Monografías de Ingeniería Sísmica
Editor A. H. Barbat

Espectros de Input de Energía de Aplicación en el Proyecto Sismorresistente de Estructuras en Regiones de Sismicidad Moderada

A. Benavent-Climent
L. G. Pujades
F. López-Almansa

Monografía CIMNE IS-43, 2001

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, Spain

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A. H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ESPECTROS DE INPUT DE ENERGÍA DE APLICACIÓN EN ELPROYECTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN REGIONES MODERADA
Monografía CIMNE IS43
© Los autores

ISBN: 84-89925-86-0
Depósito legal: B-48207-2001

CENTRO INTERNACIONAL DE MÉTODOS NUMÉRICOS EN INGENIERÍA
Edificio C1, Campus Norte UPC
Gran Capitán s/n
08034 Barcelona, Spain

MONOGRAFÍAS DE INGENIERÍA SÍSMICA
Editor A. H. Barbat

ISSN: 1134-3249

ESPECTROS DE INPUT DE ENERGÍA DE APLICACIÓN EN ELPROYECTO SISMORRESISTENTE DE ESTRUCTURAS EN REGIONES MODERADA
Monografía CIMNE IS43
© Los autores

ISBN: 84-89925-86-0
Depósito legal: B-48207-2001

PROLOGO

El nacimiento del proyecto sismorresistente como técnica tiene lugar hacia 1923, en Japón. Aproximadamente diez años mas tarde aparecen las primeras normas en Estados Unidos. Desde entonces, la ingeniería sísmica ha avanzado velozmente a lo largo de tres décadas, apoyada en el desarrollo de los ordenadores, de los aparatos de medición, de las técnicas de cálculo etc., y espoleada por la ocurrencia de fuertes terremotos que nos han ido recordando en largo camino que queda todavía por recorrer.

En sus inicios, la filosofía de proyecto sismorresistente consistía simplemente en proporcionar resistencia lateral a estructuras proyectadas fundamentalmente para soportar las cargas gravitatorias. Surgieron así los *métodos de los coeficientes sísmicos*. Posteriormente se incorporó el concepto de la capacidad de deformación inelástica o ductilidad, reconociéndose con ello que para conseguir seguridad estructural frente a sismos intensos con un coste económico razonable, era necesario permitir deformaciones plásticas en la estructura, en definitiva, daños estructurales. Ello dio paso a los métodos de proyecto sismorresistente convencionales actuales, en los que se apoya la normativa sísmica vigente en la mayoría de países, entre ellos España. Estos métodos están centrados en conseguir seguridad estructural frente al terremoto de proyecto (entendido como el sismo mas severo que puede darse con una probabilidad razonable durante la vida del edificio), a través de proporcionar resistencia y capacidad de deformación inelástica a la estructura. Durante mucho tiempo se ha pensado que estas normas sismorresistentes orientadas a dar seguridad estructural, aportaban también implícitamente un adecuado nivel de protección frente a daños estructurales en el caso de terremotos muy intensos. Lo equivocado de tal creencia ha quedado dramáticamente demostrado tras los recientes terremotos de Northridge (EEUU, 1994) y Hyogo-ken Nanbu (Japón, 1995). El primero de ellos, el más destructivo en la historia de los Estados Unidos. El segundo, probablemente el que mayores pérdidas humanas y materiales ha producido en Japón, desde el gran terremoto de Kanto de 1923. En ambos terremotos, muchos de los edificios que no llegaron a colapsar sufrieron daños estructurales extremadamente severos, cuyo coste de reparación era inabordable.

Actualmente existe consenso entre la mayoría de investigadores y profesionales de la ingeniería sísmica, acerca de la necesidad de nuevos y mas avanzados métodos de proyecto sismorresistente que, además de proteger las vidas humanas, sean capaces de

proporcionar mayores y mas diversificados niveles de comportamiento o funcionamiento estructural. Han surgido así los llamados "*performance-based seismic design methods*". Se trata, en definitiva de buscar métodos de proyecto sismorresistente mas racionales y transparentes, con los cuales sea posible alcanzar objetivos tales como:

(a) definir cuantitativa y explícitamente el nivel de daños estructurales que se asume en el proyecto y limitarlos a valores preestablecidos,
(b) controlar las aceleraciones de respuesta para limitar, reducir o eliminar los daños no estructurales en instalaciones, equipamientos etc. situados dentro del edificio,
(c) evitar la interrupción de las actividades en el interior del edificio en caso de terremotos muy intensos, aspecto éste crucial en el caso de infraestructuras de especial importancia tales como hospitales, parques de bomberos etc.,
(d) aprovechar plenamente la información disponible sobre movimientos sísmicos del suelo y los conocimientos actuales en el campo de la ingeniería sísmica, así como acomodar con facilidad la información y conocimientos que se vayan generando en el futuro,
(e) incorporar técnicas avanzadas y nuevos sistemas estructurales tales como las estructuras equipadas con disipadores de energía etc.

Una aproximación válida para abordar las metas antes citadas es la *metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético*, también denominada en la literatura japonesa *metodología de proyecto sismorresistente basada en el concepto de la energía de Housner-Akiyama.* Este enfoque del problema sísmico tiene sus orígenes en las investigaciones realizadas por Housner a mediados del siglo XX, aunque su mayor auge se ha producido a finales de siglo debido principalmente a los trabajos llevados a cabo desde los años 70 por Akiyama, a quien se debe su marco teórico actual. Akiyama demostró que la energía total introducida por un terremoto en una estructura es una cantidad extraordinariamente estable que depende principalmente del periodo fundamental de vibración, T, y de la masa total, M, de la estructura. En la *metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético,* el efecto de carga del terremoto se interpreta en términos de *input de energía* total introducida por el sismo, E, y la "resistencia" de la estructura (entendido este último término en sentido amplio) se mide por su *capacidad límite última de disipación de energía* W_u. La condición para que la estructura sobreviva al sismo es: $W_u \geq E$.

La *metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético* se emplea ya en países de alta sismicidad como Japón. La finalidad última de esta

monografía es contribuir a su aplicación en zonas de sismicidad moderada como España. Para ello, el primer paso consiste en establecer unos valores de proyecto del input de energía total que puede llegar a solicitar con una probabilidad razonable, a las estructuras situadas en dichas zonas. Dada su dependencia del periodo fundamental de vibración T, el valor de dicho input de energía de proyecto viene dado normalmente en forma de *espectros de input de energía de proyecto.*

Esta monografía se compone de seis Capítulos. En el Capítulo 1 se introduce el concepto de la energía y se demuestra la dependencia que tiene el input de energía total, del periodo fundamental de vibración y de la masa del edificio. Este Capítulo es un breve resumen de parte de los trabajos llevados a cabo por Akiyama. Para profundizar en ellos, recomendamos al lector que consulte los libros de dicho autor: "Earthquake-Resistant Limit-State Design for Buildings" (University of Tokio Press, versión inglesa de 1985), o el más reciente "Earthquake-Resistant Design Method for Buildings Based on Energy Balance" cuya versión en castellano será publicada en breve.

En el Capítulo 2 se hace una estimación indirecta de los espectros de input de energía implícitos en la normativa sísmica española vigente (NCSE-94), a partir de la hipótesis de Housner y de relaciones conocidas entre la pseudo-velocidad máxima relativa y la aceleración máxima absoluta de respuesta en sistemas dinámicos de un grado de libertad.

En el Capítulo 3 se determinan mediante cálculos dinámicos directos, los espectros de input de energía de más de 100 acelerogramas correspondientes a terremotos históricos registrados en España. En base a ellos, se expone el espectro de input de energía de proyecto para regiones de sismicidad moderada, propuesto por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa.

El Capítulo 4 se dedica a la evaluación del input de energía que contribuye a daños estructurales, a partir del input de energía total y se exponen nuevas fórmulas propuestas recientemente en la literatura.

Finalmente, los Capítulos 5 y 6 se ocupan de comparar los espectros de input de energía de proyecto propuestos en diversas áreas geográficas de diferente sismicidad. Estos espectros de proyecto se contrastan también con los correspondientes a los recientes terremotos de Turquía, Taiwán y Mula de 1999.

Esta monografía ha podido elaborarse gracias al programa de "Ayudas para la Incorporación a España de Doctores y Tecnólogos" del Ministerio de Educación y Cultura, del que ha sido beneficiario el Dr. Benavent-Climent, y a la financiación parcial del Gobierno Español a través de los proyectos DGES PB-98-0455 y CICYT AMB-98-0558.

Esta monografía ha podido elaborarse gracias al programa de "Ayudas para la Incorporación a España de Doctores y Tecnólogos" del Ministerio de Educación y Cultura, del que ha sido beneficiario el Dr. Benavent-Climent, y a la financiación parcial del Gobierno Español a través de los proyectos DGES PB-98-0455 y CICYT AMB-98-0558.

ÍNDICE

1. Introducción

1.1.	Antecedentes de la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético	1
1.2.	Input de energía en sistemas de un grado de libertad sometidos a una componente horizontal del terremoto	1
1.2.1.	Concepto de input de energía V_E e input de energía que contribuye a daños estructurales V_D. Definiciones.	5
1.2.2.	Sistemas elásticos sin amortiguamiento	7
1.2.3.	Sistemas elásticos con amortiguamiento	11
1.2.4.	Sistemas elastoplásticos	15
1.2.5.	Comparación entre el espectro V_E-T en sistemas elásticos con y sin amortiguamiento y en sistemas elasto-plásticos	18
1.2.6.	Predicción del espectro de input de energía en sistemas elásticos con amortiguamiento y en sistemas elastoplásticos a partir del espectro de un sistema elástico sin amortiguamiento	20
1.2.7.	Espectro de input de energía V_E-T de Akiyama	21
1.2.8.	Input de energía que contribuye a daños estructurales V_D	23
1.3.	Input de energía en un sistema de un grado de libertad sometido a tres componentes horizontales traslacionales del terremoto.	28
1.4.	Input de energía en sistemas de varios grados de libertad	31
1.4.1.	Sistemas elásticos	31
1.4.2.	Sistemas elasto-plásticos	34
2.	Estimación de espectros V_D-T a partir de la norma NCSE-94	35
2.1.	Objeto. Introducción	35
2.2.	Resumen de la norma española NCSE-94	36
2.3.	Espectros de input de energía obtenidos a partir de la NCSE-94	38
3.	Determinación de espectros de input de energía a partir de acelerogramas históricos registrados en España	41
3.1.	Objeto. Introducción	41
3.2.	Metodología	45
3.3.	Resultados de los cálculos dinámicos directos	46
3.4.	Espectros de input de energía de proyecto obtenidos a partir de acelerogramas históricos registrados en España	63
4.	Evaluación del input de energía que contribuye a daños estructurales V_D	67
5.	Comparación entre los espectros obtenidos de los cálculos dinámicos directos y los obtenidos de la NCSE-94	71

6.	Comparación con los espectros de otros países y con los correspondientes a terremotos recientes	77
6.1.	Comparación con los espectros de la normativa japonesa	77
6.2.	Comparación con los espectros propuestos por Akiyama	77
6.3.	Comparación con los espectros correspondientes a los terremotos de Turquía y Taiwán de 1999	79
6.4.	Comparación con los espectros correspondientes al terremoto de Mula de 1999	81
	Referencias bibliográficas	83

1. INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES DE LA METODOLOGIA DE PROYECTO SISMORRESISTENTE BASADA EN EL BALANCE ENERGÉTICO

El primer enfoque de la metodología de proyecto sismorresistente, en vigor durante varias décadas, lo constituyen los llamados *métodos elásticos basados en criterios de resistencia*. En estos métodos, el efecto de carga del terremoto se representa mediante un sistema de fuerzas horizontales estáticas equivalentes que se obtienen multiplicando el peso del edificio por unos *coeficientes de fuerza cortante*. La estructura se calcula para que se mantenga dentro del dominio elástico bajo la acción combinada de dicho sistema de fuerzas horizontales y del resto de cargas susceptibles de actuar simultáneamente. La experiencia de pasados terremotos y los avances en la ingeniería sísmica han puesto de manifiesto sin embargo las importantes limitaciones de este primer enfoque metodológico:

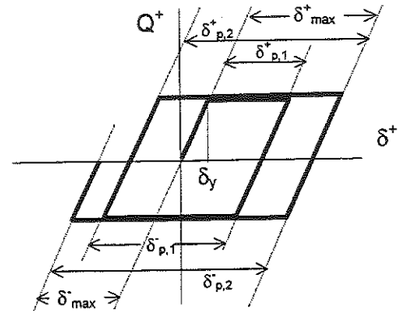
1. Las fuerzas horizontales inducidas por un terremoto en una estructura dependen de su resistencia y varían según la rigidez y características de deformación de las misma.
2. Estos métodos no tienen en cuenta la resistencia real de la estructura, normalmente mayor a la que se obtiene utilizando las resistencias características de los materiales. La resistencia real de los distintos elementos estructurales es la que controla la demanda de deformación inelástica y las solicitaciones máximas en los mismos. Su conocimiento es fundamental para evitar fallos frágiles y garantizar una adecuada jerarquía de resistencias en las distintas partes de la estructura.
3. Proyectar las estructuras convencionales con la suficiente resistencia para que respondan elásticamente en caso de terremotos de gran intensidad conduce a soluciones económicamente inviables. Las fuerzas inducidas por sismos intensos en edificios de baja o mediana altura, son mucho mayores que las prescritas por las normativas sísmicas, y consecuentemente se puede producir el colapso de la estructura si ésta no tiene una capacidad adecuada para disipar energía mediante deformaciones plásticas.

Proveer a las estructuras con la suficiente capacidad para disipar energía mediante deformaciones plásticas está hoy comúnmente reconocido como un factor clave para conseguir seguridad estructural frente a sismos importantes con un coste económico aceptable. En esta línea, un segundo enfoque en la metodología de proyecto sismorresistente, y que es el adoptado por numerosas normativas sísmicas actualmente vigentes, consiste en reducir la resistencia que habría que proporcionar a la estructura para que se comportase elásticamente mediante un factor que tiene en cuenta su capacidad de deformación plástica. En estos métodos, las fuerzas horizontales aplicadas en el cálculo sísmico se obtienen a partir de fórmulas del tipo:

$$V = \beta F_e$$

Donde F_e representa la fuerza cortante basal necesaria para que la estructura se comporte elásticamente ante un sismo severo y que se obtiene en general a partir de un espectro elástico de respuesta. El coeficiente β es un factor reductor adimensional ($\beta < 1$) que tiene en cuenta la capacidad de deformación plástica de la estructura. Al factor β se le denomina D_s en la normativa japonesa, R_w en la americana ($\beta = 1/R_w$), q en la europea ($\beta = 1/q$) y μ en la española ($\beta = 1/\mu$). En este segundo enfoque de la metodología de proyecto sismorresistente, aunque se tiene en cuenta de forma implícita la capacidad de deformación plástica de la estructura a través del "mágico" factor β, el efecto de carga del terremoto se sigue interpretando en términos de fuerzas. Ello comporta serios inconvenientes a la hora de abordar la respuesta de la estructura mas allá del régimen elástico, entre los cuales cabe señalar[1,2]:

1. No es posible obtener información real sobre el comportamiento inelástico de la estructura en caso de sismos intensos debido a que esta metodología se limita a verificar la resistencia y la rigidez de la estructura, considerando que el simple cumplimiento ciertas reglas constructivas garantiza que la estructura tiene suficiente capacidad de deformación plástica.
2. Estos métodos permiten implícitamente deformaciones plásticas de la estructura en caso de sismos importantes pero en su cálculo se asume que la estructura se comporta elásticamente. Es decir, se trata un problema que es fundamentalmente *no-lineal* y gobernado por *deformaciones*, como un simple problema *elástico* gobernado por *fuerzas*.
3. La capacidad de deformación plástica de la estructura se mide únicamente en términos de un coeficiente de ductilidad $\bar{\mu}$ que expresa la relación entre la deformación máxima δ_{max} y la deformación de fluencia δ_y. Sin embargo, el colapso de la estructura ante acciones de tipo sísmico esta relacionado no solo con la deformación máxima sino también, y principalmente, con el valor de la deformación plástica acumulada $\bar{\eta}$. El significado de las ratios $\bar{\mu}$ y $\bar{\eta}$ se indica en la Fig.1. En sistemas dinámicos con características histeréticas del tipo elastoplástico, el valor de $\bar{\eta}$ difiere en general de $\bar{\mu}$, ya que las deformaciones que el sismo impone a la estructura no son de tipo monótono sino cíclico.
4. Actualmente se está produciendo una diversificación y reconsideración de los niveles de comportamiento estructural exigibles a los edificios en caso de terremotos muy intensos. Se persigue, no sólo la seguridad estructural, sino también la limitación de los daños estructurales a niveles admisibles previamente definidos cuantitativamente, el control de la aceleración de respuesta etc. Los métodos de proyecto sismorresistente actuales basados en criterios de resistencia son incapaces de dar respuesta a estas nuevas demandas de comportamiento estructural, y de acomodar técnicas avanzadas tales como las estructuras equipadas con disipadores de energía.



$$\left.\begin{aligned}\mu^+ &= |\delta^+_{max}| / \delta_y \\ \mu^- &= |\delta^-_{max}| / \delta_y\end{aligned}\right\} \quad \bar{\mu} = (\mu^+ + \mu^-) / 2$$

$$\left.\begin{aligned}\eta^+ &= |\Sigma\delta^+_{p,i}| / \delta_y \\ \eta^- &= |\Sigma\delta^-_{p,i}| / \delta_y\end{aligned}\right\} \quad \bar{\eta} = (\eta^+ + \eta^-) / 2$$

Fig. 1: Significado de los coeficientes $\bar{\mu}$ y $\bar{\eta}$

Una forma más racional de interpretar el efecto de carga del terremoto sobre las estructuras es hacerlo, no en términos de fuerzas o de deformaciones sino en el producto de los dos, es decir en términos de *energía*. Esta aproximación constituye la base de un tercer enfoque en la metodología de proyecto sismorresistente que ha dado lugar a los modernos *métodos basados en el balance energético,* también llamados *métodos basados en el concepto de la energía de Housner-Akiyama* en la literatura japonesa. Esta aproximación al proyecto sismorresistente tiene sus orígenes en los trabajos realizados por Tanahashi[3], Housner[21], Berg+++ y Thomaides[4], Kato y Akiyama[5], Housner y Jennings[6], y continua hasta la actualidad en trabajos mas recientes como los de Bertero[7], Uang[8,9], Bruneau[10], Chou[11] etc. por citar sólo a unos pocos. El malentendido de que el concepto de la energía de Housner fue heredado por Veletsos y Newmark[12], cuyos trabajos están en la base de gran parte de la normativa sísmica al uso, ha obstaculizado una mayor difusión de este nuevo enfoque del proyecto sismorresistente.

Una de las mayores aportaciones a esta metodología se debe a Akiyama[1,18], cuyas investigaciones constituyen una parte muy importante de su marco teórico actual. Akiyama[18] demostró que la cantidad de energía introducida por un terremoto determinado en una estructura es extraordinariamente estable con respecto a la resistencia, distribución de rigideces y de masas, comportamiento histerético de los elementos estructurales etc., que depende principalmente del periodo fundamental de vibración, T, y de la masa total, M, de la estructura.

Una de las ventajas de interpretar el efecto de carga del terremoto sobre la estructura en términos de energía en vez de fuerzas, radica en que el problema de evaluar la *carga sísmica inducida por el terremoto* y el problema de estimar la *resistencia de la estructura* (entendido el término resistencia en sentido amplio) pueden desacoplarse, es decir, pueden tratarse separadamente. En la *metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético,* el efecto de carga del terremoto sobre la estructura se expresa en términos de energía total introducida por el sismo, en adelante *input de energía E*, y la resistencia de la estructura se mide por su *capacidad límite última de disipación/absorción de energía* W_u. La condición para que la estructura sobreviva al terremoto se puede escribir como sigue:

$$W_u > E$$

La *metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético* viene utilizándose en países de sismicidad elevada como Japón, y su aplicabilidad para abordar los nuevos retos que ha planteado el reciente terremoto de Hyogo-ken Nanbu (Kobe, 1995) ha quedado claramente demostrada[13].

El objetivo último de esta monografía es contribuir a la aplicación de esta nueva metodología de proyecto sismorresistente en regiones de sismicidad moderada tales como España. Para ello, el primer paso consiste en caracterizar el sismo de proyecto en cada zona del territorio en términos de *input de energía.* Por sismo de proyecto se entiende el terremoto más severo esperable con una probabilidad razonable en la zona en cuestión. En esta monografía se exponen los *espectros de input de energía de proyecto* propuestos en investigaciones recientes[14], para regiones de sismicidad moderada como España. Dichos espectros han sido obtenidos a partir de la información disponible sobre movimientos sísmicos registrados en el pasado en territorio español.

1.2. INPUT DE ENERGÍA EN SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD SOMETIDOS A UNA COMPONENTE HORIZONTAL DEL TERREMOTO

1.2.1. CONCEPTO DE INPUT DE ENERGIA V_E E INPUT DE ENERGIA QUE CONTRIBUYE A DAÑOS ESTRUCTURALES V_D. DEFINICIONES

La ecuación general de equilibrio dinámico que gobierna el movimiento de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento de tipo viscoso, sometido a un movimiento horizontal unidireccional del suelo, viene dada por:

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + F(y) = F_e \qquad (1)$$

Siendo:
M: masa total del sistema
C: coeficiente de amortiguamiento;
$C\dot{y}$: fuerza de amortiguamiento
$F(y)$: fuerza restauradora del sistema (fuerza ejercida por el muelle)
F_e : fuerza sísmica ($= -M\ddot{z}_o$)
$\ddot{z}_o$: aceleración horizontal del suelo
y : desplazamiento de la masa respecto al suelo

Multiplicando ambos miembros por $dy = \dot{y}\,dt$ e integrando desde el instante en que se inicia el terremoto, $t=0$, hasta que concluye, $t=t_o$, tenemos:

$$M\int_0^{t_o}\ddot{y}\dot{y}dt + C\int_0^{t_o}(\dot{y})^2 dt + \int_0^{t_o}F(y)\dot{y}dy = \int_0^{t_o}F_e\dot{y}dt \qquad (2)$$

La ecuación anterior se puede escribir como sigue:

$$W_K + W_h + W_s = E \qquad (3)$$

El significado de los términos de la expresión anterior es el siguiente. W_k representa la energía cinética del sistema en el instante t_o en que finaliza el terremoto. Resolviendo la primera integral del primer miembro y asumiendo que en $t=0$ la velocidad es nula, W_k viene dada por:

$$W_k = \frac{M(\dot{y}_{t_o})^2}{2} \qquad (4)$$

W_h es la energía consumida por el mecanismo de amortiguamiento.
W_s es la energía de deformación disipada/absorbida por el muelle.
E representa la energía total introducida por el terremoto en el sistema, que vale:

$$E = \int_0^{t_o}F_e\dot{y}dt \qquad (5)$$

En el caso general de un sistema con comportamiento histerético del tipo elastoplástico, W_s puede descomponerse a su vez en la energía de deformación plástica acumulada, W_p, y la energía de deformación elástica, W_{el}, es decir:

$$W_s = W_p + W_{el} \quad (6)$$

El término W_p, que como se ha dicho representa el efecto acumulado de la deformación plástica en el sistema, se define como el *daño causado por el terremoto en la estructura*. W_p suele expresarse de forma adimensional mediante la ratio de deformación plástica acumulada η definido por:

$$\eta = \frac{W_p}{Q_y \delta_y} \quad (7)$$

Donde Q_y y δ_y son la fuerza cortante y la deformación de fluencia del sistema respectivamente.

Sustituyendo (6) en (3) y reordenando la ecuación tenemos:

$$W_k + W_{el} + W_p = E - W_h \quad (8)$$

La suma de la energía cinética y de la energía de deformación elástica, es la energía de vibración elástica del sistema que designaremos por W_e ,es decir:

$$W_e = W_{el} + W_k \quad (9)$$

Sustituyendo en la ecuación (8):

$$W_e + W_p = E - W_h \quad (10)$$

La suma de la energía de vibración elástica W_e y de la energía de deformación plástica acumulada, W_p, es lo que Housner definió como el *input de energía que contribuye a daños estructurales* y que llamaremos en adelante E_D, es decir:

$$E_D = W_e + W_p \quad (11)$$

La energía total introducida por el terremoto en el sistema E, se denomina *input de energía total* o simplemente *input de energía.*

Tanto E como E_D los expresaremos en adelante en términos de unas *pseudo-velocidades equivalentes* V_E y V_D respectivamente, que se definen como sigue:

$$V_E = \sqrt{\frac{2E}{M}} \quad (12)$$

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D}{M}} \quad (13)$$

1.2.2. SISTEMAS ELÁSTICOS SIN AMORTIGUAMIENTO

La ecuación del movimiento de un sistema de un grado de libertad elástico, lineal y sin amortiguamiento es:

$$M\ddot{y} + M\omega_o^2 y = -M\ddot{z}_o \quad (14)$$

Donde ω_o es la frecuencia natural del sistema y k representa la rigidez del muelle.

Respecto a la energía total introducida por el terremoto en este tipo de sistemas, E, cabe hacer las dos consideraciones siguientes.

a) Terminado el terremoto *($t>t_o$)*, el sistema seguirá oscilando indefinidamente en vibración libre de amplitud constante, y la energía de vibración elástica (W_k+W_{el}) será igual al input de energía E. En los instantes en que la velocidad del punto másico es máxima V_{max}, el desplazamiento relativo vale cero (por lo tanto $W_{el}=0$) y consecuentemente todo el input de energía E está almacenado en forma de energía cinética W_k que viene dada por:

$$\frac{MV_{\max}^2}{2} = E \quad (15)$$

Comparando las ecuaciones (12) y (15) se deduce que:

$$V_E = V_{\max} \quad (16)$$

La ecuación (16) indica que en un sistema de un grado de libertad, lineal, elástico y sin amortiguamiento, el *input de energía E* expresado en forma de pseudo-velocidad equivalente V_E mediante la ecuación (12), coincide con la velocidad máxima que alcanza la masa durante la oscilación libre V_{max} una vez terminado el terremoto.

