

## ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL PARA CUANTIFICAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO

### STATIC NONLINEAR ANALYSIS TO QUANTIFY THE SEISMIC VULNERABILITY OF REINFORCED CONCRETE BUILDINGS

**Magdalena Agostini y Guillermo M. Gerbaudo**

*Departamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas Físicas y Naturales, Universidad  
Nacional de Córdoba, Avenida Vélez Sarsfield 299, 5000 Córdoba, Argentina,  
ggerbaudo@unc.edu.ar, <http://www.efn.uncor.edu>*

**Palabras clave:** Análisis Estático No-Lineal, Pushover, Riesgo Sísmico.

**Resumen.** El diseño de estructuras basado en la resistencia sísmica propuesto en las normativas y códigos corrientes, tiene como objetivo principal que las estructuras sean capaces de resistir sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. El desafío de los ingenieros es diseñar la estructura de modo tal de que los daños sean limitados a ciertos niveles aceptables de acuerdo a la intensidad del sismo. Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elásticos lineales como inelásticos. Por lo que en este trabajo se implementa un análisis estructural estático no-lineal detallado, denominado “pushover” para estimar el riesgo sísmico de edificios de hormigón armado basado en la vulnerabilidad de sus componentes. Una vez determinada la respuesta estructural, se evalúan los daños en una variedad de componentes mediante funciones de fragilidad específica del componente. Posteriormente, el porcentaje de daños para cada componente se transforma en un costo de reparación. El daño final del edificio se obtiene sumando el costo de reparación de todos sus componentes.

**Keywords:** Static Non-Linear Analysis, Pushover, Seismic Risk.

**Abstract.** The main objective of the design of structures based on the seismic resistance proposed in current regulations and codes is that the structures are capable of resisting higher intensity earthquakes without collapsing. The challenge for engineers is to design the structure in such a way that the damage is limited to certain acceptable levels according to the intensity of the earthquake. There are several methods to analyze the behavior of structures, both linear and inelastic elastic. For this reason, a detailed non-linear static structural analysis, called "pushover", is used to estimate the seismic risk of reinforced concrete buildings based on the vulnerability of their components. Once the structural response has been determined, damage to a variety of components is assessed by specific fragility functions of the component. Subsequently, the percentage of damages for each component is transformed into a repair cost. The final damage to the building is obtained by adding the cost of repair of all its components.

## 1 INTRODUCCIÓN

En este trabajo se implementa un análisis estructural estático no-lineal detallado, denominado “pushover” para estimar el riesgo sísmico de edificios de hormigón armado basado en la vulnerabilidad de sus componentes. Para ello es necesario realizar un modelo que represente la no linealidad de los componentes para determinar el nivel de daño alcanzado mediante el *Método del Espectro de Capacidad*, que obtiene como resultado la curva de capacidad que relaciona parámetros de pseudo-desplazamiento con pseudo-aceleración, para luego ser interceptada por el espectro de demanda sísmica (amenaza), donde se obtiene el punto de desempeño de la estructura que determinara el estado de daño del edificio luego de sucedido determinado evento sísmico. Una vez determinada la respuesta estructural, se evalúan los daños en una variedad de componentes mediante funciones de fragilidad específica del componente. Posteriormente, el porcentaje de daños para cada componente se transforma en un costo de reparación. El daño final del edificio se obtiene sumando el costo de reparación de todos sus componentes, obteniendo como resultado la curva de vulnerabilidad de la edificación.

## 2 MODELO NUMERICO

Para poder determinar el punto de desempeño mediante el método del espectro de capacidad es necesario realizar modelo detallado de elementos finitos e incluir la no linealidad en los componentes del edificio en estudio.

### 2.1 No linealidad de los componentes

Las vigas, columnas y pilotes se modelaron mediante elementos tipo barra, asignando materiales y armaduras componentes, cuyos modelos constitutivos utilizados fueron la parábola de Mander (Mander, et al., 1988 ) para el hormigón confinado H-21, cuyo módulo de elasticidad es de 27500 MPa y la curva bilineal con endurecimiento para el acero ADN-420, con un módulo de elasticidad es de 210000 MPa.

