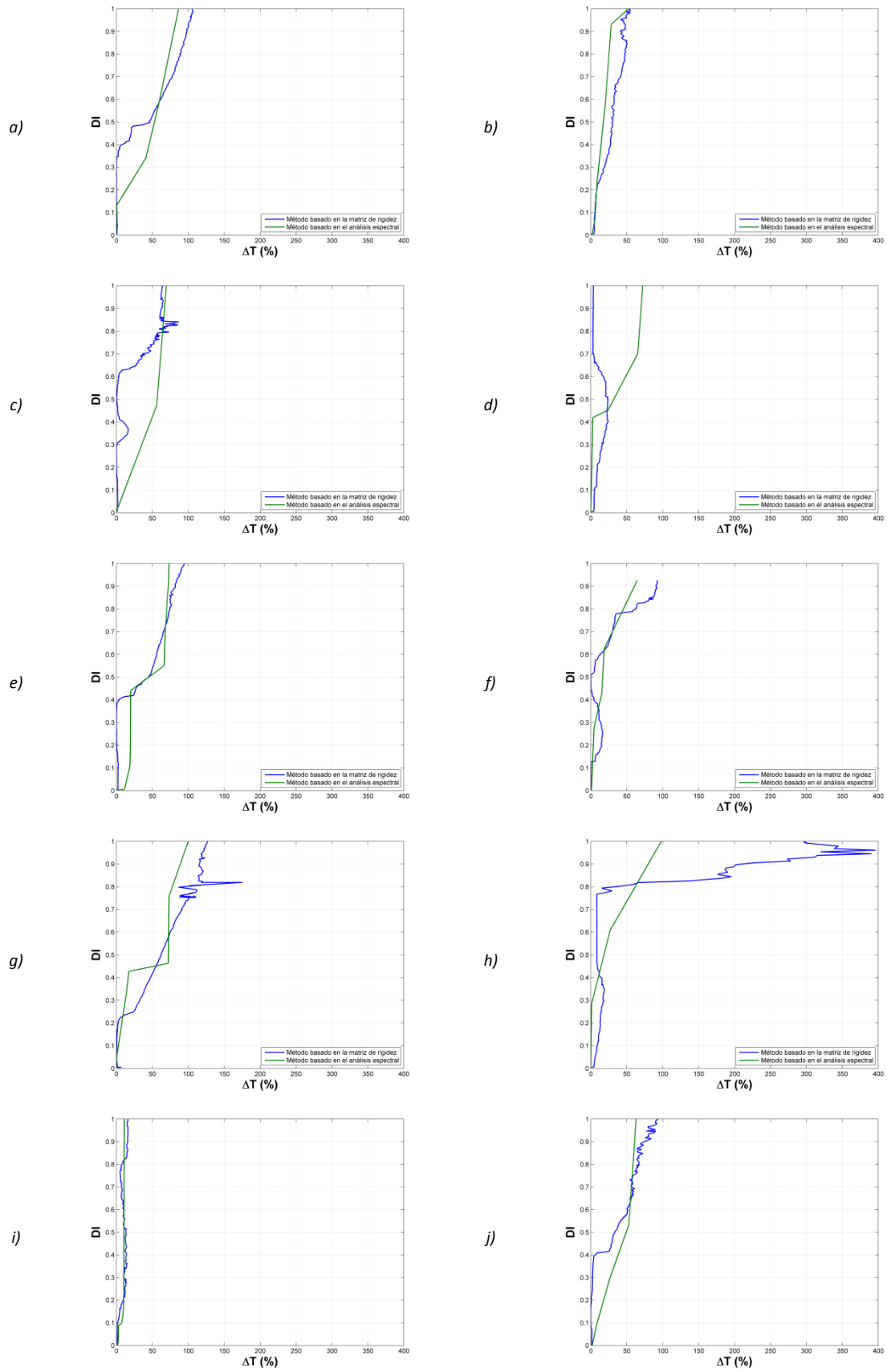


Figura 6-2 (a-j) Comparación de la relación periodo-índice de daño para cada terremoto de la base de datos europea