Conviene señalar que en sistemas elásticos sin amortiguamiento, la energía introducida en el sistema hasta un instante $t<t_o$ previo a la terminación del terremoto, $E(t)$, puede ser mayor que el input de energía total una vez concluido el sismo, $E(t_o)$. Sin embargo, en el caso de sistemas que experimentan deformaciones plásticas o cuando existe cierto grado de amortiguamiento, $E(t)$ es en general menor que $E(t_o)$. A modo de ejemplo, la Fig. 2 muestra la historia del input de energía, expresado en términos de la pseudo-velocidad V_E, para un sistema de un grado de libertad con un periodo fundamental de vibración de $T=1s$, sometido a la componente norte-sur del terremoto de El Centro. La línea de trazo fino corresponde a un sistema elástico sin amortiguamiento y la línea gruesa a un sistema elástico-perfectamente plástico con amortiguamiento del 5% respecto al crítico.

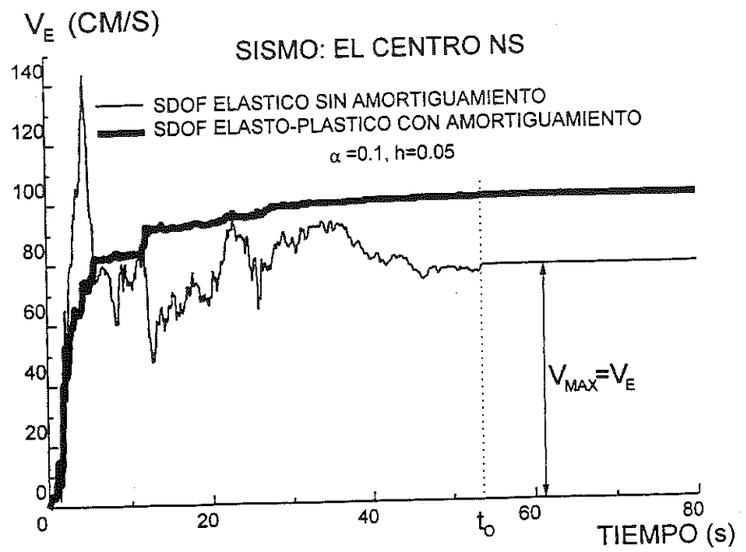


Fig. 2: Ejemplo de historia de input de energía para un sistema de un grado de libertad elástico y sin amortiguamiento ($\omega_0=2\pi$).

B) Suponiendo que las condiciones iniciales en $t=0$ son $y(0) = \dot{y}(0) = 0$, la energía total introducida en el sistema, E, en el instante t_o en que termina el terremoto puede obtenerse multiplicando por $dy = \dot{y}dt$ e integrando el primer miembro de la ecuación (14) entre $t=0$ y $t=t_o$:

$$E = \frac{1}{2}m\dot{y}(t_o)^2 + \frac{1}{2}m\omega_o^2 y(t_o)^2 \qquad (17)$$

El desplazamiento de respuesta, y, viene dado por la integral de Duhamel[17]:

$$y(t) = \frac{1}{\omega_o}\int_o^t \ddot{z}_o(\tau) sen\omega_o(t-\tau)d\tau \qquad (18)$$

Sustituyendo los valores de $y(t_o)$, $\dot{y}(t_o)$ obtenidos de la ecuación (18) en la ecuación (17) podemos expresar el input de energía E de la siguiente manera:

$$E = \frac{1}{2}m\left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\cos\omega_o t\,dt\right)^2 + \frac{1}{2}m\left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\sin\omega_o t dt\right)^2 \qquad (19)$$

Sustituyendo la ecuación (19) en la ecuación (12) obtenemos:

$$V_E = \sqrt{\left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\cos\omega_o t\,dt\right)^2 + \left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\sin\omega_o t dt\right)^2} \qquad (20)$$

Por otra parte, el espectro de amplitud de Fourier de la aceleración del suelo viene dado por la siguiente expresión[17]:

$$|F(\omega)| = \left|\int_0^{t_o}\ddot{z}_o(t)e^{-i\omega t}dt\right| = \sqrt{\left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\cos\omega t\,dt\right)^2 + \left(\int_o^{t_o}\ddot{z}_o(t_o)\sin\omega t dt\right)^2} \qquad (21)$$

Comparando las ecuaciones (20) y (21) se observa que V_E es precisamente la amplitud del espectro de Fourier de la aceleración del suelo correspondiente a la frecuencia circular natural del sistema ω_o. Esto significa que en un sistema de un grado de libertad elástico y sin amortiguamiento, el terremoto introduce la energía de forma muy selectiva dependiendo de la amplitud de la componente armónica de la aceleración del suelo cuya frecuencia coincide con la frecuencia natural del sistema[18]. Esto es lo que Tajimi[15] denominó "*selective resonance*". De lo anteriormente expuesto se puede concluir que la frecuencia natural del sistema ω_o (o el periodo natural fundamental de vibración $T=2\pi/\omega_o$) es un parámetro crucial que gobierna la energía total introducida por el sismo en la estructura.

Con fines ilustrativos, la Fig. 3 muestra el espectro de input de energía E, expresado en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_E, para un sistema de un grado libertad elástico sin amortiguamiento, sometido al terremoto de El Centro (componente norte sur).

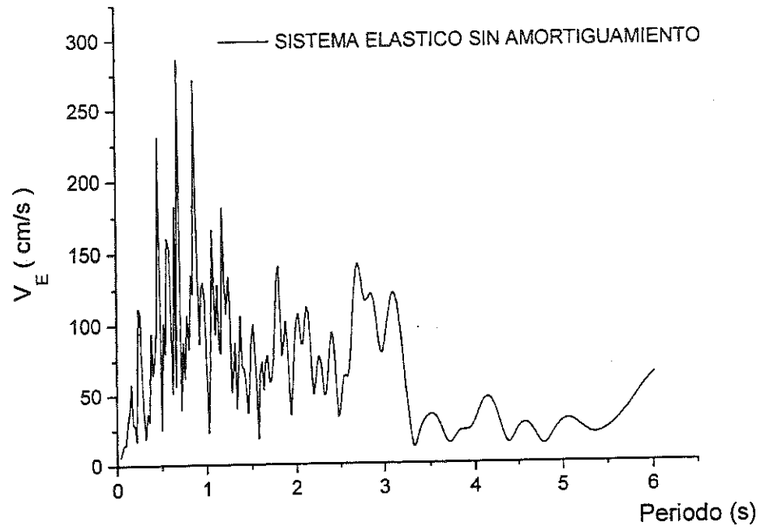


Fig. 3: Espectro de input de energía en un sistema elástico sin amortiguamiento

1.2.3. SISTEMAS ELÁSTICOS CON AMORTIGUAMIENTO

Volviendo a la ecuación (1), en los sistemas con amortiguamiento el coeficiente C es distinto de cero. La suma de la fuerza debida al amortiguamiento, $C\dot{y}$, y la fuerza del muelle, $F(y)$, representa la "resistencia" o fuerza restauradora del sistema frente a la fuerza de inercia $M(\ddot{y}+\ddot{z}_o)$. A dicha suma la llamaremos $R(y)$, es decir:

(22) $$R(y) = C\dot{y} + F(y)$$

A las características de la función $R(y)$ se las denomina comúnmente *características de la fuerza restauradora del sistema* ("*restoring force characteristics*"). En sistemas elásticos y sin amortiguamiento la relación $R(y)$-y es una recta similar a la línea discontinua de la Fig. 4, mientras que en sistemas con amortiguamiento la relación $R(y)$-y es en general una curva similar a la indicada con línea continua gruesa en la mencionada figura.

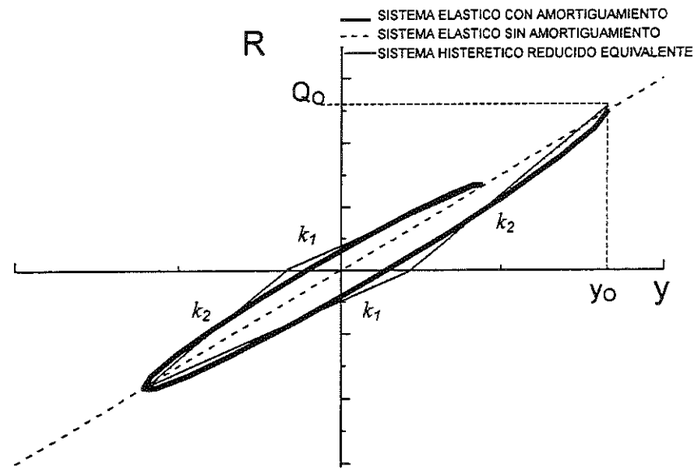


Fig. 4: Relación entre fuerza restauradora $R(y)$ y desplazamiento y en un sistema elástico con amortiguamiento y en un sistema histerético reducido equivalente.

Supongamos que en el instante inicial $t=0$ el sistema ha sido desplazado hasta un valor y_0 y la velocidad en ese instante es $\dot{y}=0$, el movimiento en vibración libre del sistema viene dado por[17]:

(23) $$y(t) = \frac{y_o}{\sqrt{1-h^2}} e^{-h\omega_o t} \cos\left(\sqrt{1-h^2}\,\omega_o t - \varepsilon\right)$$

Siendo:

$$\varepsilon = arctg\left(\frac{h}{\sqrt{1-h^2}}\right)$$

ω_o: frecuencia circular natural del sistema elástico si no hubiese amortiguamiento, que expresada en función de la masa M y de la rigidez elástica del muelle k vale:

$$\omega_o = \sqrt{k/M} \qquad (24)$$

Sustituyendo $y(t)$ y su derivada respecto al tiempo $\dot{y}(t)$ en la ecuación (22) tendremos el valor de la fuerza restauradora R para cada instante t de la vibración libre, que viene dado por la siguiente expresión:

$$R = \frac{M\omega_o^2 y_o e^{-h\omega_o t}}{\sqrt{1-h^2}}\left\{\left(1-2h^2\right)\cos\left(\sqrt{1-h^2}\,\omega_o t-\varepsilon\right)-2h\sqrt{1-h^2}\,sen\left(\sqrt{1-h^2}\,\omega_o t-\varepsilon\right)\right\} \qquad (25)$$

Con fines ilustrativos, en la Fig. 4 se muestra en línea continua de trazo grueso la curva $R(y)$-y para el primer ciclo de la vibración libre y para un valor del coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico de $h=0.1$. La tangente en cada instante a la curva $R(y)$-y puede interpretarse como la rigidez instantánea del muelle de un sistema elástico sin amortiguamiento equivalente.

En base a esta interpretación y con objeto de caracterizar el comportamiento del sistema elástico con amortiguamiento, la curva $R(y)$-y se puede simplificar sustituyéndola por una poligonal con tramos rectos de pendientes k_1 y k_2, tal como se indica en la Fig. 4 mediante las líneas continuas de trazo fino. De esta manera, la vibración libre del sistema elástico con amortiguamiento se puede representar de forma simplificada mediante la de un *sistema histerético reducido sin amortiguamiento equivalente*[18].

El valor de las rigideces k_1 y k_2 y de la ordenada Q_o del punto de partida (Q_o, y_o) de la poligonal se pueden seleccionar de forma que satisfagan las condiciones siguientes:

a) Que el tiempo requerido por el sistema elástico con amortiguamiento y por el *sistema histerético reducido equivalente* para recorrer un ciclo sea el mismo, es decir, que tengan el mismo periodo.
b) Que la envolvente de la curva y-t en el sistema elástico con amortiguamiento y en el *sistema histerético reducido equivalente* sean iguales.

A las rigideces k_1 y k_2 les podemos asociar sendos periodos de vibración T_1 y T_2 definidos por:

$$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k_1}} \qquad T_2 = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k_2}} \qquad (26)$$

Puede demostrarse que los valores de k_1 y k_2 solución que satisfacen las condiciones anteriores, expresados mediante los periodos de vibración asociados T_1 y T_2, pueden aproximarse mediante las siguientes expresiones[18]:

$$T_1 = (1+1.5h)T \qquad T_2 = (1-1.5h)T \qquad (27)$$

Así mismo, Q_o viene dado por[18]:

$$Q_o = \frac{k_1\left(1+\sqrt{\frac{k_1}{k_2}}\right)y_o}{\frac{k_1}{k_2}+\sqrt{\frac{k_1}{k_2}}} \qquad (28)$$

Siendo T la frecuencia circular natural del sistema elástico sin amortiguamiento asociado, es decir:

$$T = \frac{2\pi}{\omega_o} = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k}} \qquad (29)$$

En base al razonamiento anterior Akiyama concluyó que, de la misma manera que en un sistema elástico sin amortiguamiento el input de energía viene determinado por su periodo fundamental de vibración T (véase apartado 1.2.2.), en el caso de un sistema elástico con amortiguamiento el input de energía viene gobernado por dos periodos T_1 y T_2, cuyo valor es menor y mayor respectivamente que el periodo natural de vibración T del sistema elástico sin amortiguamiento asociado.

Con fines ilustrativos, la Fig. 5 muestra el espectro de input de energía, expresado en términos de V_E, para un sistema de un grado de libertad elástico con amortiguamiento del 10% respecto al crítico sometido al terremoto de El Centro (componente NS). Comparando este espectro con el de la Fig. 3 se observa que la existencia de amortiguamiento suaviza notablemente el espectro de input de energía V_E, reduciéndose con ello su fuerte dependencia del periodo de vibración.

En sistemas elásticos con amortiguamiento la velocidad máxima del sistema al finalizar el sismo, V_{max}, es menor que V_E como se observa en la Fig. 5. Por otra parte, en sistemas elásticos de un grado de libertad con bajos niveles de amortiguamiento ($h \le 0.10$) y con periodos de vibración no excesivamente largos[16], la velocidad máxima relativa que alcanza el sistema en su respuesta, V_{max} (*spectral relative velocity*), coincide aproximadamente con la pseudo-velocidad máxima relativa de respuesta, S_{pv} (*pseudo-velocity spectral response*), la cual a su vez puede estimarse a partir de la aceleración absoluta máxima de respuesta del sistema, S_a, mediante la conocida expresión[17]:

(30)
$$S_{pv} = \frac{S_a}{\omega}$$

Donde ω es la frecuencia circular natural del sistema. En la Fig. 5 se compara también el espectro de V_{max} (línea continua de trazo fino) con el espectro de pseudo-velocidad S_{pv} (línea discontinua) calculado a partir de S_a mediante la ecuación (30). V_{max} y S_a son los valores máximos de la velocidad relativa y de la aceleración absoluta obtenidos directamente del cálculo dinámico directo.

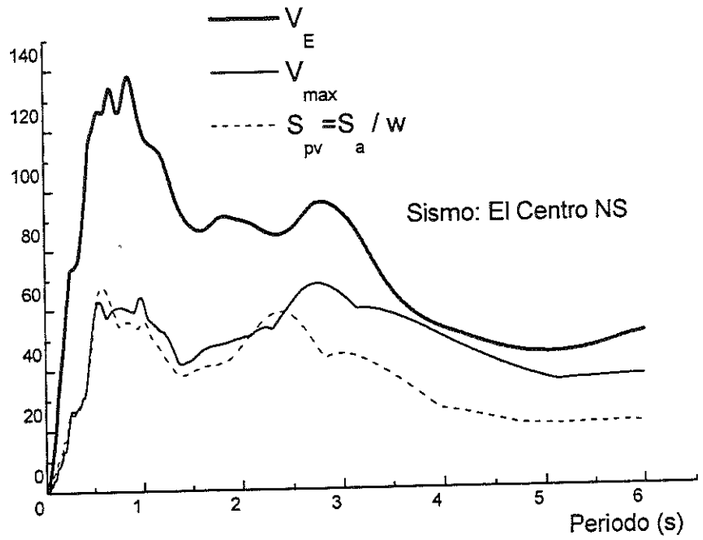


Fig. 5: Espectro de input de energía para un sistema de un grado de libertad elástico y con amortiguamiento del 10% respecto al critico.

1.2.4. SISTEMAS ELASTOPLÁSTICOS

Vamos a centrarnos ahora en el caso de sistemas cuyo comportamiento histerético es del tipo elástico-perfectamente plástico tal como el indicado en la Fig. 6.

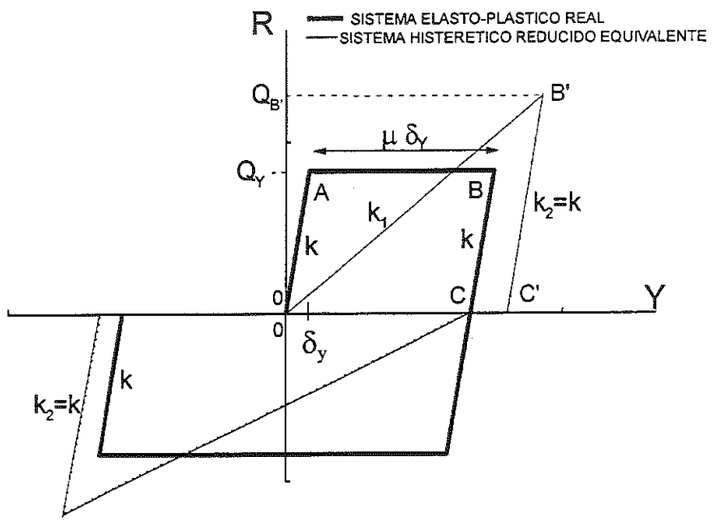


Fig. 6: Relación entre fuerza restauradora *R(y)* y desplazamiento *y* para un sistema elastoplástico y para su sistema histerético reducido equivalente.

Cada medio ciclo el sistema acumula una deformación plástica $\delta_{p,i}$ que expresaremos mediante la ratio adimensional μ_i definido por:

(31)
$$\mu_i = \frac{\delta_{p,i}}{\delta_y}$$

Siendo δ_y la deformación de fluencia.

Procediendo de forma similar al apartado 1.2.3. vamos a sustituir la respuesta del sistema elastoplástico real por la de un *sistema histerético reducido sin amortiguamiento equivalente.* Dado que el valor de μ_i varía cada medio ciclo de deformación, la curva *R(y)-y* real se puede sustituir cada medio ciclo por rectas de pendientes k_1 o k_2 tal como se indica en la Fig. 6. El valor de k_1 y k_2 lo determinamos como sigue. Adoptamos una rigidez k_2 constante de valor igual a la rigidez elástica inicial k del sistema elastoplástico, es decir:

$$k_2 = k \tag{32}$$

El periodo T_2 correspondiente será:

$$T_2 = T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{k}} \tag{33}$$

Por otra parte, k_1 la tomamos variable cada medio ciclo de deformación y su valor lo determinamos imponiendo que el tiempo invertido por el *sistema histerético reducido sin amortiguamiento equivalente* en recorrer medio ciclo (es decir, el camino definido por los puntos OB'C' en la Fig. 6) sea igual al tiempo que tarda el sistema elastoplástico real en describir medio ciclo (es decir, al recorrido entre los puntos OABC de la Fig. 6). Se obtiene así el valor de k_1, que expresado en términos de su periodo de vibración asociado, resulta[18]:

$$T_1 = T\frac{2}{\pi}\left(\cot^{-1}\sqrt{2\mu_i} + \sqrt{2\mu_i}\right) \tag{34}$$

Por otra parte, la ordenada $Q_{B'}$ del punto B' en la Fig. 6 se puede determinar imponiendo la igualdad de la energía de deformación en ambos sistemas, resultando[18]:

$$Q_{B'} = Q_y\sqrt{2(0.5+\mu_i)}\sqrt{\frac{k_1}{k_2}} \tag{35}$$

En base a este razonamiento, Akiyama concluyó que el input de energía en un sistema elastoplástico está gobernado por dos periodos: uno es el periodo de vibración T correspondiente a la rigidez elástica inicial k, y el otro es un periodo T_1 mayor cuyo valor depende del grado de deformación plástica μ experimentado por el sistema.

Con fines ilustrativos, la Fig. 7 muestra el espectro de input de energía expresado en términos de V_E, correspondiente a un sistema de un grado de libertad elástico-perfectamente plástico sin amortiguamiento, con un coeficiente cortante basal α de valor α=*0.10*, sometido al terremoto de El Centro (componente NS). El coeficiente cortante basal α se define como:

$$\alpha = \frac{Q_y}{Mg} \tag{36}$$

Siendo g la aceleración de la gravedad. Comparando este espectro con el de la Fig. 3, se observa que el efecto de la plastificación es semejante al del amortiguamiento, es decir, provoca una suavización del espectro de input de energía V_E.

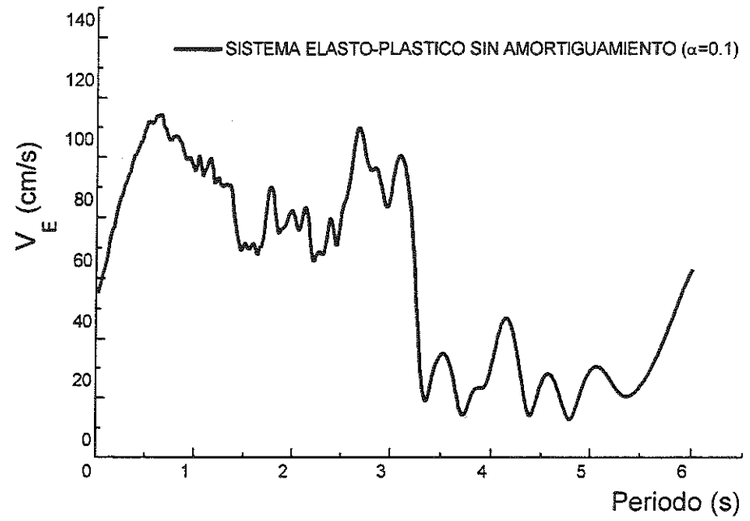


Fig. 7: Espectro de input de energía en un sistema elastoplástico (*h=0, α=0.10*).

1.2.5. COMPARACION ENTRE EL ESPECTRO V_E-T EN SISTEMAS ELÁSTICOS CON Y SIN AMORTIGUAMIENTO Y EN SISTEMAS ELASTOPLÁSTICOS

En la Fig. 8 se comparan los tres espectros de input de energía V_E-T presentados en los apartados anteriores, los cuales han sido obtenidos a partir de cálculos dinámicos directos de sistemas de un grado de libertad sometidos a la componente NS del terremoto de El Centro. El primer espectro, indicado con trazo fino, corresponde a un sistema elástico sin amortiguamiento. El segundo, con trazo medio, a un sistema elástico con un nivel de amortiguamiento del 10% respecto al crítico. El tercero, con trazo grueso, a un sistema elastoplástico sin amortiguamiento. En el caso del sistema elastoplástico el coeficiente cortante basal se tomó igual al 10% del peso total del oscilador (α=*0.1*) y el periodo de vibración utilizado para dibujar el espectro es el correspondiente a la rigidez elástica inicial.

De la comparación de las tres curvas se desprenden las siguientes observaciones:

a) En el dominio de los periodos muy cortos (digamos para T menor de *0.5s*) el input de energía V_E crece con el periodo T. Dentro de dicho dominio, el input de energía en el sistema elastoplástico es claramente mayor que en los sistemas elásticos. Este hecho se explica en relación con lo expuesto en los apartados 1.2.3. y 1.2.4, por el alargamiento que se produce del periodo de vibración del sistema debido a la plastificación, lo que en el dominio de periodos muy cortos implica un aumento del input de energía V_E.

b) En el dominio de periodos medios, el input de energía converge hacia un valor promedio. La curva V_E -T en este dominio se aproxima a una recta horizontal. Esta curva es tanto mas plana cuanto mayor es el coeficiente de amortiguamiento respecto al crítico h, o mayor el grado de plastificación μ del sistema. Tal como se verá en el apartado siguiente, esto se explica a la luz de las ecuaciones (27) y (34) en el sentido de que a mayores valores de h o μ, mas se distancian los periodos T_1 y T_2 entre los que promedia la ecuación (37).

En el caso de sistemas elastoplásticos, puede verse[18] que cuando la capacidad de deformación plástica μ del sistema es grande, el input de energía V_E resulta una cantidad muy estable respecto al valor de μ. Consecuentemente, V_E puede considerarse a efectos prácticos independiente de μ y por lo tanto independiente de la resistencia de la estructura. Akiyama[18] demostró que el espectro de input de energía V_E-T no depende tampoco del tipo de ley histerética que siga el muelle.

Finalmente, comparando el input de energía total V_E en sistemas elastoplásticos sin amortiguamiento con el correspondiente a sistemas

elastoplásticos con amortiguamiento, se observa que la existencia de amortiguamiento hace que, en el rango de periodos medios y largos, la respuesta del sistema elastoplástico se acerque a la del sistema elástico con amortiguamiento[18] . Con fines ilustrativos, en la Fig. 8 se indica con línea discontinua la respuesta de un sistema elastoplástico con un coeficiente cortante basal de α=*0.10* y un amortiguamiento del 5% con respecto al crítico.

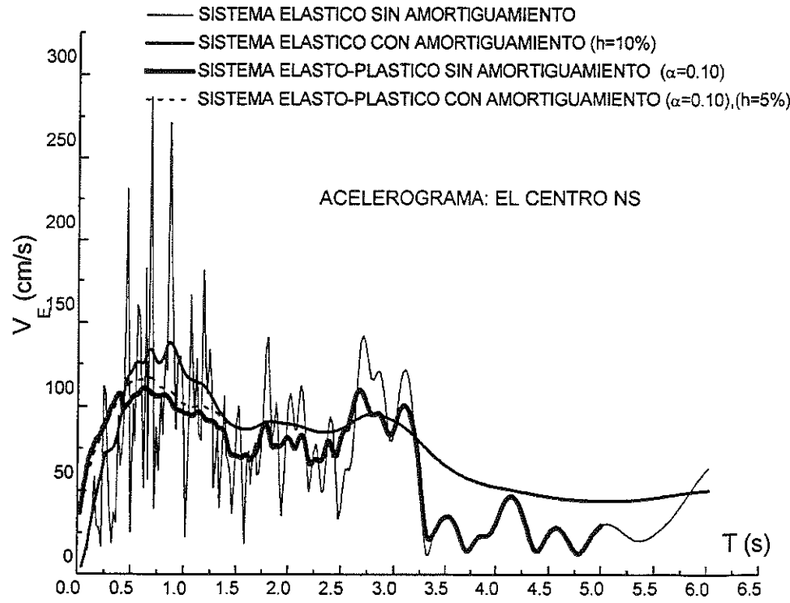


Fig. 8: Comparación entre espectros de input de energía

1.2.6. PREDICCIÓN DEL ESPECTRO DE INPUT DE ENERGÍA EN SISTEMAS ELÁSTICOS CON AMORTIGUAMIENTO Y EN SISTEMAS ELASTOPLÁSTICOS A PARTIR DEL ESPECTRO DE UN SISTEMA ELÁSTICO SIN AMORTIGUAMIENTO

En base a numerosos cálculos dinámicos directos de sistemas dinámicos sometidos a terremotos históricos, Akiyama demostró que el input de energía E en un sistema de un grado de libertad elástico con amortiguamiento o con comportamiento elastoplástico puede obtenerse a partir del espectro de input de energía de un sistema de un grado de libertad elástico sin amortiguamiento, ${}_oE(T)$, promediando este último entre los periodos de vibración T_1 y T_2 que caracterizan la respuesta del sistema y que vienen dados por las ecuaciones (27), (33) y (34). Es decir, expresado en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_E definida por la ecuación (12), el input de energía E en un sistema elástico con amortiguamiento o en un sistema elastoplástico puede predecirse mediante la siguiente expresión[18]:

$$V_E = \sqrt{\frac{2\int_{T_2}^{T_1} {}_oE(T)dT}{M(T_1 - T_2)}} \qquad (37)$$

Kuwamura et al[19] propusieron un método similar consistente en suavizar el espectro de amplitud de Fourier de la aceleración del suelo (que, como vimos en el apartado 1.2.2.coincide con el espectro de input de energía V_E-T de un sistema de un grado de libertad elástico y sin amortiguamiento) utilizando un determinado ancho de ventana espectral.

