

CURVAS DE FRAGILIDAD: APLICACIÓN A UN EDIFICIO DE ALTURA EN LA CIUDAD DE SALTA

Astorga, Héctor^a; Pujades, Luis^b; Catari, Jorge^a; Orosco, Lía^a

^aUniversidad Católica de Salta, hastorga@ucasal.edu.ar

^bUniversidad Politécnica de Cataluña, lluis.pujades@upc.edu

Palabras clave: curvas de fragilidad, espectro de capacidad, desempeño

RESUMEN

El riesgo sísmico, además del valor del bien expuesto, contempla primordialmente dos aspectos: la amenaza sísmica del sitio y la vulnerabilidad del elemento expuesto. Las curvas de fragilidad constituyen un modo de evaluar el daño esperado (vulnerabilidad) del medio construido. En este trabajo se muestran las curvas de vulnerabilidad correspondientes a un edificio de 10 niveles, de hormigón armado, ubicado en la Ciudad de Salta y construido en la década del '90. Las curvas de fragilidad responden a una función lognormal de distribución de probabilidad y se construyeron en base al método del Espectro de Capacidad, para lo cual, se determinaron las curvas de capacidad, de amenaza y puntos de desempeño según varias normativas. La demanda está representada por el espectro de diseño de la norma argentina INPRES-CIRSOC 103. Se determinó la matriz de probabilidad de daño y el grado de daño medio esperado para ese nivel de amenaza.

ABSTRACT

In addition to the value of the exposed asset, seismic risk primarily encompasses two aspects: the seismic hazard of the site and the vulnerability of the exposed element. Fragility curves are a way to assess the expected damage (vulnerability) of the built environment. This paper presents the vulnerability curves for a 10-story, reinforced concrete building located in the city of Salta, built in the 1990s. The fragility curves follow a lognormal probability distribution and were constructed applying the Capacity Spectrum method, for which capacity curves, hazard curves, and performance points were determined according to various standards. Demand is represented by the design spectrum of the INPRES-CIRSOC 103 Argentine standard. The damage probability matrix and the expected mean damage grade have been determined for that hazard level.

1. INTRODUCCIÓN

La ciudad de Salta se ubica en zona sísmica 3 según la peligrosidad sísmica signada por la Norma INPRES-CIRSOC 103 en vigencia¹. La evaluación del riesgo sísmico implica la valoración de dos parámetros fundamentales (entre otros): la peligrosidad sísmica y la vulnerabilidad. Este trabajo se enfoca en el segundo aspecto y más específicamente en la vulnerabilidad física sísmica, relacionada a lo construido.

La vulnerabilidad sísmica se refiere al grado en que una estructura puede sufrir daños frente a la acción de un terremoto. No depende únicamente de la intensidad o magnitud del evento, sino también de las características propias de la edificación: su sistema resistente, los materiales empleados, la altura, la regularidad en planta y en elevación, la calidad constructiva y el nivel de mantenimiento.

En Salta gran parte del parque edilicio fue construido antes de la implementación de la norma INPRES-CIRSOC 103 o de sus últimas versiones. Por ello, toda evaluación del riesgo, obliga a cuantificar la vulnerabilidad física. Se realizaron estudios a nivel urbano en la ciudad de Salta, que aplicaron el método del índice de vulnerabilidad².

Las mismas representan una estimación probabilista a nivel urbano. En un nivel de detalle mayor, resulta imprescindible aplicar métodos que permitan evaluar la seguridad estructural y estimar el nivel de daño esperado en caso de un sismo severo. Entre estas metodologías, el análisis pushover constituye una herramienta clave, ya que posibilita estimar la capacidad real de las estructuras, identificar sus posibles mecanismos de falla y definir intervenciones de refuerzo que aseguren un nivel de seguridad compatible con los estándares vigentes.

Calderón et.al³ estudiaron el desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado diseñado sin previsiones sísmicas, utilizando el método del “espectro de capacidad”, donde se realiza un análisis pushover y compara la curva corte vs. desplazamiento de piso con el espectro de diseño como demanda, obteniendo las aceleraciones y desplazamientos capaces de ser resistidos por este edificio. Por otra parte, Aráoz e Islas⁴ proponen el estudio de un tabique acoplado, modelando el mismo a través del software comercial ANSYS, el cual permite el análisis pushover y de esta manera, verificaron el nivel de ductilidad y las deformaciones últimas obtenidas según los criterios de diseño del reglamento vigente. Ulcuango-Cabascango y Villavicencio-Cedeño⁵ realizan un análisis por el método pushover de tres sistemas diferentes de estructuras diseñadas para un edificio de hormigón armado de 8 niveles, mediante el uso del software ETABS, comparando los punto de desempeño y los niveles de ductilidad de cada sistema.