Para definir el comportamiento no lineal se utilizaron rótulas plásticas en los extremos de los elementos, las cuales se definen en función del diagrama momento curvatura definido por FEMA 365 (2000), como muestra la Figura 1.

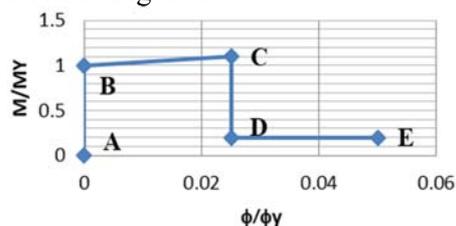


Figura 1: Diagrama momento-curvatura de una rótula plástica (FEMA-365, 2000).

Los tabiques se definen como elemento de área, en el cual se tiene en cuenta la no linealidad al asignarle en que planos es propenso a la plastificación.

### 2.2 Influencia de la mampostería

Existen diferentes modelos para tener en cuenta el comportamiento no lineal de la mampostería, como por ejemplo puntal equivalente, elemento Shell no lineal, etc. En este trabajo se utilizaron resortes equivalentes no lineales entre vigas (Agudelo C. & López R., 2009). Estos elementos no lineales se definen mediante una curva esfuerzo-deformación. El comportamiento es similar al de la diagonal equivalente, pero tiene la ventaja y facilidad de aplicación en el modelo numérico.

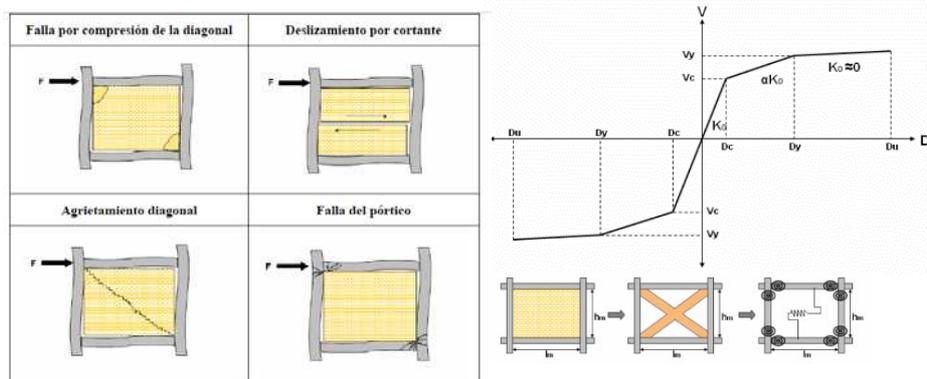


Figura 2: Modelo analítico usado para modelar paredes de mampostería (Agudelo C. & López R., 2009)

En función del tipo de falla de la mampostería se determina la curva esfuerzo deformación como muestra la Figura 2. En este trabajo se utilizó como función de los resortes la curva esfuerzo-deformación que represente la condición más desfavorable.

Por ejemplo para determinar la curva de falla por compresión la fuerza cortante máxima se calcula de acuerdo a la ecuación (1), con las recomendaciones de Stafford Smith y Carter (1969) y FEMA 306 (1998).

$$V_y = w t f'_m \cos \theta \tag{1}$$

donde,  $t$  espesor del muro interior,  $f'_m$  resistencia a compresión esperada de la mampostería en la dirección horizontal y  $w$  espesor diagonal equivalente.

La mampostería de los edificios es de la tipología de ladrillos cerámicos huecos, por lo que según el reglamento INPRES-CIRSOC-103-Parte III (2016) con un mortero normal (N), la resistencia especificada a la compresión ( $f'_m$ ) igual a 4.55 MPa.

La sección de la diagonal queda definida por el ancho del muro y un ancho de diagonal equivalente, que se calcula como la ecuación (2), brindada por el reglamento FEMA 356 (2000), capítulo 7.5.

$$w[\text{pulg}] = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{0.4} r_{inf} \tag{2}$$

donde,  $h_{col}$  altura de la columna [in],  $r_{inf}$  longitud de la diagonal [in] y  $\lambda_1$ : coeficiente para determinar el ancho del puntal equivalente como muestra la ecuación (3).

$$\lambda_1 = \left[ \frac{E_{me} f_{mf} \sin 2\theta}{4 E_{fc} I_{col} h_{mf}} \right]^{\frac{1}{4}} \tag{3}$$

donde,  $E_{me}$  módulo de elasticidad del muro [ksi],  $t_{inf}$  ancho del muro interior [in],  $\theta$ :ángulo que forma la diagonal muro [rad],  $E_{fc}$  módulo de elasticidad del pórtico de hormigón [ksi],  $I_{col}$  Inercia de la columna [in<sup>4</sup>] y  $h_{mf}$  Altura de la columna [in].