1.2.7. ESPECTRO DE INPUT DE ENERGÍA V_E-T DE AKIYAMA

Por espectro de input de energía, V_E-T, para un sismo determinado se entiende la relación entre el periodo fundamental de vibración de la estructura y la energía introducida por el sismo en la misma, expresada en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_E. En base a lo anteriormente expuesto, Akiyama propuso obtener los espectros de input de energía para el proyecto sismorresistente de estructuras en estado límite último de la siguiente manera[18]:

① Para cada uno de los acelerogramas históricos disponibles representativos de terremotos esperables en la zona en estudio, se obtienen mediante cálculos dinámicos directos la curva espectral V_E -T correspondiente a un sistema elástico con un coeficiente de amortiguamiento del 10% respecto al crítico. Debe señalarse que el valor del 10% adoptado para el coeficiente de amortiguamiento se justifica en el hecho de que, hasta llegar al colapso, todas las estructuras tienen en mayor o menor grado capacidad para disipar energía mediante deformaciones plásticas, la cual en términos de amortiguamiento equivalente alcanza valores de al menos el 10%. No significa por lo tanto, que se esté asumiendo que el coeficiente de amortiguamiento viscoso de las estructuras convencionales sea del 10%.

② Se traza la envolvente de las curvas espectrales V_E -T obtenidas y se aproxima mediante dos rectas. La primera recta, que representa el input de energía en el dominio de los periodos cortos, debe pasar por el origen. La segunda recta se toma paralela al eje horizontal que representa el periodo T.

③ Se multiplica la pendiente de la primera recta por el factor 1.2. Este factor se aplica para tener en cuenta el incremento del input de energía que experimentan los sistemas elastoplásticos de periodos de vibración muy cortos, con respecto a un sistema elástico con amortiguamiento que tuviese el mismo periodo fundamental (véase la observación *a* del apartado 1.2.5.). Conviene recordar que en el caso de sistemas elastoplásticos, el periodo que representa al sistema en el espectro V_E -T es el periodo correspondiente a la rigidez elástica inicial k.

A la relación bilineal V_E-T obtenida de esta manera la denominaremos en lo que sigue *espectro de input de energía de proyecto de Akiyama.*

A modo de ejemplo, la Fig. 9 muestra con línea de trazo grueso, dicho *espectro de proyecto de input de energía de Akiyama* para la componente norte sur del terremoto de El Centro.

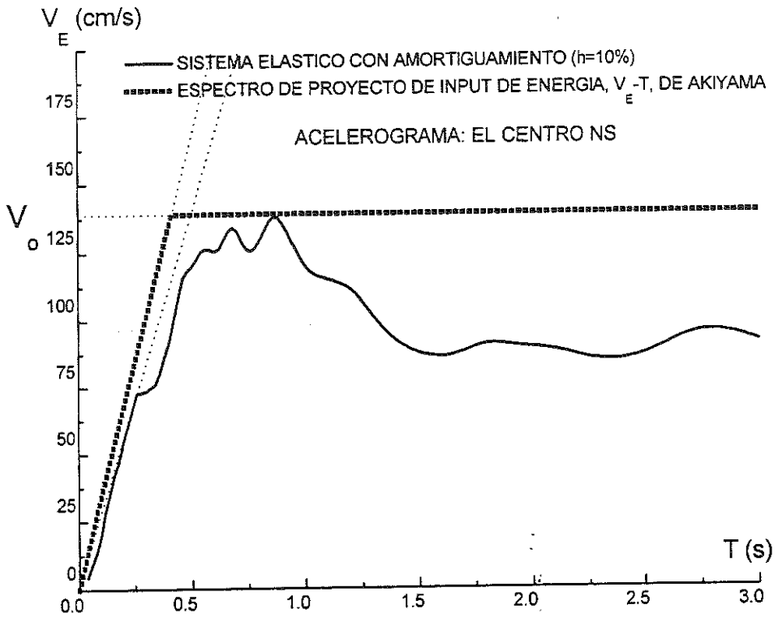


Fig. 9: Ejemplo de espectro de input de energía de proyecto de Akiyama

1.2.8. INPUT DE ENERGIA QUE CONTRIBUYE A DAÑOS ESTRUCTURALES

En general no resulta económicamente viable proyectar las estructuras para que se comporten elásticamente ante terremotos de gran intensidad. La filosofía de proyecto sismorresistente convencional actual se basa en los siguientes niveles de comportamiento:

- Nivel 1: Frente a sismos de reducida intensidad, que pueden darse varias veces en la vida útil del edificio, la estructura se proyecta para que se mantenga en el dominio elástico y por lo tanto sin daños estructurales.
- Nivel 2: En caso de sismos de intensidad moderada, se admiten en la estructura pequeñas incursiones en el dominio plástico, es decir se aceptan daños estructurales moderados.
- Nivel 3: Frente al sismo más severo esperable con una probabilidad razonable durante la vida útil del edificio, la estructura se proyecta para que sea capaz de disipar una parte importante de la energía sísmica mediante deformaciones plásticas, es decir, sufriendo daños estructurales importantes, pero sin colapsar. A este tercer nivel nos referiremos en lo sucesivo al hablar de *proyecto sismorresistente en estado límite último.*

En la metodología de proyecto sismorresistente basada en el balance energético, los *daños estructurales* causados por el terremoto se miden en términos de energía de deformación plástica acumulada W_p tal como se indicó en apartados anteriores. La suma de W_p y de la energía de vibración elástica, W_e, en el instante en que termina el sismo se definió como el *input de energía que contribuye a daños estructurales* E_D (véase la ecuación (11)). La energía vibración elástica W_e de un sistema de un grado de libertad en el instante en que termina el terremoto puede aproximarse por el valor de su límite superior dado por:

$$W_e = \frac{Q_y \delta_y}{2} \qquad (38)$$

El valor de W_e, en el instante en que termina el terremoto es relativamente pequeño comparado con la energía disipada por deformaciones plásticas y por el mecanismo de amortiguamiento[20].

A partir de las ecuaciones (11) y (38) el *daño causado por el terremoto en la estructura* W_p puede calcularse mediante:

$$W_p = E_D - W_e \qquad (39)$$

Para calcular W_p mediante la ecuación anterior necesitamos conocer el valor del input de energía que contribuye a daños estructurales E_D, el cual expresaremos en adelante en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_D definida por la ecuación (13). V_D es un parámetro fundamental que indica el potencial de daño del sismo de proyecto.

En sistemas elastoplásticos sin amortiguamiento, la energía V_E introducida por el sismo en la estructura en el instante en que termina el terremoto es disipada en su mayor parte mediante deformaciones plásticas (ya que como se ha indicado anteriormente, el valor de W_e en ese instante es relativamente pequeño), y por tanto V_E coincide aproximadamente con V_D. Si el sistema elastoplástico dispone de cierto grado de amortiguamiento, parte del input de energía V_E es absorbido a través del mecanismo de amortiguamiento y el resto se disipa mediante deformaciones plásticas en la estructura, con lo cual V_D resulta menor que V_E. Dado que los daños estructurales están ligados a V_D, es crucial hacer una estimación de su valor.

Housner[21] propuso adoptar el espectro de velocidad relativa máxima V_{max}-T de un sistema elástico con amortiguamiento como espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales, V_D-T, a efectos de proyecto sismorresistente. Housner asumía que V_{max} era el límite superior de V_D en un sistema general elastoplástico con amortiguamiento.

Con el fin de ilustrar la validez de la hipótesis de Housner, la Fig. 10 y la Fig. 11 muestran los resultados de cálculos dinámicos directos realizados con osciladores de un grado de libertad con amortiguamiento, sometidos a la componente norte-sur del terremoto de El Centro. La Fig. 10 corresponde a un amortiguamiento del 5% respecto al crítico y la Fig. 11 a un amortiguamiento del 10%. El eje de abscisas indica el periodo fundamental de vibración del oscilador. En ordenadas se indica con línea de trazo grueso y con cuadrados los valores de V_E y V_D respectivamente, para un sistema elastoplástico con amortiguamiento y con un coeficiente cortante basal α=*0.1* (véase (36)). En ordenadas se indica también con línea de trazo fino la velocidad relativa máxima, V_{max}, correspondiente a un sistema elástico con amortiguamiento (*relative velocity spectrum*).

De las Figuras anteriores se observa que la hipótesis de Housner que establece que V_{max} es el límite superior de V_D es válida en el dominio de periodos medios y largos, pero no es cierta en la zona de periodos cortos[18] donde V_D es invariablemente mayor que V_{max}. No obstante, la lúcida hipótesis de Housner, corregida en el rango de periodos cortos, puede aceptarse puesto que V_{max} proporciona una buena aproximación de V_D.

La relación V_D/V_E depende principalmente del grado de amortiguamiento con respecto al crítico y del nivel de deformación plástica experimentado por el sistema, mientras que las características del terremoto o el periodo fundamental de vibración influyen muy poco[18,22]. En este sentido, V_D/V_E aumenta a medida que crece el grado de plastificación del sistema, es decir, cuanto mayor es el grado de plastificación menor es la energía disipada por amortiguamiento. A continuación se presentan distintas fórmulas propuestas en la literatura para estimar valores de proyecto de V_D a partir de V_E.

A) Estimación de V_D propuesta por Akiyama[18]

En base a numerosos análisis dinámicos con osciladores sometidos a distintos acelerogramas históricos, Akiyama propuso la siguiente fórmula empírica que permite calcular V_D a partir de V_E para un nivel de amortiguamiento h respecto al crítico dado:

$$V_D = V_E\left(\frac{1}{1+3h+1.2\sqrt{h}}\right) \qquad (40)$$

La fórmula de Akiyama no considera la influencia del grado de plastificación del sistema en V_D/V_E. Con fines comparativos, en la Fig. 10 y Fig. 11 se indica el espectro de V_D obtenido mediante la ecuación (40).

B) Estimación de V_D propuesta por Kuwamura[23]

Kuwamura et al. llevaron a cabo cálculos dinámicos directos con sistemas elastoplásticos de un grado de libertad, sometidos a cuatro eventos sísmicos (El Centro NS, 1940, Parkfield Station No2 record N65E, 1966, Pacoima Dam S16E, 1971, Hachinoe EW 1968) y propusieron la siguiente fórmula empírica:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{\dfrac{\eta}{\eta+0.15}}{1+\dfrac{20\left(3h+1.2\sqrt{h}\right)}{\eta+10}} \qquad (41)$$

Donde η es la ratio de deformación plástica acumulada definido por (7) y h la fracción de amortiguamiento respecto al crítico. La ecuación propuesta por Kuwamura sí tiene en cuenta la influencia de la deformación plástica en V_D/V_E. Con fines comparativos, en la Fig. 10 y Fig. 11 se indica también con línea discontinua el espectro de V_D obtenido mediante la ecuación (41) para un valor realista del parámetro η=*8*.

C) Estimación de V_D propuesta por Fajfar[22]

Fajfar et al.[22] llevaron a cabo estudios paramétricos con sistemas elastoplásticos de un grado de libertad y un nivel de amortiguamiento del 5% respecto al crítico, sometidos a movimientos sísmicos registrados en California, Montenegro,1979, Friuli,1976, Banja Luka,1981 y Chile,1985. Como resultado propusieron la siguiente ecuación:

$$\frac{V_D}{V_E} = \sqrt{c_E \frac{(\mu-1)^{c_H}}{\mu}} \quad (42)$$

Donde c_E y c_H son dos constantes que dependen del tipo de ley histerética que siga el sistema y que para modelos con degradación de rigidez fueron calibrados en c_E=*1.13* y c_H=*0.82*. El parámetro μ es la ratio de deformación máxima aparente definido como el cociente entre la deformación máxima y la deformación de fluencia. La fórmula propuesta por Fajfar et al. tiene el inconveniente de estar en función de μ que, a diferencia del parámetro η, depende del comportamiento histerético del sistema. Para sistemas elastoplásticos la relación entre η y μ puede aproximarse mediante[18]: $\eta \cong 4(\mu-1)$. Con fines comparativos, en la Fig. 10 se indica el espectro de V_D obtenido mediante la ecuación (42) para η=*8*.

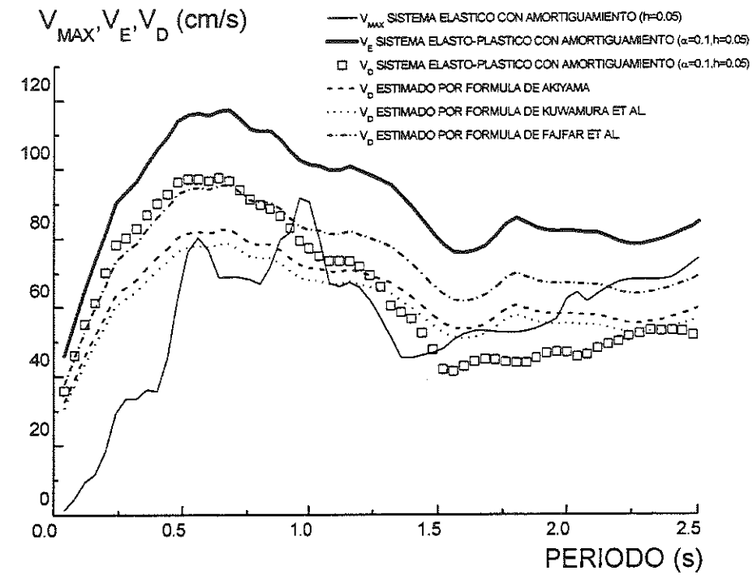


Fig. 10: Espectros de V_D y V_E para un sistema elastoplástico con amortiguamiento del 5%. Comparación con V_{MAX}.

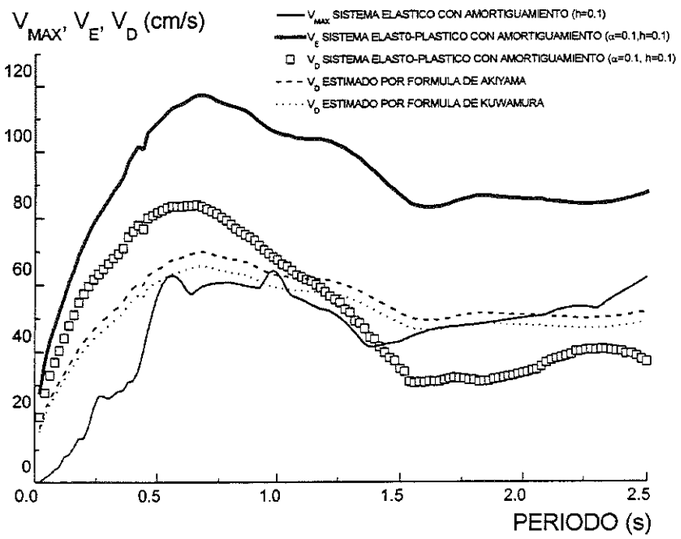


Fig. 11: Espectros de V_D y V_E para un sistema elastoplástico con amortiguamiento del 10%. Comparación con V_{MAX}.

1.3. INPUT DE ENERGIA EN UN SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD SOMETIDO A TRES COMPONENTES HORIZONTALES TRASLACIONALES DEL TERREMOTO

El movimiento del suelo originado por el terremoto (*free-field ground motion*) en un sistema ortogonal de coordenadas se compone de seis componentes, tres traslacionales y tres rotacionales. En estructuras de edificación, el efecto de las tres componentes rotacionales es insignificante dado que el edificio puede considerarse como un punto en una extensa superficie de terreno y la respuesta debida a las componentes rotacionales es en general despreciable en comparación con la debida a las componentes traslacionales[17,18].

Es práctica habitual en el proyecto sismorresistente de estructuras, el calcular los edificios para que soporten la acción sísmica aplicada separadamente en cada uno de los ejes principales de la estructura. Cuando el cálculo incluye análisis dinámicos directos con acelerogramas históricos, éstos suelen realizarse utilizando la más potente de las componentes norte-sur y este-oeste del terremoto. La dirección norte-sur o la este-oeste no tienen porqué ser sin embargo las que inducen la respuesta máxima de la estructura.

En los apartados anteriores, se trató el input de energía debido solamente a una componente horizontal del movimiento del suelo. Sin embargo, y despreciando las componentes rotacionales, el input de energía total introducido por un terremoto en una estructura es la suma del input de energía producido por cada una de las tres componentes traslacionales ortogonales del movimiento del suelo. Si tomamos como ejes de referencia las direcciones norte-sur (NS), este-oeste (EW) y la vertical (UD) se puede escribir:

$$E = E_{NS} + E_{EW} + E_{UD} \quad (43)$$

Siendo:
E: input de energía total debida a las tres componentes traslacionales del sismo.
E_{NS}: energía introducida por la componente norte-sur del sismo.
E_{EW}: energía introducida por la componente este-oeste del sismo.
E_{UD}: energía introducida por la componente vertical del sismo.

Expresando E, E_{NS}, E_{EW} y E_{UD} en términos de las pseudo-velocidades equivalentes definidas por la expresión (12), la ecuación (43) puede escribirse como sigue:

$$V_E = \sqrt{V_{E,NS}^2 + V_{E,EW}^2 + V_{E,UD}^2} \quad (44)$$

Akiyama investigó el input de energía total E en sistemas elásticos de un grado de libertad con amortiguamiento del 10% respecto al crítico, capaces de oscilar independientemente en cada una de las tres direcciones ortogonales del espacio. Tal como se indicó en el apartado 1.2.7., el input de energía V_E correspondiente a un sistema elástico con un 10% de amortiguamiento puede

tomarse como valor estándar del input de energía a efectos de proyecto sismorresistente[18]. A partir de los resultados de los cálculos realizados con distintos acelerogramas históricos, Akiyama llegó a las siguientes conclusiones:

1. Sometiendo los osciladores a cada una de las tres componentes traslacionales del terremoto por separado (norte-sur, este-oeste y vertical) y calculando para cada una de ellas el input de energía introducido en el sistema ($V_{E\text{-}NS}$, $V_{E\text{-}EO}$ y $V_{E\text{-}UD}$ respectivamente) se comprueba que el input de energía debido a la componente vertical expresado en términos de pseudo-velocidad equivalente $V_{E,UD}$, no suele superar el 12% del input de energía total V_E. Consecuentemente $V_{E,UD}$ puede en general despreciarse, y proyectar las estructuras considerando únicamente las dos componentes traslacionales horizontales del terremoto. Es decir:

$$V_E \cong \sqrt{V_{E,NS}^2 + V_{E,EW}^2} \quad (45)$$

   Conviene hacer notar que se obtendría el mismo valor de V_E para cualesquiera otras dos direcciones horizontales ortogonales, que no tienen por que ser la norte-sur y la este-oeste indicadas en la ecuación (45).

2. Llamemos $\ddot{z}_{o,NS}$ y $\ddot{z}_{o,EW}$ a la aceleración del suelo en las direcciones norte-sur y este-oeste respectivamente. La aceleración del suelo en cualquier otra dirección que forme un ángulo θ con la dirección este-oeste, medida en sentido contrario a las agujas del reloj, se obtiene simplemente sumando las proyecciones de los vectores aceleración en la dirección considerada:

$$\ddot{z}_{o,\theta} = \ddot{z}_{o,EW}\cos\theta + \ddot{z}_{o,NS} sen\theta \quad (46)$$

   Para un terremoto y para un sistema dinámicos dados, mediante la expresión anterior se puede calcular la energía que introduciría el sismo en una dirección θ determinada, a la que llamaremos $V_{E,\theta}$. Supongamos que este cálculo se repite para distintos valores de θ. Llamemos V_M al valor máximo de $V_{E,\theta}$ con respecto a θ y sea θ_M el ángulo que define la dirección en la que se da V_M.
   Dado que V_M no incluye el input de energía en la dirección perpendicular a la definida por el ángulo θ_M, es obvio que $V_{E,\theta}$ será siempre menor que el input de energía total V_E de la ecuación (45). Dicho de otra forma, V_E es un límite superior de V_M.
   En consecuencia, si proyectásemos el edificio para que fuese capaz de absorber un input de energía de valor V_E independientemente en cada una de las dos direcciones principales de la estructura, estaríamos sobreestimando la acción sísmica sobre la misma. El grado de sobreestimación sería precisamente la diferencia entre V_M y V_E.
   Akiyama investigó la relación entre V_M y V_E para distintos osciladores y terremotos históricos y demostró que V_M es un valor muy próximo a V_E que

puede llegar hasta $V_M = 0.95V_E$. Consecuentemente, no resulta excesivamente conservador proyectar los edificios para que sean capaces de soportar (por separado) un input de energía de valor V_E en cada una de las dos direcciones principales de la estructura. El utilizar V_E en vez de V_M nos permite obviar el laborioso trabajo para calcular la dirección θ_M.
En base a lo anteriormente expuesto, Akiyama propuso tomar la suma de la energía introducida por el terremoto en dos direcciones horizontales ortogonales del movimiento del suelo V_E dada por la ecuación (45), como base para el proyecto sismorresistente de las estructuras. Los edificios deben proyectarse por lo tanto para que soporten un input de energía de valor V_E en cada una de las dos direcciones principales de la estructura.

Akiyama investigó así mismo sistemas de un grado de libertad con comportamiento elastoplástico y concluyó que también en estos casos la suma de la energía introducida por el terremoto en cada una de las dos direcciones horizontales ortogonales del movimiento del suelo, V_E, debe tomarse como base para el proyecto sismorresistente de las estructuras.

1.4. INPUT DE ENERGÍA EN SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

1.4.1. SISTEMAS ELÁSTICOS

De la misma manera que el input de energía en sistemas de un grado de libertad de tipo elastoplástico puede estudiarse a través de la respuesta de sistemas elásticos, el input de energía en sistemas de varios grados de libertad puede caracterizarse también a través de su respuesta elástica obtenida por métodos de superposición modal.

Si modelizamos una estructura de varias plantas como un sistema de parámetros distribuidos del tipo pantalla o muro de cortante (*shear strut*) y utilizando métodos de superposición modal, se puede demostrar que el input de energía total en el sistema, E, es la suma de los input de energía correspondientes a cada modo de vibración, E_j, es decir[18]:

$$E = \sum E_j \qquad (47)$$

Siendo:
E: energía total introducida por el sismo en la estructura de varios grados de libertad.
E_j: energía introducida por el sismo en el modo de vibración j cuya frecuencia es ω_j.

Sea M la masa total del sistema. Si llamamos E_{1j} al input de energía correspondiente a un sistema de un grado de libertad ficticio que tuviese de masa M y frecuencia circular natural ω_j, E_j se puede escribir de la siguiente manera[18]:

$$E_j = E_{1j} D_j^2 \qquad (48)$$

En la cual los coeficientes D_j cumplen la siguiente condición:

$$\sum D_j \phi_j = 1 \qquad (49)$$

Siendo ϕ_j la función modal que define el modo de vibración j. ϕ_j es una función ortogonal y normalizada, es decir cumple:

$$\int_0^H m\phi_i\phi_j dx = 0 \ \text{ si } \ i \neq j \ , \qquad \int_0^H m\phi_i^2 dx = M$$

Multiplicando ambos miembros de la ecuación (49) por $m\phi_s$ e integrando desde 0 hasta H se llega a:

$$D_j = \frac{1}{M}\int_0^H m\phi_j dx \qquad (50)$$

Donde:

H: altura total de la pantalla de cortante que representa a la estructura
m: masa por unidad de longitud de la pantalla
x: variable que indica la altura de un punto arbitrario de la pantalla

Elevando al cuadrado los dos miembros de la ecuación (49), multiplicándolos por m e integrando de 0 a H se obtiene la siguiente relación:

$$\sum D_j^2 = 1 \qquad (51)$$

En la ecuación (48), el término E_{1j} (que representa el input de energía en un sistema de un grado de libertad de masa M y frecuencia fundamental ω_j) puede expresarse en términos de una pseudo-velocidad equivalente $V_{1j}(\omega_j)$ definida mediante una ecuación similar a la (12), es decir:

$$E_{1j} = \frac{MV_{1j}^2(\omega_j)}{2} \qquad (52)$$

Sustituyendo en la ecuación (48) y teniendo en cuenta (47) se llega a:

$$E = \frac{M\sum\left\{V_{1j}(\omega_j)D_j\right\}^2}{2} \qquad (53)$$

La ecuación (53) expresa el input total de energía en un sistema de múltiples grados de libertad. En esta ecuación es importante hacer notar que si $V_{1j}(\omega_j)$ fuese constante para todos los modos de vibración j y llamando V_{1M} a este valor común (es decir $V_{1M}=V_{1j}(\omega_j)$, $\forall j$), teniendo en cuenta (51) la ecuación (53) se reduciría a:

$$E = \frac{MV_{1M}^2}{2} \qquad (54)$$

Tal como se vio en apartados anteriores, en general el input de energía en un sistema de un grado de libertad de frecuencia natural ω_j, o lo que es lo mismo, de periodo natural $T_j=2\pi/\omega_j$, varía dependiendo del valor del periodo T_j (ver Fig. 8). También se indicó en apartados anteriores que a efectos de proyecto, el espectro de input de energía expresado en términos de pseudo-velocidad equivalente V_E, puede tomarse de forma bilineal con un valor creciente con el periodo T hasta un máximo V_o a partir del cual V_E se mantiene constante (ver Fig. 9). Si en la ecuación (54) adoptamos para V_{1M} el valor correspondiente al primer modo de vibración del sistema de múltiples grados de libertad, T_1, estaremos sobreestimando el input de energía total, ya que los modos superiores de vibración tienen periodos T_j menores que T_1 , para los cuales el input de energía V_{1j} es siempre menor o igual que el correspondiente a T_1 (ver Fig. 9).
Akiyama demostró que esta sobreestimación no es excesiva (varía entre el 4% y el 30%) y no conduce por lo tanto a soluciones de proyecto antieconómicas, demasiado del lado de la seguridad.