En el presente trabajo se desarrolla el análisis pushover de una estructura tipo pórtico-tabique perteneciente a un edificio en altura ubicado en la ciudad de Salta Capital, construido en la década de los 80's. A partir de la curva de capacidad obtenida mediante esta simulación estática no-lineal, la metodología se extiende hacia un enfoque probabilista del riesgo. En primer lugar, los parámetros globales de corte basal y desplazamiento de la terraza se transforman al formato espectral de aceleración-desplazamiento (ADRS) para determinar el punto de desempeño estructural frente al sismo de diseño regulatorio. Posteriormente, se aplica la metodología paramétrica simplificada propuesta por Pujades et al.⁶ la cual recurre a

funciones lognormales acumulativas para modelar la degradación de la rigidez inelástica a partir de la curva bilinealizada. Finalmente, este procedimiento permite construir las curvas de fragilidad específicas de la edificación y calcular la matriz de probabilidad de daño, consolidando un diagnóstico cuantitativo, ágil y de alta fidelidad sobre la seguridad estructural y la necesidad potencial de refuerzos.

2. CASO DE ESTUDIO

El caso de estudio corresponde a un edificio existente de hormigón armado ubicado en la ciudad de Salta Capital (Figura 1). La construcción data aproximadamente entre los años 1985 y 1990, por lo que fue concebida bajo criterios de diseño y construcción posteriores a la aplicación del primer reglamento sismorresistente argentino de 1982, pero anterior a la entrada en vigencia del reglamento INPRES-CIRSOC 103.

El edificio posee un subsuelo, planta baja, 9 niveles y un cuerpo emergente superior destinado a sala de máquinas y tanque elevado. La estructura resistente está conformada por un sistema mixto de pórticos y tabiques de hormigón armado.

Las alturas de entrepiso son variables:

- Nivel subterráneo – planta baja: 4,00 m.
- Niveles 2 a 11 (residenciales): 2,85 m cada uno.
- Sala de máquinas: 2,40 m.
- Tanque elevado: 2,90 m.

La altura total considerada desde terreno natural es de 33,80 m.

La planta del edificio es rectangular, con dimensiones de 31,1 m × 15,6 m. El sistema resistente está compuesto por pórticos de hormigón armado y tabiques estructurales centrales, que conforman un núcleo rígido donde se alojan las escaleras y el ascensor. Dichos tabiques poseen espesores de 15 cm y 20 cm, y se extienden en toda la altura de la torre, llegando hasta el tanque elevado, contribuyendo de manera significativa a la resistencia y rigidez lateral del conjunto.



Figura 1. Imagen del edificio en estudio.

3. MODELACIÓN NUMÉRICA

La modelización de la estructura se realizó mediante el programa ETABS⁷, desarrollando un modelo tridimensional representativo del edificio existente. Se consideran los 13 niveles estructurales definidos para el caso de estudio, manteniendo la configuración general del sistema resistente conformado por pórticos y tabiques de hormigón armado. El modelo espacial posee siete pórticos en dirección X y diez pórticos en dirección Y (Figuras 2, 3 y 4).

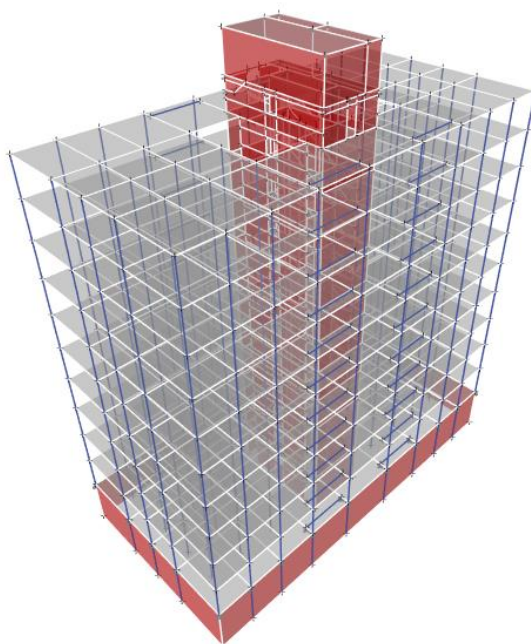


Figura 2. Vista 3D del edificio.