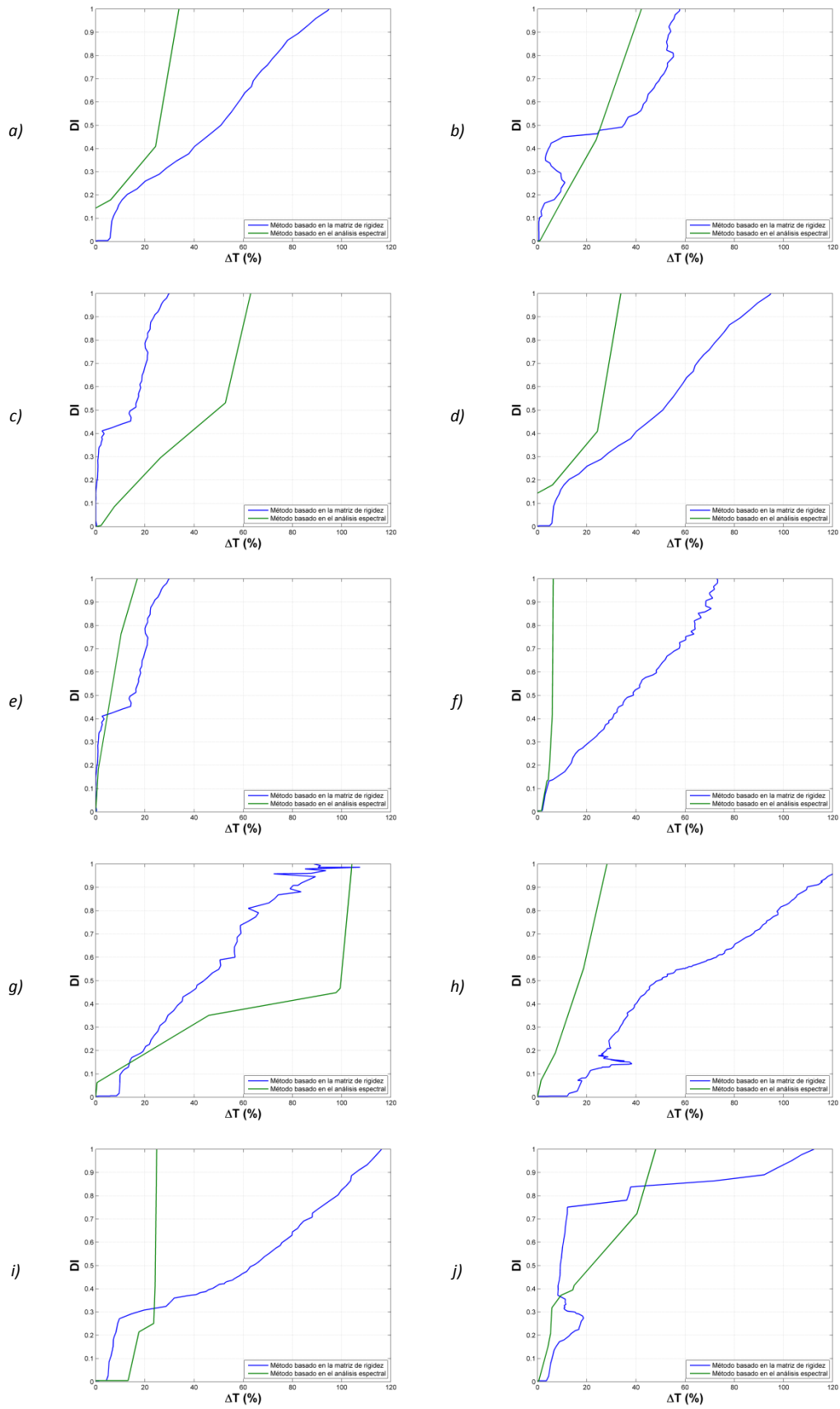


Figura 6-3 (a-j) Comparación de la relación periodo-índice de daño para cada señal aleatoria

A pesar de las diferencias de la comparación caso a caso de ambos métodos, las relaciones medias entre el periodo son similares (Figura 6-4). El método basado en el análisis espectral infravalora ligeramente el índice de daño respecto al método basado en el análisis modal. Los resultados medios son parecidos y crecen con una misma tendencia hasta daños entre  $DI = 0.6$  y  $DI=0.7$ . A daños más elevados las medias tienden a separarse. En la Tabla 6-1 se comparan los resultados para  $DI=0.4$ , umbral a partir del cual el daño se considera irreparable, siendo las diferencias ambos métodos del orden de centésimas de segundos. Los coeficientes de correlación lineal de Pearson también son muy similares:  $\rho_{\text{modal}}=0.694$  en el método basado en el análisis modal y  $\rho_{\text{espectral}}=0.672$  en el basado en el análisis espectral.

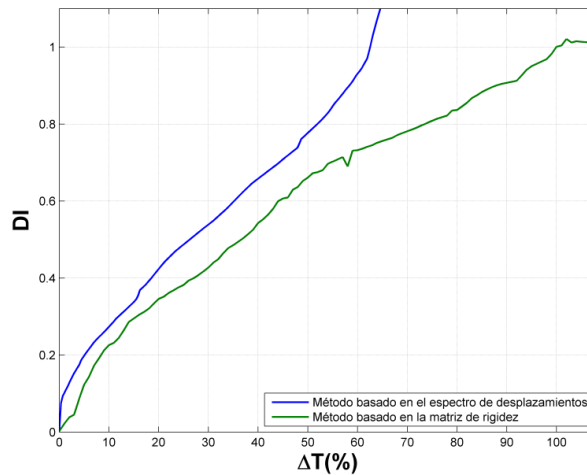


Figura 6-4 Medias del incremento del periodo fundamental en función del índice de daño

	$L_{inf}$	$Q_1$	$\mu_{\Delta T}$	$Q_3$	$L_{sup}$
$\Delta T_{\text{análisis modal}} (\%)$	2.1	7	23.3	34.2	51
$\Delta T_{\text{análisis espectral}} (\%)$	0.6	10.5	14.43	24	38.12
$T_{\text{análisis modal}} (s)$	0.897	0.941	1.084	1.180	1.327
$T_{\text{análisis espectral}} (s)$	0.884	0.971	1.006	1.09	1.214
$ T_{\text{análisis modal}} - T_{\text{análisis espectral}}  (s)$	0.013	0.030	0.078	0.090	0.113

Tabla 6-1 Resultados para un estado de daño irreparable ( $DI=0.4$ )

Como ya se ha repetido en varias ocasiones, el método basado en el análisis modal ofrece una solución más precisa al problema pero imposible de evaluar de manera experimental, mientras que el análisis espectral permite solucionar el problema con medidas experimentales e identificando de manera sencilla el periodo fundamental de vibración. Como se ha visto, éste último método ofrece una buena aproximación para índices de daño  $DI < 0.7$ , de manera que se sobrepasa el umbral para el que el edificio se considera irreparable ( $DI=0.4$ ).