Consecuentemente, se puede concluir que el input de energía total en un sistema elástico de múltiples grados de libertad cuya masa total es M y cuyo periodo fundamental de vibración es T_1, puede calcularse mediante:

$$E = \frac{MV_{1,1}^2}{2} \qquad (55)$$

Donde $V_{1,1}$ es el input de energía, expresado en términos de pseudo-velocidad equivalente, correspondiente a un sistema de un grado de libertad de masa M y periodo de vibración T_1. De la ecuación anterior se desprende también que, al igual que en sistemas de un grado de libertad, el input de energía total en sistemas de múltiples grados de libertad depende de la masa total M y del periodo fundamental de vibración T_1.

1.4.2. SISTEMAS ELASTOPLÁSTICOS

Akiyama demostró que la correspondencia entre sistemas elastoplásticos de varios grados de libertad y sistemas elásticos de varios grados de libertad, es similar a la que existe entre los sistemas de un grado de libertad elastoplásticos y los sistemas de un grado de libertad elásticos vistos en los apartados anteriores. Es decir, en los sistemas elastoplásticos de varios grados de libertad, el efecto de la plastificación es también expandir los periodos instantáneos de vibración. Consecuentemente, la energía total introducida en el sistema elastoplástico es un promedio de los inputs de energía correspondientes a sistemas elásticos con periodos fundamentales de vibración comprendidos entre un T_o correspondiente al dominio elástico, y un periodo mayor T_e cuyo valor depende del grado de plastificación que experimente el sistema.

Akiyama demostró así mismo que el input de energía total en sistema de múltiples grados de libertad no depende de la distribución de rigidez, de la distribución de masas, de la distribución de resistencia ni de posibles efectos de torsión en el sistema.

Resumiendo, al igual que en los sistemas de un grado de libertad, el input de energía total en sistemas de varios grados de libertad está gobernado por la masa total del sistema M y por el periodo fundamental de vibración T_1 (es decir el correspondiente al primer modo de vibración)

2. ESTIMACIÓN DE ESPECTROS V_D-T A PARTIR DE LA NORMA NCSE-94

2.1. OBJETO. INTRODUCCION

Tal como se indicó en la Introducción, el objeto primordial de esta monografía es presentar *espectros de input de energía* propuestos en investigaciones recientes para el proyecto sismorresistente de estructuras en regiones de sismicidad moderada como España. Dichos espectros se han obtenido a partir de los datos disponibles sobre movimientos sísmicos registrados en el pasado en España.

En base a lo visto en los apartados anteriores, la estimación de los *espectros de input de energía* de proyecto (expresados en términos de V_E o de V_D) puede plantearse desde las dos aproximaciones siguientes. El Capítulo 2 se ocupa de la primera aproximación y el Capítulo 3 de la segunda.

a) *A partir de la aceleración sísmica suelo y de espectros elásticos de respuesta*

La norma *NCSE-94* da unos valores de cálculo de la aceleración máxima del terreno, a_c, y unos espectros elásticos de respuesta que permiten calcular la aceleración máxima absoluta de respuesta, S_a, de un oscilador lineal y elástico. A partir de a_c y S_a podemos estimar espectros de input de energía V_D-T en base a las siguientes consideraciones:

(1) Aceptando la hipótesis de Housner, el espectro de velocidad máxima relativa de respuesta (*spectral relative velocity*), V_{max}, de un sistema elástico con un nivel de amortiguamiento respecto al crítico h proporciona una buena aproximación del espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales, V_D, en un sistema general de tipo elastoplástico con ese mismo nivel de amortiguamiento h.

(2) En sistemas elásticos con poco amortiguamiento y salvo para periodos de vibración muy largos[17,24,25], la velocidad máxima relativa de respuesta V_{max} coincide aproximadamente con la pseudo-velocidad máxima relativa de respuesta S_{pv} (*pseudo-spectral velocity*) del sistema. Así mismo, para sistemas con poco amortiguamiento ($h<0.2$) la aceleración máxima absoluta de respuesta del sistema, S_a, coincide aproximadamente con la pseudo-aceleración máxima absoluta de respuesta, S_{pa}, dada por la ecuación (30).

b) *A partir de acelerogramas históricos.*

Este segundo procedimiento consiste en obtener en primer lugar los espectros de input de energía V_E partir de cálculos dinámicos directos tal como se indicó en el apartado 1.3.6., y en segundo lugar calcular el espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales V_D a partir de V_E mediante cualquiera de las ecuaciones (40), (41) o (42).

2.2. RESUMEN DE LA NORMA ESPAÑOLA NCSE-94

La Normativa sísmica española NCSE-94 define los niveles de peligrosidad sísmica para cada zona del territorio y para cada tipo de suelo en términos de una aceleración máxima de cálculo de la superficie del terreno, a_c. La norma prescribe así mismo unos espectros elásticos de respuesta, $\alpha(T)$, que permiten calcular la aceleración máxima absoluta, S_a, que experimentarían osciladores lineales elásticos de diferente periodos de vibración con un nivel de amortiguamiento h en relación con el crítico, cuando la base sufre un terremoto cuya aceleración máxima absoluta es a_c. La función $\alpha(T)$ se expresa como sigue:

$$\alpha(T) = \frac{S_a}{a_c} \tag{56}$$

La aceleración de cálculo a_c se viene dada por:

$$a_c = \left(\frac{t}{50}\right)^{0.37} a_b \tag{57}$$

Siendo t el periodo de vida en años para el que se proyecta la construcción y a_b la aceleración sísmica básica establecida por la NCSE-94 para cada zona del territorio.

La norma NCSE-94 define $\alpha(T)$ de la siguiente manera:

Para periodos bajos: $T < T_o$: $$\alpha(T) = \left(\frac{0.05}{h}\right)^{0.4} \left\{1.0 + [\alpha(T_o) - 1.0]\frac{T}{T_o}\right\} \tag{58a}$$

Para periodos intermedios: $T_o \le T \le T_1$: $$\alpha(T) = \left(\frac{0.05}{h}\right)^{0.4} \alpha(T_o) \tag{58b}$$

Para periodos altos: $T > T_1$: $$\alpha(T) = \left(\frac{0.05}{h}\right)^{0.4} \alpha(T_o)\frac{T_1}{T} \tag{58c}$$

Siendo:

h: coeficiente de amortiguamiento viscoso en relación con el crítico.

$$\alpha(T_o) = (3C - 3.8)(K - 1.25) + 2.3 \tag{59}$$

$$T_o = 0.125C + 0.2K - 0.175 \tag{60}$$

$$T_1 = \frac{0.215K(5C - 1)}{\alpha(T_o)} \tag{61}$$

El coeficiente C depende del tipo de suelo y toma valores de *1.0, 1.4,* y *1.8* para suelos duros, medios y blandos respectivamente. El coeficiente K varía para cada punto del territorio entre *1.0* (si la peligrosidad sísmica procede de terremotos continentales o de áreas marítimas adyacentes) y *1.5* (cuando la peligrosidad sísmica procede de terremotos en la región de la falla Azores-Gibraltar).

2.3. ESPECTROS DE INPUT DE ENERGÍA OBTENIDOS DE LA NCSE-94

A partir de la aceleración de cálculo del suelo, a_c, y de los espectros elásticos de respuesta $\alpha(T)$ anteriores puede realizarse una estimación de *espectros de input de energía que contribuye a daños estructurales* V_D, en base a las consideraciones señaladas en el apartado 2.1.

Tal como asumió Housner, el espectro de velocidad máxima relativa de respuesta, V_{MAX}, de un sistema elástico con amortiguamiento h es muy próximo al espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales, V_D, correspondiente a un sistema general elastoplástico con ese mismo nivel de amortiguamiento h, es decir:

$$V_D \cong V_{MAX} \quad (62)$$

Debe recordarse que, tal como se indicó en el apartado 1.2.8 (ver Fig. 10 y Fig. 11), V_D es un límite superior de V_{MAX} excepto en el dominio de periodos cortos (digamos $T<1s$) en el cual V_D resulta invariablemente mayor que V_{MAX}.
En sistemas elásticos con poco amortiguamiento y salvo para periodos de vibración muy largos, la velocidad máxima relativa de respuesta V_{MAX} coincide aproximadamente con la pseudo-velocidad máxima relativa de respuesta S_{pv} del sistema[17], es decir:

$$V_{MAX} \cong S_{pv} \quad (63)$$

A su vez, S_{pv} está relacionada con la aceleración absoluta máxima de respuesta, S_a, mediante la ecuación (30). Consecuentemente, partir de las ecuaciones (30), (56), (58), (62) , (63) y teniendo en cuenta que $\omega=2\pi/T$ (ω: frecuencia circular fundamental, T: periodo fundamental), los espectros de V_D inherentes en la norma NCSE-94 podemos expresarlos mediante las siguientes ecuaciones:

(64a) Para $T \le T_o$: $$\frac{V_D}{a_c}\left(\frac{h}{0.05}\right)^{0.4} = 0.159T + \left\{\frac{(3C-3.8)(K-1.25)+1.3}{0.785C+1.256K-1.1}\right\}T^2$$

(64b) Para $T_o \le T \le T_1$: $$\frac{V_D}{a_c}\left(\frac{h}{0.05}\right)^{0.4} = [(3C-3.8)(K-1.25)+2.3]\frac{T}{2\pi}$$

(64c) Para $T > T_1$: $$\frac{V_D}{a_c}\left(\frac{h}{0.05}\right)^{0.4} = K(0.171C+0.0342)$$

En la Fig. 12 se representan las ecuaciones anteriores para los valores de C y K de la norma NCSE-94. En el eje de abscisas se indica el periodo de vibración T y en el de ordenadas el valor de V_D expresado en relación a la aceleración de cálculo del suelo a_c y del amortiguamiento h respecto al crítico.

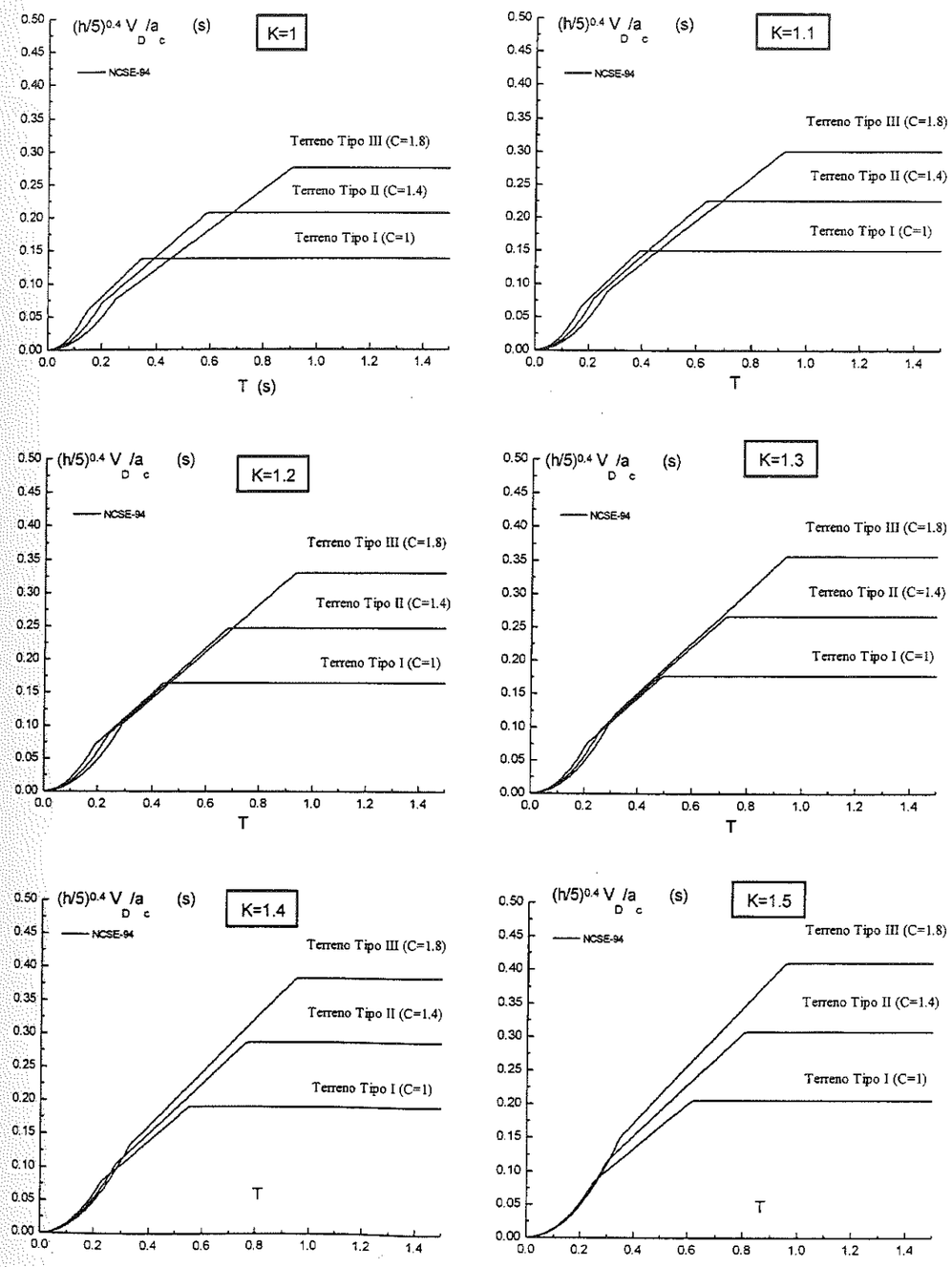


Fig. 12: Espectros de input de energía V_D obtenidos a partir de la norma NCSE-94.

3. DETERMINACIÓN DE ESPECTROS DE INPUT DE ENERGÍA A PARTIR DE ACELEROGRAMAS HISTÓRICOS REGISTRADOS EN ESPAÑA

3.1. OBJETO. INTRODUCCION

En este capítulo se presentan los espectros de input de energía de proyecto propuestos por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] para regiones de sismicidad moderada como España. Los espectros se obtuvieron aplicando el método propuesto por Akiyama, consistente en realizar cálculos dinámicos directos con acelerogramas históricos registrados en la zona de estudio. Para ello se han analizado mas de 100 registros obtenidos en 48 terremotos ocurridos en España de 1984 a 1995. Los registros proceden de la red sísmica del Instituto Geográfico Nacional y corresponden en su mayoría a temblores de pequeña intensidad, con aceleraciones máximas del suelo que no rebasan los 60 cm/s^2. La relación de registros utilizados se muestra en las Tablas Ia y Ib.

Para cada registro, y separadamente para cada una de las dos componentes traslacionales horizontales del mismo, se obtuvieron sendos espectros de input de energía y se calculó la aceleración horizontal máxima absoluta del suelo, a_{max}, que es el valor máximo, con respecto a t y a θ, de la función definida por (43). El espectro de input de energía total V_E-T correspondiente a cada registro se obtuvo tal como se indicó en el apartado 1.3.

Los espectros de input de energía total, V_E-T, de cada registro se agruparon por estaciones y éstas a su vez en grupos que tenían en común el valor de los coeficientes K y C de la norma NCSE-94. Tal como se indicó en apartados anteriores, el coeficiente K representa la influencia de la procedencia del terremoto en la peligrosidad sísmica y oscila entre *1.0* (cuando la peligrosidad sísmica procede zonas sismogenéticas continentales y marítimas colindantes) y *1.5* (cuando la peligrosidad sísmica procede de la zona central de la falla Azores Gibraltar). El coeficiente C depende del tipo de suelo y oscila entre C=*1.0* para suelos duros y C=*1.8* para suelos blandos.

TABLA Ia: SISMOS REGISTRADOS EN SUELO BLANDO

K	C	ESTACIÓN	Suelo	a_c/g	Fichero	Aceleración máxima			a_c/a_{max}
						NS	EW	a_{max}	
1.4	1.8	Huelva (Huelva)	Arenas y arcillas	0.10	9305_01	1.20	1.20	1.20	81.67
					9420_01*	14.10	14.35	15.80	6.20
		Cartaya (Huelva)	Margas y areniscas terciarias	0.11	8901_01*	59.00	62.00	85.00	1.27
1.2		Carmona (Sevilla)	Calcarenitas, areniscas y limos	0.06	9309_16	0.71	0.48	0.76	77.37
					9402_13	0.48	0.48	0.67	87.76
1.0		Chimeneas (Granada)	Aluvial	0.24	9404_03	3.00	5.00	5.80	40.55
					9506_02*	28.70	12.40	31.30	7.51
					9511_03	2.39	3.18	3.20	73.50
		Churriana (Granada)	Aluvial	0.24	9309_07	7.60	6.70	9.60	24.50
					9402_07	4.00	4.00	4.11	57.23
					9427_01	6.00	6.00	6.70	35.10
					9506_03	7.70	12.4	13.30	17.68
		Dilar (Granada)	Aluvial y conglomerados	0.24	9506_10	4.07	4.50	6.10	38.56
					9509_02	2.15	1.46	2.27	103.61
					9511_02	4.30	1.90	4.70	50.04
		Guardamar Segura (Alicante)	Limos	0.15	9306_01	0.40	0.30	0.43	341.86
		Jayena (Granada)	Limos y arcillas	0.24	9309_08	7.70	12.40	14.60	16.11
		Guadix (Granada)	Aluvial	0.12	9412_01	6.50	2.15	6.50	18.09
					9426_01	2.15	1.68	2.16	54.44
					9504_01	0.50	0.24	0.53	221.89
					9506_12	0.72	0.70	0.86	136.74
		Lorca (Murcia)	Aluvial y coluvial	0.11	9309_15	0.83	0.74	0.96	112.29
		Lorquí (Murcia)	Aluvial	0.13	9303_01	4.61	3.34	6.70	19.01
		Motril (Granada)	Aluvial terciario	0.15	9309_02*	17.20	14.30	17.80	8.26
					9310_02	2.01	2.17	3.45	42.61
					9402_03*	16.00	17.00	20.40	7.21
					9411_01	7.90	8.00	8.90	16.52
					9419_02	2.08	2.24	2.24	65.63
		Santa Fe (Granada)	Aluvial	0.24	8401_03*	36.70	28.70	39.00	6.03
					9001_02	19.00	12.00	20.00	11.76
					9309_10	4.80	4.80	6.10	38.56
					9402_10	4.90	3.00	5.30	44.38
					9408_01	3.00	3.00	4.20	56.00
					9423_01	3.00	2.70	4.10	57.37
					9506_01*	20.10	22.00	24.00	9.80
		Torrevieja (Alicante)	Limos y arcillas	0.13	9306_02	1.18	1.16	1.39	91.65
					9307_01	5.71	5.61	8.70	14.64
		Ugíjar (Granada)	Aluvial	0.14	9419_03	0.77	0.81	0.87	157.70
					9426_02	0.58	0.64	0.86	159.53
					9510_02	1.54	1.27	1.75	78.40
					9512_03	0.66	0.65	0.86	159.53
					9514_03	0.81	2.50	2.80	49.00
					9515_02	0.86	0.64	0.95	144.42
		Ventas de Huelma	Aluvial y limos	0.25	9308_02	4.48	5.30	6.90	35.51
					9309_11	1.64	2.92	3.40	72.06
					9404_01	3.00	5.72	6.30	38.89
					9506_05	2.25	3.91	3.90	62.82

K	C	ESTACIÓN	Suelo	a_c/g	Fichero	Aceleración máxima			a_c/a_{max}
						NS	EW	a_{max}	
1.0	1.8	Vera (Almería)	Aluvial y coluvial	0.13	9304_01	1.13	1.50	1.75	72.80
					9309_13	1.58	1.73	1.92	66.35
					9402_11	1.02	1.24	1.60	79.63
					9413_01	1.67	1.76	2.30	55.39
					9414_01	0.64	0.60	0.86	148.14
					9415_01	3.23	1.82	3.95	32.25
					9416_01	10.60	4.61	10.80	11.80
					9417_01	0.63	0.66	0.86	148.14
					9418_01	0.88	0.88	1.00	127.40
					9501-01	1.85	1.82	2.50	50.96
					9502_01	0.60	0.68	0.86	148.14
					9503_01	0.98	1.18	1.50	84.93
					9507_01	7.48	5.45	9.10	14.00
		Albolote (Granada)	Arcillas y gravas	0.23	9309_09	1.65	1.66	2.06	109.42
					9402_09	0.93	0.80	0.96	234.79
					9408_02	0.38	0.22	0.43	524.19
					9506_04	3.03	1.51	3.50	64.40
		Granada (Caballerizas de la Alhambra)	Conglomerados y arenas	0.24	9302_02	4.79	2.12	6.05	38.88
					9309_05	7.28	6.80	7.90	29.77
					9402_04	4.21	4.48	5.80	40.55
					9506_07	3.91	4.38	4.90	48.00
		Durcal (Granada)	Conglomerados y arenas	0.22	9424_01	0.44	0.80	0.80	269.50
					9506_11	1.86	1.60	2.04	105.69
					9508_01	1.71	1.39	1.60	134.75
					9509_01	1.05	0.71	1.10	196.00
					9511_01	1.27	1.64	1.90	113.47
		Facultad Ciencias (Granada)	Conglomerados y arenas	0.24	9309_06	0.90	0.80	1.00	235.20
					9402_08	0.60	0.49	0.72	326.67
					9427_03	0.71	0.64	0.84	280.00
					9506_06	1.12	1.19	1.40	168.00
		Granada (Paseo de Ronda)	Conglomerados y arenas	0.24	9301_01	4.33	3.08	4.90	48.00
					9309_03	4.52	6.40	7.70	30.55
					9402_06	3.34	5.38	5.20	45.23
					9506_08	2.93	3.82	4.30	54.70
		Adra (Almería)	Esquistos y cuarcitas	0.13	9309_01*	23.70	25.00	28.00	4.55
					9310_01	3.40	3.77	5.30	24.04
					9401_01	1.30	0.75	1.40	91.00
					9402_01*	30.00	12.13	30.50	4.18
					9403_01	0.90	0.49	2.27	56.12
					9405_01	0.80	0.51	0.90	141.56
					9406_01	0.97	1.06	1.21	105.29
					9407_01	1.12	0.77	1.28	99.53
					9410_01	1.10	0.78	1.20	106.17
					9411_02	0.53	0.46	0.67	190.15
					9421_01	0.19	0.13	0.30	424.67
					9422_01	0.28	0.24	0.42	303.33
					9510_01	6.90	11.07	12.00	10.62
					9512_01	2.55	2.05	2.67	47.72
					9513_01	0.69	0.68	0.86	148.14
					9514_02	0.63	0.50	0.86	148.14
					9515_01	0.66	0.72	0.99	128.69

* Registros empleados en los cálculos dinámicos del apartado 4.

TABLA Ib: SISMOS REGISTRADOS EN SUELO DURO

K	C	ESTACIÓN	Suelo	a_c/g	Fichero	Aceleración máxima			a_c/a_{max}
						NS	EW	a_{max}	
1.0	1.0	Alhama de Granada	Calcarenitas	0.24	8401_02	12.9	15.30	14.50	16.22
					9308_01	2.19	1.56	2.40	98.00
					9309_12	0.39	0.34	0.50	470.40
					9402_12	0.42	0.32	0.55	427.64
					9404_02	1.13	1.02	1.41	166.81
		Almería	Conglomerado cementado	0.13	9402_02	8.20	10.23	10.50	12.13
					9403_02	3.67	3.15	3.90	32.67
					9407_02	0.94	1.06	1.20	106.17
					9410_02	1.28	1.63	2.04	62.45
					9413_02	0.72	0.61	0.75	169.87
					9425_01	4.56	6.73	7.00	18.20
					9512_02	1.73	2.67	2.80	45.50
					9513_02	0.92	1.05	1.20	106.17
					9514_01	4.67	3.86	5.30	24.04
		Málaga	Calizas	0.11	9309_14	0.33	0.58	0.67	160.90
					9419_01	0.32	0.46	0.68	158.53
					9505_01	0.85	0.67	1.07	100.75

3.2. METODOLOGÍA APLICADA

Los pasos seguidos para obtener los espectros de input de energía se pueden resumir como sigue:

① A partir de las componentes NS y EW de cada registro, se obtuvo la dirección θ_M en la que se produjo la aceleración máxima absoluta del suelo y el valor de la misma, que denominaremos a_{max} (ecuación (46)). El cociente entre la aceleración de cálculo del suelo, dada por la norma NCSE-94 para la zona en la que estaba ubicada la estación y a_{max} se indica en las Tablas Ia y Ib.

② Para cada registro, variando el periodo fundamental T del oscilador, se calcularon separadamente los espectros de input de energía de cada una de las dos componentes horizontales NS y EW que denominaremos $V_{E,,NS}$-T y $V_{E,,EW}$-T respectivamente. Los espectros $V_{E,,NS}$-T y $V_{E,,EW}$-T se obtuvieron aplicando el método propuesto por Akiyama (ver apartado 1.2.7.) consistente en realizar cálculos dinámicos directos con sistemas elásticos de un grado de libertad con un 10% de amortiguamiento respecto al crítico. El espectro de input de energía total, expresado en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_E, se calculó mediante la ecuación (45). La curva espectral correspondiente a cada registro fue normalizada dividiendo V_E por a_{max}.

③ De entre las curvas espectrales normalizadas obtenidas se seleccionaron aquellas correspondientes a los valores más altos de a_{max}. El valor máximo de a_c/a_{max} se fijó en 300 por considerar que valores superiores correspondían a sismos de intensidad excesivamente pequeña. Las curvas espectrales seleccionadas se organizaron en grupos que tenían en común el valor de los parámetros K y C fijados por la Norma NCSE-94.