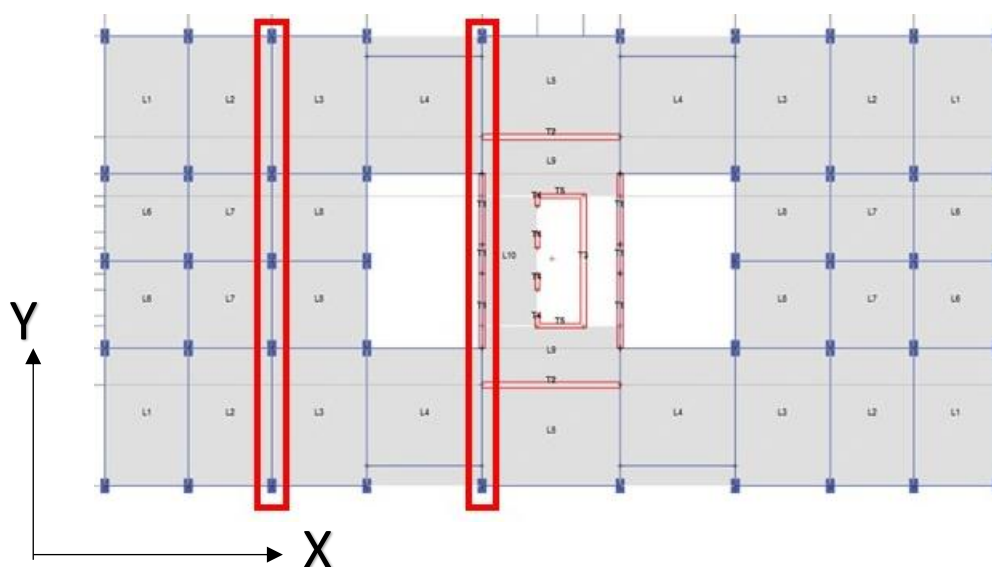


Figura 3. Vista en planta de uno de los entresijos.

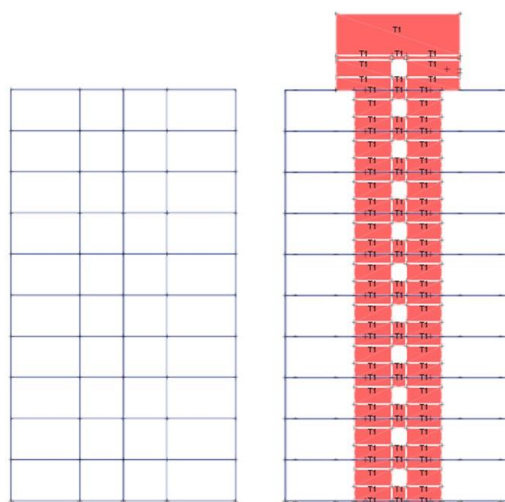


Figura 4. Vista de pórticos marcados en Figura 3.

3.1 Elementos estructurales

Las vigas y columnas fueron representadas mediante elementos lineales tipo frame, mientras que los tabiques estructurales fueron modelados mediante elementos de área tipo wall/shell. Las losas fueron incorporadas como elementos de área y se adoptó la hipótesis de diafragma rígido por nivel, con el fin de representar la distribución de las acciones horizontales hacia los elementos resistentes verticales en función de sus rigideces relativas.

Las secciones de vigas, columnas y tabiques fueron asignadas de acuerdo con la información geométrica disponible en la documentación del edificio existente. Para la rigidez inicial del modelo se adoptaron propiedades brutas de sección, sin aplicar reducciones adicionales por fisuración. Esta hipótesis permitió representar la respuesta elástica inicial de la estructura a partir de las dimensiones reales de los elementos, evitando introducir factores empíricos de reducción sin contar con información detallada sobre el estado real de fisuración de la edificación. La pérdida progresiva de rigidez y resistencia fue considerada posteriormente mediante la incorporación de no linealidad en los elementos estructurales.

