

## **DISEÑO INTEGRADO DE ESTRUCTURAS CIVILES PROVISTAS DE SISTEMAS DE CONTROL PASIVO DE VIBRACIONES**

**Oscar Curadelli y Marta Amani**

*Grupo de Dinámica Experimental, Universidad Nacional de Cuyo, Parque Gral S. Martín,  
Argentina, ocuradelli@unc.edu.ar*

**Palabras claves:** Diseño integrado, disipación pasiva de energía, control pasivo de vibraciones.

**Resumen.** En este trabajo se presenta una metodología de diseño integrado de estructuras civiles provistas de sistemas de control pasivo de vibraciones. El procedimiento se lleva a cabo en el dominio de la frecuencia y se basa en la teoría de procesos estocásticos de sistemas lineales y en una optimización simultánea de la estructura y el sistema de control. Mediante dos ejemplos se ilustra el uso de la metodología propuesta y se muestran las diferentes soluciones que se pueden obtener preservando los requerimientos de diseño.

## 1 INTRODUCCIÓN

En general, en el diseño sísmico tradicional, se busca que la estructura permanezca en rango elástico para el caso de una excitación de baja intensidad, mientras que para niveles moderados y altos se permiten deformaciones inelásticas las cuales implican, en general, daño en elementos estructurales y no estructurales. Esta filosofía adoptada en códigos y recomendaciones de diseño si bien ha tenido éxito en cuanto a la preservación de la estructura frente a un posible colapso presenta algunas deficiencias. La disipación de energía se logra a través del daño estructural el cual es claramente indeseable. En algunos casos la tarea de recuperar una estructura dañada por un terremoto a su estado original es compleja y onerosa. A partir de esta perspectiva, una gran cantidad de investigaciones se han desarrollado en la búsqueda de alternativas de diseño y en las dos últimas décadas han recibido notable atención dos importantes tecnologías, la *aislación sísmica* (Kelly, 1986) y la *disipación pasiva de energía externa* (Soong y Dargush 1997). La eficacia en el control de la respuesta sísmica mediante la metodología de aislación sísmica es incuestionable, principalmente en estructuras nuevas. Por otro lado la disipación de energía externa que consiste en incorporar dispositivos proyectados específicamente para disipar energía sin que acusen degradación ni daño es aplicable a estructuras nuevas como en las ya construidas. Si bien ambas tecnologías se vienen implementando con éxito en estructuras civiles durante los últimos 20 años en este trabajo se discutirá sobre el diseño integrado del propio sistema estructural conjuntamente con el sistema de disipación pasiva de energía.

El diseño de estructuras provistas de sistemas de disipación de energía, generalmente, se lleva a cabo en dos etapas: 1) se diseña la estructura buscando minimizar el peso bajo restricciones de tensión y deformación en elementos estructurales, y 2) se diseña el sistema de disipación de energía necesario para lograr un determinado desempeño estructural. Sin embargo, debido a la interacción entre la estructura y el sistema de disipación, para lograr los niveles de desempeño requeridos con mayor eficiencia es necesaria una optimización simultánea de ambos.

Existen en la literatura científica numerosos trabajos referidos a la distribución óptima de amortiguadores en estructuras, pero solo pocos se refieren al diseño estructural con una optimización simultánea de la estructura y el sistema de disipación. Takewaki (1997, 2000a) presentaron una metodología para determinar una distribución óptima de amortiguadores basada en la minimización de la amplitud de la función de transferencia de la distorsión de piso. Un trabajo similar fue propuesto por Aydin et al. (2007) el cual usa la función de transferencia del esfuerzo de corte en la base correspondiente a la frecuencia fundamental de la estructura. Singh y Moreschi (2001, 2002) para lograr una distribución óptima de amortiguadores usan una optimización basada en gradientes y algoritmos genéticos respectivamente. Martínez et al. (2013) desarrollaron un procedimiento eficiente para determinar óptimamente los coeficientes de amortiguamiento de dispositivos viscosos que conducen al desempeño estructural requerido considerando las características de la excitación. Gluck et al. (1996) presentan un método para optimizar simultáneamente la rigidez y amortiguamiento de sistemas estructurales basado en la teoría de control óptimo. Takewaki (2000b) propuso otro método pero basado en la minimización del valor cuadrático medio de la respuesta estructural. Similarmente, Cimellaro (2007) emplea como función objetivo generalizada una combinación lineal de desplazamiento relativo, aceleración absoluta y corte en la base.

El objetivo de este trabajo es presentar una metodología eficiente para diseñar óptimamente estructuras provistas de sistemas de disipación bajo excitación sísmica. El procedimiento busca determinar la combinación óptima entre rigidez y capacidad de

disipación de energía en cada piso de la estructura para lograr un desempeño estructural requerido. Con la reducción de rigidez se logra reducir no solo el peso de la estructura sino también las aceleraciones absolutas de la respuesta dinámica y consecuentemente el esfuerzo de corte en la base. Con la incorporación de amortiguadores se reducen los desplazamientos relativos sin provocar grandes variaciones en las aceleraciones absolutas. El método propuesto se basa en minimizar la función objetivo definida mediante una combinación lineal de la rigidez total y el amortiguamiento total incorporado bajo un conjunto de restricciones prescriptas, considerando como variables de diseño la rigidez y el coeficiente de amortiguamiento en cada piso. Admitiendo que la principal contribución a la incertidumbre se debe a la excitación y, a los efectos de lograr resultados robustos, se eligió un modelo estadístico para la excitación a través de un proceso estocástico estacionario caracterizado por una función de densidad de potencia compatible con el espectro de respuesta. Los resultados obtenidos a través de un ejemplo de aplicación, demuestran las ventajas del procedimiento propuesto.

## 2 MODELO DE LA EXCITACIÓN

Se sabe que la excitación sísmica  $\ddot{u}_g$  es inherentemente aleatoria. Pero, si se la admite como un proceso aleatorio estacionario gaussiano y se desprecia la evolución del contenido de frecuencias con el tiempo, es posible caracterizarla mediante una adecuada función de densidad espectral de potencia  $S_{\ddot{u}_g}$ . En este trabajo se presenta resumidamente la metodología desarrollada por [Vanmarcke \(1976\)](#) mediante la cual se obtiene una función de densidad espectral de potencia a partir de un espectro de respuesta dado. De esta manera, dado el espectro de respuesta por el código de diseño, la función de densidad espectral de potencia se puede determinar mediante la siguiente expresión ([Giaralis y Spanos 2010](#)):

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega_j) = \frac{4\xi}{\omega_j \pi^{4\xi} \omega_{j-1}} \left( \frac{S_a^2(\omega_j, \xi)}{\eta_j^2} - \Delta\omega \sum_{k=1}^{j-1} S_g(\omega_k) \right) \quad \omega_j \leq \omega_o \quad (1)$$

en el cual  $S_a(\omega_j, \xi)$  es la ordenada del espectro de respuesta dado, en la frecuencia  $\omega_j$  para una relación de amortiguamiento admitida igual a  $\xi = 0.05$ ;  $\Delta\omega$  es el paso con el que se discretizó a la frecuencia;  $\omega_o = 0.36$  rad/s es el límite inferior del dominio de  $\omega_j$ ; el factor de pico  $\eta_j$ , es dado por la [Ec. \(2\)](#) y representa el factor por el cual hay que multiplicar el desvío estándar de la respuesta del oscilador para predecir el valor pico de la respuesta, la cual permanecerá por debajo del valor de la ordenada espectral  $S_a$ , con una probabilidad  $p$  durante la duración  $T_s$  del proceso. La siguiente ecuación semi-empírica ampliamente utilizada en problemas de ingeniería sísmica se adoptó para determinar el factor de pico  $\eta_j$ :

$$\eta_j = \sqrt{2 \ln \left\{ 2\nu_j \left[ 1 - e^{\left( -q_j^{1.2} \sqrt{\pi \ln(2\nu_j)} \right)} \right] \right\}} \quad (2)$$

siendo

$$\nu_j = \frac{T_s}{2\pi} \omega_j (-\ln p)^{-1} \quad (3)$$

$$q_j = \sqrt{1 - \frac{1}{1-\xi^2} \left( 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \frac{\xi}{\sqrt{1-\xi^2}} \right)} \quad (4)$$

$T_s = 20s$  es la duración admitida del proceso;  $p=0.5$  es la probabilidad con que la respuesta pico permanecerá por debajo de  $S_a$ .

A fin de poder incorporar el proceso aleatorio  $\ddot{u}_g$  en la ecuación de movimiento del sistema (ver sección siguiente), la función de densidad espectral de potencia  $S_{\ddot{u}_g}$  determinada por la Ec. (1) será aproximada por la función de densidad espectral de potencia propuesta por Clough y Penzien (1993) dada por:

$$S_{\ddot{u}_g}(\omega) = S_0 \left( \frac{1 + 4 \xi_f^2 (\omega/\omega_f)^2}{[1 - (\omega/\omega_f)^2]^2 + 4 \xi_f^2 (\omega/\omega_f)^2} \right) \left( \frac{(\omega/\omega_g)^4}{[1 - (\omega/\omega_g)^2]^2 + 4 \xi_g^2 (\omega/\omega_g)^2} \right) \quad (5)$$

la cual representa la función de densidad espectral de potencia del proceso estocástico que aproxima a  $\ddot{u}_g$  obtenido filtrando un proceso aleatorio del tipo ruido blanco  $\ddot{u}_0$  mediante las siguientes ecuaciones:

$$\ddot{u}_g(t) + 2\xi_g \omega_g \dot{u}_g(t) + \omega_g^2 u_g(t) = -(\ddot{u}_f(t) + \ddot{u}_0(t)), \quad (6)$$

$$\ddot{u}_f(t) + 2\xi_f \omega_f \dot{u}_f(t) + \omega_f^2 u_f(t) = -\ddot{u}_0(t) \quad (7)$$

en la cual  $S_0$  es la intensidad de la función de densidad espectral de potencia constante del proceso aleatorio ruido blanco  $\ddot{u}_0$ ;  $\omega_g$ ,  $\xi_g$ ,  $\omega_f$  y  $\xi_f$ , son los parámetros de los filtros que permiten aproximar la Ec.(1) con la Ec.(5).

### 3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

#### 3.1 Evaluación de la respuesta estocástica del sistema

La ecuación de movimiento para un edificio de  $n$  pisos ( $n$  grados de libertad) excitado mediante una aceleración  $\ddot{u}_g$  en la base es:

$$\frac{d}{dt} \{Y\} = [G] \{Y\} + \{W\} \quad (8)$$

donde  $\{Y\}$  es el vector de estado,  $[G]$  es la matriz aumentada del sistema, y  $\{W\}$  es el vector de excitación dado por:

$$\{Y\} = \left\{ \{u\}^T \quad \{\dot{u}\}^T \quad u_g \quad \dot{u}_g \quad u_f \quad \dot{u}_f \right\}^T \quad (9)$$

$$\{W\} = \left\{ \{0\} \quad \{0\} \quad 0 \quad 0 \quad 0 \quad -\ddot{u}_0 \right\}^T \quad (10)$$

$$[G] = \begin{bmatrix} [0] & [I] & \{0\}^T & \{0\}^T & \{0\}^T & \{0\}^T \\ -[M]^{-1}[K] & -[M]^{-1}[C + C_d] & -\{I\}\omega_g^2 & -\{I\}2\xi_g\omega_g & \{I\}\omega_f^2 & \{I\}2\xi_f\omega_f \\ \{0\} & \{0\} & 0 & 1 & 0 & 0 \\ \{0\} & \{0\} & -\omega_g^2 & -2\xi_g\omega_g & \omega_f^2 & 2\xi_f\omega_f \\ \{0\} & \{0\} & 0 & 0 & 0 & 1 \\ \{0\} & \{0\} & 0 & 0 & -\omega_f^2 & -2\xi_f\omega_f \end{bmatrix} \quad (11)$$

donde  $M$ ,  $C$ ,  $C_d$  y  $K$  son las matrices de masa, amortiguamiento propio, amortiguamiento externo incorporado y rigidez de la estructura, respectivamente de  $n \times n$ ;  $\{I\}$  es un vector unitario llamado vector de coeficientes de influencia de  $n \times 1$ ;  $\{0\}$  es un vector nulo de  $1 \times n$ ,

$[0]$  e  $[I]$  son la matriz nula e identidad, respectivamente, de tamaño  $n \times n$ , donde  $n$  es el número de pisos del edificio.

Siendo la matriz de covarianza del vector de estado,  $[S]$ , en la cual  $S_{i,j} = E[Y_i Y_j]$ , puede demostrarse que  $[S]$  satisface la siguiente ecuación diferencial (Lutes y Sarkani 1997):

$$\frac{d}{dt}[S] = [G][S]^T + [S][G]^T + [D] \quad (12)$$

en la cual  $[G]^T$  es la traspuesta de  $[G]$  y  $E[\cdot]$  es el operador esperanza matemática;  $[D]$  es la matriz de covarianza entre la excitación y la respuesta ( $D_{ij} = E[W_i Y_j]$ ). Todos los elementos de la matriz  $[D]$  son cero excepto  $D_{(2n+4, 2n+4)} = 2\pi S_0$ .

Admitiendo que la excitación es estacionaria, la Ec. (12) se reduce a la siguiente ecuación de Lyapunov, mediante la cual se determina la respuesta estocástica en  $S$ :

$$[G][S]^T + [S][G]^T + [D] = 0 \quad (13)$$

Para controlar deformaciones y prevenir potenciales inestabilidades en miembros estructurales los códigos de diseño sísmico proveen limitaciones en la distorsión máxima de piso. Por lo tanto interesa determinar este último parámetro a partir de los valores cuadráticos medios de los desplazamientos calculados con la Ec.(13). A partir de los primeros  $n$  elementos del vector de estado dado por la Ec.(9) se puede determinar el desvío estándar de la distorsión máxima de piso mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{d \max} = \max(\text{diag}(\mathbf{T} \mathbf{S}_x \mathbf{T}^T)^{1/2}) \quad (14)$$

siendo  $\mathbf{T}$  una matriz adecuada de 1, -1 y 0 de  $n \times n$  y  $\mathbf{S}_x = [\mathbf{S}(1:n, 1:n)]$ .

El valor pico promedio la distorsión máxima de piso se puede calcular a partir del desvío estándar siguiendo la formulación de Der Kiureghian (1980):

$$\mu_{d \max} = p_f \sigma_{d \max} \quad (15)$$

$$p_f = \sqrt{2 \ln v_e T_s} + \frac{0.5775}{\sqrt{2 \ln v_e T_s}} \quad (16)$$

en el cual  $p_f$  es el factor de pico;  $T_s = 20s$  es la duración admitida del proceso y  $v_e$  es la tasa modificada de cruce por cero calculada como:

$$v_e = \begin{cases} (1.90\xi^{0.15} - 0.73)v, & (\xi < 0.54) \\ v, & (\xi \geq 0.54) \end{cases} \quad (17)$$

$$v = \frac{\omega_1}{\pi} \quad (18)$$

en el cual  $v$  es la tasa de cruce por cero de la respuesta;  $\omega_1$  y  $\xi$  son la frecuencia y relación de amortiguamiento crítica del modo fundamental de la estructura.

A partir de la Ec.(13) es posible calcular el desvío estándar del corte en la base como:

$$\sigma_s = \{1\}^T \left( \text{diag}(\mathbf{K} \mathbf{S}_x \mathbf{K}^T + (\mathbf{C} + \mathbf{C}_d) \mathbf{S}_x (\mathbf{C} + \mathbf{C}_d)^T)^{1/2} \right) \{1\} \quad (19)$$

siendo  $\{1\}$  un vector unitario de  $n \times 1$ ;  $\mathbf{S}_x = [\mathbf{S}(1:n, 1:n)]$  y  $\mathbf{S}_x = [\mathbf{S}(n+1:2n, n+1:2n)]$  submatrices de  $\mathbf{S}$ .

### 3.2 Formulación del diseño integrado

El objetivo del diseño integrado es encontrar la rigidez y los coeficientes de amortiguamiento en cada piso, ordenados en los vectores  $\{c_i\}$  y  $\{k_i\}$  respectivamente, que minimicen la función objetivo elegida para el problema. A los efectos de reducir costos tanto de la estructura propiamente dicha como del sistema pasivo de disipación de energía, se eligió como función objetivo una combinación lineal de la capacidad total de amortiguamiento instalado y la rigidez total de la estructura. De esta manera el problema de diseño integrado queda formulado como el siguiente problema de optimización:

$$\underset{\{k_i\}, \{c_i\}}{\text{minimizar}} \quad \left( r_1 \sum_{i=1}^n c_i + r_2 \sum_{i=1}^n k_i \right) \quad i=1 \dots n \quad (20)$$

Sujeto a las siguientes restricciones:

$$0 \leq c_i \quad (21)$$

$$k_{\min} \leq k_i \quad (22)$$

$$\xi_i < 1 \quad (23)$$

$$\mu_{d \max} = \mu_{d \lim} \quad (24)$$

en el cual  $r_1$  y  $r_2$  son factores de peso;  $k_{\min}$  es la rigidez mínima por piso para garantizar un desempeño mínimo requerido;  $\xi_i$  es la relación de amortiguamiento crítico del modo fundamental de la estructura y  $\mu_{d \lim}$  es la distorsión máxima de piso límite, exigido por el código de diseño.

## 4 EJEMPLO NUMÉRICO

### 4.1 Definición de la excitación:

La excitación fue definida en pseudo-aceleraciones mediante el espectro de respuesta/diseño con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años dado por el reglamento [INPRES CIRSOC 103 Parte I \(2008\)](#) para zona sísmica 4 (Ciudad de Mendoza) y tipo de suelo I ([Fig. 1](#)). A partir de este espectro se determinó la Densidad Espectral de Potencia mediante [Ec.\(1\)](#) y su aproximación dada por la [Ec. \(5\)](#) ([Fig. 2](#)).

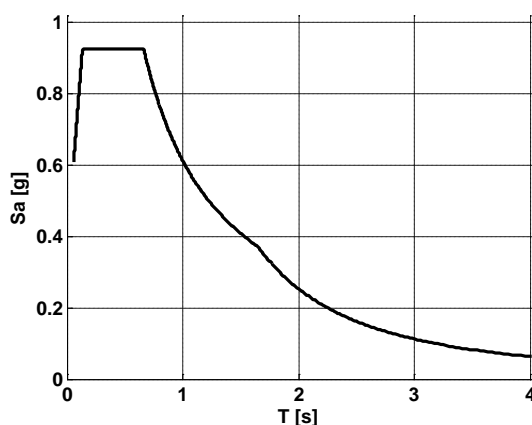


Figura 1: Espectro de pseudo-aceleraciones para zona sísmica 4, suelo tipo I, con  $\xi=5\%$ .

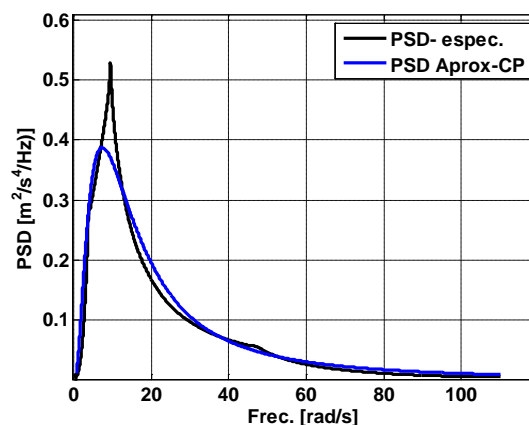


Figura 2: Densidad Espectral de Potencia.

## 4.2 Descripción de la estructura estudiada

El ejemplo consiste de una estructura construida con pórticos de acero de nueve pisos con una altura de 37.2m y una planta de 45.7m x 45.7 (Othori et al. 2004). La altura típica de cada piso es de 3.96m, mientras que la altura de la planta baja es de 3.65m y la del primer piso de 5.49m. Sin pérdida de generalidad, para reducir el número de grados de libertad, un modelo equivalente fue construido por Cimellaro et al. (2009) cuyas características son las mostradas en [Tabla 1](#). Fue admitido un amortiguamiento proporcional de Rayleigh con el 2% del crítico en los dos primeros modos de vibración.

Nivel de Piso	Masa [tn]	Rigidez [MN/m]	Periodo [s]
1	503.5	430.44	1.2629
2	494.7	789.06	0.4505
3	494.7	674.28	0.2894
4	494.7	510.24	0.2045
5	494.7	225.09	0.1733
6	494.7	742.89	0.1184
7	494.7	214.56	0.1068
8	494.7	873.36	0.0974
9	534.1	300.06	0.0904

Tabla 1: Características de la estructura estudiada.

## 4.3 Respuesta de la estructura original

A partir de las ecuaciones de sección 3.1 se determinó mediante un análisis lineal de la estructura en su estado original (rigidez total incorporada igual a 4760MN/m) y teniendo en cuenta la excitación con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años ([Fig. 1](#)) una distorsión de piso máxima en el 5to piso igual a 2.78% ([Fig. 4](#)) y corte máximo en la base igual a 32.5 MN. Para el caso de una construcción clasificada en el grupo B cuyo límite de distorsión de piso es 1.5% según el [INPRES CIRSOC 103 Parte I \(2008\)](#) no se alcanzarían los requerimientos mínimos del código. A fin de reducir las deformaciones y cumplir con la normativa, se diseñó un sistema pasivo de control de vibraciones, de acuerdo al procedimiento indicado en la sección 3.2, pero manteniendo la rigidez original de la estructura. En la [Fig. 3](#) se muestra la distribución en altura de la capacidad total de amortiguamiento requerida de 20.65 MNs/m. En [Fig. 4](#) y se muestran las distorsiones máximas de piso que resultan al incorporar el sistema disipación de energía, alcanzando una distorsión máxima de piso igual a 1.5% en el 5to piso y un corte máximo en la base igual a 19.6MN.

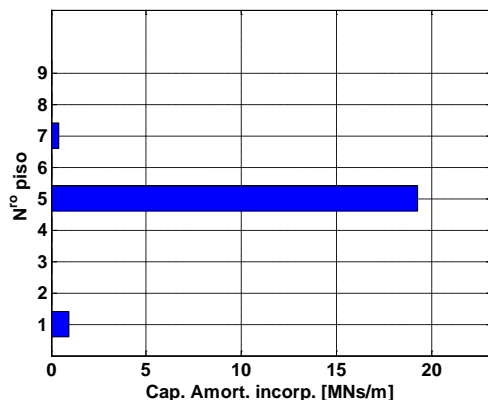


Figura 3: Distribución de Amortig. Incorporado (Máx. Distorsión de piso = 1.5% ).

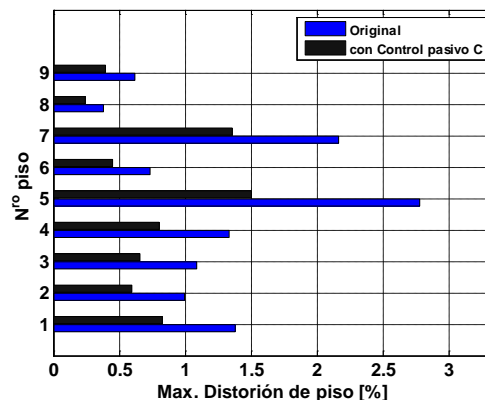


Figura 4: Máx. Distorsión de piso.



#### 4.4 Respuesta de la estructura diseñada integralmente

A partir de las ecuaciones descritas en sección 3.2 se rediseñó la estructura admitiendo modificaciones tanto en la rigidez, como en la capacidad de disipar energía para una distorsión máxima d piso igual a 1.5%. Cabe destacar que al dar diferentes valores a los factores de peso  $r_1$  y  $r_2$  en Ec.(20) y considerar las restricciones dadas por las Ecs. (21-24) impuestas al problema, se obtiene una familia de puntos (solución del problema) cuyas coordenadas determinan la rigidez total y capacidad total de amortiguamiento incorporado que cumplen con las especificaciones del problema. En la Fig. 5 solo se muestran tres puntos de la curva que representa las infinitas soluciones del problema.

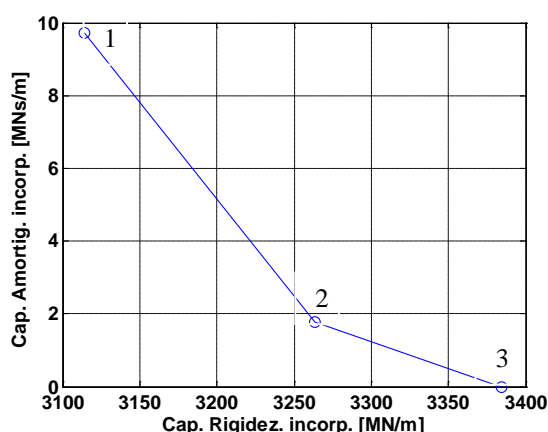


Figura 5: Rigidez total y Capacidad total de disipación

(distorsión máx. de piso = 1.5%, excitación con el 2% de probabilidad de excedencia en 50 años).

La distribución en altura de la rigidez y capacidad de amortiguamiento total incorporada correspondientes a los puntos 1, 2 y 3 indicados en Fig. 5 se muestran en las Figs. 6a-b, 7a-b y 8a-b, respectivamente. En las Figs. 6c-d, 7 c-d y 8 c-d, se indican las distorsiones máximas y corte máximo en cada piso alcanzados en cada caso.

Cabe destacar que el punto 1 (Fig. 5) representa el caso en el cual se penalizó fuertemente a la rigidez, por lo tanto el procedimiento redujo la rigidez en cada piso a la mínima permitida con un valor de  $k_{min} = 346$  MN/m determinada a partir del criterio adoptado que establece: la estructura deberá experimentar una distorsión máxima en cualquier piso menor o igual al 1% cuando se excita mediante una acción sísmica con el 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (Figs. 6a-d). Otro criterio podría haber sido elegido. El punto 3 (Fig. 5) representa el caso en el cual se penalizó fuertemente a la incorporación de amortiguamiento, por lo tanto el procedimiento sólo distribuyó la rigidez total de manera óptima, sin considerar la incorporación de disipación de energía (Figs. 8a-d). La rigidez total necesaria en este caso fue 30% menor que la original. El punto 2 (Fig. 5) representa un caso intermedio entre los dos mencionados anteriormente (Figs. 7a-d). Es importante destacar que, en todos los casos la reducción de la distorsión máxima de piso a 1.5% se logró con una rigidez total menor que la original. Esto condujo a una reducción en el corte máximo por piso.



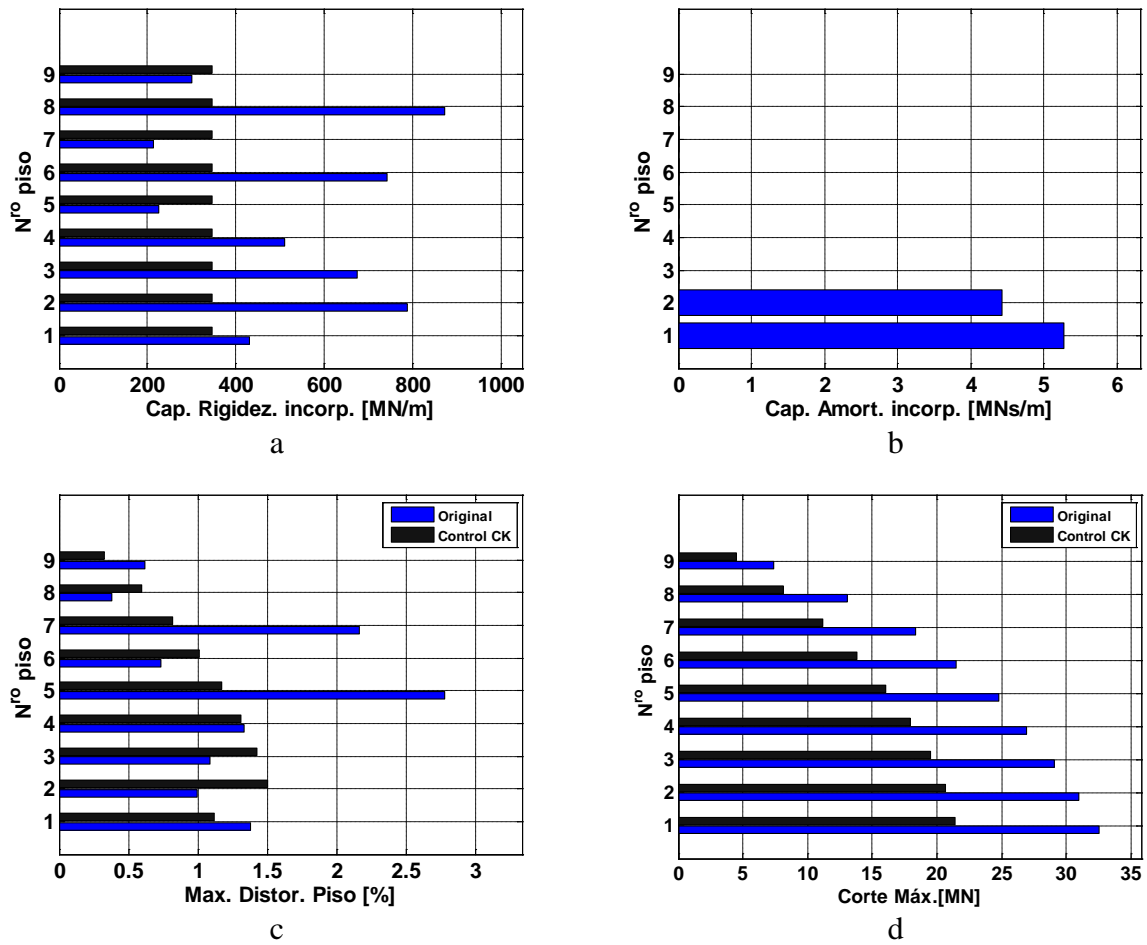
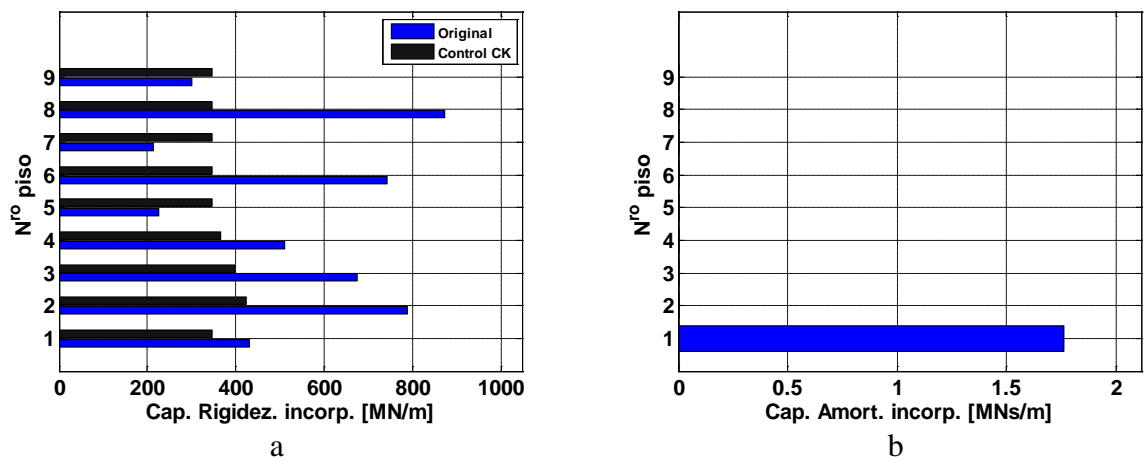


Figura 6: Solución correspondiente al punto 1 (Fig.5). a) Distribución de Rigidez total incorporada, b) Distribución de la Capacidad total de disipación incorporada, c) Distorsiones de máximas de piso y d) Distribución de corte máxima de piso.



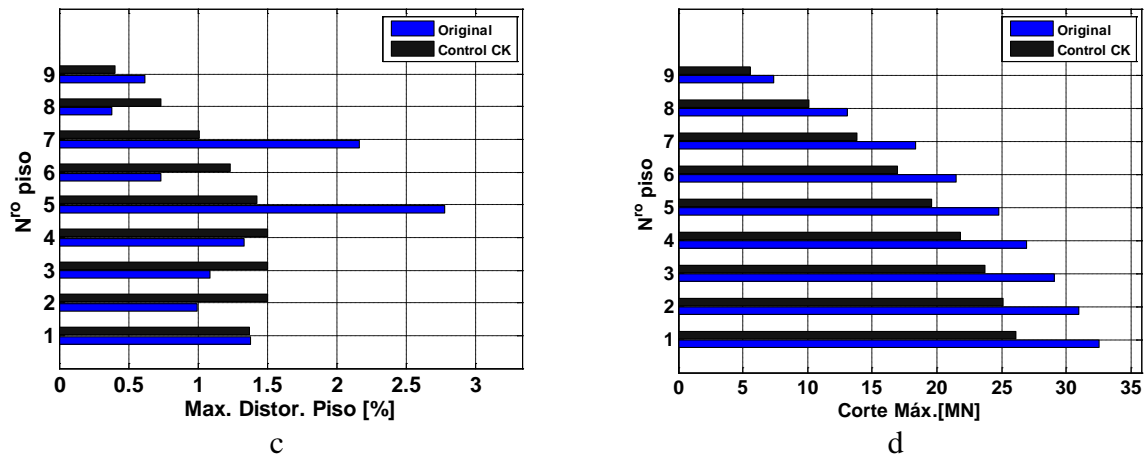


Figura 7: Solución correspondiente al punto 2 (Fig.5). a) Distribución de Rigidez total incorporada, b) Distribución de la Capacidad total de disipación incorporada, c) Distorsiones de máximas de piso y d) Distribución de corte máxima de piso.

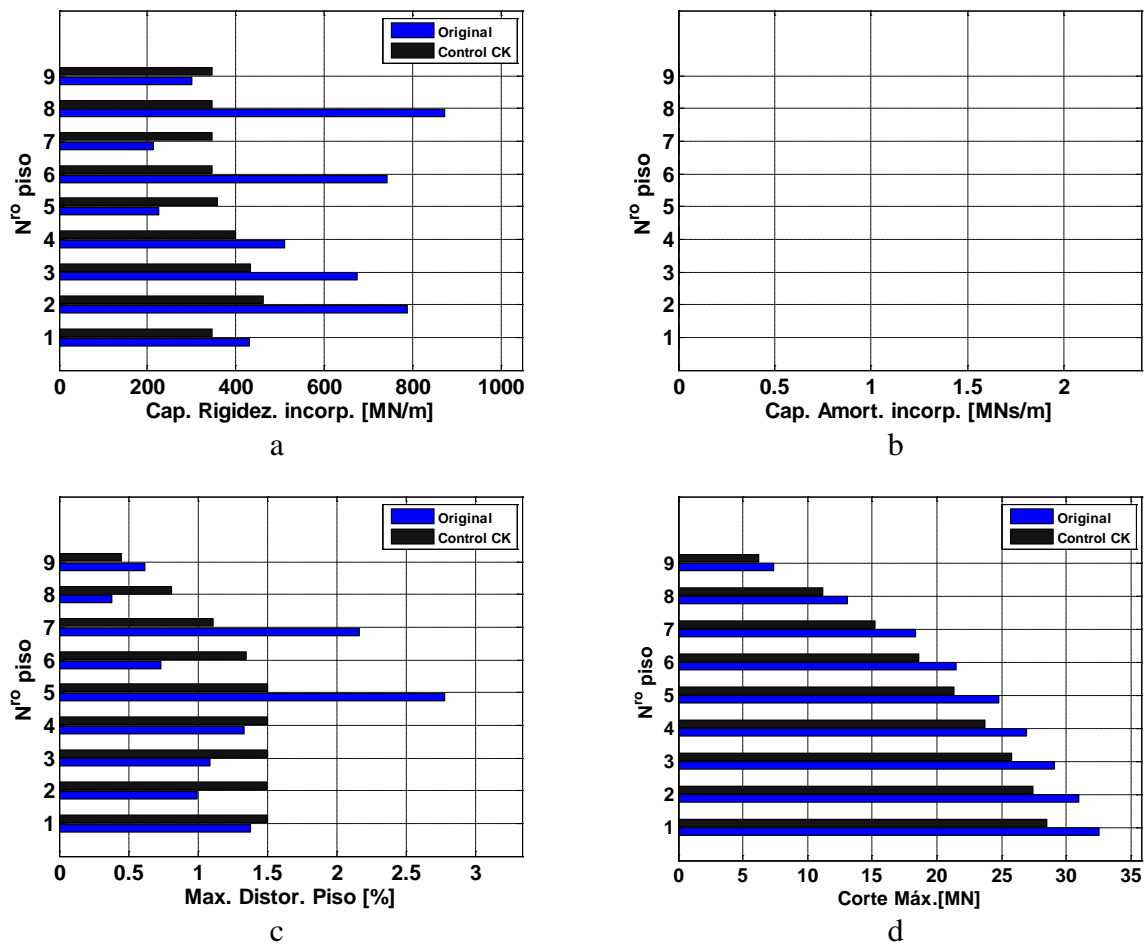


Figura 8: Solución correspondiente al punto 3 (Fig.5). a) Distribución de Rigidez total incorporada, b) Distribución de la Capacidad total de disipación incorporada, c) Distorsiones de máximas de piso y d) Distribución de corte máxima de piso.

## 5 CONCLUSIONES

El trabajo presenta una metodología eficiente para diseñar integralmente estructuras provistas de sistemas de disipación bajo excitación sísmica. Mediante un proceso de optimización se logra definir la rigidez y coeficiente de amortiguamiento por piso que debería tener la estructura para lograr un desempeño requerido cuando está bajo una acción sísmica caracterizada por una función de densidad de potencia compatible con el espectro de diseño impuesto por el código de diseño. Los resultados muestran claramente las ventajas de un diseño integrado que logra reducir tanto deformaciones como esfuerzo de corte en la base respecto de un diseño tradicional.

## REFERENCIAS

- Aydin, E., Boduroglu, M. H., Guney, D. Optimal damper distribution for seismic rehabilitation of planar building structures. *Engineering Structures*, 29: 176–185, 2007.
- Cimellaro GP, Soong TT, Reinhorn F. Simultaneous stiffness-damping optimization of structures with respect to acceleration, displacement and base shear. *J. Struct. Engng. ASCE*, 135(7), 853–862, 2009.
- Cimellaro GP. Simultaneous stiffness-damping optimization of structures with respect to acceleration, displacement and base shear. *Engineering Structures*, 29, 2853–2870, 2007.
- Clough RW, Penzien J. Dynamics of Structures, 2nd ed. New York: Mc-Graw Hill; 1993.
- Der Kiureghian A. Structural response to stationary excitation. *J. Eng. Mech. Div. ASCE*, 106:1195–213, 1980.
- Giaralis A, Spanos PD. Effective linear damping and stiffness coefficients of non-linear systems for design spectrum based analysis. *Soil Dyn. Earthq. Eng.* 30:798–810, 2010.
- Gluck N, Reinhorn AM, Gluck J, Levy R. Design of supplemental dampers for control of structure. *J Struct. Eng ASCE*, 122(12):1394–9, 1996.
- INPRES-CIRSOC 103 Parte I. Normas Argentinas, Construcciones Sismo-resistentes, 2008.
- Kelly JM. Aseismic base isolation: review and bibliography. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(4):202–16, 1986.
- Lutes, LD, Sarkani S. *Random Vibrations: Analysis of Structural and Mechanical Systems*, Elsevier Inc., 2004
- Martínez CA, Curadelli O, Compagnoni ME. Optimal design of passive viscous damping systems for buildings under seismic excitation. *J. Construct. Steel Research*, in press, 2013.
- Ohtori, Y, Christenson RE, Spencer BF, and Dyke SJ. Nonlinear benchmark control problem for seismically excited buildings, *J. Eng. Mech.*, 1304, 366–385, 2004.
- Singh MP, Moreschi LM. Optimum seismic response control with dampers. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 30:553-72, 2001.
- Singh MP, Moreschi LM. Optimal placement of dampers for passive response control. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 31:955–76, 2002.
- Soong TT, Dargush GF. *Passive energy dissipation systems in structural engineering*, John Wiley & Sons; 1997.
- Takewaki I. Optimum damper placement for minimum transfer functions. *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, 26:1113–24, 1997.
- Takewaki I. Optimum damper placement for planar building frames using transfer functions. *Struct. Multidiscip. Optim.*, 20:280-7, 2000a.
- Takewaki I. An approach to stiffness–damping simultaneous optimization. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 189:641-50, 2000b.
- Vanmarcke EH. *Structural response to earthquakes*. In: Lomnitz C, Rosenblueth E, editors. Seismic Risk and Engineering Decisions. Amsterdam, Elsevier, 1976.