El máximo desplazamiento para la fuerza lateral máxima se puede calcular de acuerdo a Mandan et al. (1997) con la ecuación (4).

$$D_y = \frac{\epsilon'_m d_m}{\cos \theta} \tag{4}$$

donde,  $\epsilon'_m$  deformación unitaria máxima de la mampostería tomada como 0.0025,  $d_m$  longitud de la diagonal equivalente y ángulo que forma la diagonal equivalente.

Drysdale et al. (1994) recomienda calcular la rigidez inicial de la siguiente manera ver ecuación (5):

$$K_0 = \frac{\omega t E_m \cos^2 \theta}{d_m} \quad (5)$$

donde,  $\omega$  ancho de la diagonal equivalente,  $t$  espesor del muro,  $E^m$  ( $E_m = 850 \times f' m = 3867.5$  MPa) módulo de elasticidad de la mampostería (INPRES-CIRSOC-103, 2016).

La fuerza lateral y su correspondiente desplazamiento pueden ser calculados geoméricamente con los datos anteriores y de donde se obtiene según la expresión (6).

$$V_c = \alpha V_y \quad (6)$$

donde,  $V_c$  fuerza de fluencia ante cargas laterales,  $V_y$  fuerza de desplazamiento máximo ante cargas laterales, la cual se puede considerar igual a 0.65 de acuerdo con Vélez (2007).

Luego el desplazamiento de fluencia se determina como muestra la ecuación (7).

$$D_c = \frac{V_c}{K_0} \quad (7)$$

Mostafaei y Kabeyasawa (2004) recomiendan calcular el valor del desplazamiento último no menor a (8):

$$D_u = 3.5(0.01hm - D_y) \quad (8)$$

donde,  $hm$  altura de la mampostería y  $D_y$ : desplazamiento máximo ante cargas laterales.

### 2.3 Estados de Carga

Los estados de carga a definir dentro del modelo son gravitacional, lateral, no lineal gravitacional y lateral no lineal pushover. La carga gravitacional se refiere a los pesos propios de los elementos, cargas permanentes y cargas vivas. En cuanto a la carga lateral en este trabajo se utilizó el primer modo de vibración, recomendado por el Reglamento ATC 40 (1996). El estado de carga no lineal gravitacional es la respuesta de una estructura frente a las cargas laterales que depende de las cargas gravitatorias presentes al momento de actuación de las cargas laterales. Esto se debe a los efectos que produce sobre las vigas y columnas (ver Figura 3).

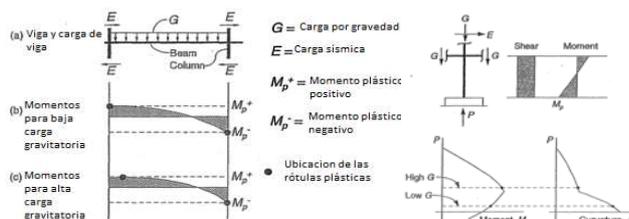


Figura 3: Efecto cargas gravitatorias en vigas (ATC-40, 1996).

Tomando como paso previo las deformaciones de las cargas gravitacionales no lineal, se define la carga lateral no lineal pushover mediante la aplicación del primer modo de vibración de la estructura como carga lateral.

### 3 MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Una vez realizado el modelo, con sus respectivos estados de carga, es necesario obtener el punto de desempeño, por lo que se utiliza el método del espectro de capacidad. El método consiste en un proceso estático, no lineal que provee una representación gráfica de la curva de capacidad, la cual se compara con el espectro de demanda sísmica. La demanda es la representación del movimiento del suelo, mientras que la capacidad es la habilidad que posee

la estructura para resistir la demanda sísmica. El método requiere la determinación de tres elementos.