④ Las curvas espectrales normalizadas de cada grupo se aproximaron mediante una envolvente bilineal tal como se indicó en el apartado 1.2.7. La envolvente adoptada es la correspondiente a un percentil del 84%, valor comúnmente utilizado en la literatura[26,17]. El primer tramo recto de la envolvente, que corresponde al input de energía en el dominio de los periodos cortos, se hizo pasar por el origen y el segundo tramo recto se tomó paralelo al eje horizontal que representa al periodo T. Finalmente, la pendiente del primer tramo se multiplicó por el factor *1.2* para tener en cuenta el incremento de input de energía que experimentan los sistemas elastoplásticos de periodos de vibración muy cortos con respecto a un sistema elástico con el mismo periodo fundamental (véase apartado 1.2.7.). La envolvente bilineal V_E-T obtenida de esta manera constituye *el espectro de input de energía de proyecto.*

3.3. RESULTADOS DE LOS CALCULOS DINÁMICOS DIRECTOS

De la Fig. 13 a la Fig. 38 se muestran los resultados de los cálculos dinámicos realizados por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14]. Las figuras representan los espectros de input de energía expresados en términos de la pseudo-velocidad equivalente V_E y normalizados respecto a la aceleración máxima absoluta del suelo a_{max}. Los registros están agrupados por estaciones.

De la Fig. 39 a la Fig. 42, las curvas espectrales se han organizado por grupos de estaciones que tienen en común el valor de los coeficientes K y C de la Norma NCSE-94. Los registros estudiados corresponden a zonas de $K=1$, $K=1.2$ y $K=1.4$. Los resultados del grupo correspondiente a $K=1$, $C=1.8$ se muestran en dos figuras Fig. 41 y Fig. 42 con objeto de evitar la acumulación excesiva de curvas en un mismo gráfico. No se dispone de registros para los otros valores de K.

La información disponible sobre el tipo de suelo en las estaciones donde se registraron los eventos es poco precisa[27]. Consecuentemente, a efectos de asignar un valor al coeficiente C en cada estación, se ha optado por distinguir únicamente entre suelos blandos ($C=1.8$) y suelos duros ($C=1.0$).

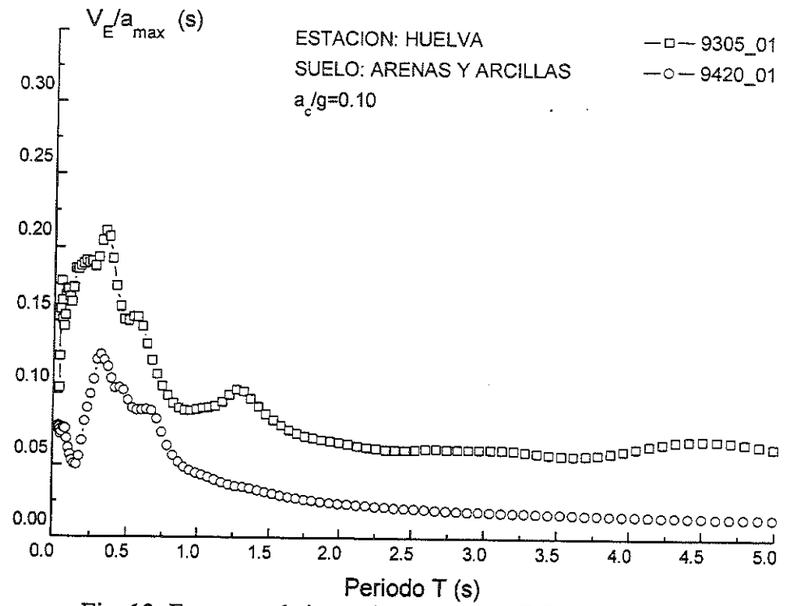


Fig. 13: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Huelva

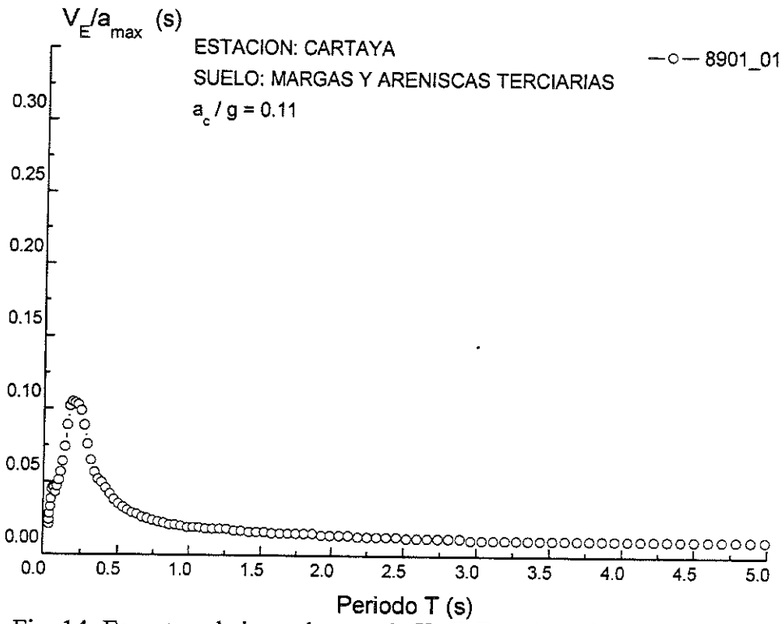


Fig. 14: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Cartaya (Huelva)

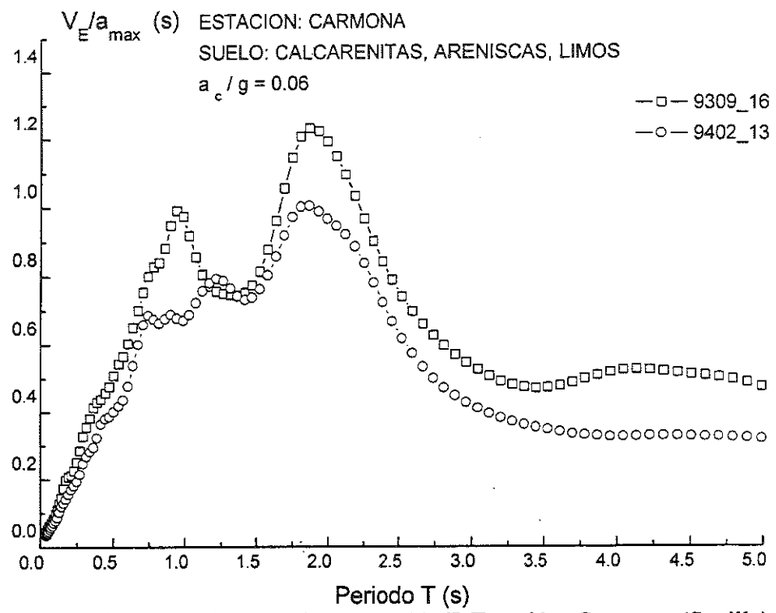


Fig. 15: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Carmona (Sevilla)

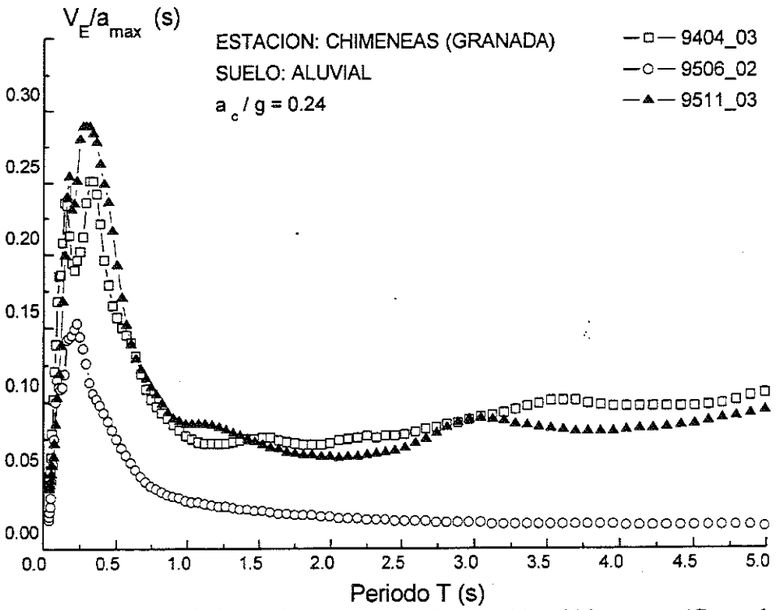


Fig. 16: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Chimeneas (Granada)

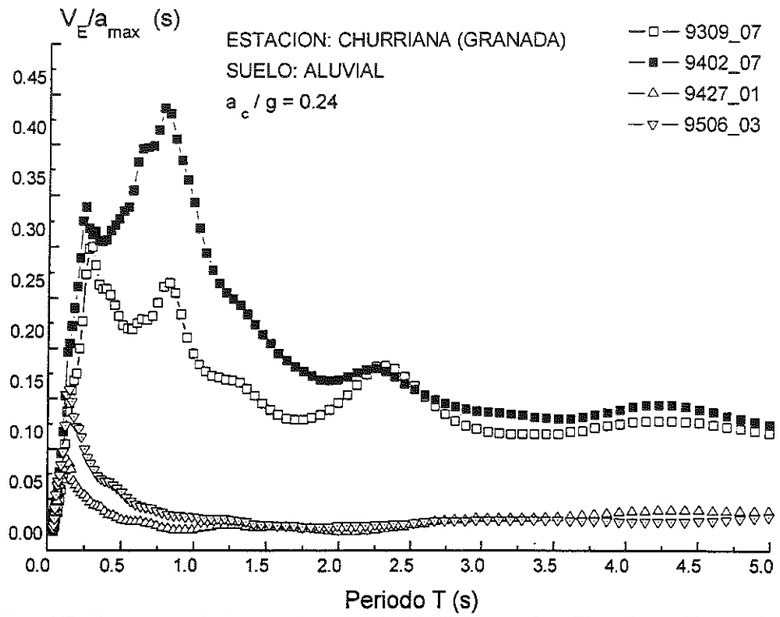


Fig. 17: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Churriana (Granada)

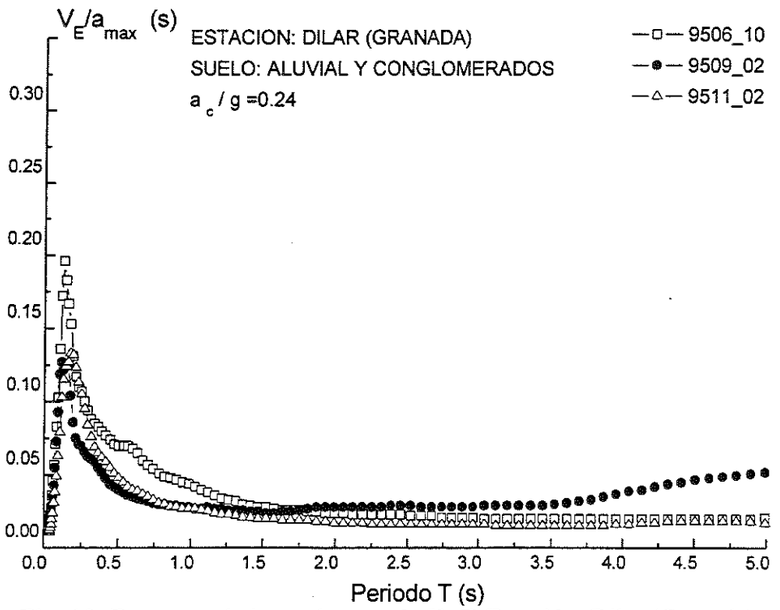


Fig. 18: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Dilar (Granada)

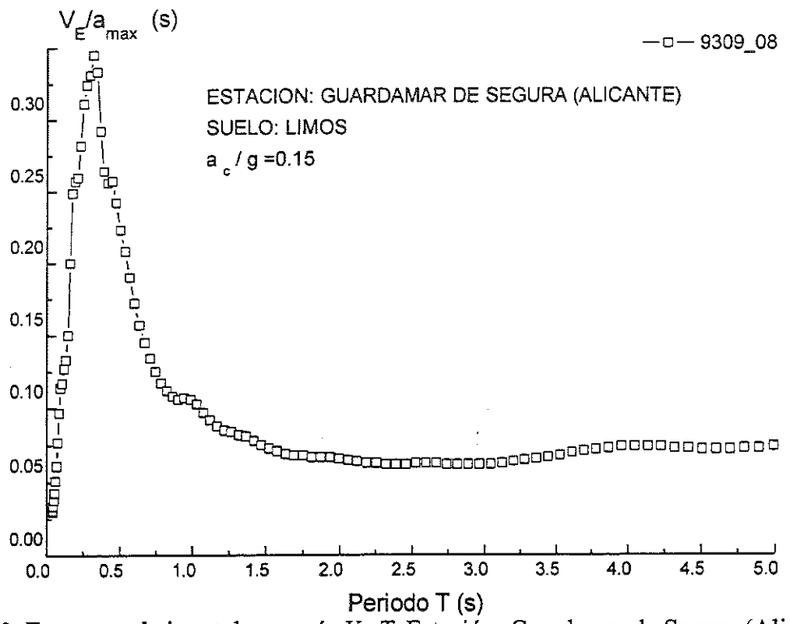


Fig. 19: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Guardamar de Segura (Alicante)

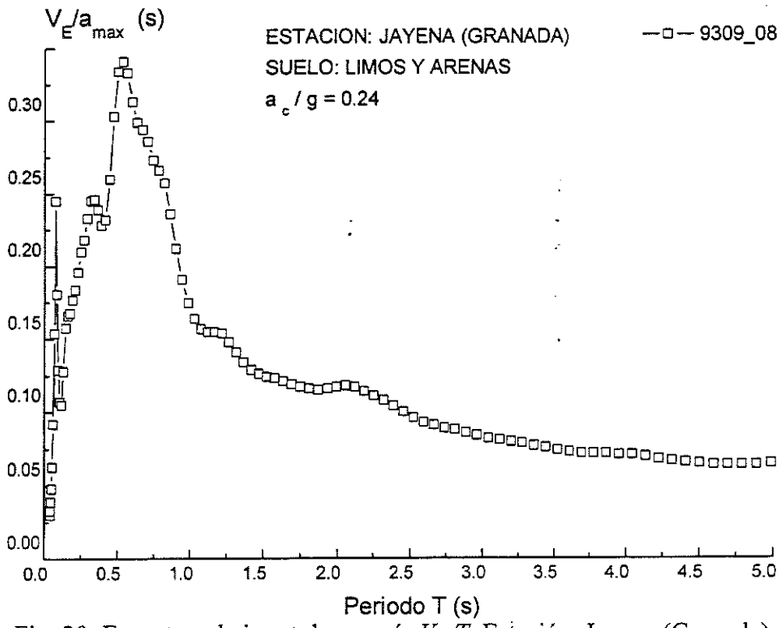


Fig. 20: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Jayena (Granada)

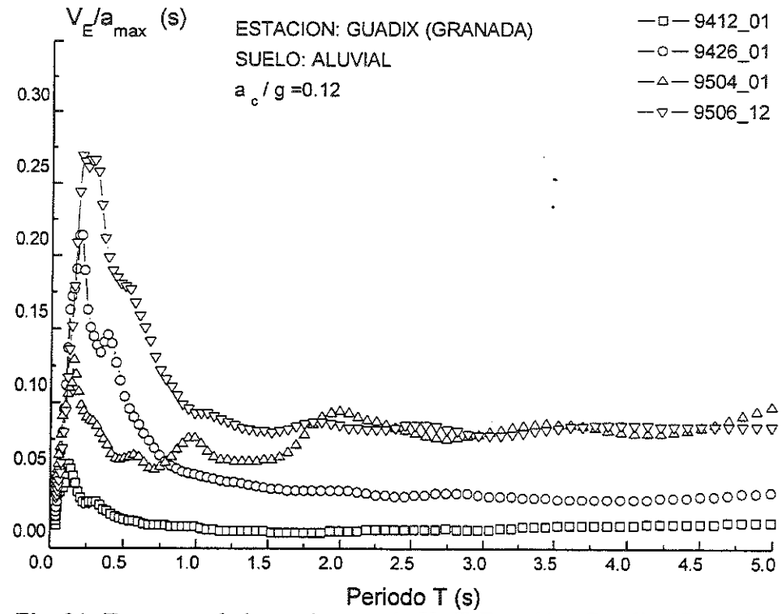


Fig. 21: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Guadix (Granada)

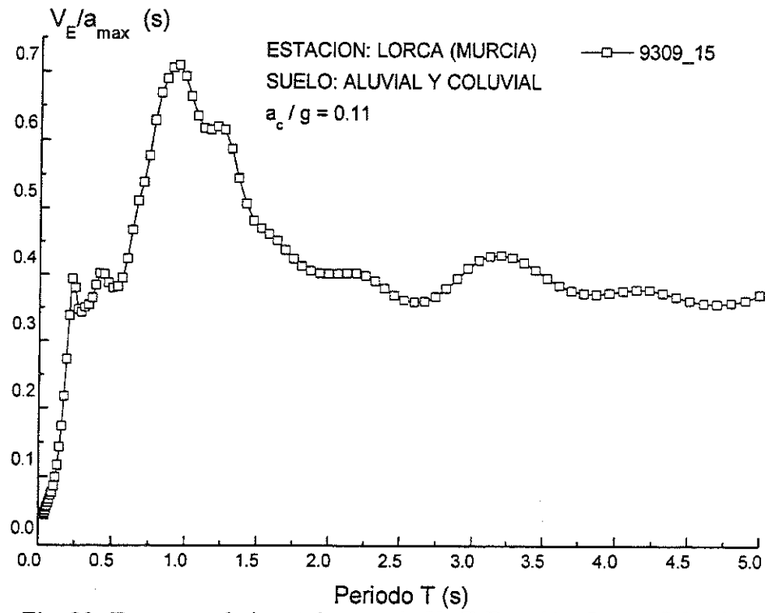


Fig. 22: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Lorca (Murcia)

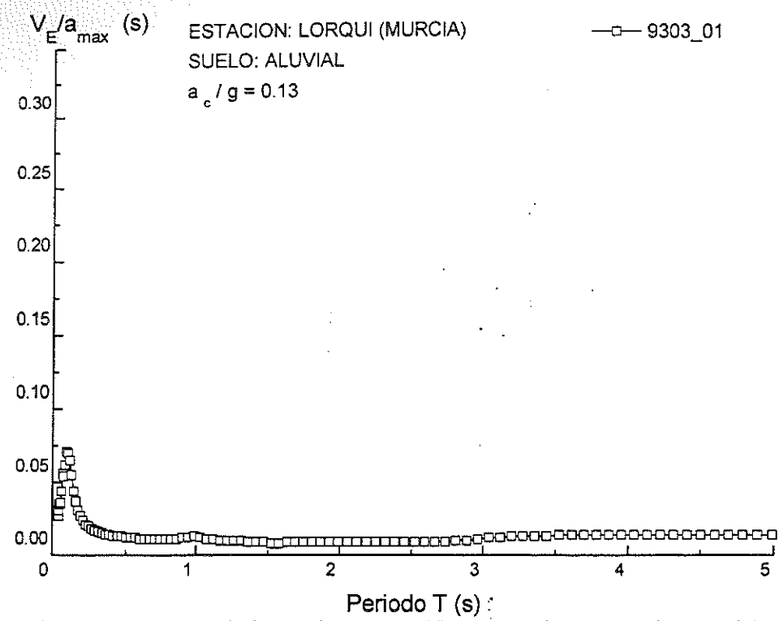


Fig. 23: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Lorqui (Murcia)

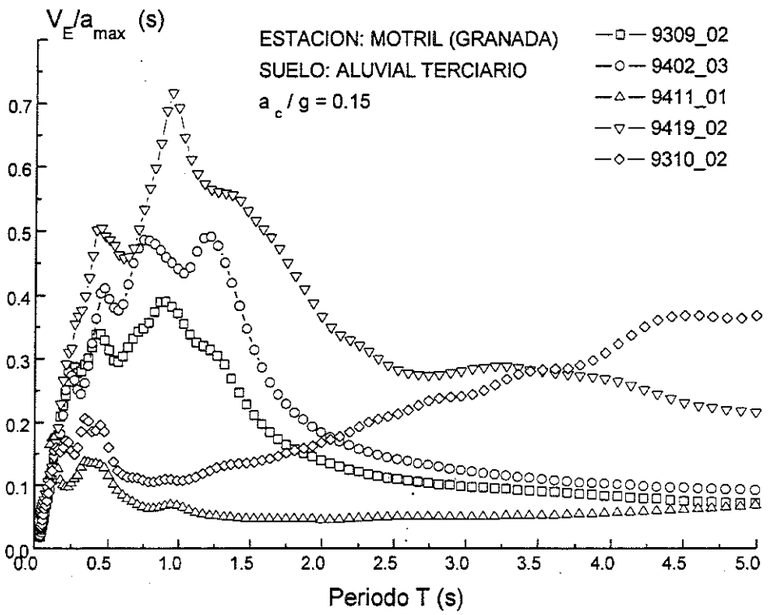


Fig. 24: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Motril (Granada)

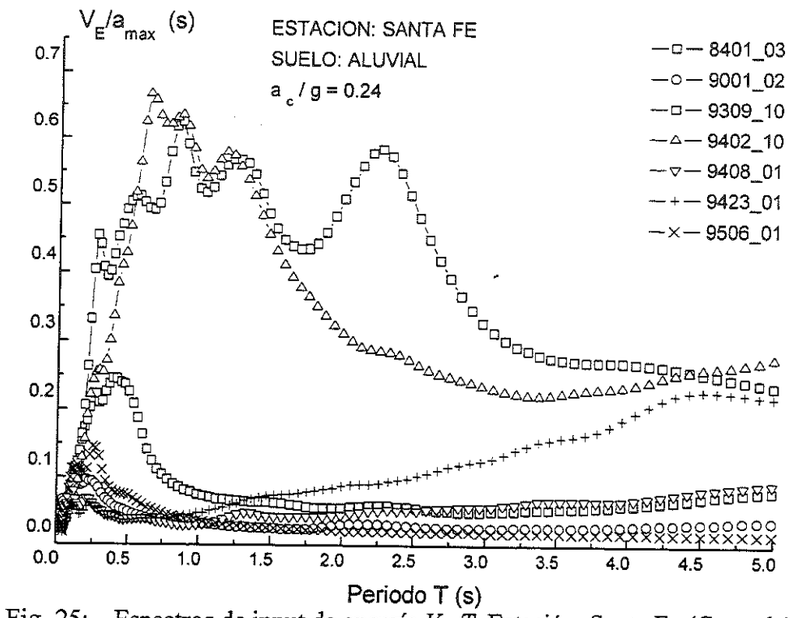


Fig. 25: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Santa Fe (Granada)

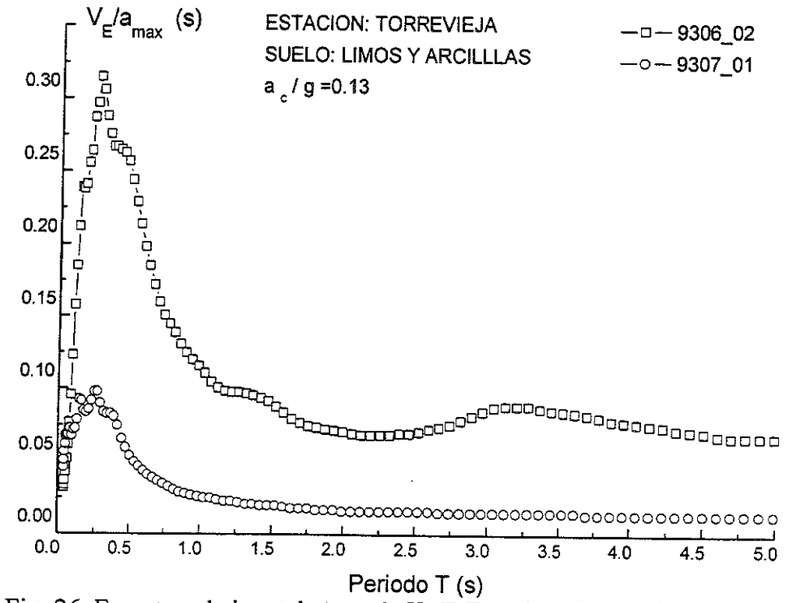


Fig. 26: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Torrevieja (Alicante)

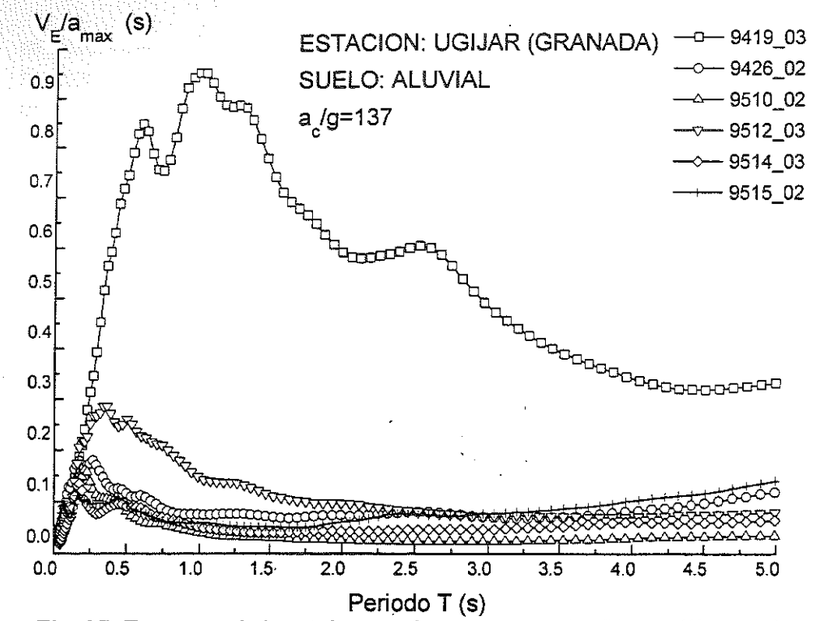


Fig. 27: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Ugijar (Granada)