---

# 7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN

---

## 7.1 CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado el análisis no lineal en dos dimensiones de un edificio de viviendas del barrio de San Fernando, Lorca, con el que se ha estimado el incremento del periodo asociado al modo fundamental de vibración en función de un índice de daño. El uso del *push-over* como herramienta de análisis ha sido descartado porque, por definición, este método no calcula uno de los parámetros claves en este trabajo, la historia de desplazamientos en el techo del edificio. De ésta manera, para evaluar la evolución del periodo se ha realizado un ADI, llevando a cabo un total de 4800 ADNL.

Se ha tenido en cuenta la incertidumbre de la acción sísmica seleccionando diferentes muestras de acelerogramas: el terremoto de Lorca, diez terremotos compatibles con el espectro de respuesta tipo I y suelo A del EC8 procedentes de una base de terremotos europea, y diez señales de ruido blanco gaussiano generadas aleatoriamente.

Se ha calculado el índice de daño de Park y Ang para cada ADNL, el cual depende de la energía disipada y de las deformaciones máximas alcanzadas. Analizando los DI calculados se ha demostrado la compatibilidad del espectro de Lorca con el espectro de respuesta del EC8. Además, se observa la importancia del contenido frecuencial de la señal en el comportamiento del edificio.

Posteriormente se ha calculado el periodo fundamental del edificio mediante dos métodos y se ha relacionado con el daño. El primer método tiene su base en el análisis modal, donde se calcula el periodo de manera precisa a partir de la matriz de masa y de la matriz de rigidez. Gracias a la proximidad de los resultados obtenidos para muestras de diferentes contenidos frecuenciales se ha comprobado que, haciendo uso de este método, éste factor apenas influye en los resultados. Su principal desventaja radica en que la matriz de rigidez de un edificio no puede ser medida de manera experimental, por lo que su uso se limita a simulaciones

numéricas. El segundo método tiene su base en el análisis espectral, donde se estima el periodo fundamental a través del espectro de desplazamientos relativos en el techo del edificio. A diferencia del método anterior, el parámetro necesario para calcular los periodos de vibración, el espectro de respuesta, pueden medirse de manera experimental. Esto supone una gran ventaja, ya que no limita su uso a simulaciones numéricas. El cálculo del periodo en éste método es menos preciso y se ha comprobado que el contenido frecuencial de la señal tiene un peso mayor en el resultado. A pesar de las diferencias entre ambos métodos si comparamos los resultados obtenidos con cada acelerograma uno a uno, hay una proximidad en los resultados de la relación media entre daño y periodo hasta valores de  $DI < 0.7$ . Este hecho hace que sea un método válido para calcular el daño a partir del periodo si se dispone de suficientes datos. Finalmente, el método con base en el análisis espectral tiende a infravalorar ligeramente el daño del edificio, siendo esto un factor a tener en cuenta en el uso de éste método.

Se puede concluir que el análisis espectral se presenta como una buena aproximación para estimar estados leves, menores y moderados de daño ( $DI < 0.7$ ) y para distinguir entre un daño reparable ( $DI < 0.4$ ) e irreparable ( $DI > 0.4$ ). Para valores de daño más elevados no se asegura una buena compatibilidad entre ambos métodos.

Futuras líneas de investigación deben ser encaminadas a comparar los resultados con periodos medidos experimentalmente y mejorar los métodos y resultados expuestos en esta tesina, ya que la mejora de estas técnicas dotaría a éstos de una gran utilidad e importancia a la hora de llevar a cabo reconocimientos de edificios afectados por acciones sísmicas.

## **7.2 FUTURAS LINEAS DE INVESTIGACIÓN**

- Realizar y comparar los resultados del estudio probabilista con muestras mayores de acelerogramas y para diferentes espectros de diseño.
- Considerar la incertidumbre que introducen parámetros mecánicos como la rigidez y resistencia de los elementos estructurales o las cargas variables sobre la estructura, tratando estos parámetros como variables aleatorias.
- Análisis estadístico más detallado de los resultados con muestras mayores de acelerogramas.

- Hallar y comparar, mediante simulaciones numéricas, la relación daño-periodo para diferentes tipologías estructurales y materiales, como el acero y la mampostería.
- Uso de modelos histéricos más realistas y técnicas numéricas mejores de manera que el cálculo del periodo sea más preciso.
- Comparación los resultados obtenidos numéricamente con mediciones experimentales.