### 3.1 Curva de capacidad

La capacidad de la estructura se representa mediante la curva “pushover”, se puede crear graficando el cortante en la base y el desplazamiento en el nivel más alto del edificio, como muestra la Figura 4

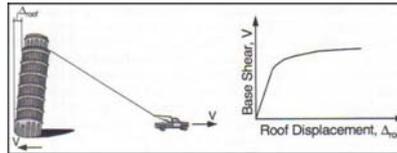


Figura 4: Concepto Curva de Capacidad (ATC-40, 1996).

La curva de capacidad se construye en representación del primer modo, asumiendo que el primer modo es el que predomina en la estructura. Esto es generalmente válido para edificios con un periodo fundamental de vibración menor o igual a 1 segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental mayor de un segundo, el análisis debe ejecutarse considerando el efecto de los modos más altos.

### 3.2 Punto de Desempeño

El desplazamiento de demanda en el espectro de capacidad ocurre en un punto sobre el espectro llamado punto de desempeño. Este punto representa la condición de que la capacidad sísmica de la estructura sea igual a la demanda sobre la estructura debido al movimiento del terreno.

El desplazamiento en el punto de desempeño inicialmente debe estimarse usando una simple técnica llamada “Aproximación de igual desplazamiento”, esta técnica asume que el desplazamiento inelástico espectral es el mismo que el desplazamiento elástico que ocurre si la estructura permanece perfectamente elástica. Esta técnica es una herramienta usada para estimar el inicio del proceso iterativo para determinar el punto de desempeño.

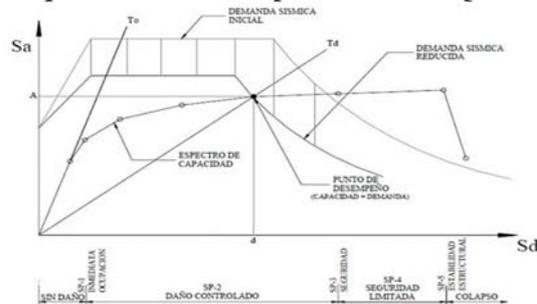


Figura 5: Determinación de punto de desempeño según procedimiento B (ATC-40, 1996)

## 4 NIVEL DE DAÑO DE LOS COMPONENTES

Los daños producidos en los *componentes estructurales* se manifiestan en la formación de rótulas plásticas dentro de la estructura de hormigón. Esto es posible debido a la utilización del método estático no lineal (pushover), el cual nos permite obtener el estado de cada rótula plástica asignada a vigas y columnas.

El nivel de daño se considera individual para cada estado de rotulación, es decir, sin tener

en cuenta el posible colapso total o parcial de la estructura debido a la formación de rótulas no deseadas en el mecanismo de colapso.

Para tener en cuenta los estados de daño de la estructura se utilizó el criterio de Park et al., (1987) que proponen, a partir de los daños observados después de la ocurrencia de un sismo y mediante ensayos de laboratorio, considerar cinco estados de daño, sin la formación de rótula es decir, sin daño (en el peor de los casos se producen pequeñas fisuras en el hormigón), una rótula en estado A-B o daño ligero (se producen grietas en varios elementos estructurales), rótula en estado B-C o daño moderado (agrietamiento severo y se producen algunos desprendimientos de hormigón), rótula en estado C-D o daño severo (aplastamiento del hormigón y pérdida del recubrimiento de las barras de acero de refuerzo) y rótula en estado D-E o colapso.

Con respecto a los *componentes no estructurales* se recopiló información de publicaciones referidas al estudio de la fragilidad de los distintos componentes, dando como resultado curvas de fragilidad (ver Figura.6), las cuales representan la probabilidad de excedencia de un estado límite de daño para una tipología de edificio para un componente particular del edificio (instalaciones, cerramientos laterales, etc.) como una función del parámetro representativo de la severidad del movimiento sísmico o de la respuesta estructural (Di Pascuale, Nuti et al. 1997). El parámetro que define o caracteriza la acción sísmica en las curvas de fragilidad, suele ser la aceleración pico efectiva (PGA), la velocidad pico efectiva (PGV), el desplazamiento espectral (Sd), la aceleración espectral (Sa) y la deriva de piso (D%).

