

# Análisis de la fiabilidad del comportamiento sismo resistente de los edificios de hormigón armado

MOHAMED BEZZAZI (\*), MIGUEL ÁNGEL PARRÓN VERA (\*\*), MARÍA DOLORES RUBIO CINTAS (\*\*\*), FRANCESC LÓPEZ-ALMANSA (\*\*\*\*), ABDELOUAFI EL GHOULBZOURI (\*\*\*\*\*), y ABDELLATIF KHAMLICHY (\*\*\*\*\*)

**RESUMEN** En este trabajo se analiza el comportamiento sismo resistente de las construcciones de hormigón armado. La fiabilidad del diseño sismo resistente se evalúa mediante el concepto de la *superficie de respuesta* que se utiliza para derivar explícitamente la *función de fallo*. Se analizan los dos estados límites definidos; el desplazamiento total de la cubierta y el desplazamiento máximo entre plantas. El comportamiento sismo resistente del edificio será examinado usando el análisis estático no lineal convencional (pushover) y el método de los elementos finitos mediante el programa informático ZeusNL. Se introducen tres variables aleatorias que caracterizan las variaciones de la resistencia del hormigón y del acero de las armaduras así como, la suma de los tamaños proporcionales de vigas y pilares. Un diseño experimental factorial completo en tres niveles se utiliza para definir un conjunto finito de puntos de referencias donde se evalúa la función de fallo, antes de usar estos resultados, para identificar el modelo de la superficie de respuesta del edificio vía una regresión polinomial. Como ilustración de este procedimiento se aplica la técnica sobre un edificio de cinco plantas y se discute la fiabilidad en términos de coeficiente real de la ductilidad del edificio con el método de Monte Carlo y el método aproximado de FORM/SORM.

## SEISMIC PERFORMANCE RELIABILITY ANALYSIS FOR REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

**ABSTRACT** *Evaluation of seismic performance of reinforced concrete buildings is considered in this work. Reliability of seismic design is assessed through the response surface concept which is used to derive explicitly the failure function. Two limit states defined in terms of the total building roof displacement and maximum inter story drift are analysed. The seismic behaviour of the building is examined by using conventional nonlinear static analysis (pushover) through finite element computations conducted by means of ZeusNL software package. Three random variables characterizing material resistance variations of concrete and reinforcement steel as well as the sum of proportional heights of beams and columns are introduced. A complete factorial design of experiment table having three levels is used to define a finite set of data points where the failure function is evaluated before using these results to perform identification of the building response surface model via a polynomial regression. An application of this procedure is illustrated on a five story building and discussion of reliability in terms of the actual ductility coefficient of the building is achieved through both Monte Carlo method and FORM/SORM approximate method.*

**Palabras clave:** Sismo, Edificio de hormigón armado, Fiabilidad, Pushover, Elementos finitos, Superficie de respuesta.

**Keywords:** Earthquake, Reinforced concrete building, Reliability, Pushover, FEM, Response surface.

(\*) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Física, Facultad de Ciencias y Técnicas de Tanger, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 416, Tanger 90000, Marruecos. Email: bezzazi@yahoo.com

(\*\*) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Ingeniería Industrial et Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior de Algeciras, Universidad de Cádiz, Calle Ramón Puyol sn, Algeciras 11202, España. Email: miguelangel.parron@uca.es

(\*\*\*) Profesora Doctora de Universidad. Departamento de Ingeniería Industrial et Ingeniería Civil, Escuela Politécnica Superior de Algeciras, Universidad de Cádiz, Calle Ramón Puyol sn, Algeciras 11202, España. Email: mariadolores.rubio@uca.es

(\*\*\*\*) Profesor Doctor de Universidad. Departamento de Estructuras en la Arquitectura, Universitat Politècnica de Catalunya, Avenida Diagonal 649, Barcelona 08028, España. Email: francisc.lopez-almansa@upc.edu