# BIBLIOGRAFÍA

---

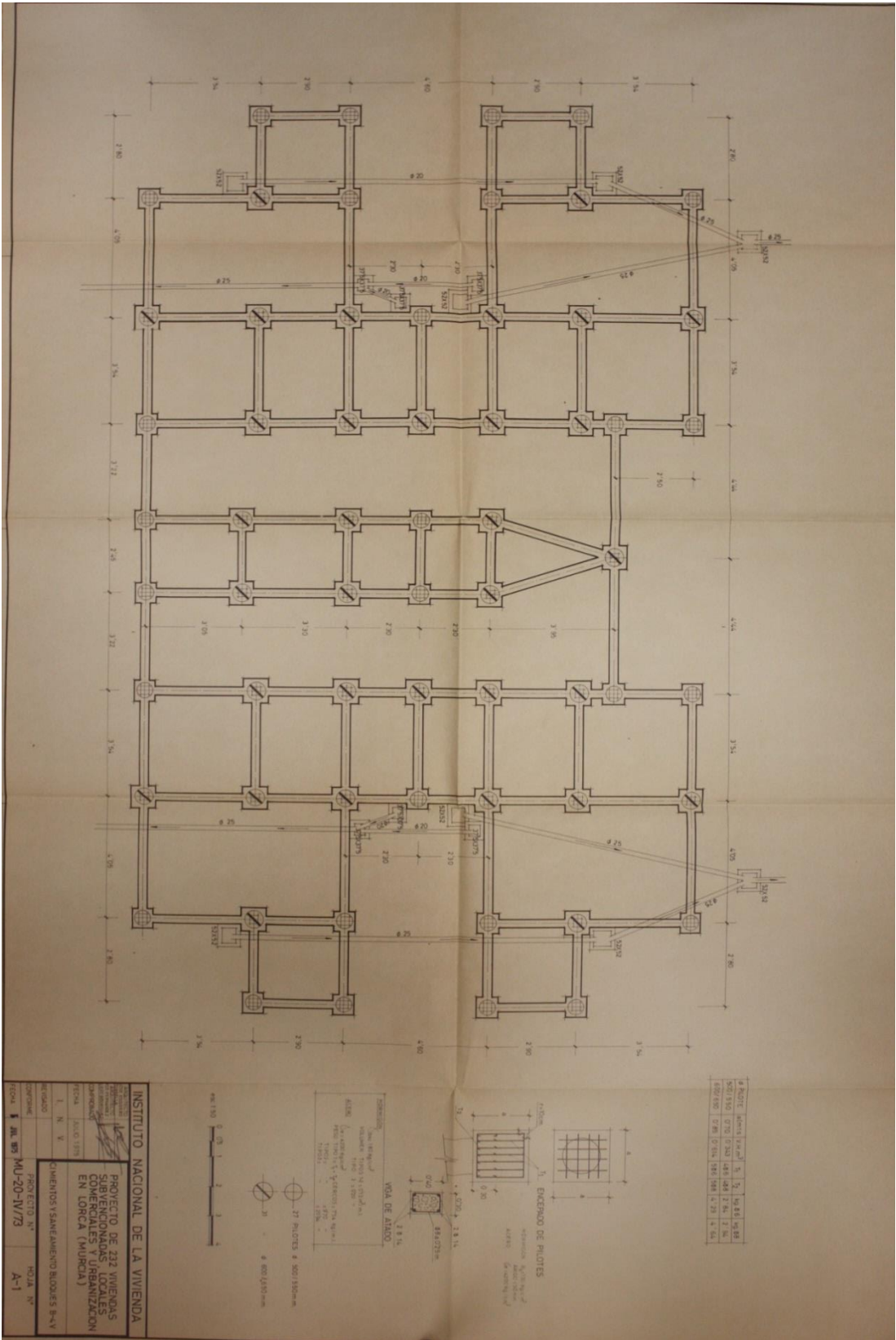
- [1] Carr, A.J. (2000). *Ruaumoko – Inelastic dynamic analysis program*. Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering. University of Canterbury.
- [2] Carr, A.J. (2007). *Ruaumoko – Volume 1: Theory*. Christchurch, New Zealand: Department of Civil Engineering. University of Canterbury.
- [3] *Informe geológico preliminar del terremoto de Lorca del 11 de mayo del año 2011, 5.1  $M_w$  (2011)*. Instituto Geológico y Minero de España, Grupo de Tectónica Activa, Paleosismicidad y Riesgos Asociados de la Universidad Complutense de Madrid, Universidad Autónoma de Madrid y Universidad Rey Juan Carlos de Madrid.
- [4] *Eurocódigo 8 (2004)*. Design of structures for earthquake resistance. Part 1: general rules, seismic actions and rules for building.
- [5] Chopra A., G. R. (2001). *A modal analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*. College of Engineering. University of California, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [6] Chopra, A. (2001). *Dynamic of Structures*. New Jersey: Segunda edición. Prentice Hall.
- [7] Paz, M. y. (2004). *Dynamics. Theory and Computations*. Dordrecht, Holland: Kluwer academic Publishers.
- [8] Clough, R. W y Mojtahedi, S. (1976). *Earthquake Response Analysis considering non proportional Damping*. Earthquake Engineering and structural Dynamics, vol. 4, 489-496
- [9] Otani, A. (1974). *Inelastic analysis of R/C frame structures*. Journal, Structural Division, ASCE, Vol.100 No.7, 1433-1449.
- [10] Takeda, T. M. (1970). *Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes*. Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96 No.12, 2557-2573.
- [11] Clough, R. W y Penzien J. (1993). *Dynamic of structures* (Second edition. ed.). New York: McGraw-Hill.
- [12] Vamvatsikos, D. y Cornell, C.A. (2002). *Incremental dynamic analysis*. Earthquake Engineering. Structural Dynamics, Vol.31 No.3, 491-514.
- [13] Park, Y.J. y Ang A.H.S. . (1985). *Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering, Vol.11 No.4, 740-757.

- [14] Park, Y.J. y Ang A.H.S. (1985). *Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete*. Journal of Structural Engineering, Vol. 11 No.4, 722-740.
- [15] Giberson, M.F. (1967). *The response of Non-linear Multi-Storey Structures subjected to Earthquake Excitation*. Pasadena, California: Earthquake engineering Research Laboratory, California Institute of Technology.