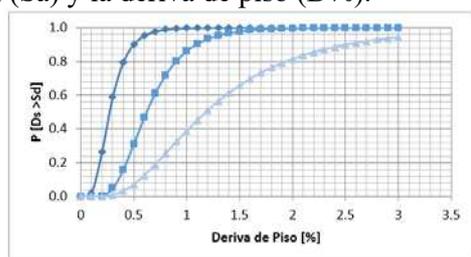


Figura.6: Ejemplo de curva de fragilidad adoptada para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los edificios con paredes de placa de yeso (Rantamale et. al. 2008).

En la metodología, de los estudios realizados para los componentes, las curvas de fragilidad se representan por funciones de distribución lognormal y, por lo tanto, pueden ser descritas por la media, la desviación estándar de acuerdo a la siguiente ecuación (9) (FEMA, 1999).

$$P[ds > S_d] = \phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (9)$$

## 5 COSTOS DE RECONSTRUCCIÓN Y REPARACIÓN DE LOS COMPONENTES.

La forma más utilizada para estimar el costo de reparación o reconstrucción es estimando la relación, en términos porcentuales, entre el costo de construcción original y el costo de reparación o reemplazo de cada componente individual. En este trabajo se define el costo de reparación de una estructura como muestra la ecuación (10).

$$C_r = C_o \sum_i \sum_e \rho D_e^i I_e A_i \quad (10)$$

Donde,  $\rho$  = Relación entre el costo de reparación del componente respecto al costo construirlo nuevo,  $D_e^i$  = Porcentaje de daño del componente "e" en el piso "i",  $C_o$  = Costo total del edificio,  $I_e$  = Porcentaje de incidencia del componente en el costo total del edificio y  $A_i$  = Relación de la superficie del piso "i" con respecto a la superficie total del edificio. El incremento en el costo

de reparación es distinto si se trata de reparación estructural o de reparación de los componentes no estructurales, por lo que se determinaron los siguientes valores  $p_e = 3.00$  y  $p_{ne} = 1.50$ . El costo total del edificio (C0) se obtuvo del Consejo Profesional de Agrimensores, Ingenieros y Profesionales Afines (Copaipa), los cuales corresponden a costos de construcción de un edificio nuevo típico en Argentina.

## 6 CURVA DE VULNERABILIDAD Y ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS PROBABLES POR AÑO

Una vez estimados los costos totales de reparación, por nivel de daño y la incidencia por piso, se obtiene el porcentaje de pérdidas totales. Al graficar el parámetro de pseudo-aceleración alcanzado por el evento sísmico ( $S_a$ ) y costos de reparación asociados (%Cr) se obtiene un punto de la curva de vulnerabilidad. Luego, con todos los puntos obtenidos se traza una línea de tendencia (polinómico de 3° orden), la cual se utiliza para graficar la curva de vulnerabilidad, como muestra la Figura 7.

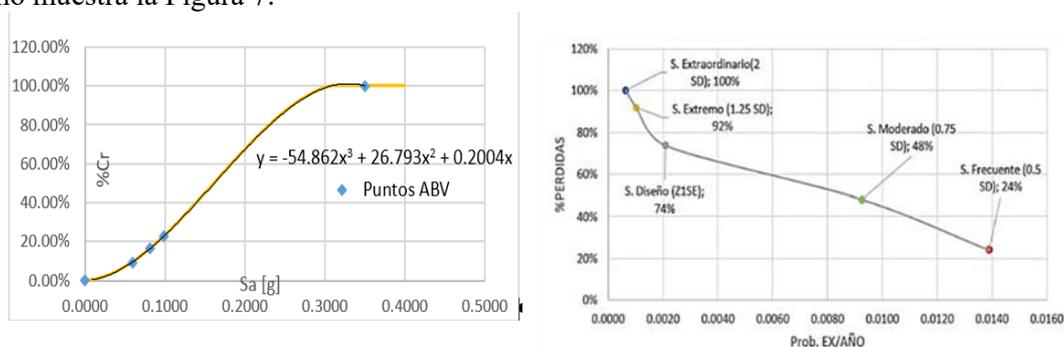


Figura 7: Ejemplo de curva de Vulnerabilidad y Curva de Pérdidas Probables Por Año.