3.2 Propiedades de los materiales

Para el acero de refuerzo longitudinal se adoptó un material tipo ADN-420 (IRAM-IAS U 500-528)⁸, modelado con un comportamiento uniaxial y una tensión de fluencia nominal $f_y = 420$ MPa. Su comportamiento no lineal fue representado mediante una curva tensión-deformación paramétrica simplificada bajo un modelo de plasticidad J2⁹ con endurecimiento cinemático lineal¹⁰, asumiendo una deformación de inicio de endurecimiento igual a 0,01 y una deformación última de 0,09 (IRAM-IAS U 500-528)⁸. Los criterios de aceptación estructural fueron definidos a nivel de sección mediante deformaciones límite para los estados de desempeño de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención del Colapso (CP) según los lineamientos de la

normativa ASCE/SEI 41-17¹¹, tanto para las fibras de hormigón como para las de acero (Figura 5)

La documentación del edificio existente evidencia una resistencia característica del hormigón de $f'_c = 20$ MPa. Según el INTI-CIRSOC 201 (2025), y sus comentarios¹², se calculó un módulo de elasticidad longitudinal de $E = 21.355$ MPa y se asumió un coeficiente de Poisson $\mu = 0,20$. Finalmente se determinó un módulo de rigidez al corte de $G = 8.898$ MPa por teoría de elasticidad.

El comportamiento no lineal del hormigón se definió mediante la relación constitutiva paramétrica de Mander et al.¹³. Para el componente no confinado (recubrimiento), se consideró una deformación asociada a la resistencia máxima de 0,002219, calculada analíticamente según las propiedades elásticas del material. Asimismo, se adoptó una deformación última no confinada límite de 0,005, correspondiente al umbral físico de desprendimiento (spalling) especificado por las directrices de diseño sísmico basadas en desplazamientos^{14,15}. (Figura 6).

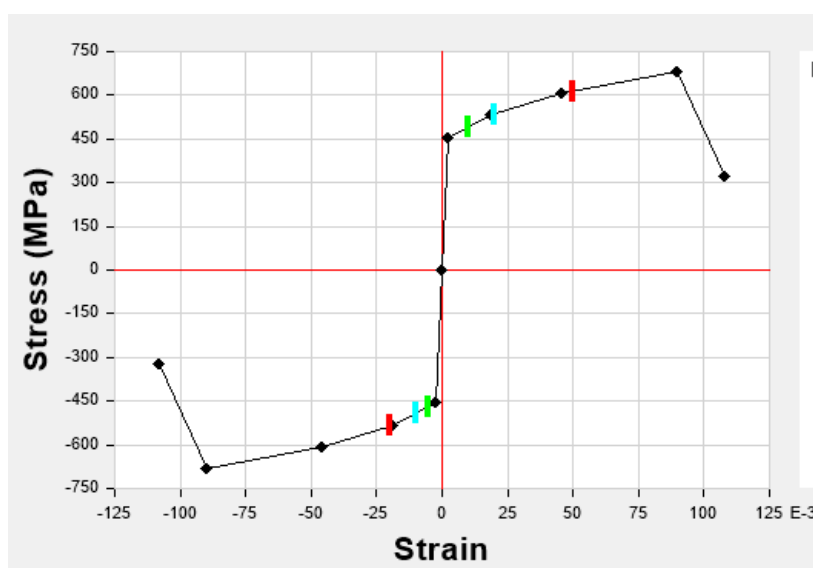


Figura 5. Modelo constitutivo del acero.