(\*\*\*\*\*) Doctorante. Laboratorio Modelado y Análisis de los Sistemas, Departamento de Física, Facultad de Ciencias en Tetuán, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 2121 M'hannech, Tetuán 93002, Marruecos. Email: e.abdelouafi@hotmail.fr

(\*\*\*\*\*\*) Profesor Doctor de Universidad. Laboratorio Modelado y Análisis de los Sistemas, Departamento de Física, Facultad de Ciencias en Tetuán, Universidad Abdelmalek Essaadi, BP 2121 M'hannech, Tetuán 93002, Marruecos. Email: khamlichy7@yahoo.es

## 1. INTRODUCCIÓN

Las construcciones modernas deben responder a los criterios del diseño sísmo resistente que conducen a menudo a considerar varias combinaciones de acciones para evaluar la resistencia del edificio bajo cargas laterales. Para responder a las exigencias de seguridad y evitar un diseño costoso, es preciso buscar soluciones optimizadas y económicas lo que representa una tarea importante en el campo del diseño sísmo resistente [1, 2]. El objetivo es controlar el riesgo teniendo en cuenta de una manera racional el efecto de las incertidumbres que afectan a las cargas aplicadas, a las características de los materiales y a las tolerancias geométricas. La fiabilidad de las estructuras representa una herramienta relevante que permite cuantificar los efectos de estas incertidumbres y calcular la probabilidad de fallo a partir de las densidades de las probabilidades asociadas a las variables aleatorias que representan los datos para el problema [3-5].

Esta técnica no sólo permite calcular la probabilidad de fallo, sino también determinar las *sensibilidades* asociadas a esta probabilidad resultando de cada variable aleatoria considerada por separado. Esto permite destacar los factores más influyentes a la hora de buscar una cierta fiabilidad en el caso de los problemas de rehabilitación [6, 7].

El objetivo de este trabajo es aplicar la metodología bien conocida del análisis de fiabilidad para evaluar el funcionamiento sísmo resistente de los edificios de hormigón armado. Salvando las consecuencias de las variaciones de las cargas, interesa analizar los efectos que resultan de las dimensiones geométricas de la estructura del edificio y de los problemas de la durabilidad que afectan a las propiedades mecánicas del hormigón armado, es decir el valor de la resistencia característica del hormigón y el límite de elasticidad del acero de las armaduras.

El análisis de la fiabilidad se efectúa de manera paramétrica según la cual la ductilidad de la estructura del edificio se varíe. Puesto que, la ductilidad es muy difícil de cuantificar para un edificio existente antes de las normativas sísmicas, como no se determina con una suficiente precisión las disposiciones constructivas realizadas a la hora de la ejecución del edificio, el nivel de la deformación sigue siendo desconocido.

El análisis de la fiabilidad efectuado en este trabajo ha mostrado que la probabilidad de fallo se reduce de manera considerable cuando el nivel de ductilidad de la estructura del edificio aumenta. Para un valor dado del coeficiente de la ductilidad se efectúa un análisis de fiabilidad teniendo en cuenta los efectos de tres parámetros importantes considerados como variables aleatorias: la suma de las alturas proporcionales de vigas y columnas, la resistencia del hormigón después de 28 días y el límite de resistencia elástica garantizado del acero de las armaduras.

## 2. APROXIMACIÓN DE LA FUNCIÓN DE COMPORTAMIENTO PARA UN MODELO DE LA SUPERFICIE DE RESPUESTA

Existen varios métodos para aproximar el grado de comportamiento denominado igualmente *estado límite* cuando esta función tiene una forma implícita. Estas técnicas, tales como el método de la superficie de respuesta (RSM), conducen a representaciones matemáticas explícitas simplificadas del estado límite más exacto. Su principal interés es que permiten la evaluación del estado límite directamente en términos de variables aleatorias. Particularmente, esto tolera una reducción significativa del coste de cálculo puesto que los métodos explícitos aproximados evitan el uso sistemático de los cálculos por elementos finitos que son generalmente necesarios cuando se