Las pérdidas probables por año (Figura 7) se estiman mediante utilización de sismos con diferentes periodos de retornos. Esto se debe a que los sismos de diseño utilizados en el desarrollo de las curvas de vulnerabilidad cuentan con periodo de retorno de 475 años. Por lo que se pretende variar el periodo de retorno, para luego obtener la aceleración máxima del suelo para cada espectro. La inversa del periodo de retorno es la probabilidad excedencia del evento sísmico en un año.

## 7 CASOS DE ESTUDIO

Con la intención de mostrar las posibilidades del método, se analizaran dos edificios de diferentes tipologías, ambos ubicados en el Barrio de Nueva Córdoba, Ciudad de Córdoba, perteneciente a la Provincia de Córdoba, en Argentina, por lo que se utilizó como demanda sísmica los espectros de la Zona 1 para suelo rígido ( $S_a$ ), medio ( $S_d$ ) y blando ( $S_e$ ) que brinda el Reglamento INPRES CIRSOC 103 (2013) como muestra la Figura 8.

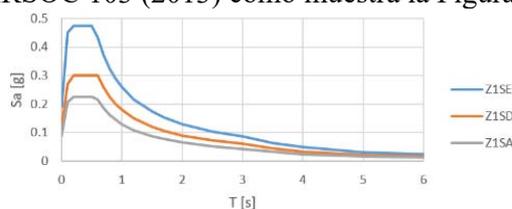


Figura 8: Espectros Sísmicos Zona 1 INPRES CIRSOC (2013).

El primer edificio (EDN°1), es un edificio de oficinas ubicado entre medianeras y cuenta con

quince (15) pisos (Figura 9 a). El segundo edificio (EDN<sup>o</sup>2) es habitacional, cuenta con ocho (8) pisos y se ubica en una esquina, como (Figura 9 b).

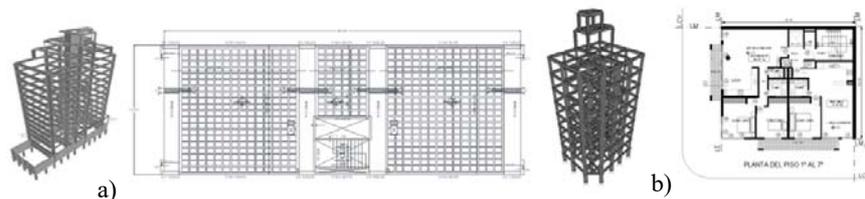


Figura 9: Modelo y planta tipo EDN<sup>o</sup>1 y EDN<sup>o</sup>2.

### 7.1 Resultados

Las curvas de capacidad se muestran en la Figura 10, donde se distingue el caso de estudio (EDN<sup>o</sup>1 y EDN<sup>o</sup>2), eje principal de análisis (X e Y) y el comportamiento teniendo en cuenta la mampostería (CM) y sin mampostería (SM).

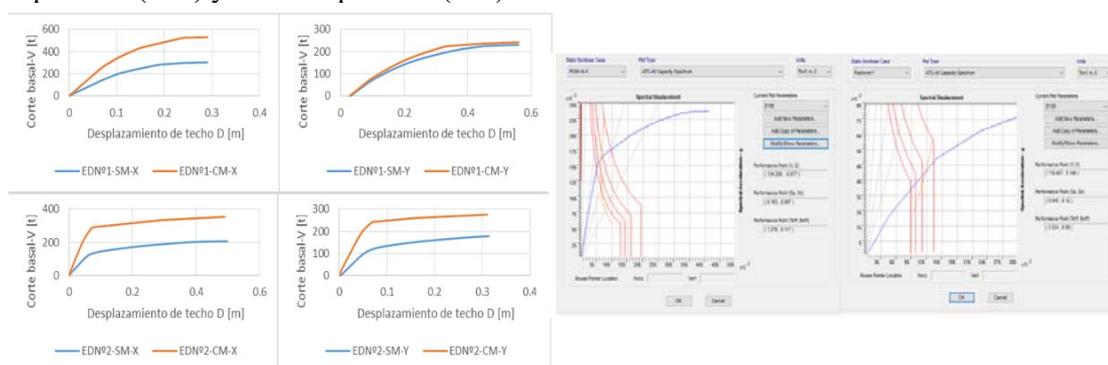


Figura 10: Curvas de capacidad y puntos de desempeño obtenidos para EDN<sup>o</sup>1 y EDN<sup>o</sup>2.