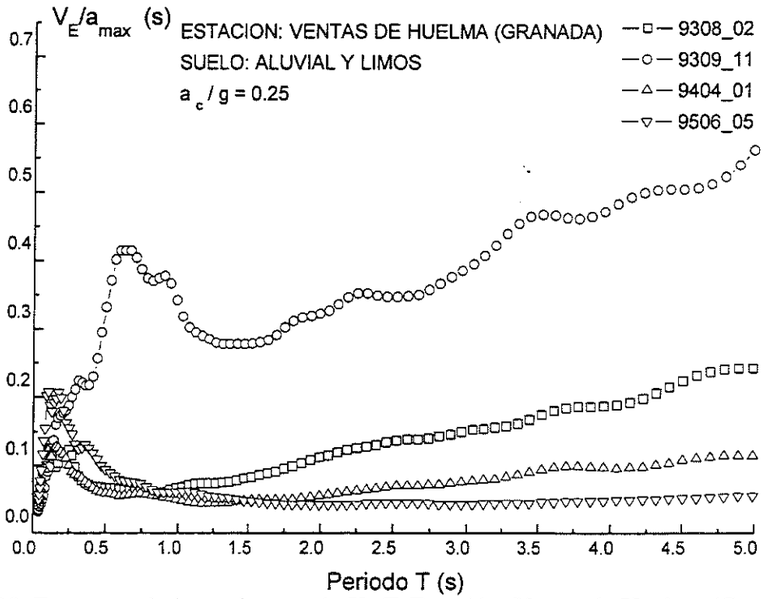


Fig. 28: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Ventas de Huelma (Granada)

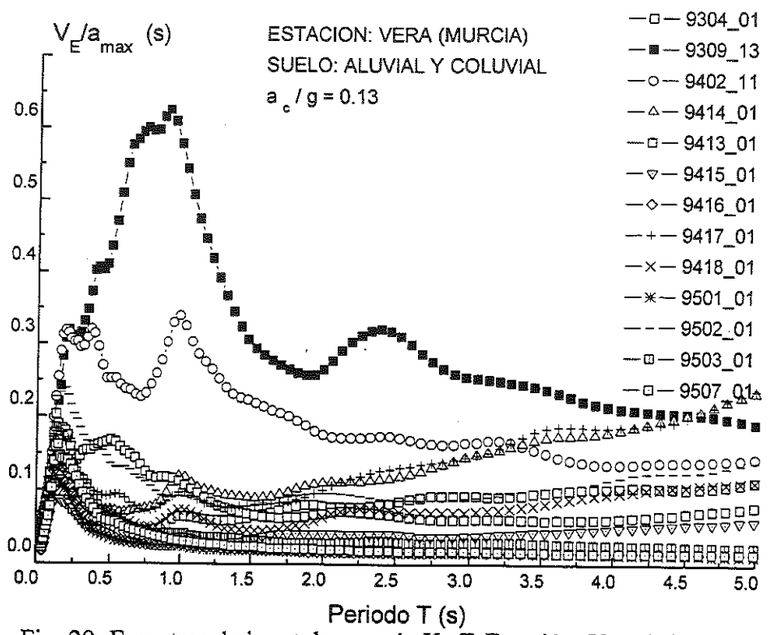


Fig. 29: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Vera (Almeria)

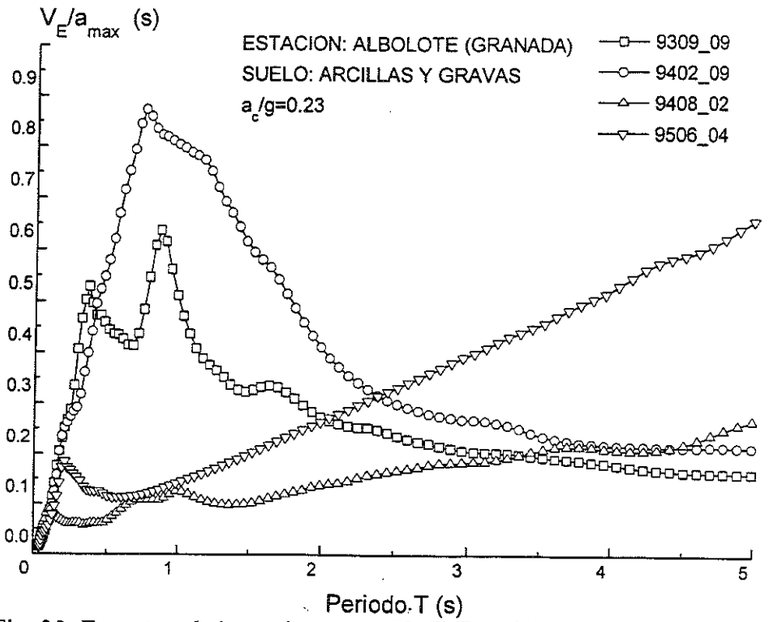


Fig. 30: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Albolote (Granada)

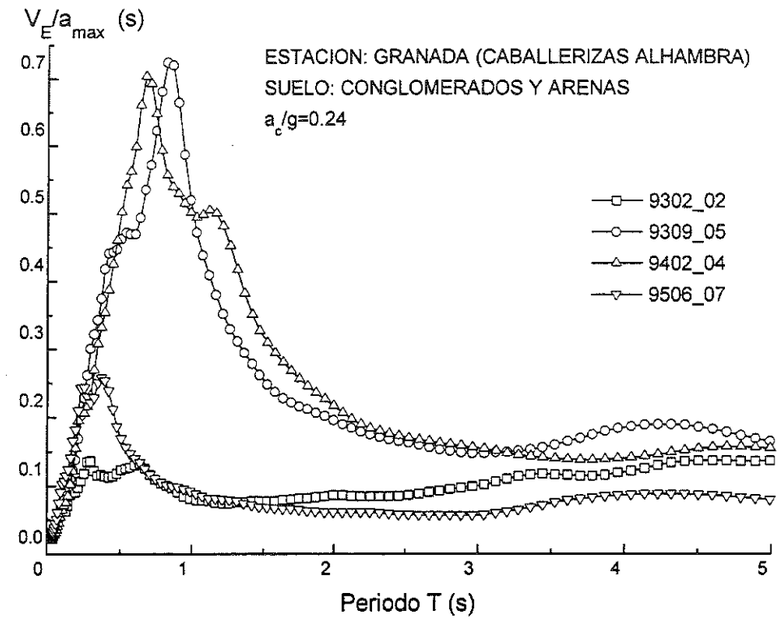


Fig. 31: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Caballerizas de la Alhambra de Granada

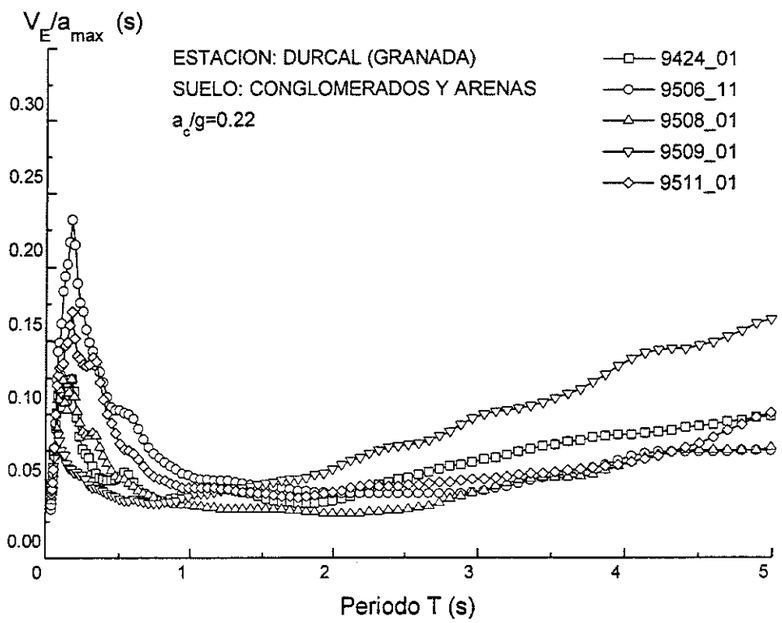


Fig. 32:Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Durcal (Granada)

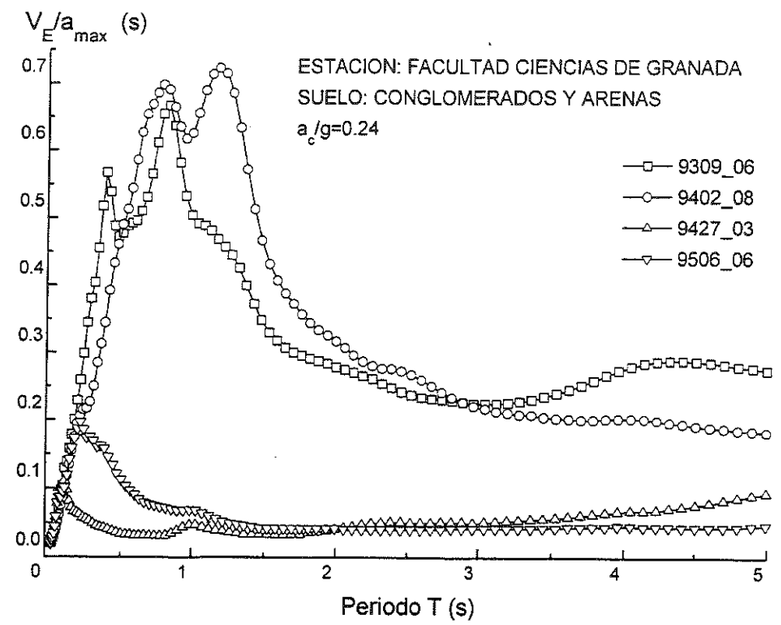


Fig. 33: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Facultad de Ciencias (Granada)

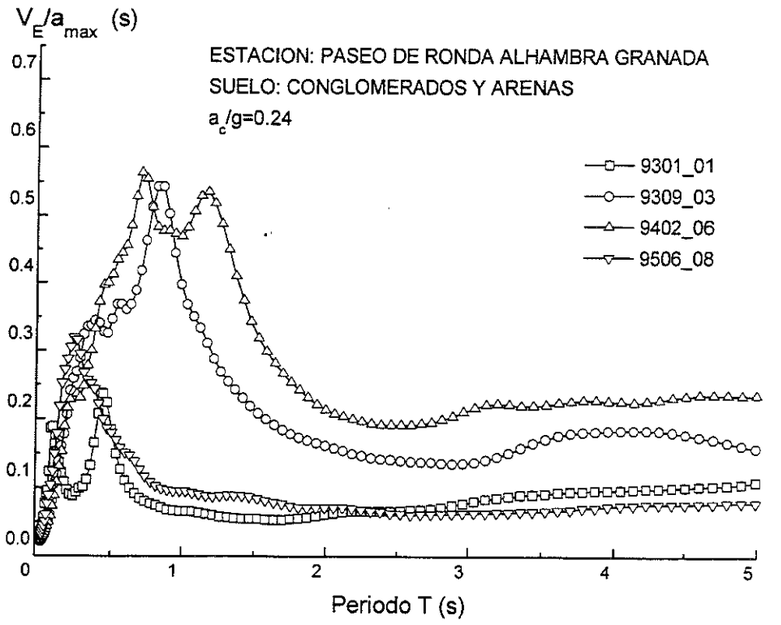


Fig. 34: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Paseo de Ronda Alhambra de Granada

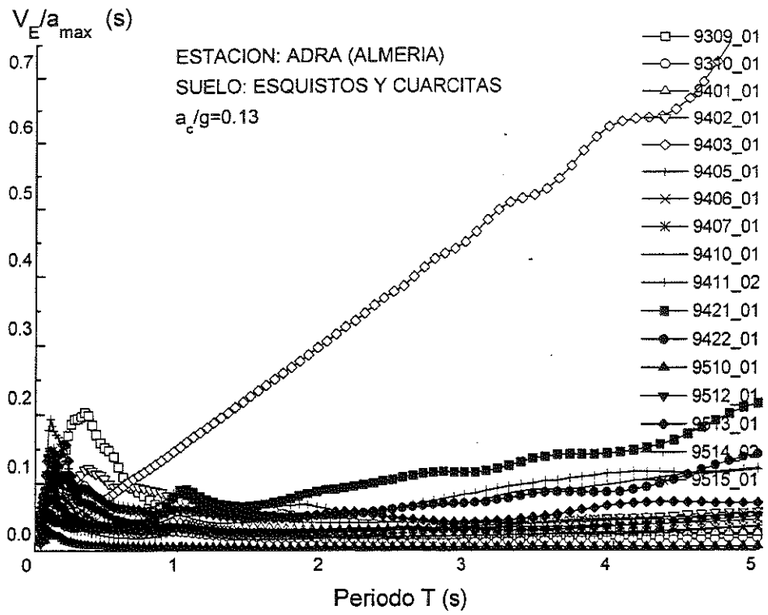


Fig. 35: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Adra (Almería)

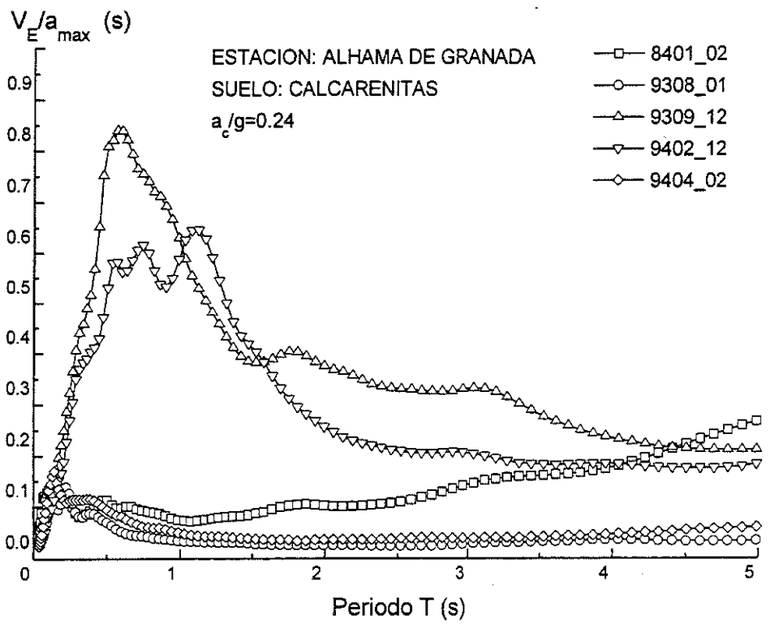


Fig. 36: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Alhambra de Granada

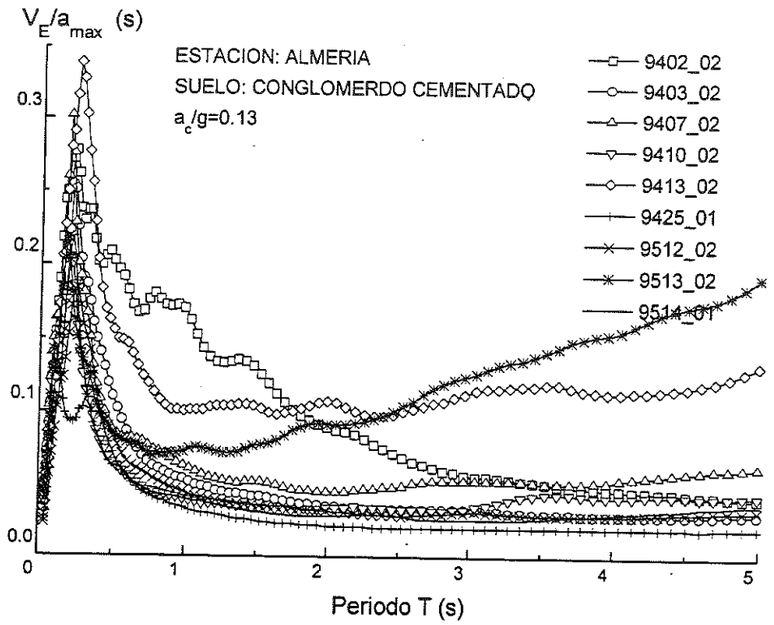


Fig. 37: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Almería

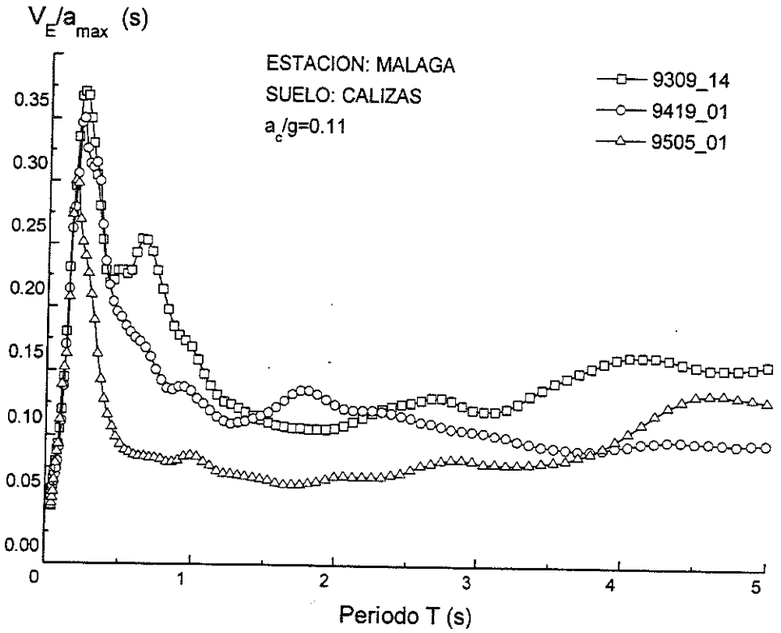


Fig. 38: Espectros de input de energía V_E-T. Estación: Málaga

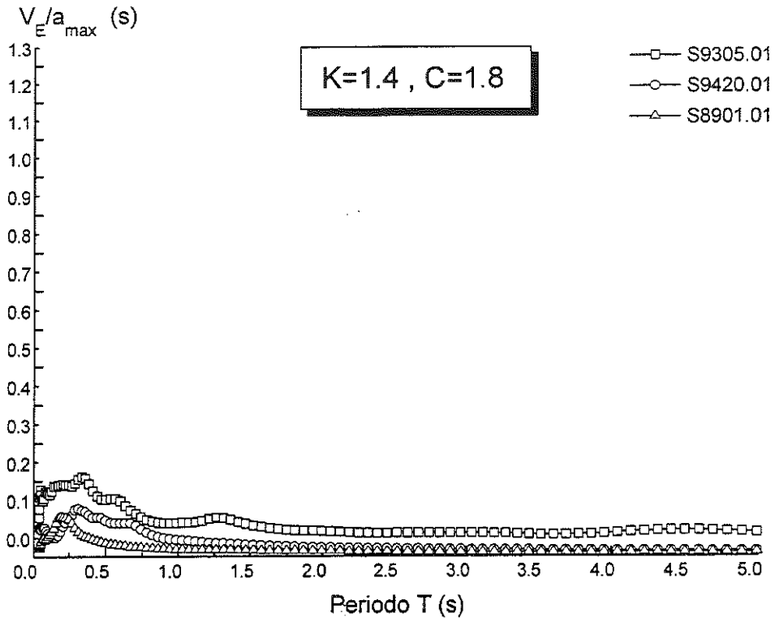


Fig. 39: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a *K=1.4, C=1.8.*

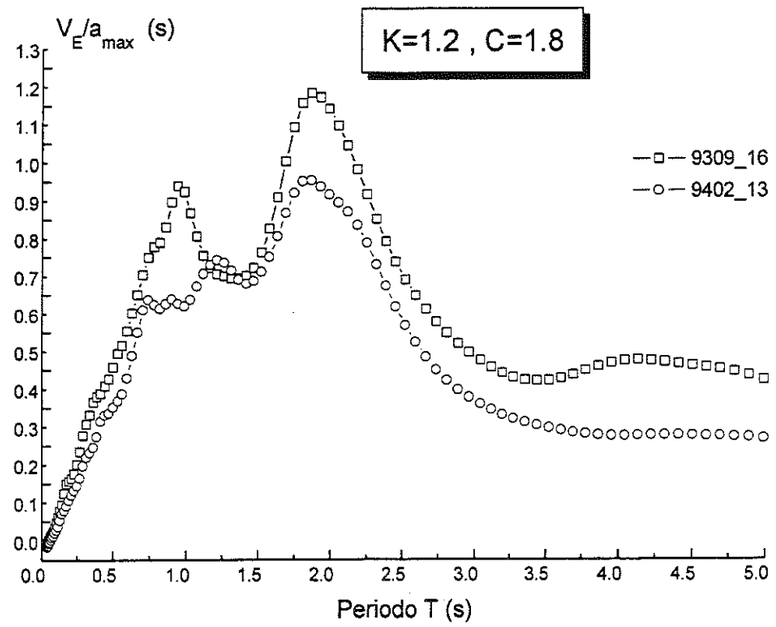


Fig. 40: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a *K=1.2, C=1.8.*

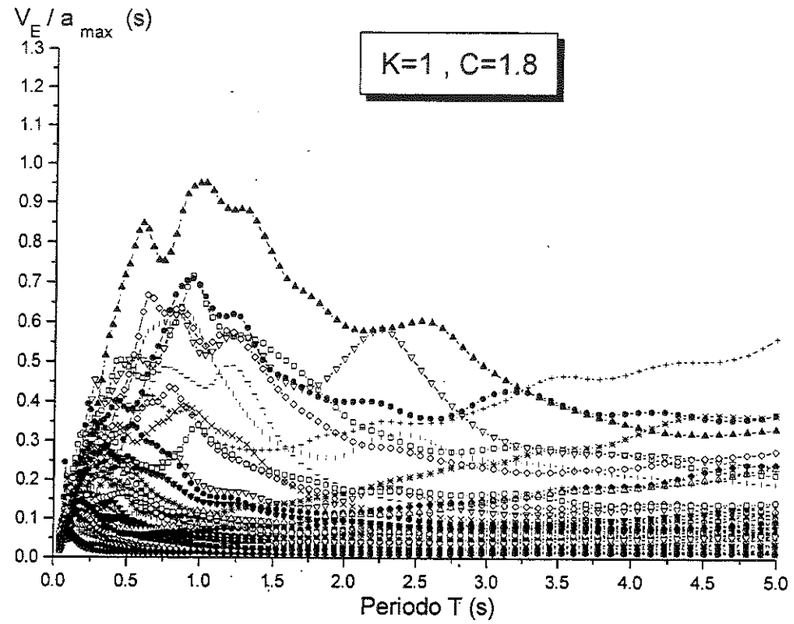


Fig. 41: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a *K=1 y C=1.8. (0<T<5s)*

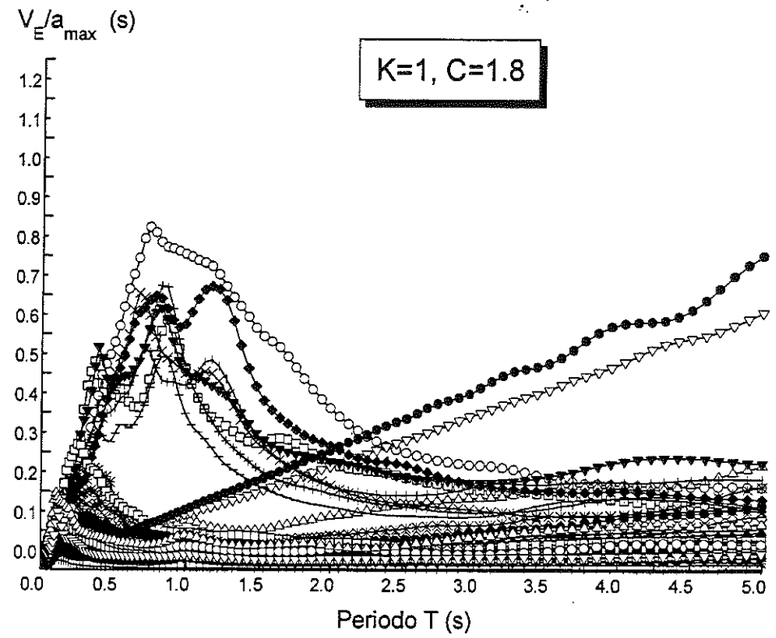


Fig. 42: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a *K=1 y C=1.8. (0<T<5s)*

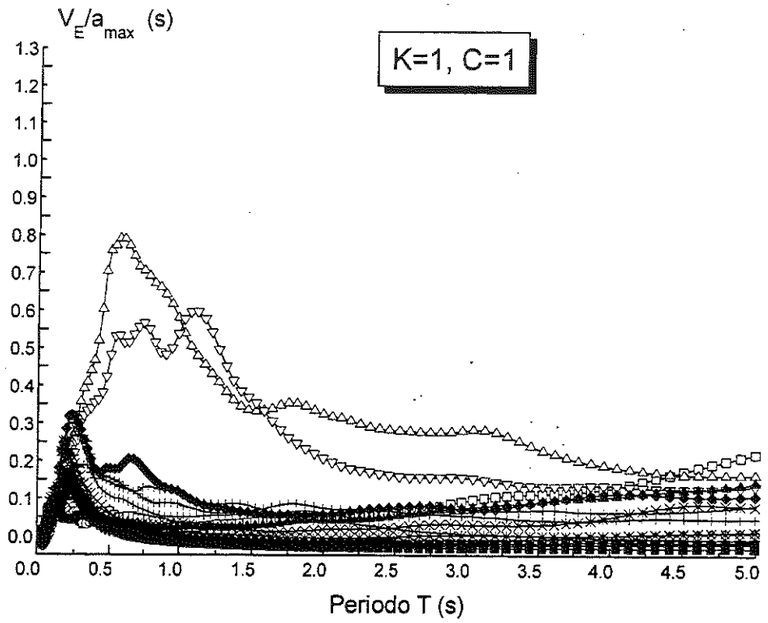


Fig. 43: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a *K=1 y C=1.0. (0<T<5s)*

3.4. ESPECTROS DE INPUT DE ENERGÍA DE PROYECTO OBTENIDOS A PARTIR DE SISMOS HISTÓRICOS REGISTRADOS EN ESPAÑA

En este apartado, a partir de las envolventes de las curvas espectrales anteriores se proponen espectros de input de energía, de aplicación en el proyecto sismorresistente de estructuras. Tal como se indicó anteriormente, a la hora de trazar dicha envolvente no se consideraron aquellos espectros correspondientes a registros cuya relación a_c/a_{max} fuese mayor de 300 por considerar que correspondían a aceleraciones del suelo, a_{max}, excesivamente pequeñas. Las curvas espectrales de los registros seleccionados se muestran de la Fig. 44 a la Fig. 47. La envolvente bilineal adoptada para cada grupo de espectros es la correspondiente a un percentil del 84%.