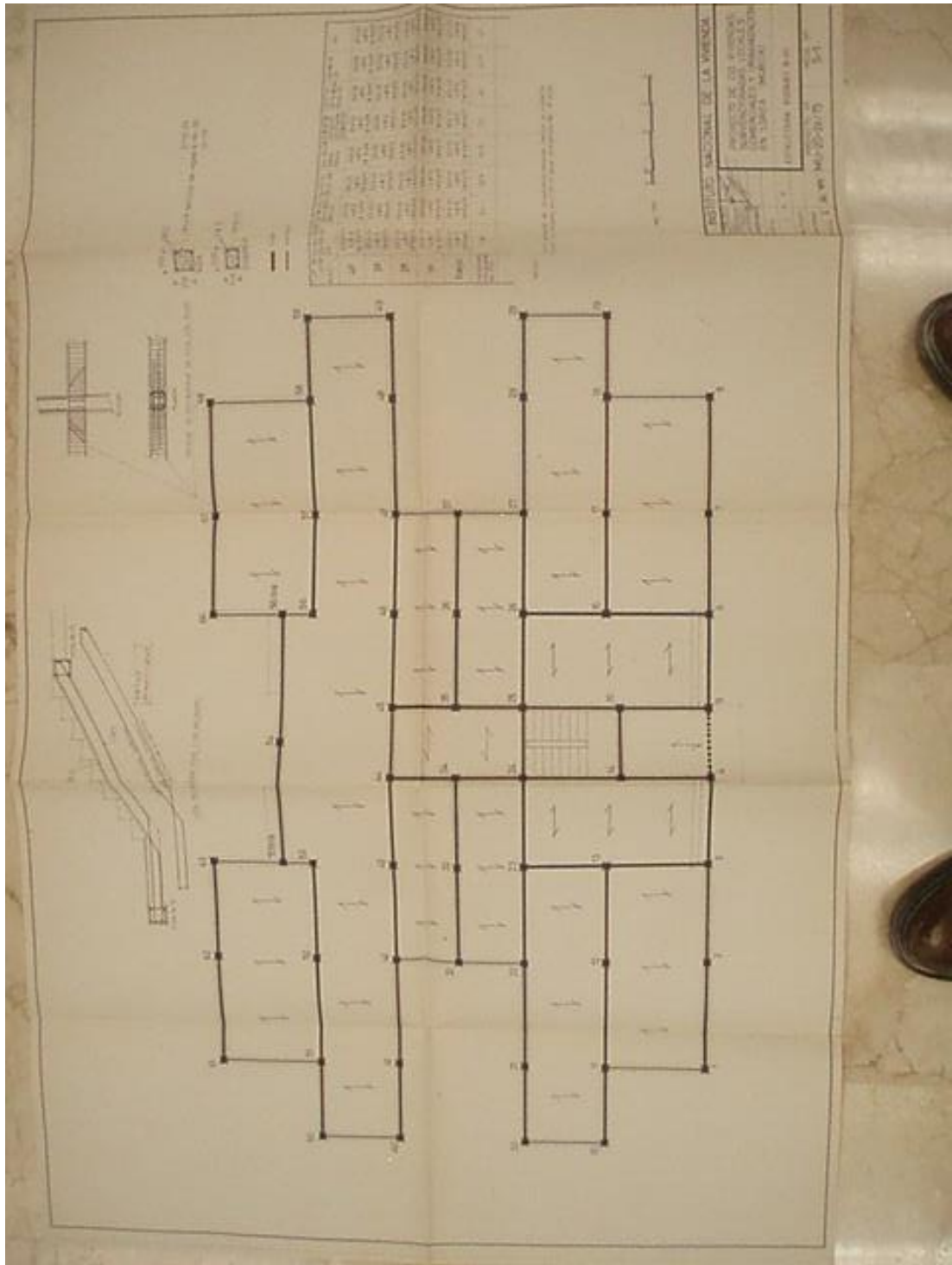
# **ANEJOS**

---

## **ANEJO I. PLANOS DEL EDIFICIO DE SAN FERNANDO, LORCA**







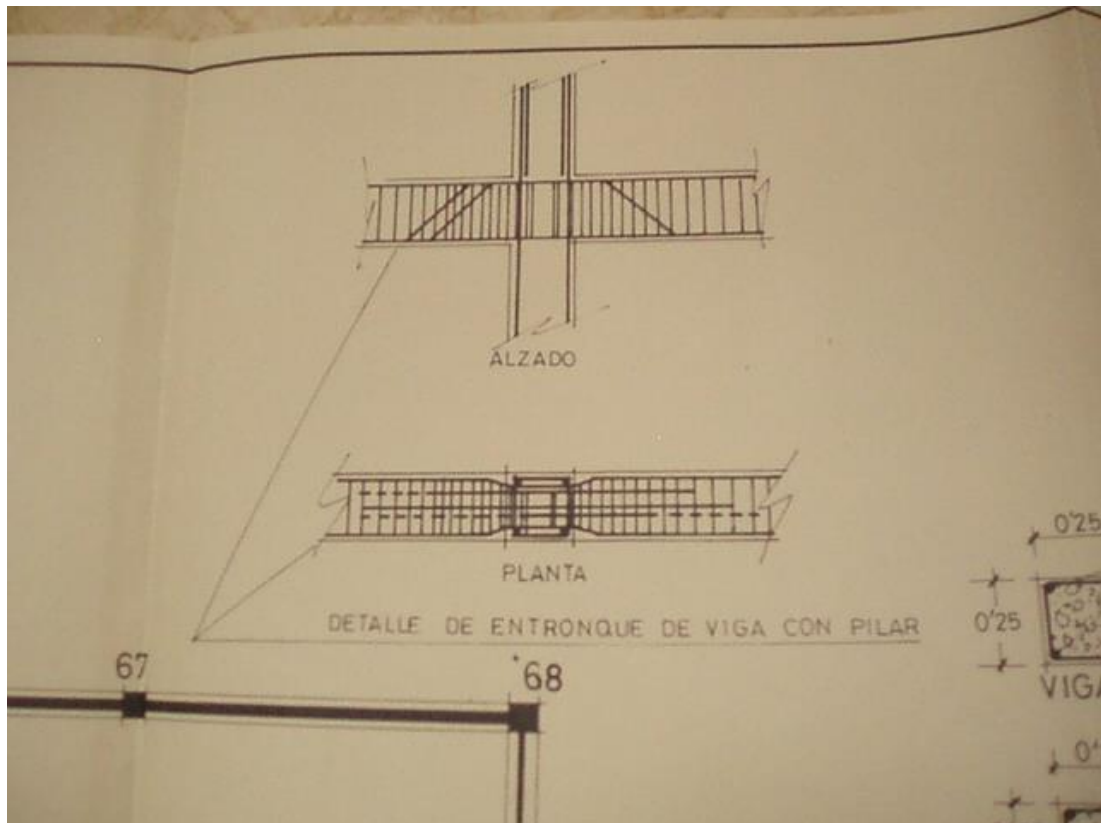
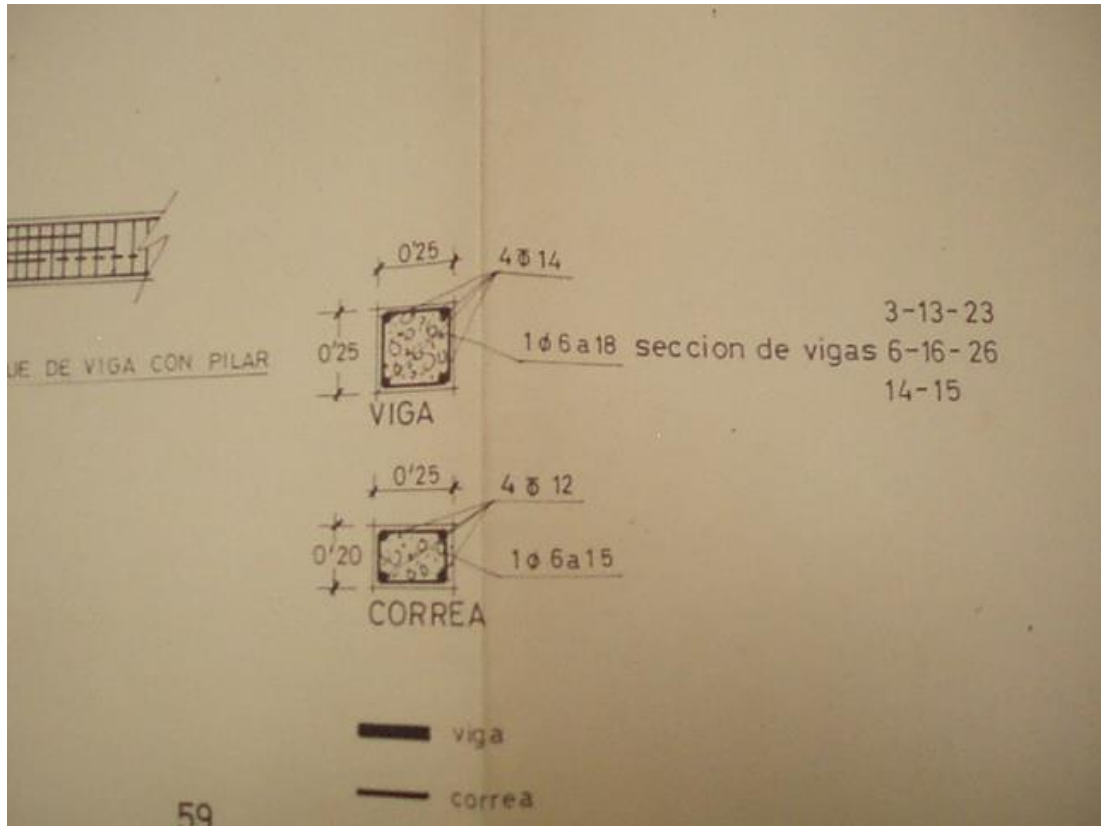




VRA  
correa

nº de piso	de 10-50-19-20	de 53-56-63	de 32-37-21	de 3-6-23-26	de 11-18-51-58	de 12-17-52	de 43-45-44	de 54
4º	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15
3º	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15
2º	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15
1º	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15	25X25 4 Ø 12 1 Ø 6a15
bajo	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15	30X30 4 Ø 12 1 Ø 6a15
carga en cimientos en Tm.	16	24	26'5	30'5	37	40	42'5	47

NOTA:  
los pilares de cerramiento subiran hasta la cubierta  
separada del 4º piso



AUXILIARES

A).- M3 Mortero de cemento 1:3.

0,440 TM.	cemento P-350.	1.600	704
0,975 m3.	arena.	260	253,50
0,260 m3.	agua.	8	2,08
Mano de obra.			170,00
Medios auxiliares.			<u>28,42</u>
		Total Precio A)	1.158,00
		=====	

B).- M3 Mortero de cemento 1:4.