trata de efectuar unas aproximaciones completas para alcanzar el acoplamiento mecánico fiable y cuando es necesario evaluar de manera iterativa la función de comportamiento asociada a cualquier sistema de parámetros [2, 3], así como los gradientes para el método de las diferencias finitas. Así la notación de elementos finitos se maneja más eficientemente para conseguir la información máxima sin el aumento excesivo del coste de cálculo. Por otra parte, el proceso basado en métodos aproximados por ejemplo (RSM) es más robusto y necesita solamente efectuar cálculos distinguiendo a priori puntos de ensayo pertinentes dentro del dominio investigado donde intervienen las variables. Se puede utilizar una tabla del diseño experimental, [9], y la función de estado límite se derivaría usando técnicas de la regresión bajo forma analítica explícita que consiste generalmente en una función polinomial [4, 5, 8]. La aproximación obtenida para la función de fallo mediante técnicas de regresión es sin embargo válida solamente en el ámbito investigado y su extrapolación fuera de este ámbito no será válida.

En el caso particular de la regresión lineal, la posibilidad de tener errores es grande. Esto afecta de manera significativa a las salidas del modelo de la superficie de respuesta. Para evitar este problema se requiere trabajar con una gran cantidad de puntos y después ejecutar una minimización del error según el método de los mínimos cuadrados para reducir los errores de la interpolación. En este trabajo, se utiliza la regresión cuadrática más exacta para aumentar la precisión del modelo de la superficie de respuesta.

## 3. SIMULACIÓN DEL PUSHOVER CON EL SOFTWARE DE ZEUSNL

Para simular la respuesta del edificio bajo cargas sísmicas laterales, se utiliza el programa informático Zeus NonLinear (ZeusNL) [10]. Este software proporciona un modo eficaz para ejecutar varios tipos de análisis Pushover:

- dinámico transitorio,
- estático equivalente convencional,
- estático equivalente adaptativo,
- además del cálculo modal sobre la estructura del edificio considerado.

El modelado tiene en cuenta los comportamientos no lineales de las propiedades geométricas y del material. Los modelos para los materiales hormigón y acero están disponibles, así como una gran biblioteca de los elementos que se pueden utilizar con varias configuraciones típicas de secciones predefinidas para el acero, el hormigón y los materiales compuestos. La carga aplicada incluirá fuerzas constantes o variables, desplazamientos o aceleraciones.

En el análisis convencional del pushover que se utiliza exclusivamente aquí [11], las cargas aplicadas varían proporcionalmente según un modelo predefinido. La respuesta después del pico de resistencia se obtiene con un procedimiento de regulación del desplazamiento con el método de arco.

El modelado del pushover estático con de ZeusNL software requiere datos como:

- propiedades de los materiales,
- configuraciones de la sección,
- cargas aplicadas y
- método de análisis.

El comportamiento del hormigón elegido está descrito por el modelo no lineal con el modelado de confinamiento activo constante (con2). Esto permite la descripción exacta del comportamiento uniaxial del hormigón donde se asume una pre-

sión de confinamiento constante para tener en cuenta la presión transversal máxima del acero de la armadura. Esto se introduce en el modelo con un factor constante del confinamiento usado para aumentar proporcionalmente la relación tensión-deformación.

Se incluyeron reglas cíclicas mejoradas para permitir la predicción de la degradación constante continua de la resistencia y de la rigidez, así como una mejor estabilidad numérica bajo análisis de grandes desplazamientos, [11]. Para entrar en este modelo del hormigón durante las simulaciones, se requieren cuatro parámetros:

- esfuerzo de compresión,
- resistencia a la tensión,
- tensión de rotura y
- factor de confinamiento.