Una vez determinada la curva de capacidad, se transforma en espectro de capacidad y se interseca con el espectro de demanda para obtener el punto de desempeño para estimar el nivel de daño alcanzado ante cada evento sísmico y condición de rigidez como por ejemplo los obtenidos en la Figura 10.

El nivel de daño se traduce en costos de reparación por lo que se resume en la Figura 11 los resultados obtenidos con respecto a costos de reparación total para cada edificio.

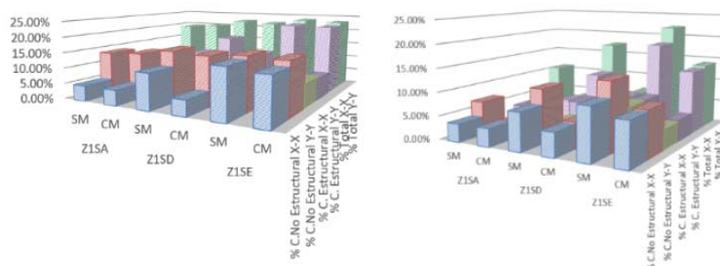


Figura 11: Nivel de daño total EDN<sup>o</sup>1 y EDN<sup>o</sup>2.

Las curvas de vulnerabilidad obtenidas para el EDN<sup>o</sup>1 y EDN<sup>o</sup>2, son las que se observan en la Figura 12.

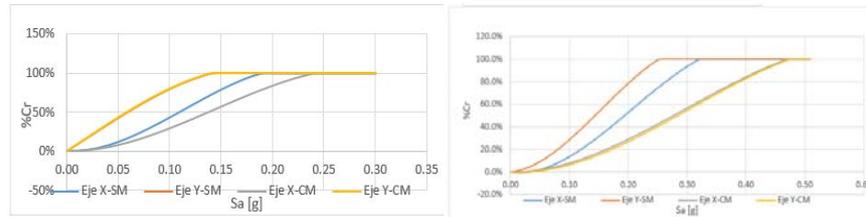


Figura 12: Curvas de Vulnerabilidad EDN°1 y EDN°2.

Una vez obtenidas las curvas de vulnerabilidad se determinaron las pérdidas probables por año. Para obtener las curvas, en este caso, se utilizó el sismo Z1SE como sismo de diseño para obtener los sismos con diferentes periodos de retorno, como muestra la Figura 13.

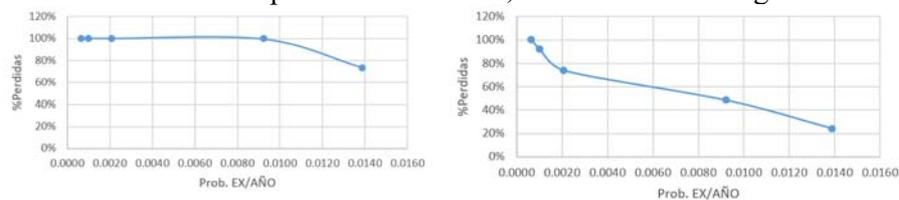


Figura 13: Pérdida Probable por año EDN°1 y EDN°2.

## 8 CONCLUSIONES

En este trabajo se propuso una metodología para realizar un modelo numérico mediante análisis estático no lineal, denominado pushover, que tuvo en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales componentes de los pórticos, por lo que se evalúa el desempeño de la estructura mediante el método del espectro de capacidad. Luego, la respuesta estructural, una vez alcanzado el punto de desempeño, se estima piso por piso, en cada uno de los componentes.

El método de análisis estático no-lineal, permitió comprender cómo trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica, es decir se determina el grado de daño de manera factible, a diferencia de los métodos elásticos, que no conocemos cual va a ser el desempeño de la estructura para diferentes sismos, y dinámicos no lineales, que resultan demasiado complejo a efectos prácticos y de diseño y, por lo tanto, frecuentemente impracticable.