0,350 TM.	cemento P-350.	1.600	560
1,030 m3.	arena.	260	567,80
0,260 m3.	agua.	8	2,08
Mano de obra.			170
Medios auxiliares.			<u>25,12</u>
		Total Precio B)	1.025,00
		=====	

C).- M3. Mortero de cemento 1:5.

0,290 TM.	cemento P-350	1.600	464
1,070 m3.	arena.	260	278,20
0,255 m3.	agua	8	2,04
Mano de obra.			170
Medios auxiliares.			<u>22,76</u>
		Total Precio C)	937,00
		=====	

D).- M3 Mortero de cemento 1:6.

0,250 TM.	cemento P-350	1.600	400
1,100 m3.	arena	260	286
0,255 m3.	agua	8	2,04
Mano de obra.			170
Medios auxiliares.			<u>20,96</u>
		Total Precio D)	879,00
		=====	

Hormigones para armar.

Resistencia característica

Precio a pié de obra.

125 fck . . . . .	900,00	Pts. m3.
150 fck . . . . .	1.100,00	" "
175 fck . . . . .	1.300,00	" "
Mortero de yeso moreno elaborado . . .	950,00	Pts. m3.-







**ANEJO II. FOTOS DEL EDIFICIO DE SAN  
FERNANDO, LORCA**



## **ANEJO III. DAÑO ESTRUCTURAL DEBIDO AL TERREMOTO DE LORCA**







## **ANEJO IV. PROGRAMAS PRINCIPALES DE MATLAB**

## PROGRAMA 1 – GENERACIÓN AUTOMATIZADA DE LOS ARCHIVOS DE ENTRADA DE RUAUMOKO PARA EL ANALISIS DINAMICO INCREMENTAL

```
clear all
close all
clc

inidatos=1;
nsismos=1;
accmax=0.3;
intv=0.03;
naceler=(accmax/intv);

tiempo=[17.1];
% tiempo=[17.1 11.2 32.4 22.9 21.4 72.7 20.7 48 39.5 19.1];
acc=0.003:0.003:0.75;% intv:intv:accmax;

for j=1:length(acc)

fil='60 95 4 11 1 11 9.81 5.0 5.0 0.01 50.00 1.00000';

c=num2str(acc(j),'%1.5f');

fil(44:50)=c;

for i=(j-1)*nsismos+1:j*nsismos

a=num2str(i);
b=num2str(tiempo(i-nsismos*(j-1)),'%1.2f');

if tiempo(i-nsismos*(j-1))<10;
    fil(37:40)=b;
elseif tiempo(i-nsismos*(j-1))>99;
    fil(37:42)=b;
else
    fil(37:41)=b;
end

fileout='LT2_0000.DAT';

if i<10
    fileout(8)=a;
end

if i>=10 && i<100
    fileout(7:8)=a;
end

if i>=100 && i<1000
    fileout(6:8)=a;
end

if i>=1000 && i<10000
    fileout(5:8)=a;
end

end
```



```
espacio=' ';
fid1=fopen('LT2.DAT');

for k=1:328

    tline=fgetl(fid1);

    if k==12
        fid2=fopen(fileout,'at');
        fprintf(fid2,'%1.80s\n',fil);
        fclose(fid2);
    else
        fid2=fopen(fileout,'at');
        fprintf(fid2,'%1.80s\n',tline);
        fclose(fid2);
    end

end
clear fileout
fclose(fid1);
end
end
```

## PROGRAMA 2 – EJECUCION EN SERIE DE LOS ARCHIVOS DE ENTRADA DE RUAUMOKO PARA EL ANALISIS DINAMICO INCREMENTAL Y EXTRACCION DE LOS ARCHIVOS DE SALIDA

```
clear all
close all
clc

tic

ndatos=1;
nsismos=1;

salida='LT2MAT_0000';
filename='LT2_0000.DAT';

dos('md resultados');

for k=1:250;%naceler
for i=1:nsismos;
for yf=1:ndatos

    a=num2str(i);
    b=num2str((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf);
    if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<10
        filename(8)=b;
    end

    if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>9 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<100
        filename(7:8)=b;
    end

    if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>99 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<1000
        filename(6:8)=b;
    end

    if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>999 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<10000
        filename(5:8)=b;
    end

    ex=exist(filename);

    if ex~=0

        line1='@ECHO OFF';
        line2='RUAUMOKO2D LT2.WRI LT2_0000.DAT acc0000.eqf';
        line3='DYNAPLOT LT2MAT.WRI LT2 LT2.TXT';
        % line4='DEL LT2.WRI';
        line5='DEL LT2.RES';
        line6='DEL LT2MAT.WRI';
        line7='@ECHO ON';
```

```

if i<10
    line2(39)=a;
end

if i>9 && i<100
    line2(38:39)=a;
end

if i>99 && i<1000
    line2(37:39)=a;
end

if i>999 && i<10000
    line2(36:39)=a;
end

if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<10
    line2(27)=b;
    salida(11)=b;
end

if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>9 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<100
    line2(26:27)=b;
    salida(10:11)=b;
end

if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>99 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<1000
    line2(25:27)=b;
    salida(9:11)=b;
end

if ((k-1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)>999 && ((k-
1)*nsismos*ndatos+(i-1)*ndatos+yf)<10000
    line2(24:27)=b;
    salida(8:11)=b;
end

fid3=fopen('LT2.BAT','at');
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line1);
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line2);
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line3);
% fprintf(fid3,'%1.80s\n',line4);
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line5);
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line6);
fprintf(fid3,'%1.80s\n',line7);
fclose(fid3);

fid4=fopen('LT2P.TXT');

for j=1:25
    tline=fgetl(fid4);
    if j==22
        fid5=fopen('LT2.TXT','at');
        fprintf(fid5,'%1.80s\n',salida);
        fclose(fid5);
    else
        fid5=fopen('LT2.TXT','at');

```

```

        fprintf(fid5,'%1.80s\n',tline);
        fclose(fid5);
    end
end
fclose(fid4);

dos('LT2.BAT');
fid6=fopen('LT2.WRI');

for ii=1:10000000
tline=fgetl(fid6);
if isempty(tline)==0 && length(tline)>8
sline=tline(2:8);
sline=sum(1*sline);
if sline==703
    break
end
end
end

tline=tline(18:76);

fclose(fid6);

fid7=fopen('DI.txt','at');
fprintf(fid7,'%s\n',tline);
fclose(fid7);

fid8=fopen('LT2.AJC');

for ii=1:710
tline=fgetl(fid8);
if ii>511 && ii<710
fid9=fopen('RIGIDEZ.txt','at');
fprintf(fid9,'%s\n',tline);
fclose(fid9);
end
end

Rigidez

dos('del LT2.AJC');
dos('del RIGIDEZ.txt');
dos('del LT2.BAT');
dos('del LT2.WRI');
dos('del LT2.TXT');
dos('move LT2MAT_**** resultados');
end
end
end

toc

```

### PROGRAMA 3 – RECONSTRUCCION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ, ANÁLISIS MODAL Y GENERACIÓN DEL ARCHIVO QUE CONTIENE LOS PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION

```
[header,mr]=hdrload('RIGIDEZ.txt');
[header,cr]=hdrload('termrig.txt');
[header,mm]=hdrload('MASA.txt');

for i=1:length(cr)-1
sizcol(i+1)=cr(i+1)-cr(i);
end
sizcol(1)=1;

for i=1:length(cr)
if sizcol(i)==1
matrig(i,i)=mr(cr(i));
else
matrig(i,i-sizcol(i)+1:i)=mr(cr(i-1)+1:cr(i));
end
end

for i=1:length(cr)
diagonal(i,i)=mr(cr(i));
end

matrigf=matrig+matrig'-diagonal;

for i=1:length(cr)
matmasa(i,i)=(mm(i));
end

valpro=eig(inv(matmasa)*matrigf);

period=2*pi./sqrt(sort(valpro));

fidl0=fopen('periodos.txt','at');
fprintf(fidl0,'%12.8f %12.8f %12.8f %12.8f %12.8f\n',period(1:5));
fclose(fidl0);

%% metodo alternativo STODOLA-VIANELLO

n=length(matmasa);
% Ao=(1/1)*linspace(0,1,n)';
Ao=5*rand(n,1);
M=matmasa;
K=matrigf;

npasos=500;
TOL=0.01;

for i=1:npasos
A(:,i)=inv(K)*M*Ao;
An(:,i)=A(:,i)*((A(:,i)'*M*A(:,i)).^0.5);
wa=((An(:,i)'*K*An(:,i))/((An(:,i)'*M*An(:,i))))^0.5;

B(:,i)=inv(K)*M*An(:,i);
Bn(:,i)=B(:,i)*((B(:,i)'*M*B(:,i)).^0.5);
```

```

wb=((Bn(:,i)'*K*Bn(:,i))/(Bn(:,i)'*M*Bn(:,i)))^0.5;

if abs((wb-wa)/wb)<TOL
    w=wb;
    T2=2*pi/w
    break
else
    Ao=Bn(:,i);
end
end

fid2=fopen('periodos2.txt','at');
fprintf(fid2,'%12.8f\n',T2);
fclose(fid2);

```

#### PROGRAMA 4 – GENERA LA RELACION ENTRE EL INCREMENTO DEL PERIODO FUNDAMENTAL Y EL INDICE DE DAÑO A PARTIR DEL ANÁLISIS ESPECTRAL

```
clear all
close all
clc

narchi=300;

filein='spRL_0000.txt';
ctini=160;
ctfin=400;

for i=1:narchi

a=num2str(i);

if i<10
    filein(9)=a;
end

if i>9 && i<100
    filein(8:9)=a;
end

if i>99 && i<1000
    filein(7:9)=a;
end

if i>999 && i<10000
    filein(6:9)=a;
end

if exist(filein)~=0

    [header,es]=hdrload(filein);

    figure(1)
    plot(es(:,2),es(:,3))
    grid on
    ylim([0 0.3])

    es1=es(ctini:ctfin,2);
    est(i,:)=es(ctini:ctfin,5);
end
end

mest=max(est');

sest=size(est);

for i=1:sest(1)
    for j=1:sest(2)
        if est(i,j)==mest(i)
            m(i)=j;
            break
        end
    end
end
```

```

    end
end

per=(m-1)*0.005+(ctini-1)*0.005;

pern=(per-per(1))/per(1);
for i=1:length(pern)-1
    if pern(i+1)<pern(i)
        pern(i+1)=pern(i);
    end
end

[header,DI]=hdrload('DI.txt');
DI=DI(:,3);

figure(2)
plot(pern*100,DI,'linewidth',2.5)
xlabel('\DeltaT (%)','fontsize',18,'fontweight','b')
ylabel('DI','fontsize',18,'fontweight','b')
grid on
ylim([0 1])

```