El comportamiento del acero fue asimilado al de un modelo plástico elástico bilineal (st11). Este modelo está aplicado para el modelado uniaxial del acero dúctil. Para introducir este modelo durante la simulación se requieren tres parámetros:

- módulo de elasticidad longitudinal o de Young,
- resistencia a la fluencia y
- endurecimiento por deformación.

El análisis estático pushover se desarrolló con el software ZeusNL tomando la dirección sísmica más adversa. La estructura del edificio está modelada como un pórtico plano. Se optó por el procedimiento para el control de la respuesta para guiar el análisis no lineal. Esto se refiere a la situación donde el desplazamiento de la cubierta del edificio está especificado por el usuario y se aumenta de manera incremental. La carga aplicada y las deformaciones de los otros nodos están determinados por la solución del programa.

#### 4. PRESENTACIÓN DEL EJEMPLO ESTUDIADO

Las simulaciones del pushover han sido aplicadas en el caso de un edificio en hormigón armado moderno típico en Marruecos. La estructura seleccionada está compuesta de cinco plantas y ocupa una superficie horizontal de 288m<sup>2</sup>. La altura entre las plantas es 3m. Las cargas permanentes son  $G = 5.3 \text{ kN/m}^2$  y las cargas variables son  $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$ . Las cargas de la gravedad consideradas están calculadas con la combinación siguiente:  $W = G + 1.2 Q$ , que viene de la normativa marroquí RPS2000, [12].

El diseño de este edificio ha sido realizado mediante el software Robot office 21, [14] usando la normativa francesa para el cálculo del hormigón armado BAEL91, [13], que está en vigor en Marruecos y también la normativa marroquí RPS2000, [12] para el diseño de las construcciones sismo resistente con las siguientes hipótesis:

- Clase del cemento: CPJ45;
- Tensión característica para el acero: 500 MPa;

- Resistencia característica del hormigón: 25 MPa;
- Capacidad de Resistencia del suelo: 0.22 MPa;
- Clase de la estructura: II;
- Tipo del sitio: S2;
- Zona sísmica: 3;
- Coeficiente de amortiguamiento: 0.05;
- Coeficiente de la ductilidad: 2.

La Tabla 1 indica las dimensiones de vigas y columnas obtenidas así como sus armaduras.

#### 5. ANÁLISIS DE FIABILIDAD

Las funciones de comportamiento para los elementos estructurales están denotadas por  $g(x)$ , donde  $x$  representa el vector de las variables aleatorias básicas. El valor numérico de la función de comportamiento distingue el estado de fallo del estado seguro:

- $g > 0$ : seguro;
- $g = 0$ : estado límite;
- $g \leq 0$ : fallo.

Cuando en la bifurcación de este equilibrio se hace incierta la respuesta excediendo el umbral especificado, la función de comportamiento toma un valor negativo y esto implica el fallo.

El edificio considerado en este estudio está diseñado según la normativa sísmica marroquí RPS2000 [12]. El objetivo a continuación es investigar qué sucede si algunas propiedades geométricas y materiales varían y si todas las recomendaciones complementarias que son necesarias para garantizar el nivel elegido de ductilidad no han sido satisfechas. Esta situación se discute desde el punto de vista del análisis de fiabilidad.

Los estados límites adoptados son aquellos introducidos por la normativa marroquí RPS2000 con respecto a las limitaciones del desplazamiento de la cubierta del edificio y del desplazamiento máximo entre plantas. La estrategia seguida para evaluar la fiabilidad del comportamiento sísmico asociado a estos estados está basada en el método de la superficie de respuesta (RSM). Se elabora una función de comportamiento artificial para describir de manera yuxtapuesta el estado límite del edificio para cada caso. Esto se realiza mediante regresiones polinomiales sobre un conjunto de resultados que son establecidos según una tabla factorial completa y a partir de cálculos por elementos finitos de pushover usando el software de ZeusNL. En nuestro caso se asume que las dimensiones de las vigas y de los pilares varían proporcionalmente y se han considerado tres factores:

- resistencia característica del hormigón  $f_{c28}$ ;
- tensión característica del acero  $f_c$ ;
- suma de las alturas de las vigas y de las columnas denotada por  $h$ .

	Ancho de sección (cm)	Longitud de sección (cm)	Armadura baja	Armadura alta	Armadura intermedia
Columnas	30	50	2HA14	2HA14	3HA14
vigas	20	40	6HA10	9HA10	0

TABLA 1. Secciones de vigas y pilares y sus armaduras .

Combinaciones	$f_{c28}$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	h(m)	Desplazamiento de la cubierta $\delta_{roof}$ (m)	Desplazamiento máximo entre plantas $\delta_{max}$ (m)
1	28.75	537.5	1.035	0.0872	0.0241
2	28.75	537.5	0.9	0.0740	0.0197
3	28.75	537.5	0.765	0.0852	0.0225
4	28.75	500	1.035	0.0872	0.0241
5	28.75	500	0.9	0.0740	0.0197
6	28.75	500	0.765	0.0852	0.0225
7	28.75	462.5	1.035	0.0872	0.0241
8	28.75	462.5	0.9	0.0740	0.0198
9	28.75	462.5	0.765	0.0852	0.0225
10	25	537.5	1.035	0.0623	0.0168
11	25	537.5	0.9	0.0652	0.0174
12	25	537.5	0.765	0.0810	0.0214
13	25	500	1.035	0.0623	0.0168
14	25	500	0.9	0.0652	0.0174
15	25	500	0.765	0.0810	0.0214
16	25	462.5	1.035	0.0623	0.0168
17	25	462.5	0.9	0.0652	0.0174
18	25	462.5	0.765	0.0810	0.0214
19	21.25	537.5	1.035	0.0622	0.0167
20	21.25	537.5	0.9	0.0693	0.0185
21	21.25	537.5	0.765	0.0791	0.0210
22	21.25	500	1.035	0.0622	0.0167
23	21.25	500	0.9	0.0693	0.0185
24	21.25	500	0.765	0.0791	0.0210
25	21.25	462.5	1.035	0.0622	0.0167
26	21.25	462.5	0.9	0.0693	0.0185
27	21.25	462.5	0.765	0.0791	0.0210

TABLA 2. Desplazamiento de la cubierta en función de los casos considerados.

Se utiliza la regresión cuadrática para interpolar el desplazamiento del tejado y el desplazamiento máximo entre plantas donde serán considerados 3 niveles para cada factor. La Tabla 2 presenta el desplazamiento obtenido de la cubierta y el desplazamiento máximo entre plantas en función de las 27 combinaciones de los valores de los parámetros  $f_{c28}$ ,  $f_c$  y h.

Las superficies de respuesta identificadas que corresponden respectivamente al desplazamiento obtenido de la cubierta y al desplazamiento máximo entre plantas se obtienen fácilmente de la tabla 2 como;

$$\delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h) = 0.8640 - 3.045 \times 10^{-2} f_{c28} - 4.177 \times 10^{-14} f_c - 0.9319h + 4.732 \times 10^{-4} (f_{c28})^2 + 4.952 \times 10^{-17} (f_c)^2 + 0.3653h^2 + 4.061 \times 10^{-16} f_{c28} f_c + 9.311 \times 10^{-3} f_{c28} h + 4.180 \times 10^{-15} f_c h$$

$$\delta_{max}(f_{c28}, f_c, h) = 0.2456 - 8.907 \times 10^{-3} f_{c28} - 2.739 \times 10^{-6} f_c - 0.2647h + 1.355 (f_{c28})^2 - 1.515 \times 10^{-9} (f_c)^2 + 0.1021h^2 - 3.274 \times 10^{-8} f_{c28} f_c + 2.886 \times 10^{-3} f_{c28} h - 5.959 \times 10^{-7} f_c h$$

Los valores asociados de  $R^2$  son respectivamente 0.987 y 0.991 que indican que las regresiones son adecuadas.