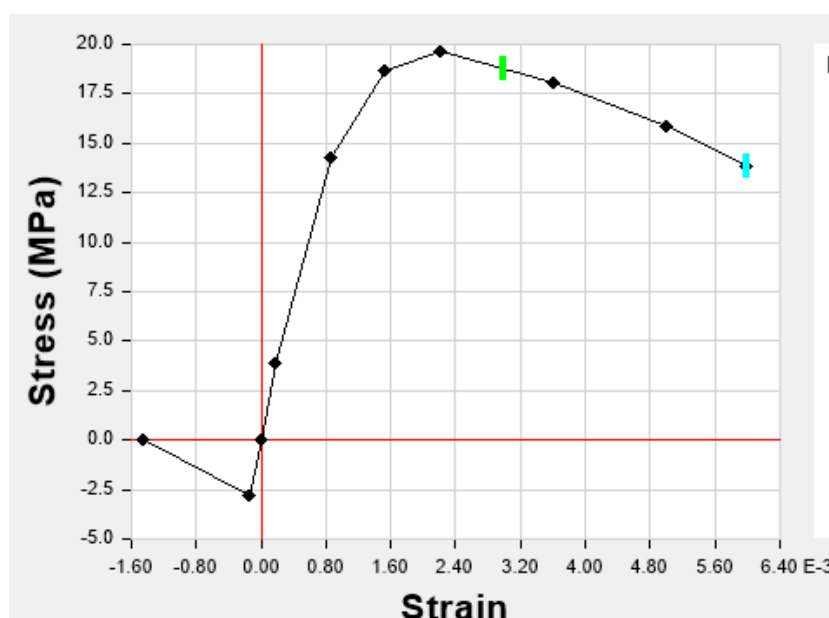


Figura 6. Modelo constitutivo del hormigón.

4. ANÁLISIS PUSHOVER- CURVA DE CAPACIDAD

El análisis pushover es un procedimiento estático no lineal que consiste en aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales, incrementar progresivamente esas cargas hasta que la estructura alcanza su límite de resistencia o colapso y registrar la relación entre corte basal y desplazamiento (curva de capacidad). Este método permite observar cómo se forman y evolucionan las rótulas plásticas en vigas, columnas y tabiques, identificando el mecanismo de colapso (Figura 7)

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, siguiendo los criterios y tablas de caracterización de componentes parametrizados por normativas pioneras como el ATC-40¹⁶ y el FEMA 356¹⁷. La aplicación del patrón de cargas laterales debe iniciar de una condición de carga gravitacional no lineal, la cual se mantiene durante todo el proceso de análisis para capturar los efectos de segundo orden y el estado tensional previo, tal como lo describieron formalmente Krawinkler y Seneviratna¹⁸

La estructura comienza con una respuesta elástica asociada a una rigidez inicial basada en secciones agrietadas o secantes. Luego, con el incremento secuencial de las fuerzas laterales, los elementos superan su fluencia e ingresan al rango inelástico; este fenómeno fundamental de degradación de rigidez y pérdida de resistencia fue modelado originalmente por Takeda et al.¹⁹ para componentes de hormigón armado. Finalmente, mediante este empuje estático incremental, la estructura consigue incursionar en el rango inelástico en proporción a su ductilidad global, permitiendo trazar la curva de capacidad del edificio según el método simplificado introducido por Saiidi y Sozen²⁰ y complementado a través del Método del Espectro de Capacidad de Freeman et al.²¹

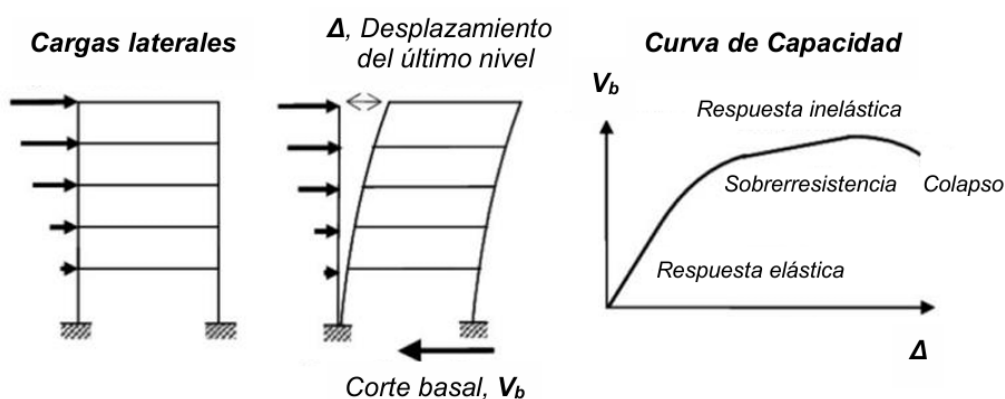


Figura 7. Secuencia del Análisis Pushover²²

4.1 Tipo de análisis y punto de control.

El análisis fue realizado por control de desplazamiento, en la dirección Y (Figura 3). Se utilizó un punto de control ubicado a nivel de terraza.

Se fijó un desplazamiento objetivo de control de 45 cm. Esta magnitud corresponde al desplazamiento último de la estructura, obtenido de forma iterativa tras evaluar la curva de capacidad hasta su punto de agotamiento mecánico o colapso numérico, en concordancia con lo establecido en la normativa ASCE/SEI 41-17¹¹.