Zonas con K=1

La mayor parte de los registros de aceleración disponibles corresponden a estaciones ubicadas en zonas cuyo coeficiente *K* vale *1*. El número de registros disponibles en este caso es elevado por lo que puede establecerse una envolvente de proyecto de las curvas espectrales con una nivel de confianza razonable. Dicha envolvente se grafía con línea continua de trazo grueso en la Fig. 44, para suelos blandos y en la Fig. 45 para suelos duros. Las envolventes espectrales propuestas para *K=1* quedan definidas por las siguientes ecuaciones:

(65a) Para $T < T_G$ $\quad \dfrac{V_E}{a_{max}} = 1.25T$

(65b) Para $T \geq T_G$ $\quad \dfrac{V_E}{a_{max}} = 1.25T_G$

Siendo:
V_E: input total de energía expresado como pseudo-velocidad equivalente.
a_{max}: aceleración máxima absoluta del suelo.
T: periodo fundamental de vibración de la estructura.
T_G: periodo correspondiente al cambio de pendiente del espectro, que vale:

(66a) *Para suelos BLANDOS (C=1.8):* $T_G=0.40$ *s*

(66b) *Para suelos DUROS (C=1.0):* $T_G=0.24$ *s*

Para suelos de tipo medio (*C=1.2*) y a falta de un número razonable de registros de aceleración en este tipo de suelos, se propone adoptar un valor intermedio de T_G:

(66c) *Suelo MEDIO (C=1.2):* $T_G=0.32$ *s*

Zonas con K≠1

En la actualidad no se dispone de un número suficiente de registros de aceleración en zonas cuyo coeficiente K es distinto de *1*, que permita obtener espectros de proyecto con un nivel de confianza aceptable. Los espectros de input de energía correspondientes a los pocos registros existentes se muestran en la Fig. 46 y Fig. 47. Por esta razón, en este caso se ha optado por estimar los espectros de input de energía a partir de los correspondientes a zonas con *K=1*, utilizando el criterio de la Norma NCSE-94. Dicha Norma admite que para un valor dado de la aceleración máxima del suelo a_{max}, la pseudo velocidad relativa de respuesta S_{pv} (que como se indicó en apartados anteriores está directamente relacionada con V_E) es proporcional al valor del parámetro K. Consecuentemente, en zonas con *K≠1* se optó por multiplicar la ordenada del tramo horizontal del espectro definido por las ecuaciones (65a) y (65b) por el coeficiente K, manteniendo invariable el primer tramo inclinado del espectro. De esta forma, las ecuaciones (65) y (66) pueden generalizarse para cualquier valor de K reemplazando (66) por:

(67a) *Suelo BLANDO (C=1.8):* $T_G=0.40K$

(67b) *Suelo MEDIO (C=1.2):* $T_G=0.32K$

(67c) *Suelo DURO (C=1.0):* $T_G=0.24K$

Las ecuaciones (66) y (67) para *K=1.2 y K=1.4* y suelos blandos se comparan en la Fig. 46 y Fig. 47 con los resultados de los escasos registros disponibles. Se observa que aunque en el dominio de periodos muy cortos el espectro de proyecto propuesto se ajusta razonablemente bien a los espectros obtenidos de los cálculos dinámicos, en el dominio de periodos medios y largos la desviación es importante. Habrá que esperar pues a que futuros registros sísmicos en zonas con K diferente de *1* aclararen el valor de la ordenada espectral en dicho dominio de periodos medios y largos.

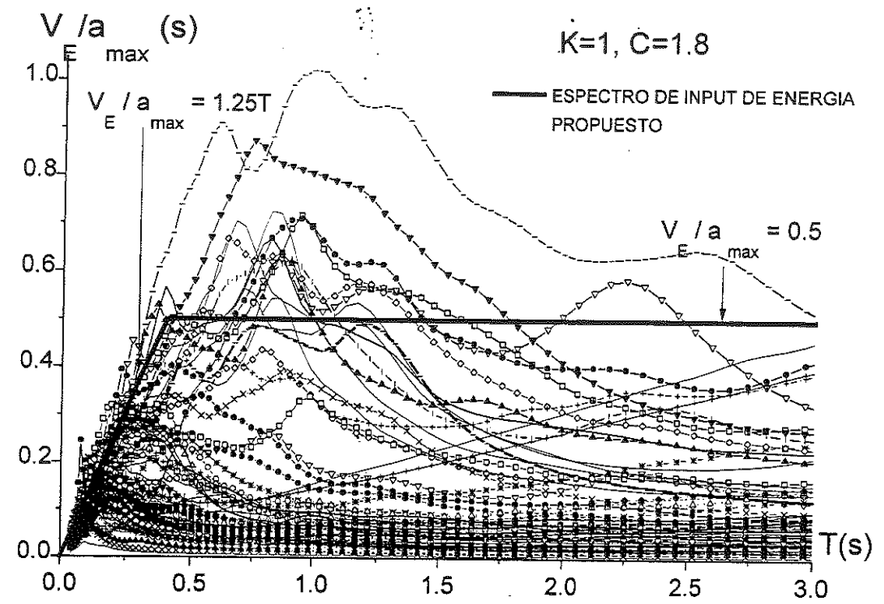


Fig. 44: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a registros con (a_c/a_{max})>300 en zonas de *K=1 y C=1.8*. Espectro de input de energía propuesto.

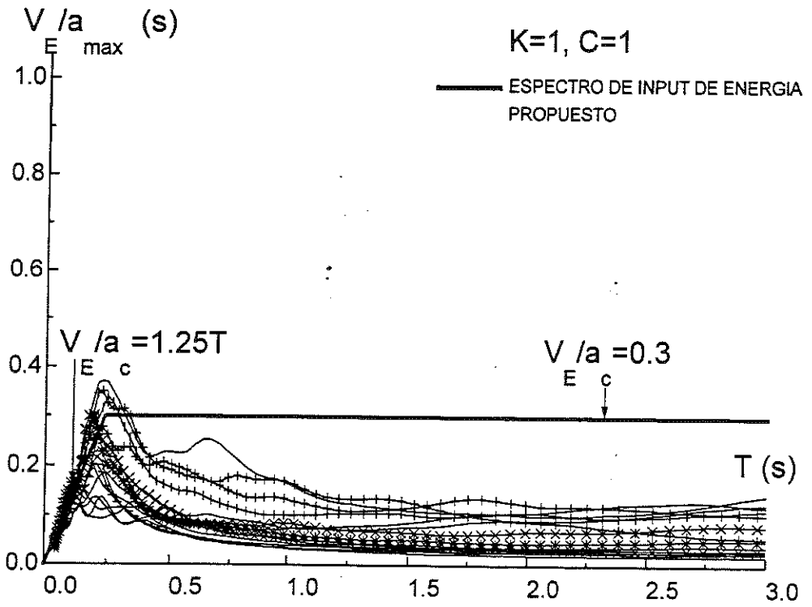


Fig. 45: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a registros con (a_c/a_{max})>300 en zonas de *K=1 y C=1.0*. Espectro de input de energía propuesto

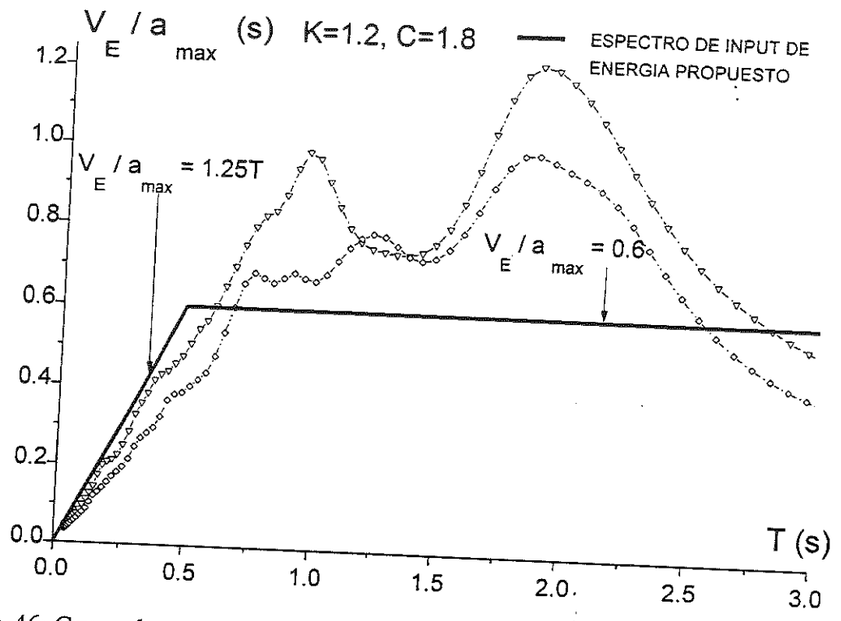


Fig. 46: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a registros con (a_c/a_{max})>300, en zonas de *K=1.2 y C=1.8* (suelo blando). Envolvente de proyecto

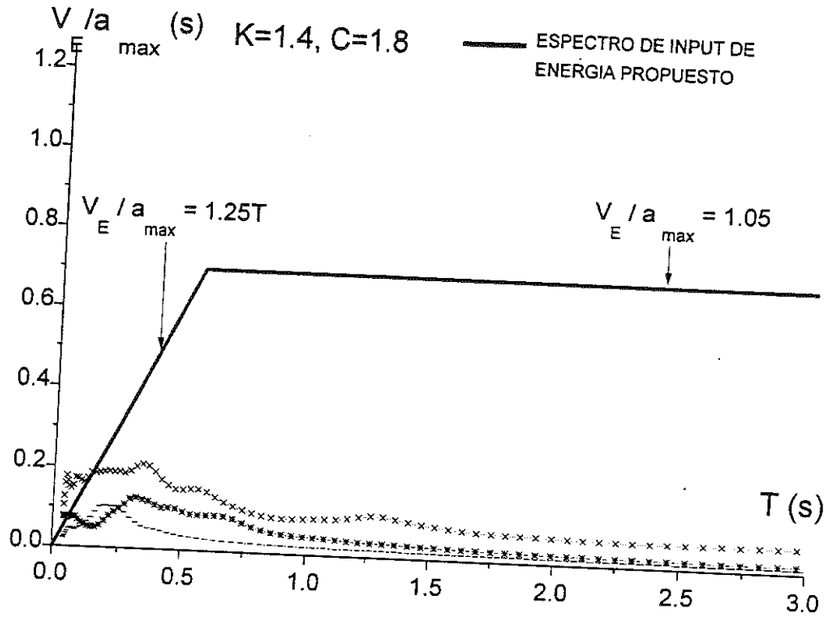


Fig. 47: Grupo de espectros de input de energía correspondientes a registros con (a_c/a_{max})>300, en zonas de *K=1.4 y C=1.8* (suelo blando). Envolvente de proyecto

4. EVALUACION DEL INPUT DE ENERGÍA QUE CONTRIBUYE A DAÑOS ESTRUCTURALES V_D.

En el apartado 1.2.8. se indicaron distintas fórmulas propuestas en la literatura para estimar la fracción del input de energía total que contribuye a daños estructurales V_D/V_E.

En la fórmula de Akiyama se desprecia la influencia del grado de plastificación. Esta simplificación es aceptable en regiones de elevada sismicidad como Japón, donde las estructuras se preparan para ser capaces de experimentar elevados niveles de deformación plástica, en cuyo caso la influencia de la deformación plástica desarrollada por el del sistema en V_D/V_E es reducida. En regiones de moderada sismicidad como España, los niveles de capacidad deformación plástica requeridos a la estructura son menores, por lo que despreciar el efecto de la plastificación en V_D/V_E puede resultar excesivamente conservador.

La fórmula de Fajfar tiene el inconveniente de estar en función de μ que, a diferencia del parámetro η, depende del comportamiento histerético del sistema. Además dicha fórmula fue propuesta únicamente para niveles de amortiguamiento de valor *h=0.05*.

Finalmente, la fórmula propuesta por Kuwamura se obtuvo analizando un número muy limitado de acelerogramas, todos ellos registrados en regiones de elevada sismicidad. Convendría investigar su aplicabilidad a regiones de sismicidad moderada y sobre la base de un número mayor de terremotos.

En este apartado se presentan los resultados de un estudio paramétrico realizado por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] para estimar el cociente V_D/V_E en sistemas dinámicos sometidos a sismos ocurridos en regiones de sismicidad moderada como España. El estudio se llevó a cabo con sistemas de un grado de libertad con comportamiento histerético del tipo elástico-perfectamente plástico. Los parámetros utilizados fueron la fracción de amortiguamiento respecto al crítico, *h*, (*h=0.02,h=0.05, h=0.10*), y la resistencia del sistema expresada en términos del coeficiente cortante basal α (α*=0.05, 0.10*). Los sistemas se sometieron a los nueve sismos con mayores valores de a_{max} de la Tabla Ia y Ib. Los sismos utilizados se señalan con asterisco en dichas Tablas. El grado de plastificación experimentado por el sistema se expresó mediante el ratio de deformación plástica acumulada definido por (7).

Los resultados de los cálculos dinámicos se muestran de la Fig. 48 a la Fig. 50. Con fines ilustrativos, en las figuras se indica también, con círculos en gris de mayor tamaño, la respuesta correspondiente al terremoto de El Centro. A partir de los mismos Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] propusieron la siguiente fórmula que modifica la ecuación de Akiyama con el objeto de tener en cuenta el grado de plastificación del sistema:

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1.15\eta}{(0.75+\eta)} \frac{1}{\left(1+3h+1.2\sqrt{h}\right)} \qquad (68)$$

La predicción realizada con la fórmula (68) aparece dibujada en las Fig. 48 a Fig. 50 con línea continua. Con fines comparativos, se indica también la predicción realizada con las fórmulas propuestas por Akiyama, Kuwamura y Fajfar. En el caso de la fórmula de Fajfar, se ha supuesto $\eta=4(\mu-1)$.

Las cuatro fórmulas se compararon también cuantitativamente, investigando las propiedades estadísticas del coeficiente de error C_d, que se define como el cociente entre el valor (V_D/V_E) obtenido de cálculos dinámicos directos y el que predicen las fórmulas anteriores. Los resultados se muestran en la Tabla II, donde $E(C_d)$ es el valor medio de C_d y $COV(C_d)$ el coeficiente de variación definido por $COV(C_d)=\sigma(C_d)/E(C_d)$, siendo $\sigma(C_d)$ la desviación estándar de C_d.

TABLA II: Propiedades estadísticas del coeficiente de error C_d

		Akiyama	Kuwamura	Fajfar	Benavent
$h = 0.02$	$E(C_d)$	0.89	1.05	---	0.99
	$COV(C_d)$	0.09	0.05	---	0.05
$h = 0.05$	$E(C_d)$	0.88	0.88	0.78	0.84
	$COV(C_d)$	0.47	0.45	0.45	0.44
$h = 0.10$	$E(C_d)$	1.06	1.08	---	1.02
	$COV(C_d)$	0.44	0.12	---	0.10

La fórmula (68) presenta diferentes ventajas respecto a las anteriores. Comparada con la fórmula de Akiyama, la ecuación (68) tiene en cuenta el nivel de plastificación del sistema. Comparada con la de Fajfar, la fórmula (68) no depende de las características histeréticas del sistema. Finalmente, en comparación con la de Kuwamura et al., la ecuación (68) se ajusta mejor los resultados de los cálculos dinámicos.

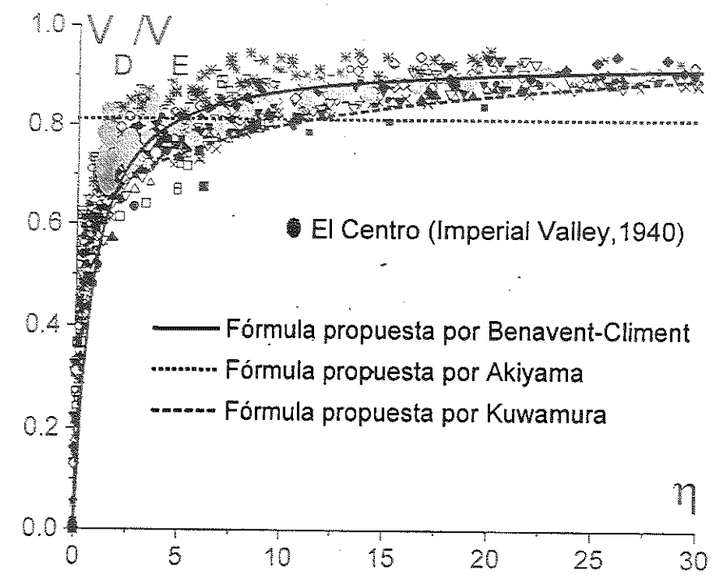


Fig. 48: Input de energía que contribuye a daños estructurales. Relación entre V_D/V_E y η para $h=0.02$

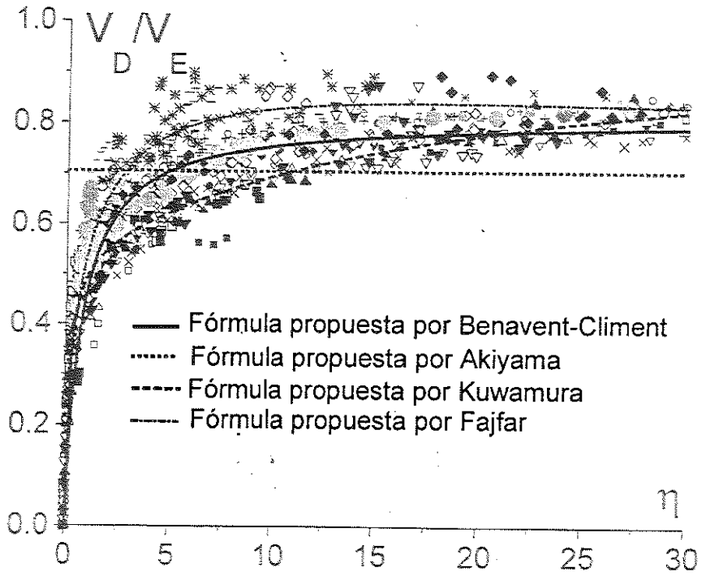


Fig. 49: Input de energía que contribuye a daños estructurales. Relación entre V_D/V_E y η para $h=0.05$

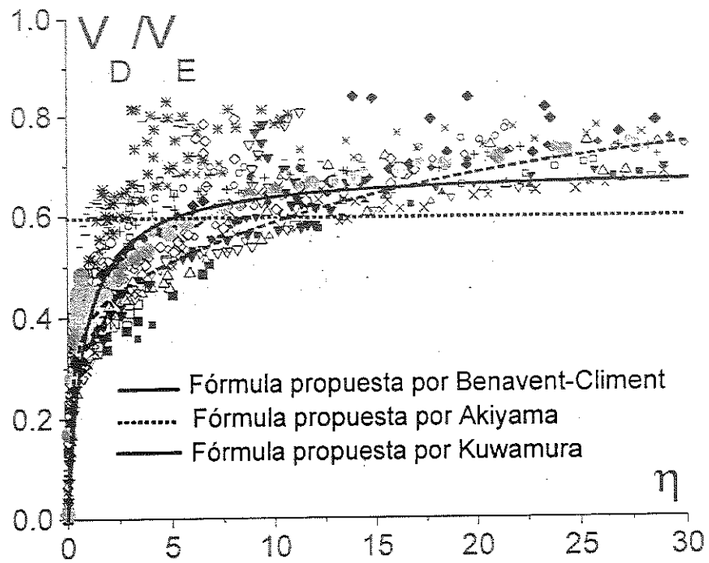


Fig. 50: Input de energía que contribuye a daños estructurales. Relación entre V_D/V_E y η para $h=0.10$

5. COMPARACION ENTRE LOS ESPECTROS OBTENIDOS DE LOS CÁLCULOS DINÁMICOS DIRECTOS Y LOS OBTENIDOS DE LA NCSE-94

A continuación se comparan los espectros de input de energía que contribuye a daños estructurales, V_D-T, obtenidos de la norma española NCSE-94 en el Capítulo 2, con los propuestos por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] partir de cálculos dinámicos directos con acelerogramas históricos registrados en España, expuestos en el Capítulo 3. La comparación se realiza únicamente para los valores de los parámetros K y C siguientes: $K=1, C=1.8$ y $K=1, C=1.0$. Tal como se indicó en el apartado 3, no se dispone de un número suficiente de acelerogramas en zonas con valores de K o C distintos.

Los espectros obtenidos a partir de la norma española NCSE-94 son *espectros de energía que contribuye a daños estructurales*, V_D-T, mientras que los espectros propuestos en el apartado 3 mediante las ecuaciones (65) y (67) son *espectros de input de energía total* V_E-T. Para poder compararlos, estimaremos el espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales V_D-T a partir de V_E-T mediante la fórmula empírica (40) propuesta por Akiyama. De esta forma, de las ecuaciones (65) y (40) se obtiene:

(69a) Para $T < T_G$ $$\frac{V_D}{a_{\max}} = \frac{1.25}{\left(1+3h+1.2\sqrt{h}\right)} T$$

(69b) Para $T \geq T_G$ $$\frac{V_D}{a_{\max}} = \frac{1.25}{\left(1+3h+1.2\sqrt{h}\right)} T_G$$

Siendo h la fracción de amortiguamiento con respecto al crítico y T_G el periodo frontera dado por la ecuación (67) para cada tipo de suelo.

En las Fig. 51 y Fig. 52 se comparan los espectros V_D-T dados por (69) con los obtenidos a partir de la norma NCSE-94. La comparación se realiza para el nivel de amortiguamiento de referencia del 5%. Para ello, en las ecuaciones (64) y (69) los coeficientes h y K se han sustituido por $h=0.05$ y $K=1$. Respecto al coeficiente C se han estudiado los dos valores siguientes $C=1$ y $C=1.8$.

En las Figuras anteriores se observa que los niveles de input de energía de los espectros propuestos por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] expuestos en el Capítulo 3, son mayores que los implícitos en la normativa española. La diferencia es del 25% aproximadamente en el rango de periodos medios y largos y el doble en los periodos cortos. Esta diferencia se explica en parte porque al obtener las curvas V_D-T a partir de los espectros elásticos de respuesta de la norma NCSE-94, se dio por válida la hipótesis de Housner que establece que el espectro de velocidad máxima de respuesta, V_{MAX}-T, de un sistema elástico con amortiguamiento, es el límite superior del espectro de input

de energía que contribuye a daños estructurales, V_D-T, de un sistema elastoplástico con ese mismo nivel de amortiguamiento. Tal como se indicó en el apartado 1.2.8, (ver Fig. 10 y Fig. 11) esta hipótesis no es cierta en el dominio de periodos cortos donde V_D es invariablemente mayor que V_{MAX}.

Con el fin de estimar un valor realista del cociente V_D/V_{MAX} en el rango de periodos medios y cortos, se realizaron diversos análisis dinámicos con sistemas de un grado de libertad y un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, sometidos a varios sismos registrados en España. Los acelerogramas empleados fueron registrados en estaciones donde el parámetro K de la NCSE-94 vale $K=1$. Los acelerogramas se escalaron de forma que la aceleración máxima (calculada como se indicó en el Capítulo 3) coincidiese con la prescrita en la NCSE-94. Para ello, en primer lugar se analizaron sistemas elásticos-perfectamente plásticos de diferente resistencia, es decir, con diferentes valores del coeficiente de fuerza cortante α ($\alpha=0.025$ y $\alpha=0.05$). Para cada uno de ellos se determinó el espectro de input de energía que contribuye a daños estructurales, V_D-T, el cual se indica mediante símbolos triangulares, cuadrados y circulares respectivamente en las Fig. 53 a Fig. 56.En segundo lugar, los cálculos se repitieron con sistemas elásticos y se obtuvo los espectros de velocidad máxima V_{MAX}-T. Los resultados de los análisis se muestran en las Fig. 53 a Fig. 56. En ellos puede observarse que el cociente entre los valores máximos de V_D y V_{MAX} llega aproximadamente a 1.25. Dicho máximo es el que determina el valor de la ordenada del tramo horizontal del espectro V_D-T de proyecto. Teniendo cuenta esto puede concluirse que los espectros de input de energía propuestos en el Capítulo 3 representan niveles de la acción sísmica de un orden de magnitud similar a los establecidos por la norma NCSE-94 pero ligeramente superiores.

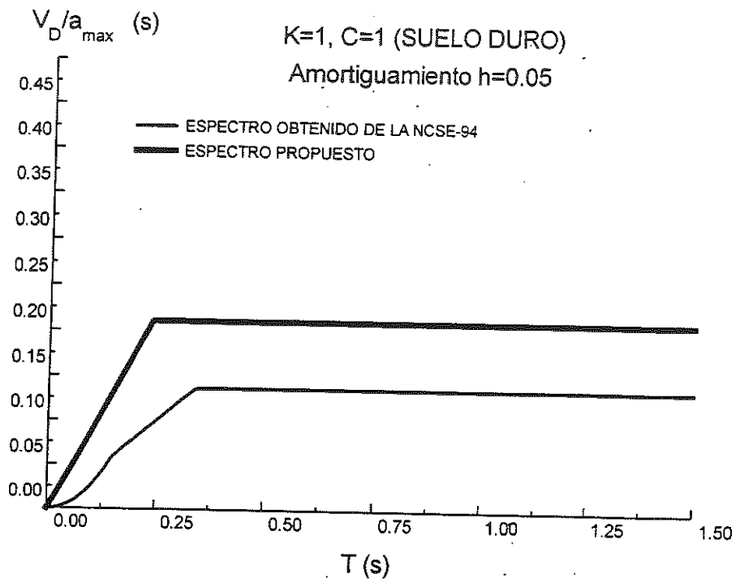


Fig. 51: Comparación entre el espectro de energía V_D-T obtenido de la norma NCSE-94 y el propuesto en esta investigación, para $K=1$, $C=1$ y $h=0.05$.

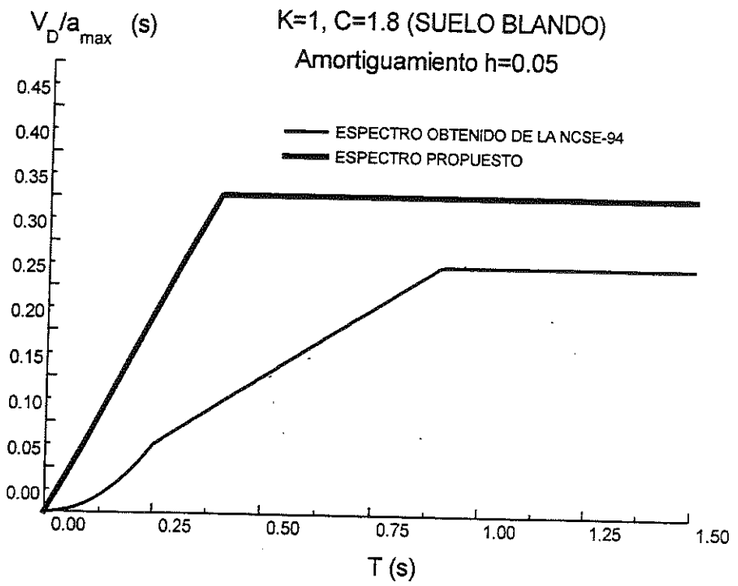


Fig. 52: Comparación entre el espectro de energía V_D-T obtenido de la norma NCSE-94 y el propuesto en esta investigación, para $K=1$, $C=1.8$ y $h=0.05$.

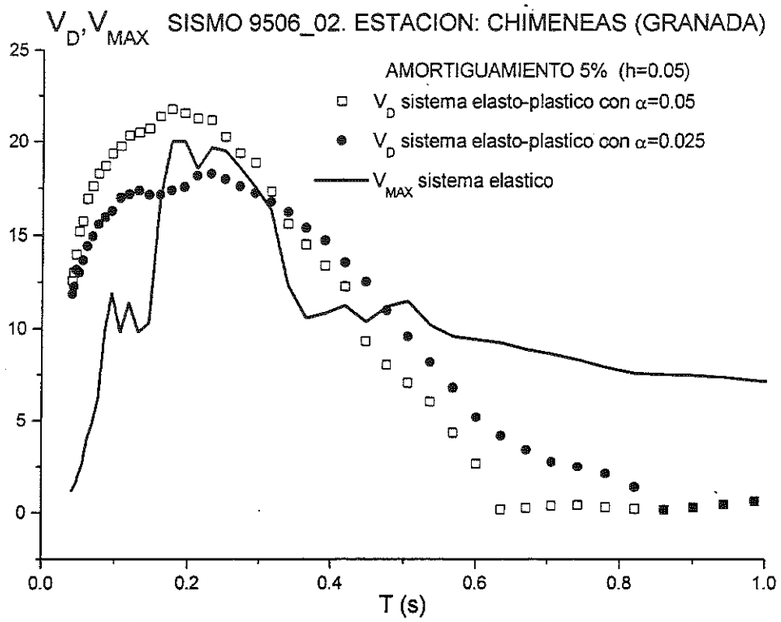


Fig. 53: Comparación entre V_D y V_{MAX}. Amortiguamiento $h=0.05$. Estación: Chimeneas (Granada).

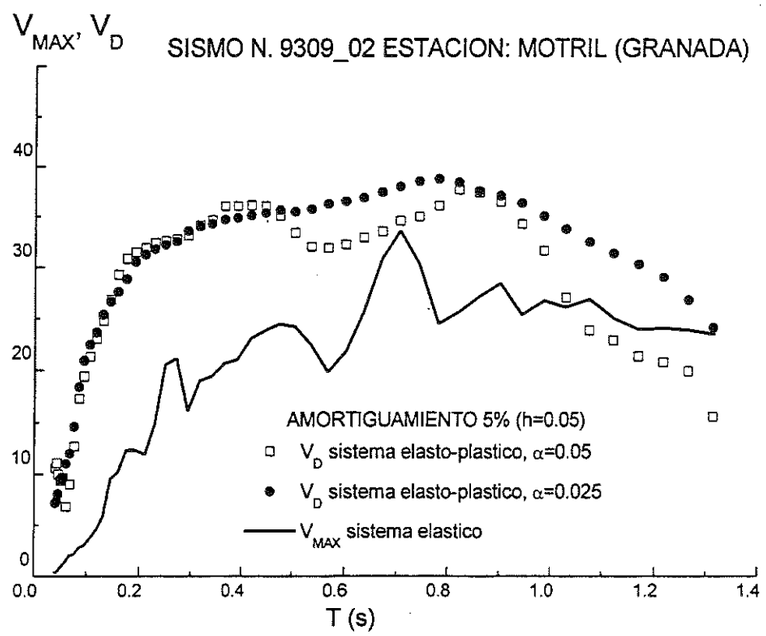


Fig. 54: Comparación entre V_D y V_{MAX}. Amortiguamiento $h=0.05$. Motril (Granada).

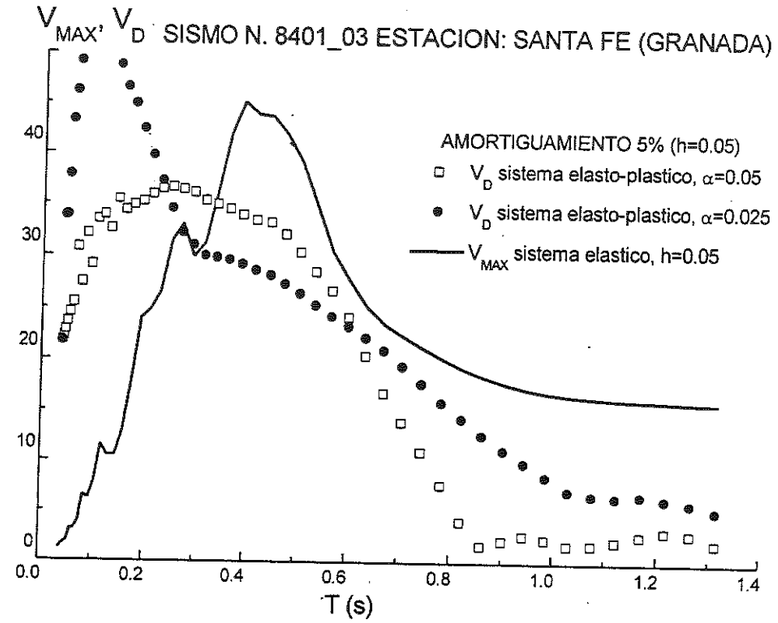


Fig. 55: Comparación entre V_D y V_{MAX}. Amortiguamiento $h=0.05$.Santa Fe (Granada)

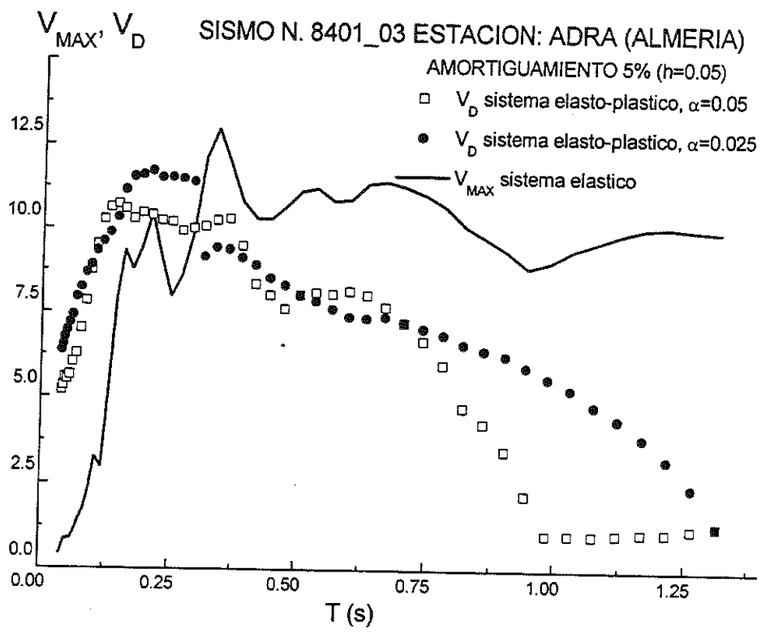


Fig. 56: Comparación entre V_D y V_{MAX}. Amortiguamiento $h=0.05$. Santa Fe (Granada).

6. COMPARACION CON LOS ESPECTROS DE OTROS PAÍSES Y CON LOS CORRESPONDIENTES A TERREMOTOS RECIENTES

En este Capítulo, los espectros de input de energía de proyecto propuestos por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14] que se expusieron en el Capítulo 3, se comparan con los de otros países y con los correspondientes a los terremotos ocurridos en 1999 en otras regiones de sismicidad moderada como Turquía y Taiwán, y con el reciente terremoto de Mula.

6.1. COMPARACIÓN CON LOS ESPECTROS DE LA NORMATIVA JAPONESA

La Normativa Japonesa revisada en 1981, establece una metodología de proyecto sismorresistente en dos etapas, que pueden resumirse como sigue[28]:

a) Primera etapa: el edificio debe proyectarse aplicando métodos de cálculo en tensiones admisibles para una acción sísmica correspondiente a $\alpha=0.2$.
b) Segunda etapa: el edificio debe disponer de una capacidad de disipación/absorción de energía suficiente para soportar un acción sísmica correspondiente a $\alpha=1.0$.

El parámetro α es el coeficiente de fuerza cortante basal en un sistema elástico y representa el nivel de input sísmico de proyecto. Los valores del coeficiente α antes indicados son valores básicos que varían según el tipo de suelo. En la segunda etapa de proyecto, el valor $\alpha=1.0$ correspondiente a un comportamiento elástico, puede reducirse según la capacidad de deformación plástica de la estructura multiplicándolo por un factor reductor llamado D_s en la literatura japonesa.

La Fig. 57 muestra los espectros de input de energía prescritos por la normativa japonesa para la segunda etapa de proyecto. Con fines comparativos, en la Figura se indican también a modo de ejemplo los espectros de input de energía para regiones de sismicidad moderada expuestos en el Capítulo 3, y particularizados para un valor medio de la aceleración de cálculo del suelo de $a_{max}=a_c=0.13g$.

6.2. COMPARACIÓN CON LOS ESPECTROS PROPUESTOS POR AKIYAMA

Siguiendo el método aplicado en el Capítulo 3, Akiyama propuso unos espectros de input de energía para el proyecto sismorresistente de estructuras en Japón. En estos espectros se consideran cuatro clases de terreno que van desde un suelo muy blando (suelo clase IV) hasta el basamento rocoso (suelo clase I) y se muestran con línea discontinua en la Fig. 58. También se indica en la Figura con línea continua los espectros expuestos en el Capítulo 3.

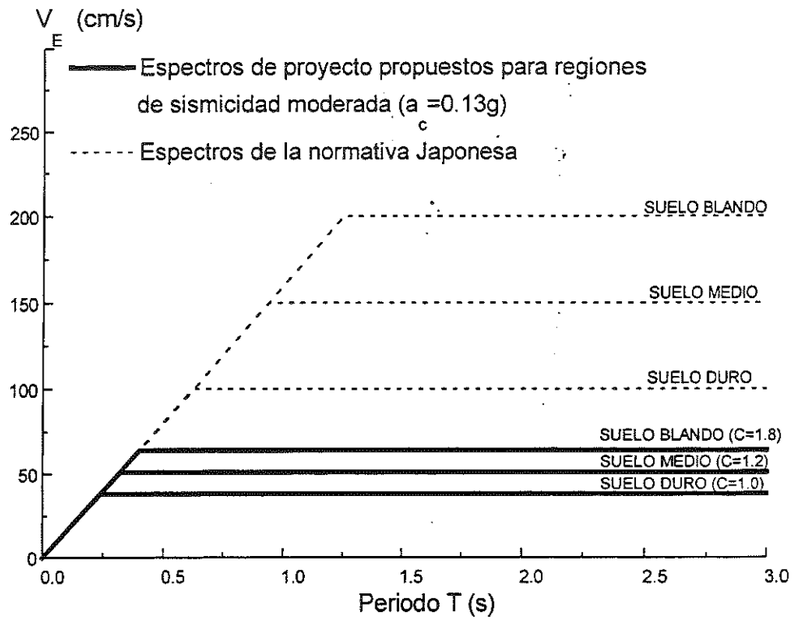


Fig. 57: Comparación entre los espectros de input de energía de proyecto

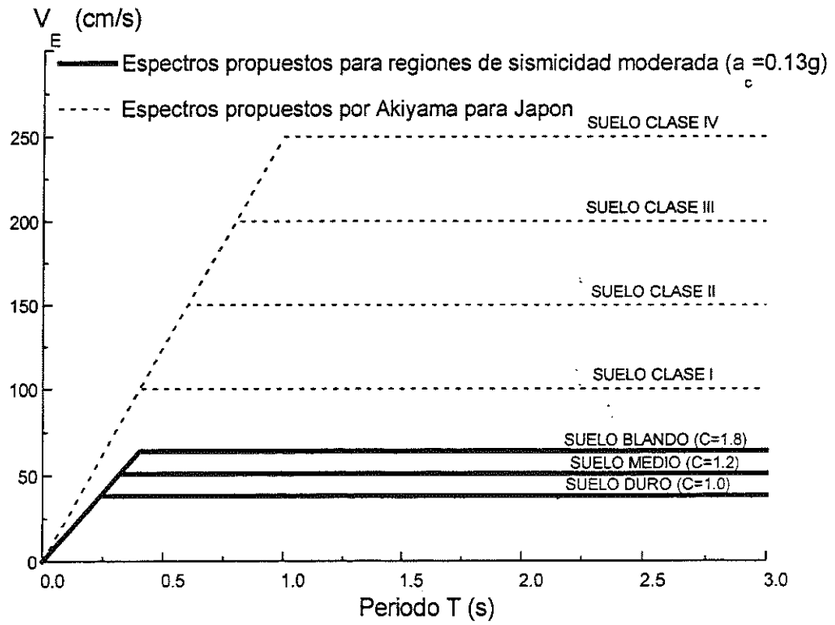


Fig. 58: Comparación entre espectros de input de energía de proyecto

6.3. COMPARACIÓN CON LOS ESPECTROS CORRESPONDIENTES A LOS TERREMOTOS DE TURQUÍA Y TAIWÁN DE 1999

A mediados de 1999 dos intensos terremotos sacudieron Turquía y Taiwán, en un intervalo de tiempo de poco mas de un mes. El primero tuvo su epicentro en Kokaeli, en la parte oeste de Turquía, y el segundo en Chi Chi , en la región de Nantou de Taiwán. Ambos terremotos se dieron en regiones consideradas de sismicidad moderada, por lo que la comparación de los espectros de input de energía correspondientes a acelerogramas registrados durante estas dos crisis sísmicas, con los espectros de input de energía de proyecto expuestos en el Capítulo 3 resulta muy pertinente.

De los numerosos acelerogramas registrados durante estos dos terremotos en distintas estaciones de cada país, se han seleccionado 15 cuyas características se indican en la Tabla III. Los espectros de input de energía de cada registro se obtuvieron siguiendo la metodología propuesta por Akiyama y se muestran en la Fig. 59. La sexta columna de la Tabla III indica el valor máximo de V_E. Los espectros están normalizados respecto a la aceleración máxima del suelo. A falta de información detallada sobre el tipo de suelo sobre el que se asienta cada estación, todos los espectros se han incluido en un mismo gráfico.

Con fines comparativos, en la Fig. 59 se han dibujado también los espectros de input de energía propuestos en el Capítulo 3 para diferentes valores del parámetro K y para distintos tipos de suelo. Como puede observarse en la figura, la mayoría de los espectros correspondientes a estos dos recientes terremotos quedan dentro de la envolvente definida por los espectros de proyecto propuestos por Benavent-Climent, Pujades y López-Almansa[14], expuestos en el Capítulo 3.

Tabla III: Registros de aceleración del suelo durante los terremotos Kocaeli y Chi-Chi

Distancia epicentral (km)	Fecha	Estación	Sismo	Nombre del registro	$V_{E,MAX}$ (cm/s)	Aceleración máxima (cm/s^2)		
						a_{saxNS}	a_{maxEW}	a_{max}
	99-8-17	Istambul		I310236a	25	60.7	14.3	61.2
	99-8-17	Tekirdag		I310247a	110	129.8	128.3	182.5
	99-8-17	Duzce	Kocaeli	I310420a	207	347.5	314.9	398.4
	99-8-17	Bursa	(Western	I312298a	54	54.3	45.8	56.8
	99-8-17	Izmil	part of	I312755a	115	171.2	224.9	246.1
	99-8-17	Eregli	Turkey)	I312867a	85	90.3	101.4	113.9
	99-8-17	Gebza		I312878a	97	264.8	141.4	276.7
	99-8-17	Cekmece		I314984a	84	118.0	89.6	128.1
	99-8-17	Izmik		I314995a	168	91.9	123.3	127.3
5.96	99-09-21	TCU078		PT020001	91	302	440	171
67.7	99-09-21	TCU046	Chi Chi	PT021001	44	116	140	97
9.0	99-09-21	TCU084	(Nantou	PT448001	268	429	989	312
44.0	99-09-21	CHY036	Country,	PT013002	80	200	267	104
168.8	99-09-21	TAP059	Taiwan)	PT023001	10	39	30	18
203.0	99-09-21	KAU042		PT053001	4	11	11	6

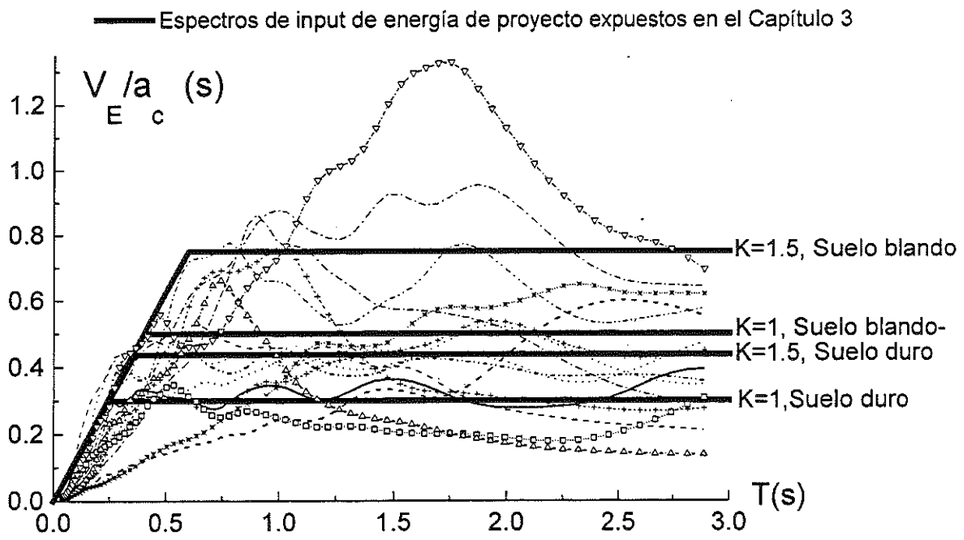


Fig. 59: Comparación entre los espectros de input de energía correspondientes a los recientes terremotos de Turquía y Taiwán, y los expuestos en el Capítulo 3.

6.4. COMPARACIÓN CON LOS ESPECTROS CORRESPONDIENTES AL TERREMOTO DE MULA DE 1999

En este apartado, los espectros de input de energía de proyecto expuestos en el Capítulo 3 se comparan con el espectro correspondiente al reciente terremoto de Mula, ocurrido el 2 de Febrero de 1999.

La Fig. 60 muestra el espectro de input de energía correspondiente al acelerograma registrado en la estación de Lorqui (Murcia) a 20 kilómetros del epicentro. Dicho registro corresponde al temblor principal ocurrido a las 14.45 horas. Con fines comparativos, se ha dibujado también el espectro bilineal de proyecto expuesto en el Capítulo 3.

Como puede observarse, el espectro de input de energía del acelerograma registrado en el terremoto de Mula se mantiene dentro del espectro de propuesto, ajustándose notablemente al mismo en el dominio de periodos muy cortos.

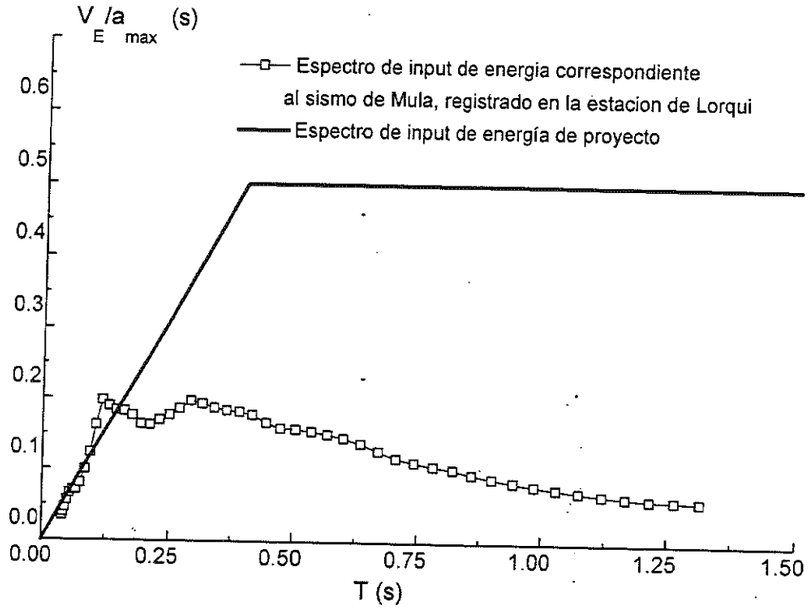


Fig. 60: Espectro de input de energía correspondiente al terremoto de Mula (Murcia). Comparación con el espectro de input de energía de proyecto expuesto en el Capítulo 3.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] H. Akiyama, "Earthquake Resistant Design Method for Buildings Based on Energy Balance", Gihodo Shuppan, 1999.

[2] H. Krawinkler, "New trends in seismic design methodology", 10th European Conference on Earthquake Engineering, Duma (ed), 821-830, 1995.

[3] Tanahashi, R., "Studies on the Nonlinear Vibrations of Structures Sujected to Destructive Earthquakes", Proceedings of 1st WCEE, 1956.

[4] Berg G.V. and Tomaides S.S.,"Energy Consumption by structures in strong earthquakes", Proceedings of 2nd WCEE, 1960.

[5] Kato B. and Akiyama H., "Energy input and damage in structures subjected to severe earthquakes", Transactions of Architectural Institute of Japan 235,9-18 (1975).

[6] Housner G.W., Jennings P.C., "The capacity of extreme earthquakes to damage structures" in W.J.Hall (ed), Structural and Geotechnical Mechanics, A Volume Honouring Nathan M. Newmark, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ, 1977,102-107.

[7] Bertero RD, Bertero VV, Teran-Gilmore A., "Performance-based earthquake-resistant design based on comprehensive design philosophy and energy concepts", Proceedings of 11th WCEE, 1996; Disc 2, Paper No. 611.

[8] Uang CM, Bertero VV., "Use of energy as a design criterion in earthquake–resistant design", Report No. UBC/EERC-88/18. Berkeley: Earthquake Engineering Research Center, University of California, 1988.

[9] Uang CM, Bertero VV. "Evaluation of seismic energy in structures", Earthquake Engineering and Structural Dynamics 1990; 77-90.

[10] Bruneau M, Wang N., "Normalized energy-based methods to predict the seismic ductile response of SDOF structures", Engineering Structures 1996; 13-28.

[11] Chou, Chung-Che, Uang Chia-Ming, "Establishing absorbed energy spectra: an attenuation approach. Earthquake Engineering and Structural Dynamics 2000; 1441-1445.

[12] Velestos A. and Newmark N.M., "Effect of Inelastic Behavior on Response of Simply System to Earthquake Motions", Proceedings of 2nd WCEE, 1960.

[13] H. Akiyama, "Earthquake-Resistant Design to Meet to Diversified Performance", J. Struct. Constr. Eng., Architectural Institute of Japan, Vol. 472, 1995.

[14] A. Benavent-Climent, L.G. Pujades, F. López-Almasa, "Design Energy Input Spectra for Moderate Seismicity Regions", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001 (aceptado y pendiente de publicación).

[15] Tajimi H. "Vibration of Buildings", Ed. Corona-Sha. Tokyo, Japan, 1965.

[16] D.E. Hudson, "Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology", Proccedings of 1st WCEE, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, 1956.

[17] Ray W. Clough, Joseph Penzien, "Dynamic of Structures", Mc Graw Hill, 2nd Edition 1993.

[18] Akiyama, H., "Earthquake-resistant Limit-state design for buildings", University of Tokyo Press (versión japonesa 1980, versión inglesa 1985).

[19] Kuwamura H., Yasunori K., Akiyama H., "Prediction of earthquake energy input from smoothed Fourier amplitude spectrum", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, 1125-1137 (1994)

[20] Zahrah T. F., and Hall W. J. "Earthquake energy absorption in SDOF structures", J. Struct. Engrg. ASCE, 110 (8)

[21] Housner, G. W. , "Limit Design of Structures to Resist Earthquakes", Proceedings of 1st WCEE, 1956.

[22] Fajfar, P. and Vidic, T."Consistent inelastic design spectra: Hysteretic and input Energy" Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 23, 523-537 (1994).

[23] Kuwamura H., Galambos T. V., "Earthquake load for structural reability", J. Struct. Engrg. ASCE 115(6), 1446-1462.

[24] D. E. Hudson, "Response Spectrum Techniques in Engineering Seismology", Proccedings of 1st WCCEE, Earthquake Enginering Research Institute, Berkely, C.A., 1956

[25] D. E. Hudson, "Some Problems in the Aplication of Spectrum Techniques to Strong Motion Earthquake Analysis", Bull. Seismological Society of America, Vol. 52, No.2, April, 1962.

[26] H. Bolton Seed, C. Ugas, J. Lysmer, "Site-dependent spectra for earthquake-resistant design", Bulletin of Seismological Society of America. Vol.66, No.1, pp. 221-243, February 1976.

[27] E. Carreño, A. Suárez Bernardo, J.M. Martínez Solares, "Red de acelerógrafos del Instituto Geográfico Nacional", Ingeniería Civil, Num. 100, 1995, CEDEX.

[28] Akiyama H., Yamada S. , "Seismic input and damage of steel moment frames. General Report". Proceedings of the 2nd International Conference Stessa`97, Kyoto, 1997,Japan.