Considerando como estado límite para el desplazamiento de la cubierta, la primera función de fallo se escribe:

$$g_{roof}(f_{c28}, f_c, h) = \delta_{c,roof} - \delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h)$$

donde  $\delta_{c,roof} = 0.004H$  define el primer desplazamiento crítico de colapso según RPS2000 con H la altura total del edificio ( $H=15m$ ) y  $\delta_{roof}(f_{c28}, f_c, h)$  la función de comportamiento según lo obtenido en la anterior expresión por la regresión cuadrática con  $f_{c28}$ ,  $f_c$  y h.

Variable	Valor media	Desviación	Desviación estándar	Ley de probabilidad
$f_{c28}$ (MPa)	25	0.10	2.5	Normal
h (m)	0.90	0.10	0.09	Normal
$f_e$ (MPa)	500	0.05	25	Normal
Altura de los pilares	0.5	0.10	0.05	Normal
Altura de las vigas	0.40	0.10	0.04	Normal

**TABLA 3.** Características de las variables aleatorias.

Considerando ahora como estado límite el desplazamiento entre plantas, la segunda función de fallo se escribe:

$$g_{\max}(f_{c28}, f_2, h) = \delta_{c,\max} - \delta_{\max}(f_{c28}, f_2, h)$$

Donde  $\delta_{c,\max} = 0.03h_s/K$  representa el segundo desplazamiento crítico de colapso según RPS2000, donde  $h_s$  es la altura entre plantas ( $h_s = 3m$ ),  $K$  el coeficiente de ductilidad y  $\delta_{\max}(f_{c28}, f_2, h)$  la función de demanda según lo obtenido por la regresión cuadrático en función de  $f_{c28}$ ,  $f_e$  y  $h$ .

Para evaluar la fiabilidad del funcionamiento sísmico de los estados límites anteriores, para el edificio de hormigón armado considerado en este estudio, bajo efectos de las degradaciones que podrían resultar de los problemas de durabilidad que afectan la resistencia del hormigón y de las armaduras así como las dimensiones geométricas de las columnas y vigas, estos factores se consideran como variables aleatorias que tienen las características presentadas en la Tabla 3.

El software *Phimécasoft* se utiliza para efectuar el cálculo del índice fiabilidad de Hasofer-Lind,  $\beta$ , y de la probabilidad de fallo  $P_f$  [4]. El índice de fiabilidad varía como la probabilidad de fallo y en la tendencia opuesta a la probabilidad de fiabilidad:  $1 - P_f$ .

Para el primer estado límite,  $g_{\text{roof}}$ , asociado a la limitación del desplazamiento de la cubierta del edificio, fue aplicado el algoritmo FORM/SORM. El índice de la fiabilidad de Hasofer-Lind obtenido es  $\beta = -1.365$  y la probabilidad de fallo es  $P_f = 0.0862$ . La importancia relativa de factores es:  $f_{c28}$  (90,4%);  $f_e$  (el 0%) y  $h$  (9,57%). Los coeficientes de seguridad son:  $f_{c28}$  (0,932);  $f_e$  (1) y  $h$  (0,996).

Para el segundo estado límite,  $g_{\max}$ , asociado a la limitación del desplazamiento máximo entre plantas, el coeficiente de la ductilidad tiene como intervalo de variación y fueron aplicados los algoritmos de Monte Carlo y de FORM/SORM. La Tabla 4 resume los resultados obtenidos.

La Tabla 4 muestra que los resultados obtenidos por el método de Monte Carlo y el método de FORM/SORM no son siempre cercanos entre ellos. Sin embargo, cuando el diseño tiene una alta probabilidad de fallo los dos métodos concuerdan dentro de un margen de error razonable. Pero, cuando la probabilidad de fallo es marginal las predicciones asociadas a estos dos métodos son diferentes. Esto es debido al hecho que el proceso de Monte Carlo necesita en este último caso una gran cantidad de iteraciones para converger y en este estudio el número de iteraciones fue limitado solamente a 100. Puesto que en el ámbito de la convergencia del proceso de Monte Carlo los resultados concuerdan, podría ser concluido que el método de FORM/SORM es suficiente para tratar el análisis de fiabilidad considerado en este trabajo en todo el dominio de variación del coeficiente de ductilidad  $K$ .

La Tabla 5 enseña la importancia relativa de los factores así como del coeficiente de seguridad en función del coeficiente  $K$  de la ductilidad.

Como se observa en las Tablas 4 y 5, los resultados obtenidos indican que el índice de la fiabilidad disminuye con el aumento del nivel de ductilidad.

Cuando se integra la variabilidad del comportamiento del material y las variaciones geométricas que son aquí expresadas mediante variaciones inciertas de los valores  $f_{c28}$ ,  $f_e$  y  $h$ , según sus distribuciones de probabilidad, la estructura que

Ductilidad	Monte Carlo		FORM/SORM		
	K	$\beta$ (Hasofer-Lind)	$P_f$ (%)	$\beta$ (Hasofer-Lind)	$P_f$ (%)
1.0		2.326	99	2.118	98.29
1.2		1.341	91	1.467	92.88
1.4		0.4677	78	0.8715	80.83
1.6		0	50	0.2556	60.09
1.8		-0.9945	16	-0.4072	34.19
2.0		Nc.	Nc.	-0.5224	30.07
2.6		Nc.	Nc.	-0.7200	23.57
3.0		Nc.	Nc.	-0.9182	17.92
3.2		Nc.	Nc.	-12.14	0

**TABLA 4.** Índice de fiabilidad y probabilidad de fallo en función del coeficiente de ductilidad para el segundo estado límite (Nc. = No convergente).

Coeficiente de ductilidad K	$\beta$	$P_f$	Import. de $f_{c28}$	Import. de $f_e$	Import. de h	Coef. de segur. $f_{c28}$	Coef. de segur. $f_e$	Coef. de segur. h
1.0	2.118	0.9829	0.4335	0	0.5664	1.139	1	1.159
1.5	0.5722	0.7164	0.4953	0	0.5047	1.040	1	1.040
2.0	-0.5224	0.3007	0.4385	0	0.5615	0.965	1	0.961
2.5	-2.341	0.0096	0.5700	0	0.4299	0.823	0.999	0.846

TABLA 5. Importancia de los factores y coeficiente de seguridad en función del coeficiente de ductilidad K.

está diseñada inicialmente con las características nominales  $f_{c28} = 25$  MPa,  $f_e = 500$  MPa y  $h = 0.90$ m y para un nivel de ductilidad  $K = 2$ , sufre una probabilidad de colapso. Esta probabilidad está calculada aquí suponiendo que el edificio está sometido a la acción sísmica definida por la norma RPS2000. La probabilidad de colapso alcanza un nivel alrededor de 30% si las recomendaciones para el diseño sismo resistente son satisfechas y, por lo tanto, la ductilidad alcanza su valor especificado a priori. Esta probabilidad ahora excede del 98% si el nivel de ductilidad es tan bajo como  $K = 1$ .

La Tabla 5 muestra esto en el estudio actual, la resistencia del hormigón y la altura estructural son los factores dominantes. La resistencia del acero no es un parámetro activo puesto que bajo las acciones sísmicas de la norma RPS2000 las armaduras trabajan en el dominio elástico para cada combinación dada. Se expresa que la importancia de los factores varía en función del estado límite considerado puesto que para la primera función de comportamiento (desplazamiento total de la cubierta) la participación de la resistencia del hormigón está en gran medida más importante que las variaciones en las dimensiones geométricas de los elementos estructurales.

## 6. CONCLUSIONES

Se ha aplicado el concepto del análisis de fiabilidad para evaluar los efectos sobre la resistencia sísmica de edificios en hormigón armado que resultan de variaciones que afectan a las características fundamentales de los materiales implicados y de sus características geométricas: fuerza compresiva concreta, punto de rendimiento de acero y dimensiones estructurales. Estas variaciones podrían traducir por ejemplo los problemas de la durabilidad (corrosión, ataque químico del hormigón) o la pérdida de la altura de elementos estructurales.

La suficiencia del método FORM/SORM para ocuparse del análisis de fiabilidad fue evaluada en un estudio real comparando los resultados obtenidos con este método a los obtenidos en el ámbito de la convergencia del método de Monte Carlo.

Fueron realizados análisis paramétricos en términos del factor de ductilidad que no se controla realmente en la práctica, particularmente cuando el edificio está predimensionado. Fue cuantificada su influencia sobre la probabilidad del fracaso. La probabilidad del fracaso se encuentra al aumentar considerablemente mientras que la ductilidad real disminuye. Fue hallada a la par la importancia de factores dependientes del estado límite considerado.

## 7. AGRADECIMIENTOS

Los autores quisieran agradecer a la Agencia Española de Cooperación Internacional su ayuda financiera para la realización de esta investigación bajo la concesión de los proyectos A/016429/08 y A/026795/09.

## 8. REFERENCIAS

- [1] Soares, R., Mohamed, A., Venturini, W. et Lemaire, M. Reliability analysis of nonlinear reinforced concrete frames using the response surface method. *Reliability Engineering and System Safety*, 75:1–16 (2002).
- [2] Quanwang Li. Mathematical Formulation of Tools for Assessment of Fragility and Vulnerability of Damaged Buildings. PhD thesis. Georgia Institute of Technology (2006).
- [3] O. Ditlevsen and H.O. Madsen. *Structural reliability methods*, Ed. John Wiley and Sons (1996).
- [4] A.M. Hasofer and N.C. Lind. An exact and invariant first order reliability format, *J.Eng. Mech.*, ASCE, 100 (12):111–121 (1974).
- [5] R. Rackwitz and B. Fiessler. Structural reliability under combined random load sequences. *Computers and Structures*, 9:489–494 (1979).
- [6] Haukaas T., Scott M.H. Shape sensitivities in the reliability analysis of nonlinear frame structures. *Computers and Structures* 84 964–977 (2006).
- [7] Haukaas T., Der Kiureghian A. Finite Element Reliability and Sensitivity Methods for Performance-Based Earthquake Engineering. PEER Report 2003/14 Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley (2004).
- [8] Gayton, N., Bourinet, J. and Lemaire, M. CQ2RS: A new statistical approach to response surface method for reliability analysis. *Structural Safety*, 25:99–121 (2003).
- [9] Roux, W.J., Stander, N. and Haftka, R. T. Response surface approximations for structural optimization. *Journal for Numerical Methods in Engineering*, 42:517–534 (1998).
- [10] Elnashai AS, Papanikolaou VK and Lee DH, (2008), Zeus NL A system for inelastic analysis: User Manual, Version 1.8.7, University of Illinois at Urbana Champaign, Mid-America Earthquake Center.
- [11] Hasan R, Xu L., Grierson D.E. Push-over analysis for performance-based seismic design. *Computers & Structures*, 80, 2483-2493 (2002).
- [12] Royaume du Maroc, Ministère de l'ATUHE, Secrétariat d'État à l'Habitat. Règlement de construction parasismique RPS 2000 (2001).
- [13] Règles BAEL 91 modifiées 99. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites. Eyrolles, Paris, France (2000).
- [14] Robot Office versión 21: [www.robotat.com](http://www.robotat.com). Autodesk, Paris, France.