El nivel de daño se evaluó mediante los parámetros de respuesta estructural, como ser derivas de piso y pseudo-aceleración, los cuales se aplican a las funciones de la fragilidad probabilística para componentes no estructurales individuales. En cuanto a los componentes estructurales se utilizó como medida de daño el estado de rotulación.

Se comprobó la importancia, en cuanto a nivel de daño asociado, respecto a tener en cuenta la mampostería interna en el análisis estructural. Cabe destacar que con el modelo propuesto, para los niveles de daños alcanzados la mampostería mantiene un aporte importante a la rigidez.

## REFERENCIAS

- Agostini, M., 2018. *Tesis de Maestría: Riesgo sísmico de edificios de hormigón armado basado en la vulnerabilidad de sus componentes*, Córdoba, Argentina.
- Agudelo C., J. & López R., R., 2009. Curvas de fragilidad para estructuras de pórticos de hormigón armado con paredes de mampostería. Caso de estudio: estructuras de 1 y 2 niveles en puerto rico.
- ATC-40, 1996. *ATC 40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Buildings*. Redwood City, California: Applied Technology Council.

- Copaipa, 2017. [www.copaipa.org.ar](http://www.copaipa.org.ar).
- Di Pasquale, G. & Orsini, G., 1997. Proposta per la valutazione di scenari di danno conseguenti a un evento sismico a partire dai dati ISTAT. *Proc. 8th Italian Conference on Earthquake Engineering, Taormina, Italian*.
- Drysdale, R., Hamid, A. & Baker, L., 1994. *Masonry Structures: Behavior and Design*, Prentice-Hall. Englewood Cliffs, New Jersey.
- FEMA, 1999. *Earthquake Loss Estimation Methodology HAZUS, Technical Manual*. Washington, DC, EEUU(DC): National Institute of Buildings Sciences for Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-306, 1998. *Evaluation of Earthquake Damage Concrete and Masonry Wall Buildings, Basic Procedures Manual*. En: s.l.:s.n.
- FEMA-365, 2000. *Federal Emergency Management: Prestandar and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington(DC): s.n.
- INPRES-CIRSOC-103, 2013. *Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes. Parte I: Construcciones en general*. Buenos Aires, Argentina: INTI Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
- INPRES-CIRSOC-103, 2016. *Proyecto de Reglamento Argentino para Construcciones Sismoresistentes. Parte III: Contrucciones de Mamposteria*. Buenos Aires, Argentina: INTI Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
- Madan, A., Reinhorn, A. M., Mandar, J. B. & Valles, R. E., 1997. "Modeling of masonry infill panels for structural analysis". *Journal of Structural Engineering ASCE 123 (10)*, pp. pp. 1295-1302..
- Mander, J., Priestley, M. J. N. & Park, R., 1988 . Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, Volume 114, ASCE*.
- Mostafaei, H. & Kabeyasawa, T., 2004. Effect of infill Masonry Walls on the Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Subjected to the 2003 Bam Earthquake Strong Motion: A Case Study of Bam Telephone Center. *Bull, Earthq. Res. Inst. University of Tokyo, Vol. 79*, pp. pp.133-156..
- Park, Y. J., Ang, A. H. & Wen, a. Y. K., 1987. Damage-Limiting Aseismic Design of Buildings. *Earthquake Spectra: February 1987, Vol. 3, No. 1*, pp. pp. 1-26.
- Retamale, R., Davies, R., Mosqueda, G. & Filiatrault, A., 2008. Nonstructural Grand Challenge Project Simulation of the Seismic Performance of Nonstructural Systems Experimental Phase 1: Seismic Performance of Partition Wall Subsystems. *Earthquake Engineering Research Institute*, pp. pp.8-12.
- Stafford-Smith, B. & Carter, C., 1969. A method of analysis for infilled frames. En: s.l.:s.n., pp. Vol. 44, pp. 31-48.
- Vélez, E., 2007. "Experimental Cyclic Behaviour of Reinforced Concrete Wall Houses Loaded in their Weak Direction", PhD. thesis, Department of Civil Engineering, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus..