

Metodología de optimización de estructuras para construcciones sismorresistentes

Oscar Möller¹, Juan P. Ascheri¹, Ricardo O. Foschi², Marcelo Rubinstein¹ y Sergio Grossman¹

RESUMEN

La optimización de estructuras para construcciones sismorresistentes consiste en minimizar una función objetivo, que en general se refiere al costo total de la construcción, manteniendo mínimos valores para los índices de confiabilidad en los diferentes niveles de desempeño. Incluye, no solamente el costo de la estructura resistente sino que también el costo de elementos no estructurales, el costo del contenido (mobiliario y equipamiento), y el costo de los daños producidos en dichos elementos por eventos sísmicos durante la vida útil. Además, se tienen en cuenta los costos sociales que involucran los costos por lesiones y muertes en personas en caso de daños severos y colapso estructural, costos de lucro cesante y pérdidas de stocks, que son los directamente relacionados con la construcción a optimizar. Se consideran las incertidumbres en las variables y se implementa una estrategia numérica organizada en bloques. Se utilizan redes neuronales para aproximar la respuesta estructural y los índices de confiabilidad, y un algoritmo heurístico de optimización. Se presentan los resultados de un edificio de oficinas de tres plantas, donde se muestra la importancia de los costos sociales, e interesantes resultados sobre probabilidades de falla óptima y distorsión de piso óptima para diferentes niveles de desempeño.

Palabras clave: Optimización, confiabilidad, dinámica no lineal, diseño sísmico, frente Pareto.

¹ Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), Facultad Cs.Ex., Ingeniería y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario, Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina, moller@fceia.unr.edu.ar. Autor para correspondencia: Oscar Möller, moller@fceia.unr.edu.ar

² Civil Engineering Department, University of British Columbia, 6250 Applied Sciences Lane, Vancouver, B.C., Canada V6T 1Z4, rowfal@civil.ubc.ca

1 Introducción

La optimización de estructuras para construcciones sismorresistentes consiste en minimizar una función objetivo que en general se refiere al costo total de la construcción, manteniendo mínimos valores para los índices de confiabilidad en los diferentes niveles de desempeño. Incluye, no solamente el costo de la estructura resistente sino que también el costo de elementos no estructurales, el costo del contenido (mobiliario y equipamiento), y el costo de los daños producidos en dichos elementos por eventos sísmicos durante la vida útil. Además, se tienen en cuenta los costos sociales que involucran los costos por lesiones y muertes en personas en caso de daños severos y colapso estructural, costos de lucro cesante y pérdidas de stocks, que son los directamente relacionados con la construcción a optimizar.

Se tienen en cuenta las incertidumbres presentes tanto en el movimiento del suelo como en los componentes estructurales, utilizando variables aleatorias. En el marco del diseño sísmico basado en el desempeño (SEAO Vision 2000 1995; FEMA 356 2000), se especifican valores aceptables de confiabilidad para estados límites, o funciones de falla, en tres niveles de desempeño: operacional, seguridad de vidas y límite de colapso.

Las respuestas máximas se calculan con análisis dinámico no lineal para combinaciones específicas de las variables del problema. Dado que, para la estimación de la probabilidad de falla o confiabilidad, es conveniente disponer de una representación continua de las funciones de estado límite, los valores discretos calculados son aproximados por una superficie de respuesta adecuadamente ajustada que se utiliza como sustituto de la verdadera respuesta estructural (Hurtado 2004).

Se han estudiado diferentes formas para las superficies de respuesta (Möller et al., 2009), encontrándose que las redes neuronales tienen ventajas en flexibilidad y adaptabilidad, y son utilizadas en este trabajo. De todas maneras, cualquiera sea el sustituto, la mayor ventaja está en la eficiencia computacional en la estimación de la probabilidad de falla con métodos de simulación tipo Monte Carlo (Melchers 1987).

El problema de optimización se encuadra dentro de la optimización de tamaño (sizing optimization), manteniendo fijo el lay out del sistema estructural. El procedimiento para resolver el problema debe considerar la presencia de las restricciones formuladas en términos probabilísticos, la dimensionalidad, la forma y número de funciones objetivo.

Los algoritmos de optimización pueden usar diferentes aproximaciones (Pérez López 2005; Swisher et al. 2000; Gencturk and Elnashai 2012), algunos requiriendo el cálculo de gradientes, con esquemas tipo *steepest descent* o de mayor pendiente, otros usando gradientes conjugados, Newton o cuasi-Newton, etc, y otros que no utilizan gradientes sino algoritmos heurísticos como templado simulado, búsqueda tabú, algoritmos genéticos, o algoritmos de búsqueda aleatoria.

En este trabajo se utiliza un algoritmo de búsqueda aleatoria que ha sido desarrollado en trabajos previos (Möller et al. 2010, 2012a,b). A partir de un diseño inicial,

los parámetros a optimizar se perturban aleatoriamente dentro de una zona de búsqueda. El de menor costo es el nuevo punto de anclaje para iniciar otro ciclo de búsqueda aleatoria, así en forma iterativa hasta lograr la convergencia.

El problema analizado es el diseño sísmico de la estructura de hormigón armado de un edificio, con dos tipos de demanda sísmica, y donde se evalúa la importancia de incluir todas las componentes del costo de una construcción. Se obtienen interesantes resultados sobre probabilidades de falla óptima y distorsiones de piso óptimas. Los resultados presentados en frentes de Pareto permiten tomar decisiones para el diseño.

2 Estructura a optimizar

Para describir el proceso de optimización y evaluar la importancia relativa de los componentes de costos, se utiliza como ejemplo el edificio de tres plantas para oficinas que se presenta en la Figura 1. También se muestra un pórtico en la dirección X de análisis estructural.

3 Metodología de optimización

El proceso de optimización se organiza por bloques como se muestra en la Figura 2. Tiene la ventaja que cada bloque puede ejecutarse en forma independiente, teniendo como dato los archivos de resultados del bloque anterior, y entonces se pueden hacer pruebas y evaluar variantes por bloque sin tener que resolver en cada caso todo el problema completo. Es una mejora sobre versiones anteriores.

4 Bloque 1: análisis estructural

4.1 Variables

Las variables consideradas para calcular las respuestas discretas, con sus límites mínimo y máximo, se presentan en la Tabla 1. Los límites de las cuantías de armadura responden a requisitos reglamentarios. Además, se establecen restricciones entre algunas de las variables, que se indican en las Ec.(1), (2)

$$0.5 \rho_{ap} \leq \rho_{tr} \leq 2 \rho_{ap} \quad (1)$$

$$\rho_{ap} + \rho_{tr} \geq \frac{1.40 q l^2}{6.48 b_v h_v^2 f_y} \quad (2)$$

La ec.(2) representa aproximadamente la resistencia mínima de las vigas para cargas gravitacionales, sin acción del sismo, con los factores de seguridad requeridos.

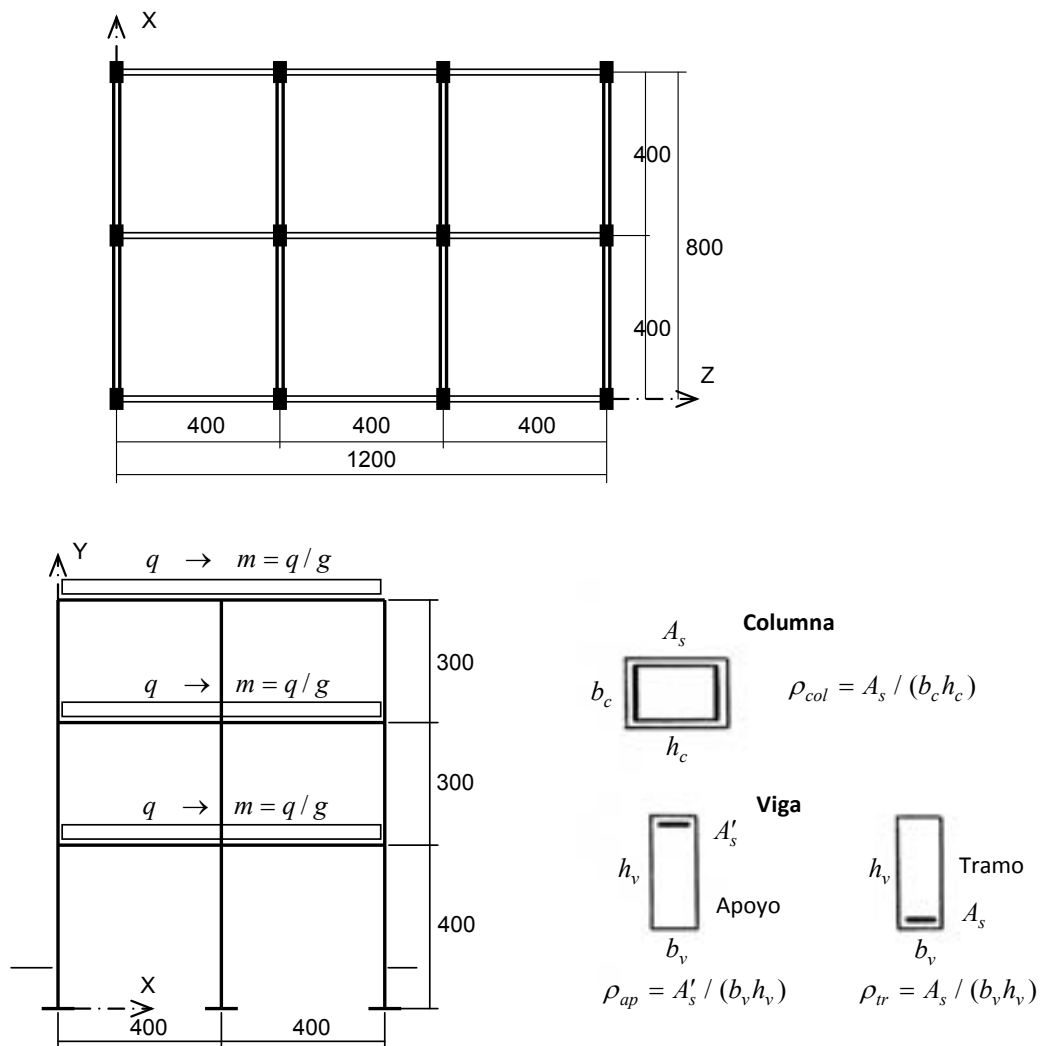


Figura 1: Estructura a optimizar

Bloque 1: ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Definición de variables $\mathbf{X}$ y sus límites máximos y mínimos

Diseño de experimentos: combinaciones de $\mathbf{X} \rightarrow \mathbf{x}_k$

Análisis dinámico no lineal: respuestas $\rightarrow R_i(\mathbf{x}_k)$

Aproximación con redes neuronales $\rightarrow F_i(\mathbf{X})$

Bloque 2: PROBABILIDAD DE FALLA

Definición de variables aleatorias $\mathbf{X}$

Definición de funciones de falla $\rightarrow G_j(\mathbf{X})$

Definición de parámetros de diseño $\mathbf{x}_d$ y sus límites

Diseño de experimentos: combinaciones de $\mathbf{x}_d \rightarrow \mathbf{x}_{dk}$

Cálculo de Pf con Monte Carlo $\rightarrow \beta_j(\mathbf{x}_{dk})$

Aproximación con redes neuronales $\beta_j(\mathbf{x}_d)$

Bloque 3: OPTIMIZACIÓN

Definición de la función objetivo $\rightarrow C(\mathbf{x}_d)$

Definición de restricciones de confiabilidad $\rightarrow \beta_{jT}$

Diseño preliminar: $\mathbf{x}_{d0}$

Algoritmo de optimización: $\mathbf{x}_d / C(\mathbf{x}_d)$ mínimo, $\beta_j(\mathbf{x}_d) \geq \beta_{jT}$

Figura 2: Metodología de optimización

A partir de la combinación de cargas del INPRES-CIRSOC 103, Parte I (2008): $1.0 D + 0.25 L \pm E$, con cargas permanentes $D = 6.80 \text{ KN/m}^2$ y considerando como sobrecarga de utilización $L = 2.5 \text{ KN/m}^2$, resulta un peso total por piso de $W = 712.8 \text{ KN}$. Cada pórtico debe resistir la cuarta parte de la acción sísmica, luego resulta un valor medio de la masa distribuida en las vigas de $m = 2.27 \cdot 10^{-4} \text{ KN s}^2 / \text{cm}^2$.

La acción sísmica E se representa mediante acelerogramas generados artificialmente (Shinozuka 1967; Möller 2001) donde las variables principales son la aceleración pico del suelo a_G y la frecuencia central del filtro del suelo f_g . Otras variables para la generación de los acelerogramas son funciones de a_G y f_g , ó se adoptan valores constantes.

Variable	Límite inferior	Límite superior	Definición
$X(1) = m \text{ (KN s}^2 / \text{cm}^2\text{)}$	1.50×10^{-4}	3.00×10^{-4}	Masa por unidad de longitud en vigas
$X(2) = b_v \text{ (cm)}$	15	30	Ancho de la sección de vigas
$X(3) = h_v \text{ (cm)}$	30	70	Altura de la sección de vigas
$X(4) = b_c \text{ (cm)}$	20	40	Ancho de la sección de columnas
$X(5) = h_c \text{ (cm)}$	30	100	Altura de la sección de columnas
$X(6) = \rho_{tr}$	0.00298	0.01389	Cuantía de armadura de tramo en vigas
$X(7) = \rho_{ap}$	0.00298	0.01389	Cuantía de armadura de apoyo en vigas
$X(8) = \rho_{col}$	0.008	0.04286	Cuantía de armadura en columnas
$X(9) = f_r / f'_{c0}$	0	0.15	Presión de confinamiento normalizada
$X(10) = a_G \text{ (cm/s}^2\text{)}$	10	1200	Aceleración pico del suelo
$X(11) = f_g \text{ (Hz)}$	1.50	3.50	Frecuencia central del suelo

Tabla 1: Límites de las variables.

4.2 Combinaciones de las variables

Dentro de los límites de las variables y aplicando la técnica de diseño de experimentos, se generan aleatoriamente $NP = 450$ combinaciones de las variables, cantidad que permite una aceptable densidad en todo el dominio, y que las redes neuronales puedan tener un máximo de 25 neuronas en la capa intermedia para asegurar buena precisión (Möller et al., 2010).

Para cada combinación se generan $NS = 10$ sub-combinaciones teniendo en cuenta las siguientes variables aleatorias secundarias: (a) El conjunto de ángulos de fase aleatorios para generar un acelerograma, luego escalado a la aceleración pico a_G incluida en esa combinación particular; (b) La resistencia del hormigón y del acero que generan variabilidad en los parámetros de las relaciones momento - curvatura de las secciones de la viga y columnas, ver Möller et al. (2006).

4.3 Análisis dinámico no lineal

Para cada subcombinación de cada combinación de las variables, se realiza el análisis dinámico no lineal del pórtico de la Figura 1 utilizando un modelo de elementos de barra (Möller 2001; Möller and Foschi 2003) que alcanza un buen balance entre precisión y simplicidad. El elemento de barra se descompone en varios subelementos conectados en serie, cada uno representando un mecanismo diferente que contribuye al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado, siguiendo un modelo similar al de Filippou et al. (1992). En este trabajo, por simplicidad, solamente se utiliza el subelemento elasto plástico, mostrado en la Figura 3, que representa el comportamiento elástico lineal sobre una longitud z_c y la respuesta no lineal de las regiones extremas z_i, z_j , con longitud variable dependiendo de la historia de carga.

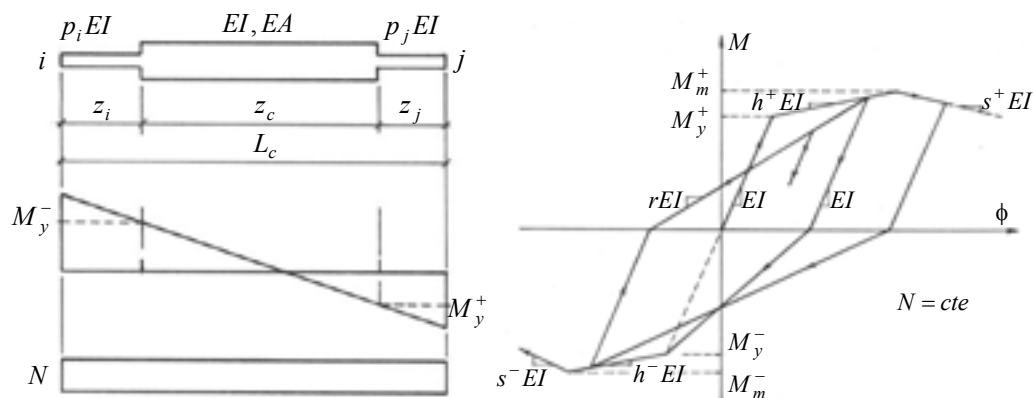


Figura 3: Subelemento elasto plástico – Relación momento curvatura

Las hipótesis del modelo permiten solamente seguir la historia momento-curvatura de las dos secciones extremas del elemento. Los parámetros de dicha relación se obtienen de redes neuronales previamente entrenadas (Möller et al. 2006) en función de las dimensiones de la sección y cuantía de armadura.

En cada análisis se recuperan las respuestas máximas que intervienen en los estados límites, *UMAX*: desplazamiento horizontal del último piso; *AMAX1*: aceleración máxima del primer piso; *AMAX2*: aceleración máxima del segundo piso; *DISTM*: distorsión máxima de piso; *DIES*: índice de daño global de la estructura; *DILOM*: índice de daño local máximo.

Siendo R una respuesta genérica, para cada combinación y sus sub-combinaciones se obtiene R_{kj} , $j=1, NP$, $k=1, NS$ y se calculan los valores medios y desvíos estándar con

$$\bar{R}_j = \frac{1}{NS} \sum_{k=1}^{NS} R_{kj} \quad \sigma_{R_j} = \sqrt{\frac{1}{NS-1} \sum_{k=1}^{NS} (R_{kj} - \bar{R}_j)^2} \quad (3)$$

4.4 Aproximación con redes neuronales

Con los resultados Ec.(3) se ensamblan dos bases de datos para cada respuesta $R(\mathbf{X})$, que son usadas para entrenar dos redes neuronales: una para el valor medio y otra para el desvío estándar de la respuesta sobre las sub-combinaciones.

$$R(\mathbf{X}) \cong F(\mathbf{X}) = h \left(\sum_{j=1}^J W_{kj} h \left(\sum_{i=1}^N W_{ji} X_i + W_{j0} \right) + W_{k0} \right) \quad (4)$$

donde $R(\mathbf{X})$ es el “verdadero” valor de la respuesta obtenido con análisis dinámico no lineal para las variables X_i , $F(\mathbf{X})$ la aproximación con red neuronal, W_{kj} y W_{ji} son factores de peso a calcular, y $h(t)$ es la función no lineal de transferencia. El proceso de entrenamiento permite encontrar los pesos W que minimicen el error total entre las predicciones de la red y los resultados del análisis dinámico no lineal.

La aproximación de $F(\mathbf{X})$ a $R(\mathbf{X})$ nunca es perfecta, ver Figura 4 para *DISTM*, existiendo una dispersión que se cuantifica con el desvío estándar del error relativo, que es un coeficiente de variación promedio, dado por:

$$\sigma_{\varepsilon_r} = \sqrt{\frac{1}{NP-1} \sum_{k=1}^{NP} \left(\frac{Y_k - T_k}{Y_k} \right)^2} \quad (5)$$

donde Y_k es el valor calculado con la red neuronal, T_k es el valor obtenido con análisis dinámico no lineal y NP el número de combinaciones en la base de datos.

Luego el valor medio y el desvío estándar de la respuesta aproximada $F(\mathbf{X})$ se puede escribir con

$$\bar{F}(\mathbf{X}) = \bar{Y}(\mathbf{X}) (1. + \sigma_{\varepsilon_m} X_{N_1}) \quad \sigma_F(\mathbf{X}) = \sigma_Y(\mathbf{X}) (1. + \sigma_{\varepsilon_\sigma} X_{N_2}) \quad (6)$$

donde $\bar{Y}(\mathbf{X})$, $\sigma_Y(\mathbf{X})$ son el valor medio y desvío estándar de la respuesta calculados con las redes neuronales correspondientes, y X_{N_1} , X_{N_2} son variables Normales estándar.

Finalmente cada respuesta $R(\mathbf{X})$, considerando una distribución lognormal, resulta

$$R(\mathbf{X}) \cong F(\mathbf{X}) = \frac{\bar{F}(\mathbf{X})}{\sqrt{1 + \left(\frac{\sigma_F(\mathbf{X})}{\bar{F}(\mathbf{X})}\right)^2}} \exp \left[R_{N_1} \sqrt{\ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_F(\mathbf{X})}{\bar{F}(\mathbf{X})} \right)^2 \right)} \right] \quad (7)$$

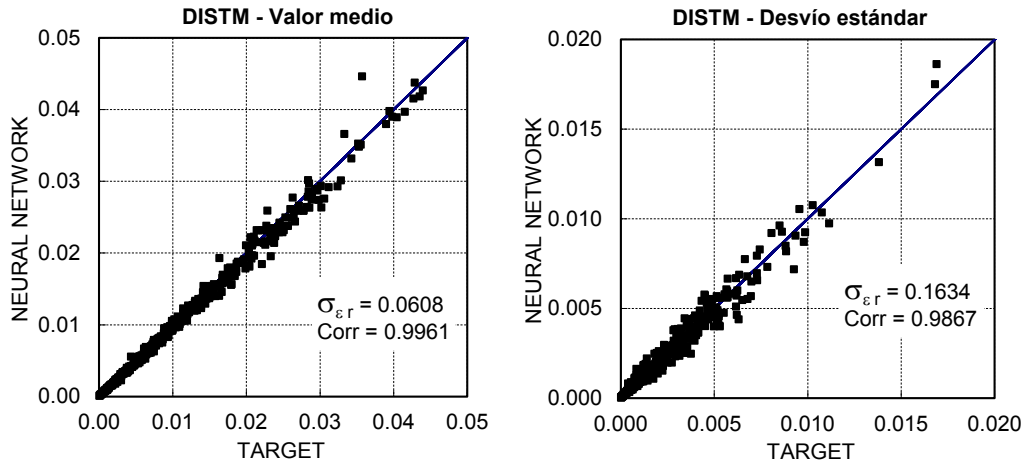


Figura 4: Aproximación de redes neuronales a la distorsión máxima de piso

5 Bloque 2: probabilidad de falla

5.1 Variables aleatorias y parámetros de diseño

Los tipos de distribución y estadística de todas las variables consideradas se presentan en la Tabla 2, donde el signo ? corresponde a los parámetros de diseño a optimizar, que son los valores medios de la altura de las secciones de vigas y columnas, y las cuantías de armadura longitudinal.

Variable	$\bar{X}$	σ_X	Tipo	Variable	$\bar{X}$	σ_X	Tipo
$X(1) = m$	$2.27 \cdot 10^{-4}$	$2.27 \cdot 10^{-5}$	Normal	$X(10) = \bar{a}_G$	94 cm/s^2	130 cm/s^2	Lognormal
$X(2) = b_v$	20 cm	1 cm	Normal	$X(11) = f_g$	2.50 Hz	0.375 Hz	Normal
$X(3) = h_v$	$? \text{ cm}$	$0.05 \bar{X}$	Normal	$X(12) = \sigma_{\bar{a}_G}$	0	0.25	Normal
$X(4) = b_c$	30 cm	1.5 cm	Normal	$X(13) = a_G$	$X(13) = X(10) [1.0 + X(12)]$		
$X(5) = h_c$	$? \text{ cm}$	$0.05 \bar{X}$	Normal	$X(14) = R_{N1}$	0	1	Normal
$X(6) = \rho_r$	?	$0.10 \bar{X}$	Lognormal	$X(15) = X_{N1}$	0	1	Normal
$X(7) = \rho_{ap}$	?	$0.10 \bar{X}$	Lognormal	$X(16) = X_{N2}$	0	1	Normal
$X(8) = \rho_{col}$	?	$0.10 \bar{X}$	Lognormal	$X(17) = X_{N3}$	0	1	Normal
$X(9) = f_r / f'_{c0}$	0.10	0.01	Normal				

Tabla 2: Estadística de las variables aleatorias

Para la estadística de la aceleración pico del suelo, $X(10)$ de la Tabla 2, se considera:

- Microzonificación sísmica de la ciudad de Mendoza (INPRES 1995), donde para probabilidad de excedencia de 10% en 50 años es $\bar{a}_G = 0.6 g$, y resulta una distribución lognormal $LN(94,130) \text{ cm/s}^2$ indicada en la tabla 2.
- Si se supone que la ordenada al origen del espectro de diseño del código INPRES-CIRSOC 103 Parte I (2008) tiene una probabilidad de excedencia de 10% en 50 años, para la zona sísmica que abarca la ciudad de Mendoza es $\bar{a}_G = 0.35 g$. Siguiendo el procedimiento de FEMA 356, ver Méndez (2012), se evalúan las aceleraciones para otras probabilidades de excedencia, representándolas luego con una distribución lognormal que resulta $LN(48,78) \text{ cm/s}^2$.

5.2 Funciones de falla

Las funciones de falla o estados límites, para los niveles de desempeño operacional, seguridad de vidas y límite de colapso, se describen en las ecs.(8) a (15). Para tener en cuenta la incertidumbre de modelo, se considera un coeficiente de variación $COV = 0.10$, con distribución normal, introduciendo otra variable Normal estándar X_{N3} .

$$\text{- Operacional} \quad G_{11}(\mathbf{X}) = 0.005 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \text{modo 1} \quad (8)$$

$$G_{12}(\mathbf{X}) = 0.10 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \text{modo 2} \quad (9)$$

$$\text{- Seguridad de vidas} \quad G_{21}(\mathbf{X}) = 0.015 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \text{modo 3} \quad (10)$$

$$G_{22}(\mathbf{X}) = 0.40 - DIES(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \left. \vphantom{G_{22}(\mathbf{X})} \right\} \text{modo 4} \quad (11)$$

$$G_{23}(\mathbf{X}) = 0.60 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \left. \vphantom{G_{23}(\mathbf{X})} \right\} \text{modo 4} \quad (12)$$

$$\text{- Límite de colapso} \quad G_{31}(\mathbf{X}) = 0.025 - DISTM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \text{modo 5} \quad (13)$$

$$G_{32}(\mathbf{X}) = 0.80 - DIES(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \left. \vphantom{G_{32}(\mathbf{X})} \right\} \text{modo 6} \quad (14)$$

$$G_{33}(\mathbf{X}) = 1.00 - DILOM(\mathbf{X}) \left[1 + COV X_{N_3} \right] \quad \left. \vphantom{G_{33}(\mathbf{X})} \right\} \text{modo 6} \quad (15)$$

Se establecen 6 modos de falla: (1) $G_{11}(\mathbf{X}) \leq 0$; (2) $G_{12}(\mathbf{X}) \leq 0$; (3) $G_{21}(\mathbf{X}) \leq 0$; (4) $G_{22}(\mathbf{X}) \leq 0$ y $G_{23}(\mathbf{X}) \leq 0$ como sistema en serie; (5) $G_{31}(\mathbf{X}) \leq 0$; (6) $G_{32}(\mathbf{X}) \leq 0$ y $G_{33}(\mathbf{X}) \leq 0$ como sistema en serie. Se separan las funciones de falla que involucran distorsión de piso, asociada a falla en elementos no estructurales, de las que involucran índices de daño, asociadas a fallas estructurales, para observar las probabilidades de falla óptimas y qué estado límite domina el diseño.

5.3 Estimación de la confiabilidad

Dentro del dominio de los parámetros de diseño y aplicando nuevamente la técnica de diseño de experimentos, se seleccionan aleatoriamente MC combinaciones de valores de los parámetros de diseño $\mathbf{x}_d$. La cantidad de combinaciones se establece de manera que las redes neuronales puedan tener un máximo de 20 neuronas en la capa intermedia que asegura buena precisión, resultando $MC = 180$.

Los parámetros de diseño, valores medios de algunas de las variables aleatorias del problema, cumplen también con las restricciones indicadas en Ecs.(1) y (2).

Para cada combinación se calculan las probabilidades de falla, o índice de confiabilidad en cada modo de falla, utilizando el método de Monte Carlo. El tamaño de la simulación es variable, depende del valor de la Pf en cada caso y de la confianza que se requiera, medida con el coeficiente de variación de Pf . Se adopta $COV Pf = 0.04$. La gran cantidad de simulaciones en cada combinación, del orden de 10^6 , se realizan con tiempos de cómputos razonables debido a la utilización de las redes neuronales que aproximan la respuesta no lineal del pórtico.

5.4 Aproximación con redes neuronales

Con los resultados de Monte Carlo se organizan las bases de datos y resultados de los índices de confiabilidad $\beta_j(\mathbf{x}_d)$, $j = 1, 6$, con las cuales se entrenan otras tantas redes neuronales. Estas redes neuronales se utilizan luego en el proceso de optimización descrito en la sección 6 para verificar si se cumplen las restricciones de confiabilidad.

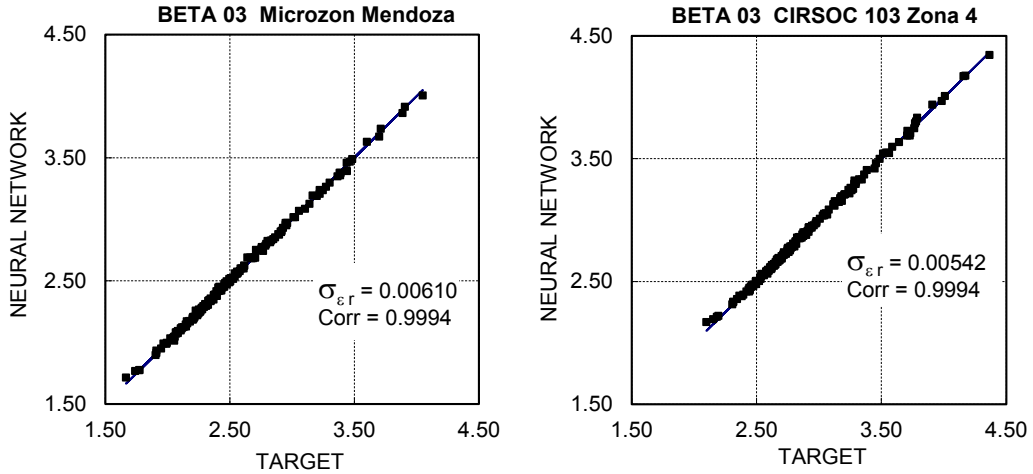


Figura 5: Aproximación de redes neuronales a los índices de confiabilidad

El ajuste de las redes neuronales a los valores que resultan de la simulación de Monte Carlo es muy buena, mostrándose en la Figura 5 el caso de $\beta_3(\mathbf{x}_d)$ para la sismicidad de la ciudad de Mendoza y para la sismicidad derivada del espectro de diseño del IC 103.

6 Bloque 3: optimización

6.1 Función objetivo

La función objetivo a minimizar es el costo total que incluye el costo inicial de construcción $C_0(\mathbf{x}_d)$, el costo de reparación por daños $C_d(\mathbf{x}_d)$ y el costo social $C_s(\mathbf{x}_d)$ debido a la ocurrencia de terremotos durante la vida útil de la estructura, es decir

$$C(\mathbf{x}_d) = C_0(\mathbf{x}_d) + C_d(\mathbf{x}_d) + C_s(\mathbf{x}_d) \quad (16)$$

6.1.1 Costo inicial

El costo inicial de construcción está formado por:

- a) Estructura resistente: en este ejemplo se compone de las vigas y columnas del edificio. El precio del hormigón, que incluye materiales, encofrado y mano de obra para la colocación, incidencia de gastos generales, beneficios e IVA (1.45), se estima en $CUH = 4500 \text{ \$/m}^3$. Para el acero, incluyendo material y mano de obra para la colocación, se estima en $CUA = 13 \text{ \$/Kg}$. El volumen de hormigón y el peso de la armadura son función de los parámetros de diseño, resultando el precio inicial de la estructura resistente

$$C_{01}(\mathbf{x}_d) = [V_{viga}(\mathbf{x}_d) + V_{col}(\mathbf{x}_d)]CUH + [P_{s,viga}(\mathbf{x}_d) + P_{s,col}(\mathbf{x}_d)]CUA \quad (17)$$

- b) Otros elementos estructurales: losas de pisos y fundación. En función del costo por m^2 de un edificio ($3570\text{\$/m}^2$), de los porcentajes habituales de incidencia de estos componentes (28% la estructura y dentro de ella el 40% las losas y el 24% la fundación), de los porcentajes de gastos generales, beneficios e IVA (1.45), se obtiene el siguiente precio global

$$C_{02} = 0.28 (0.40 + 0.24) 3570\text{\$/m}^2 1.45 288m^2 = 267264\$ \quad (18)$$

- c) Elementos no estructurales: incluye el costo de contrapisos, pisos, mampostería, aberturas, instalaciones, etc. El porcentaje de incidencia es de $100\% - 28\%$ de la estructura = 72% , resultando el siguiente precio global

$$C_{03} = (1 - 0.28) 3570\text{\$/m}^2 1.45 288m^2 = 1073232\$ \quad (19)$$

- d) Contenido: incluye mobiliario y equipamiento. Se estima en $14000 \text{ \$/puesto de trabajo}$, y considerando que en este edificio de oficinas trabajan 30 personas, el precio global resulta

$$C_{04} = 14000 \text{ \$/ per } 1.45 30 \text{ per} = 609000\$ \quad (20)$$

Finalmente el precio inicial se obtiene sumando las cuatro componentes

$$C_0(\mathbf{x}_d) = C_{01}(\mathbf{x}_d) + C_{02} + C_{03} + C_{04} \quad (21)$$

6.1.2 Costo de reparación por daños

El costo futuro de reparación, a valores actuales, depende del nivel de daño causado por los terremotos, la incertidumbre del tiempo en el cual ocurre, la cantidad de terremotos dentro de la vida útil de la estructura T_d , y del interés acumulado desde el momento de la construcción hasta la ocurrencia de los daños.

En función de parámetros de respuesta estructural PR que cuantifiquen el daño en la estructura, en los elementos no estructurales y en el contenido, se calcula $C_f(PR)$ que es el costo en función de ese daño que ocurre en el tiempo t , y $C_{f0}(PR)$ que es el costo llevado al tiempo de construcción $t = 0$, con r la tasa de interés, resulta

$$C_{f0}(PR) = C_f(PR) \exp(-rt) \quad (22)$$

El valor esperado de $C_{f0}(PR)$ puede ser calculado luego que la función de densidad de probabilidades es conocida para el tiempo t , para lo cual se adopta un proceso de Poisson para el arribo de terremotos con frecuencia media ν .

Luego de desarrollos algebraicos (Möller et al. 2010), se obtiene

$$C_d|_{PR} = \sum_{n=1}^{\infty} C_f(PR) \nu \sum_{i=0}^{n-1} \left[\frac{\nu^i}{i!} \int_0^{T_D} t^i \exp(-(r+\nu)t) dt \right] \frac{(\nu T_D)^n}{n!} \exp(-\nu T_D) \quad (23)$$

siendo n el número de eventos en T_D . En general, el costo aumenta cuando n aumenta, pero la probabilidad de ocurrencia de n eventos en T_D disminuye más rápidamente, resultando que en la Ec.(23) tiende a un valor finito. En este trabajo se trunca la sumatoria cuando la contribución relativa del término n es menor que 0.001.

- a) Daños en la estructura: se calcula en función del parámetro de respuesta índice de daño $PR = DIES$ como se muestra en la Figura 6. El valor de $\alpha_1 = 1.20$ considera el retiro de restos y limpieza. Se asume un reemplazo completo cuando $DIES$ excede 0.60. Para daño menor a 0.60 el costo es función del daño pero solo de vigas y columnas, sin reparaciones en losas y fundación. Finalmente el costo de reparación por daños estructurales resulta

$$C_{d12}(\mathbf{x}_d) = \int_0^{\infty} C_{d12}|_{DIES} \cdot f_{DIES}(DIES) \cdot d(DIES) \quad (24)$$

siendo $f_{DIES}(DIES)$ la función de densidad de probabilidades para el índice de daño $DIES$. Para los valores de $\mathbf{x}_d$ que se está evaluando la función objetivo, y mediante una simulación tipo Monte Carlo, se calculan valores de $DIES$ con la ayuda de las redes neuronales entrenadas. Se evalúa el valor medio y desvío estándar de los resultados con los que se ajusta una distribución lognormal y se resuelve la integral Ec. (24).

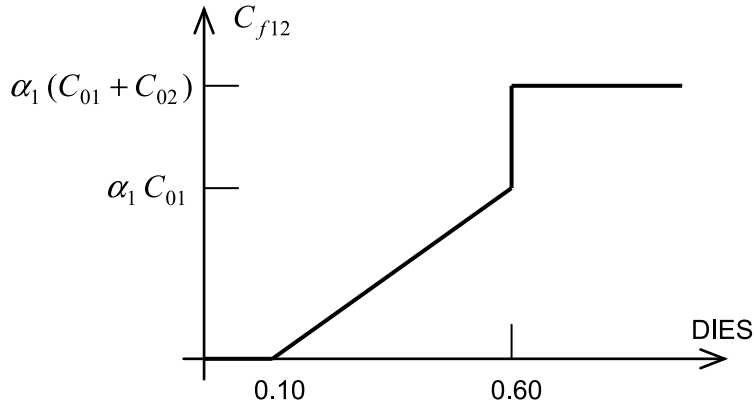


Figura 6: Función de costo para daños estructurales

- b) Daños en elementos no estructurales: se calcula en función del parámetro de respuesta distorsión máxima de piso $PR = DISTM$ como se muestra en la Figura 7a. El valor de $\alpha_2 = 0.30$ considera el porcentaje de elementos dañados. Además, se asume un reemplazo completo del edificio cuando $DIES$ excede 0.60, multiplicado por el factor de limpieza $\alpha_3 = 1.20$ representado en Figura 7b. Luego, el costo de reparación por daños en elementos no estructurales resulta

$$C_{d3}(\mathbf{x}_d) = \left[\int_0^{\infty} C_{d3}|_{DISTM} \cdot f_{DISTM}(DISTM) \cdot d(DISTM) \right] [1 - \Pr(DIES \geq 0.6)] + \alpha_3 C_{03} \Pr(DIES \geq 0.6) \quad (25)$$

siendo $f_{DISTM}(DISTM)$ la función de densidad de probabilidades para la distorsión máxima de piso $DISTM$, evaluada en forma similar a $f_{DIES}(DIES)$.

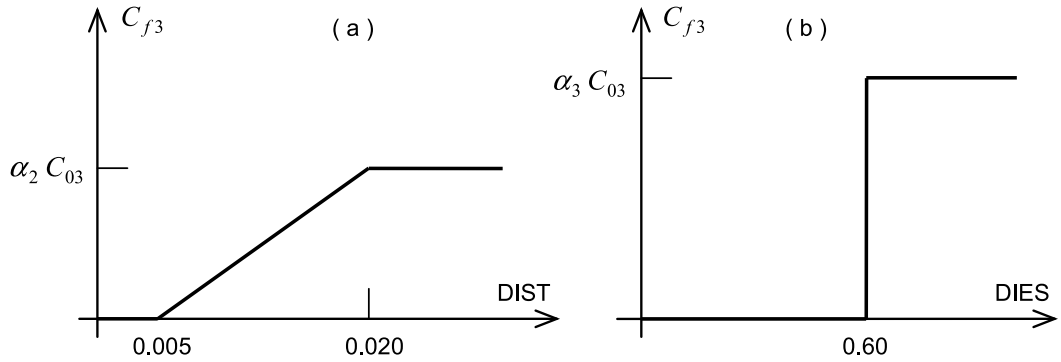


Figura 7: Função de custo para danos em elementos não estruturais

- c) Danos em conteúdo: se calcula em função do parâmetro de resposta aceleração máxima de piso $PR = ACELM$ como se mostra em la Figura 8a. El valor de $\alpha_4 = 0.15$ considera el porcentaje de elementos dañados. Además, se asume el colapso completo del edificio cuando $DIES$ excede 1.00, para el cual no se puede recuperar ningún mobiliario ni equipamiento representado en Figura 8b. Luego, el costo de daños en contenido resulta

$$C_{d4}(\mathbf{x}_d) = \left[\int_0^{\infty} C_{d4}|_{ACELM} \cdot f_{ACELM}(ACELM) \cdot d(ACELM) \right] [1 - \Pr(DIES \geq 1.0)] + C_{04} \Pr(DIES \geq 1.0) \quad (26)$$

siendo $f_{ACELM}(ACELM)$ la función de densidad de probabilidades para la aceleración máxima de piso $ACELM$, evaluada en forma similar a $f_{DIES}(DIES)$. En este caso se supone que la mitad del contenido está en el primer piso y la otra mitad en el segundo, cada una analizada en función de la aceleración máxima del piso correspondiente.

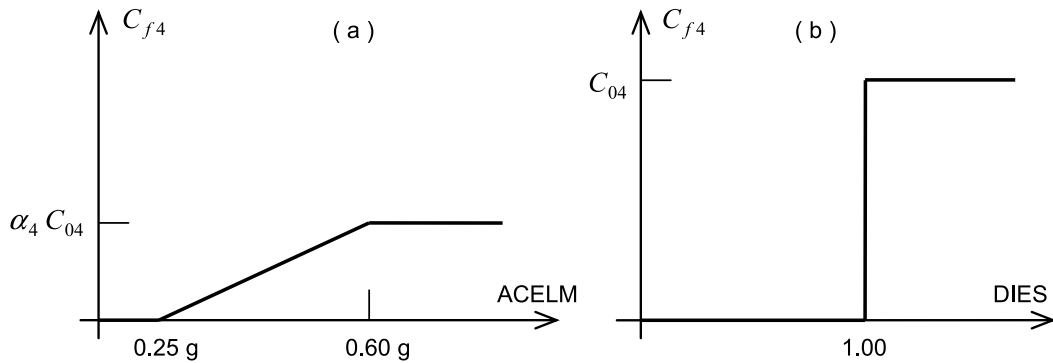


Figura 8: Función de costo para daños en contenido

Finalmente el precio de reparación por daños se obtiene sumando las componentes

$$C_d(\mathbf{x}_d) = C_{d12}(\mathbf{x}_d) + C_{d3}(\mathbf{x}_d) + C_{d4}(\mathbf{x}_d) \quad (27)$$

Se hace notar que si bien el costo inicial de elementos no estructurales y contenido no es función de los parámetros de diseño $\mathbf{x}_d$, el costo por daños sí, a través de los parámetros de respuesta que cuantifican el daño en dichos elementos.

6.1.3 Costos sociales

Los costos sociales que de manera directa e indirecta la sociedad deberá afrontar ante un movimiento sísmico se pueden agrupar en las siguientes componentes

- Costo de reinserción social: aún con un índice de destrucción muy bajo, y en el caso que los efectos sísmicos se hagan sentir en la población sin consecuencias destructivas materiales ni humanas, existe un costo devenido de la adaptación psicológica de las personas afectadas para volver a trabajar en comunidad venciendo los temores generados por la situación vivida a causa del movimiento sísmico. Se estima en una sesión por semana durante tres meses con un valor de \$150 por sesión y por persona. Luego

$$C_{RS} = 150\$ \cdot 12 \text{ sesiones} \cdot 30 \text{ personas} = 54000\$ \quad (28)$$

- Gastos médicos y de recuperación de las víctimas que sobreviven al sismo: se considera un valor estimado promedio de \$16710 por persona para una consulta médica por semana, medicamentos, dos sesiones por semana de rehabilitación durante tres meses incluyendo los traslados domicilio – centro de rehabilitación. Considerando el peor escenario que las 30 personas deban recibir atención médica, resulta

$$C_{MR} = 16710\$ \cdot 30 \text{ personas} = 501300\$ \quad (29)$$

- c) Costo de pérdidas de vidas humanas: la jurisprudencia indica que la indemnización a los familiares en caso de pérdida de la vida, corresponde al 50% de la indemnización normal. Ésto es debido a que si bien no existe causa fundada de despido, el cese laboral se produce no por culpa del empleador ni tampoco resulta de un accidente laboral, sino debido a un imponderable.

Considerando que la vida laboral es del orden de 40 años, y tomando un promedio de edad y de antigüedad laboral, se adopta para este cálculo una persona promedio de 45 años con 10 años de antigüedad en la empresa, con un sueldo promedio actual de \$ 12000 mensuales. De esta manera, considerando los proporcionales de aguinaldo, vacaciones y otros, el salario promedio mensual asciende a la suma de \$ 14000.

Siendo la indemnización corriente un mes del mejor sueldo por cada año trabajado, pero considerando el 50% de la indemnización habitual, el costo monetario de la pérdida de una vida humana asciende a $10 \times \$ 14000 \times 50\% = \$ 70000$ por persona fallecida.

Para este trabajo se supone que, si el edificio colapsa, mueren la mitad de las personas, y la otra mitad necesitará gastos de reinserción social, atención médica y rehabilitación, luego

$$C_{PVH} = 70000\$ \frac{30}{2} \text{ personas} = 1050000\$ \quad (30)$$

- d) Costo de lucro cesante y pérdida de stocks: se considera aquí la pérdida de facturación producto de la catástrofe, suponiendo un total de dos empresas afincadas en el edificio con una facturación promedio de \$ 200000 cada una de ellas. Como este ejemplo se trata de un edificio destinado a oficinas, no existe producción de bienes, sino más bien de servicios. Entonces, se considera que dos meses después de pasado el sismo estas empresas estarían en condiciones de volver a su actividad de producción de servicios.

En la pérdida de stocks se incluyen todos los costes de elementos almacenados con destino de uso futuro tales como artículos de librería, papelería, tinta, artículos de limpieza y mantenimiento, etc. El valor promedio tomado en este caso es de \$ 30000 por cada una de las empresas. Luego, resulta

$$C_{LCST} = (200000\$ 2 \text{ meses} + \$30000) 2 \text{ empresas} = 860000\$ \quad (31)$$

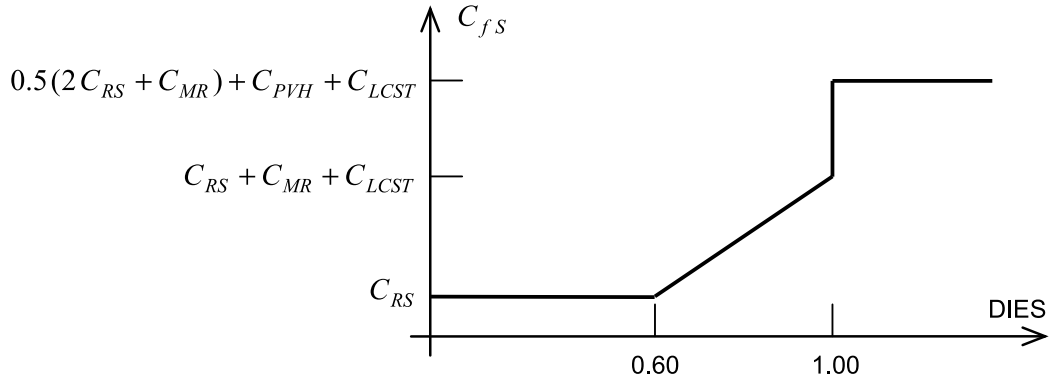


Figura 9: Función de costo social

En la Figura 9 se representa el costo social condicionado al índice de daño en la estructura, donde también se ha supuesto el doble del costo de reinserción social para los que sobreviven en el caso de colapso estructural.

Luego, integrando con la densidad de probabilidades del índice de daño, resulta

$$C_S(\mathbf{x}_d) = \int_0^{\infty} C_S|_{DIES} \cdot f_{DIES}(DIES) \cdot d(DIES) \quad (32)$$

Se hace notar que el costo social es función de los parámetros de diseño $\mathbf{x}_d$ a través del parámetro de respuesta estructural índice de daño.

6.2 Restricciones de confiabilidad

En la tabla 3 se establecen valores límites de probabilidad de falla anual Pf_{anual} siguiendo el criterio de Paulay y Priestley (1992). Considerando la ocurrencia de terremotos como un proceso de Poisson, con frecuencia media $\nu = 0.20$ para la ciudad de Mendoza, para magnitudes de interés $M \geq 5$, la relación con la probabilidad de falla si ocurre un evento sísmico Pf_E resulta:

$$Pf_{anual} = 1 - \exp[-\nu t_L Pf_E] \rightarrow \beta_{anual} \cong -\Phi^{-1}(Pf_{anual}) \quad (33)$$

donde $t_L = 1$ año. Pf_E y Pf_{anual} pueden ser expresados en términos de sus correspondientes índices de confiabilidad β . Así se obtienen las *NR* restricciones de confiabilidad para los niveles de desempeño utilizados en el proceso de optimización

$$\beta_j(\mathbf{x}_d) \geq \beta_{jT} \quad , \quad j = 1, NR \quad (34)$$

Nivel de desempeño	Pf_{anual}	β_{Janual}	Pf_E	β_{JT}
Operacional	2×10^{-2}	2.054	0.10101×10^0	1.276
Seguridad de vidas	2×10^{-3}	2.878	0.10010×10^{-1}	2.326
Límite de colapso	2×10^{-4}	3.540	0.10001×10^{-2}	3.090

Tabla 3: Índices de confiabilidad mínimos

6.3 Algoritmo de optimización

El procedimiento numérico se encuadra dentro de los métodos heurísticos de búsqueda aleatoria (Möller et al. 2010), y se resume en los siguientes pasos, los cuales se representan esquemáticamente en la Figura 10.

- La búsqueda comienza desde un punto inicial, o primer “punto de anclaje” $\mathbf{x}_{d0}$, que es el resultado del diseño inicial de la estructura. Se evalúan los correspondientes índices de confiabilidad utilizando las redes neuronales $\beta_j(\mathbf{x}_{d0})$ y el costo con Ec.(16).
- Si el resultado del diseño preliminar $\mathbf{x}_{d0}$ no cumple con las restricciones de confiabilidad Ec.(34), se sigue con los pasos c), d) o e), y la primera combinación que las satisfaga, se toma como primer punto de anclaje.
- Se seleccionan $n = M1$ combinaciones de $\mathbf{x}_d$ en las proximidades de $\mathbf{x}_{d0}$, eligiendo aleatoriamente un valor para cada uno de los parámetros de diseño, x_{di} , dentro de una “zona de búsqueda” $Xd_{0i} \pm R1$ (BUD(i)-BLD(i)). Para cada una de las n combinaciones se verifica que se satisfagan las restricciones de confiabilidad, si no se reemplaza por otra combinación, y se evalúa el costo. Si el costo mínimo entre las n combinaciones es menor al del anclaje, la correspondiente combinación pasa a ser el nuevo punto de anclaje y el proceso se reinicia.
- Si entre las $M1$ combinaciones no se encuentra alguna con costo menor al del punto de anclaje, se densifica al doble la búsqueda seleccionando más combinaciones dentro de la zona de búsqueda hasta que se obtenga la primera con costo menor al del anclaje. Esta densificación tiene un límite de $M2$ combinaciones.

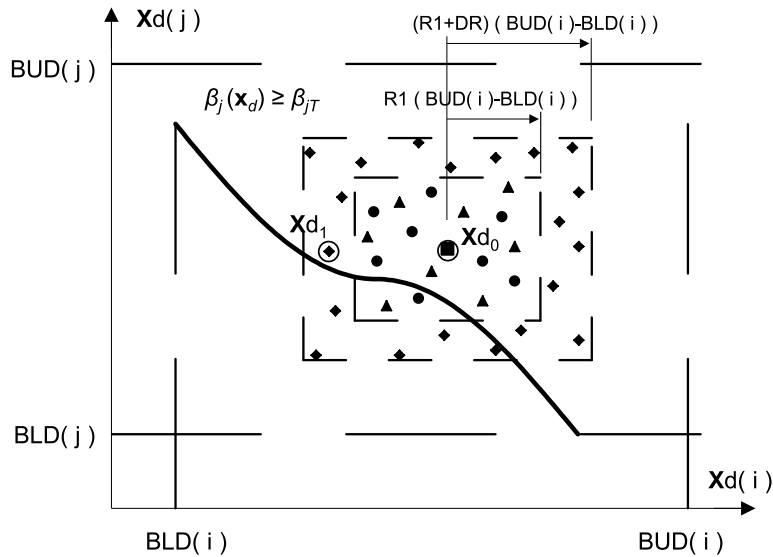


Figura 10: Esquema del algoritmo de optimización

- e) Si todavía no se encuentra alguna combinación que tenga un costo menor al del anclaje, se amplía el radio de búsqueda a $R2 = R1 + DR$. Se seleccionan m combinaciones de $\mathbf{x}_d$ en el volumen agregado, manteniendo la densidad inicial anterior, y que cumplan las restricciones de confiabilidad. La primera de las m combinaciones, con un máximo de $M2$, que tenga un costo menor al del anclaje es retenida y utilizada como el nuevo anclaje. Esta ampliación del límite de búsqueda se repite $NAMP$ veces y tiene por objetivo reducir la posibilidad de encontrar un mínimo local.
- f) El proceso finaliza cuando ya no se encuentre una combinación de los parámetros de diseño con costo menor al del anclaje.

En esta aplicación numérica: $R1 = 0.15$, $DR = 0.05$, $M1 = 100$, $M2 = 400$, $NAMP = 3$

7 Análisis de los resultados numéricos

Un resumen de los resultados numéricos del proceso de optimización se muestra en la Tabla 4. Se analizan los casos de la acción sísmica obtenida de la Microzonificación de la ciudad de Mendoza y la derivada de las prescripciones del INPRES-CIRSOC 103 Parte I, y para cada caso, con restricciones de confiabilidad o sin restricciones, condición esta última para cual se obtienen las probabilidades de falla óptimas.

Parámetros de diseño: la mayor exigencia de la acción sísmica derivada del estudio de Microzonificación de la ciudad de Mendoza se refleja en mayores dimensiones en vigas y columnas, con cuantías de armadura similares, con respecto a los resultados para la acción sísmica derivada del INPRES-CIRSOC 103. Cuando el análisis se realiza sin restricciones de confiabilidad, resultan dimensiones y cuantías menores para ambos casos de la acción sísmica.

Índices de confiabilidad: el diseño óptimo está gobernado por la restricción al nivel de desempeño límite de colapso, resultando índices de confiabilidad un poco mayores a las restricciones en los otros niveles de desempeño. Para el análisis sin restricciones, la solución óptima resulta con índices de confiabilidad menores, mayor probabilidades de falla que la recomendada en la Tabla 3. También para el análisis sin restricciones se observan mayores índices de confiabilidad para el caso del INPRES-CIRSOC 103, indicando que la solución óptima de costo mínimo se obtiene con menor probabilidad de falla.

Costos: las menores dimensiones obtenidas para la solución óptima con acción sísmica según INPRES-CIRSOC 103, se refleja en menor costo inicial de la estructura. Además, en ambos casos, la solución sin restricciones presenta costos iniciales de la estructura menores debido a los menores índices de confiabilidad óptimos. Estas diferencias se reducen en el costo inicial total porque los otros componentes de este costo son constantes en este ejemplo. La incidencia de los costos sociales es del orden de 10% del total. Finalmente, el costo total no presenta diferencias significativas entre ambas solicitaciones sísmicas, con lo cual se deduce que preparar la estructura resistente para una mayor demanda no influye de manera importante en el costo total, siempre que se consideren todas sus componentes.

Resultados		Microzon. Mendoza		INPRES-CIRSOC 103	
		Con restric	Sin restric	Con restric	Sin restric
$x_d(1) = \bar{X}(3) = h_v$ [cm]		54.0	38.0	40.5	32.9
$x_d(2) = \bar{X}(5) = h_c$ [cm]		51.6	43.0	43.1	37.2
$x_d(3) = \bar{X}(6) = \rho_r$		0.00963	0.00689	0.00983	0.00615
$x_d(4) = \bar{X}(7) = \rho_\phi$		0.01054	0.01228	0.00909	0.01177
$x_d(5) = \bar{X}(8) = \rho_{col}$		0.02173	0.00924	0.02564	0.00918
Desempeño: operacional	$\beta_1(\mathbf{x}_d)$	1.514	1.073	1.692	1.387
	$\beta_2(\mathbf{x}_d)$	1.683	1.261	1.877	1.538
Desempeño: seguridad de vidas	$\beta_3(\mathbf{x}_d)$	2.589	1.922	2.646	2.204
	$\beta_4(\mathbf{x}_d)$	2.360	1.819	2.553	2.193
Desempeño: límite de colapso	$\beta_5(\mathbf{x}_d)$	3.096	2.314	3.091	2.589
	$\beta_6(\mathbf{x}_d)$	3.101	2.305	3.118	2.506
$C_{01}(\mathbf{x}_d)$ costo inicial estructura [\$]		238570	165010	196450	141600
$C_0(\mathbf{x}_d)$ costo inicial total [\$]		2188030	2114470	2145910	2091060
$C_d(\mathbf{x}_d)$ costo daños [\$]		44144	46866	30529	15047
$C_s(\mathbf{x}_d)$ costo social [\$]		207960	200000	210910	221070
$C(\mathbf{x}_d)$ costo total [\$]		2440134	2361336	2387349	2327177

Tabla 4: Resultados del proceso de optimización

En la Figura 11 se representan todos los resultados del valor de la función objetivo obtenidos durante el proceso de optimización sin restricciones de confiabilidad, para la acción sísmica derivada de la Microzonificación de la ciudad de Mendoza, en función de la probabilidad de falla anual asociada, y para cada nivel de desempeño.

La envolvente inferior de estos gráficos, denominado frente de Pareto, muestra claramente una primera zona en que el costo total decrece a medida que la probabilidad de falla aumenta porque es dominada por el costo inicial. Luego del costo mínimo, asociado a probabilidades de falla óptimas, el costo se incrementa debido a que los costos de reparación y costos sociales aumentan considerablemente con la mayor probabilidad de falla.

Además se incluyen los valores de probabilidad de falla anual recomendados en Tabla 3, usados en los análisis con restricciones. Se observa que las probabilidades de falla óptimas son un poco mayores que las recomendadas, pero también la poca diferencia de costo total si se adoptan dichas restricciones. Así, este tipo de análisis permite tomar decisiones de proyecto estructural.

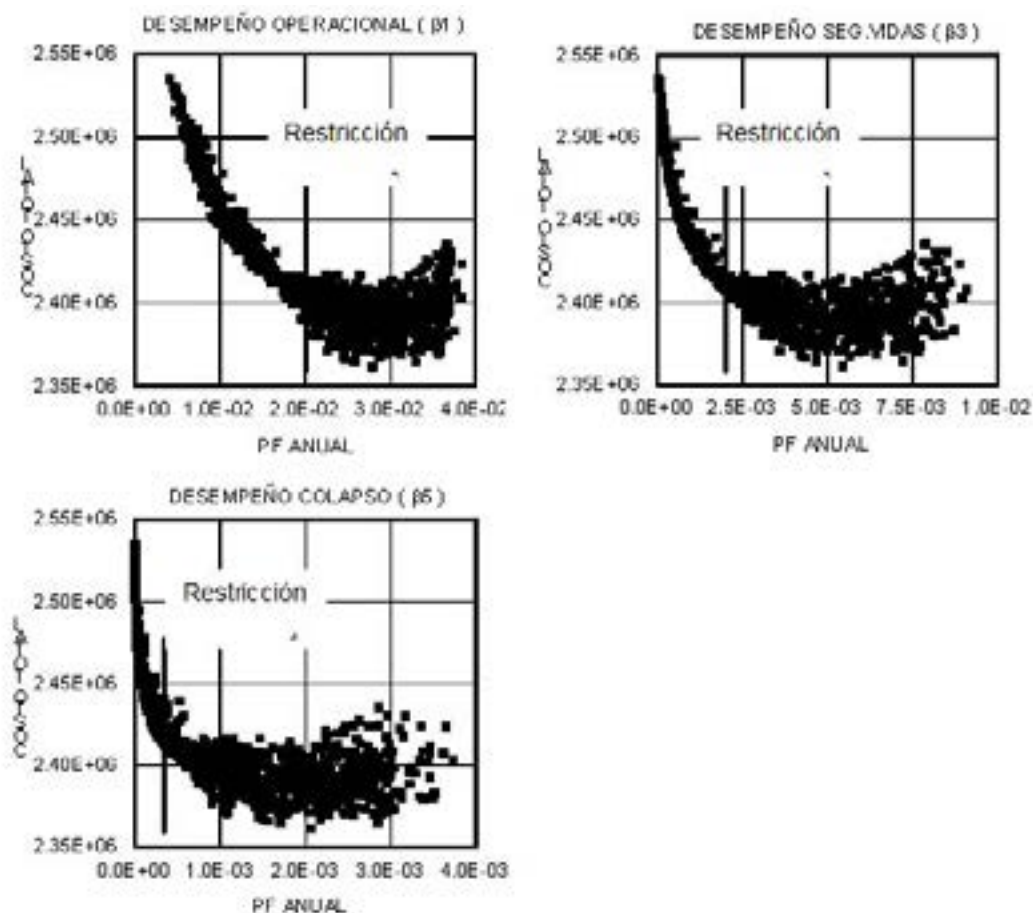


Figura 11: Evolución del costo total y probabilidad de falla anual. Frente Pareto y restricciones

La Figura 12 muestra todos los resultados del valor de la función objetivo obtenidos durante el proceso de optimización sin restricciones de confiabilidad, para la acción sísmica derivada de la Microzonificación de la ciudad de Mendoza, en función de la distorsión de piso asociada, y para cada nivel de desempeño.

Como la distorsión de piso es una respuesta aleatoria, para los valores de $\mathbf{x}_d$ que se está evaluando la función objetivo, y mediante una simulación tipo Monte Carlo, se calculan valores de *DISTM* con la ayuda de las redes neuronales entrenadas. Se evalúa el valor medio y desvío estándar de los resultados con los que se ajusta una distribución lognormal. Luego, el valor representado en cada nivel de desempeño corresponde a la distorsión de piso que tiene la misma probabilidad de excedencia que la indicada en la Tabla 3 (Pf_E).

Las envolventes inferiores, frentes de Pareto, muestran la misma tendencia de la Figura 11, siendo las distorsiones de piso óptimas aquellas asociadas al costo mínimo. También estos valores óptimos se pueden utilizar para tomar decisiones de diseño estructural.

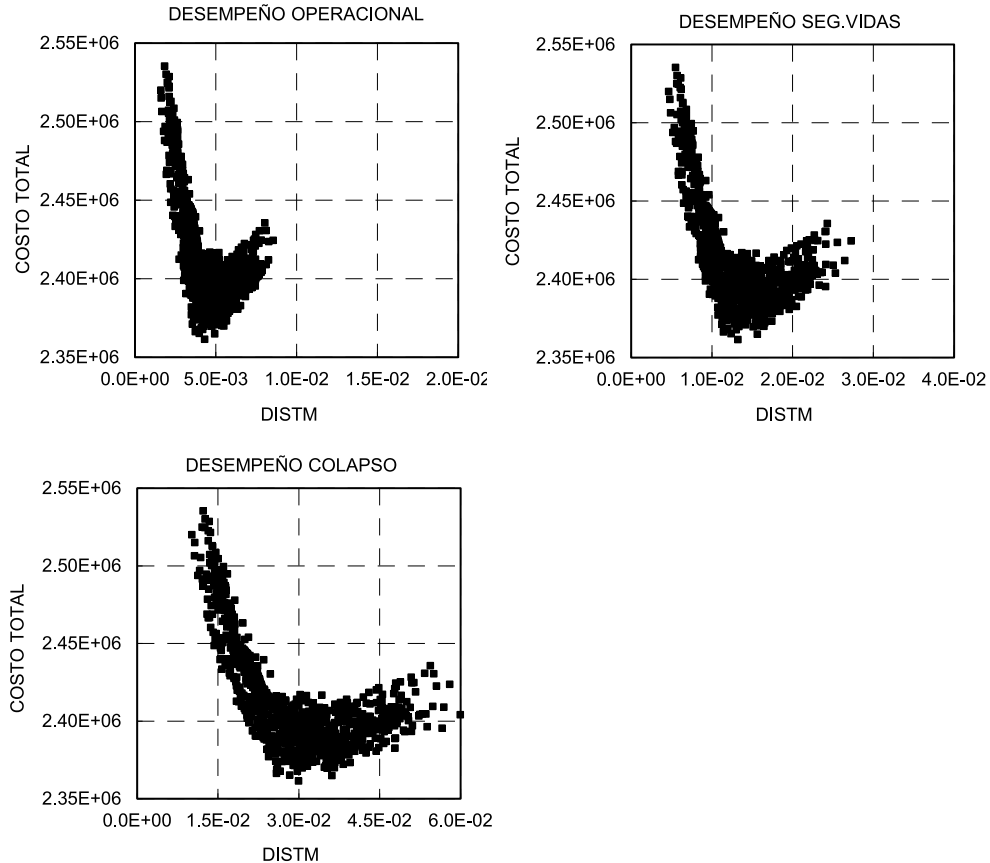


Figura 12: Evolución del costo total y distorsión de piso. Frente Pareto

8 Conclusiones

En este trabajo se presenta el proceso de optimización de una construcción, donde la función objetivo a minimizar es el costo total que incluye los costos iniciales de la estructura, de los elementos no estructurales y del contenido, los costos de reparación por daños en todos ellos y los costos sociales producidos por la ocurrencia de terremotos durante la vida útil. El análisis se realiza sobre un edificio de tres plantas para oficinas.

La metodología presentada resultó ser eficiente, utilizando la estrategia numérica de organizar el proceso por bloques, porque permitió realizar en forma independiente los análisis numéricos de la estructura para diferentes combinaciones de las variables y su aproximación con redes neuronales, como así también los análisis de confiabilidad. Luego se probaron diferentes condiciones para realizar la optimización, corriendo solamente el bloque final.

La mayor demanda derivada de la Microzonificación de la ciudad de Mendoza se traduce en mayores dimensiones de los elementos estructurales y mayores costos mínimos que para las correspondientes al INPRES-CIRSOC 103. De todas maneras las diferencias en el costo mínimo final no son significativas, de manera que preparar la estructura resistente para una mayor demanda no influye de manera importante en el costo total, siempre que se consideren todas sus componentes. La incidencia de los costos sociales en las soluciones óptimas resultó para este ejemplo del orden del 10% del costo total.

Sin restricciones de confiabilidad, en este ejemplo se obtienen probabilidades de falla óptimas en cada nivel de desempeño un poco mayores a las recomendadas, pero con poca diferencia de costo total si se adoptan dichas restricciones. El frente de Pareto también se presenta para la relación costo vs. distorsión de piso, encontrándose valores óptimos en cada nivel de desempeño que pueden ser utilizados para la de toma de decisiones en el proyecto de la estructura resistente.

Referencias

- FEMA 356 (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency.
- Filippou, F.C., D'Ambrisi, A. and Issa, A. (1992). Nonlinear static and dynamic analysis of reinforced concrete subassemblages. Earthquake Engineering Research Center, Report N° EERC 92-08, University of California, Berkeley.
- Gencturk, B. and Elnashai, A.S. (2012). Life cycle cost considerations in seismic design optimization of structures. Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications, Ed. Vagelis Plevris, Chapter 1, 1-22. IGI Global.
- Hurtado, J. (2004). Structural Reliability – Statistical Learning Perspectives, Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, Vol.17, Springer Verlag.
- INPRES (1995). Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza. Publicación Técnica N° 19, Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
- INPRES-CIRSOC 103 Parte 1 (2008). Reglamento Argentino para construcciones sismorresistentes, INTI.
- Melchers, R.E. (1987). Structural Reliability: Analysis and Prediction. Ed. Ellis Horwood Limited. Halsted Press: a division of John Wiley & Sons.
- Mendez, J. (2012). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes de hormigón armado. Tesis de Maestría en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Tucumán.

Möller, O. (2001). Metodología para evaluación de la probabilidad de falla de estructuras sismorresistentes y calibración de códigos. Tesis de Doctorado en Ingeniería, Universidad Nacional de Rosario.

Möller, O. and Foschi, R. (2003). Reliability evaluation in seismic design: a response surface methodology. *Earthquake Spectra*, 19 (3): 579-603.

Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. (2006). Momento-curvatura de secciones de hormigón armado sismorresistentes utilizando redes neuronales. *Mecánica Computacional* Vol. XXV, 2145-2162, AMCA.

Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Quiroz, L. (2009). Seismic structural reliability using different nonlinear dynamic response surface approximations. *Structural Safety*, 31(5), 432-442.

Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Savino, F. (2010). Optimización, con requisitos de confiabilidad, a partir del diseño preliminar de pórticos sismorresistentes. *Mecánica Computacional* Vol. XXIX, 1403-1421, AMCA.

Möller, O., Ascheri, J.P., Foschi, R.O., Rubinstein, M. (2012a). Optimización estructural para costo mínimo con restricciones de confiabilidad: evaluación de alternativas de diseño sísmico. *Mecánica Computacional* Vol. XXXI, 2527-2545, AMCA.

Möller, O., Foschi, R., Rubinstein, M., Savino, F. (2012b). Performance-based seismic design: a search-based cost optimization with minimum reliability constraints, *Structural Seismic Design Optimization and Earthquake Engineering: Formulations and Applications*, Ed. Vagelis Plevris, Chapter 2, 23-50. IGI Global.

Paulay, T., Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, Inc.

Pérez López, Jesús R. (2005). Contribución a los métodos de optimización basados en procesos naturales y su aplicación a la medida de antenas en campo próximo. URL <http://www.tesisenred.net/TDR-0305107-180847>.

SEAOC Vision 2000 Committee (1995). *Performance based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.

Shinozuka M, Sato Y. (1967). Simulation of nonstationary random processes. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*; 93(1): 11-40.

Swisher, J.R., Hyden P.D, Jacobson, S.H. and Schruben, L.W. (2000). A Survey of Simulation Optimization Techniques and Procedures. 2000 Winter Simulation Conference, J.A. Joines, R.R. Barton, K.Kang and P.A. Fishwick (eds).

Methodology of structural optimization for earthquake resistant buildings

ABSTRACT

The optimization of structures for earthquake demands implies the minimization of an objective function that generally refers to the total cost of construction. This includes not only the cost of the resistant structure but also that associated with non-structural elements, the cost of the contents (furniture and equipment), and the cost of repairs due to damage to these elements by repeated seismic events during the lifetime of the building. The total cost must also take into account those social costs related to injuries and deaths in case of severe damage and structural collapse, plus the cost of lost profits and stock losses, all directly related to the structure being optimized. Uncertainties in the variables are considered and a numerical strategy is implemented organized in blocks. The optimization is also constrained by minimum reliability indices corresponding to the different structural performance levels. Neural networks are used to approximate the structural response and the reliability indices, and a heuristic search optimization algorithm is applied. The procedure is applied to an office building with three stories, with the results showing the relative importance of the social costs. Furthermore, interesting results on optimal failure probabilities and optimal inter-story distortion for different levels of performance are presented.

Key words: Optimization, reliability, nonlinear dynamic, seismic design, Pareto front.

Optimization methodology

The process is divided into three blocks as shown in Figure 2.

- a) Block 1: Structural analysis. It begins by defining the problem variables and its limits. Within these limits random combinations of values of the variables are selected, and a set of subcombinations is generated, for each combination, by considering the variation in the resistance of materials and in the generation of artificial acelerogramas.

Structural analysis for each combination and each sub-combination is performed using a model of nonlinear dynamic behavior. For each combination, a mean value of the response of interest and the standard deviation are obtained over the associated sub-combinations.

Discrete results are organized into two databases, one for the mean values and the other for the standard deviations. Each database is represented with a continuous response surface (neural network) over the entire variable domain.

- b) Block 2: Probability of failure. Failure probabilities, and associated reliability indices, are calculated taking into account the statistics of the intervening random variables and each of the prescribed structural performance levels: operational, life safety and collapse.

The reliability indices are calculated in term of a set of design parameters, defined in this work as the mean values of the dimensions of beams and columns, and steel reinforcement ratios. The set of design parameters is defined within specified limits. The probability of failure at each performance level is calculated using the Monte Carlo method. The computation times are reasonable given the use of neural networks for the evaluation of the structural response during the simulation. The results of the reliability indices are also approximated by neural networks in terms of the design parameters.

- c) Block 3: Optimization. The objective function to be minimized is the total cost of the structure. This is a function of the design parameters and, in this work, the total cost involves the following components.

Initial construction cost: cost of beam and column elements directly related to the design parameters. Cost of other structural elements: foundations and floor slabs. Cost of non-structural elements include the cost of subfloors, flooring, masonry, openings, facilities, etc. Cost of content: furnishings and equipment. Repair costs for damage: the future repair cost, at current rates, depends on the level of damage caused by earthquakes, the uncertainty of the time at which they occur, the number of earthquakes within the lifetime of the structure, and the interest accrued from the time of construction until the occurrence of the damage. Damage to structural elements, nonstructural elements and contents are included.

Social costs: it takes into account the cost of social reintegration, medical expenses and recovery of the victims who survived the earthquake, cost of loss of life and cost associated with loss of business or economic activity.

The optimization algorithm is a heuristic type of random search.

Conclusions

The presented methodology was applied to a three-story building for offices located in the city of Mendoza, Argentina. The numerical strategy of processing by blocks proved to be efficient because allowed independent access to each of the steps in the optimization process.

The higher seismic demand resulting from the microzonation of the city of Mendoza, in comparison to that from the INPRES-CIRSOC 103, produces larger dimensions for the structural elements and higher costs. However, the differences are not significant for the minimum total cost, and designing the structure for an increased demand does not significantly influence the total cost, provided that all its components are considered. The impact of social costs in the optimal solutions for this example was around 10% of total.

Without reliability constraints, the optimal failure probabilities associated with the minimum cost in this example are slightly higher than those recommended in Table 3 for each performance level, but with little difference in total cost if such restrictions are adopted. The Pareto front is also presented for the total cost and inter-story drift, finding optimal values in each performance level that is a useful tool to aid design decisions in earthquake engineering.