4.2 Fuentes de masa.

La masa sísmica del modelo fue definida a partir de las cargas gravitatorias actuantes, considerando el 100 % del peso propio, el 100 % de las cargas muertas adicionales y el 25 % de la sobrecarga de uso. Las cargas consideradas incluyeron peso propio, cargas permanentes adicionales y sobrecargas asociadas al uso residencial y a los niveles técnicos del edificio.

4.2 Estado de carga gravitatorio no lineal inicial.

Se aplicó un estado de carga no lineal gravitatorio inicial representativo de las cargas verticales actuantes sobre la estructura, considerando además los efectos de segundo orden mediante la inclusión del análisis P-Delta. Esta consideración permite incorporar la influencia de las cargas gravitatorias sobre la respuesta lateral de la estructura durante el proceso incremental de carga.

4.3 Estado de carga lateral no lineal.

Para la aplicación incremental de cargas laterales en las direcciones principales del edificio se adoptó un patrón de carga lateral tipo triangular, creciente con la altura, representativo de una distribución de fuerzas asociada al comportamiento dinámico fundamental de la estructura.

El caso de carga fue definido en ETABS como un análisis estático no lineal, iniciado a partir del estado final del caso gravitatorio no lineal, manteniendo las cargas actuantes al comienzo del análisis lateral.

4.4 Rotulas plásticas

Las rótulas fueron asignadas a los elementos resistentes en forma automática, según requerimientos de ASCE/SEI 41-17¹¹. En vigas se consideraron rótulas flexionales, en columnas rótulas de interacción axial-flexional, y en tabiques rótulas tipo fibra.

El comportamiento inelástico de las vigas se simuló mediante rótulas plásticas automáticas de flexión pura en el eje principal, adoptando los parámetros empíricos de la norma y una ley de histéresis isotrópica. Tras verificar que el armado transversal de los elementos existentes incumplía las cuantías mínimas sismorresistentes, se clasificaron de forma conservadora como componentes con refuerzo transversal no conforme, condicionando así su capacidad de rotación última. La fuerza cortante actuante para la generación de las rótulas automáticas se dedujo a partir del análisis previo bajo cargas gravitacionales no lineales. Respecto a la capacidad última a flexión, se adoptó una relación de sobrerresistencia simplificada igual a 1,1 veces el momento de fluencia, evitando el análisis analítico de momento-curvatura individual.

El comportamiento degradante se modeló mediante la descarga instantánea de rigidez al alcanzar el punto de falla última. La consistencia física del análisis global se validó evaluando la progresión de los mecanismos de daño, las tasas de convergencia iterativa, la degradación estructural y las curvas de corte basal.

4.5 Curvas momento rotación. momento-curvatura.

Las secciones de vigas y columnas fueron definidas en ETABS, a partir de la geometría del hormigón relevada en el edificio y del detallado de acero presente en la documentación del mismo. Las propiedades seccionales fueron ingresadas de forma directa, considerando secciones rectangulares de hormigón armado con sus dimensiones correspondientes, asignando el material de hormigón definido para el análisis y especificando la armadura correspondiente.

En el análisis no lineal desarrollado, la respuesta inelástica de los elementos fue representada mediante rótulas plásticas automáticas según ASCE 41-17, por lo que ETABS genera principalmente relaciones idealizadas de momento-rotación para las rótulas asignadas.

Sin embargo, la no linealidad del modelo fue incorporada a través de las curvas momento-rotación generadas automáticamente por ETABS para las rótulas plásticas, en función de las propiedades de los elementos, los materiales definidos, la condición del refuerzo transversal y los criterios establecidos por ASCE 41-17. Estas curvas representan la deformación concentrada en las zonas plásticas de los elementos y permiten evaluar la evolución del daño durante el análisis pushover.

Por otra parte, la curva momento-curvatura permite evaluar la respuesta seccional de un elemento de hormigón armado, relacionando el momento flector resistente con la curvatura desarrollada por la sección. A partir de ella pueden identificarse estados relevantes como la fisuración, la fluencia del acero, la resistencia máxima y la curvatura última.

La demanda sísmica fue representada mediante un espectro de respuesta correspondiente a la ciudad de Salta Capital, representativo de las características del sitio de emplazamiento. Una vez convertido al formato Sa-Sd, (ADRS) se obtuvo el espectro de demanda, necesario para encontrar el punto de desempeño. La Figura 8

muestra tanto el espectro de respuesta como la curva de capacidad, en formato ADRS, resultantes del análisis realizado.

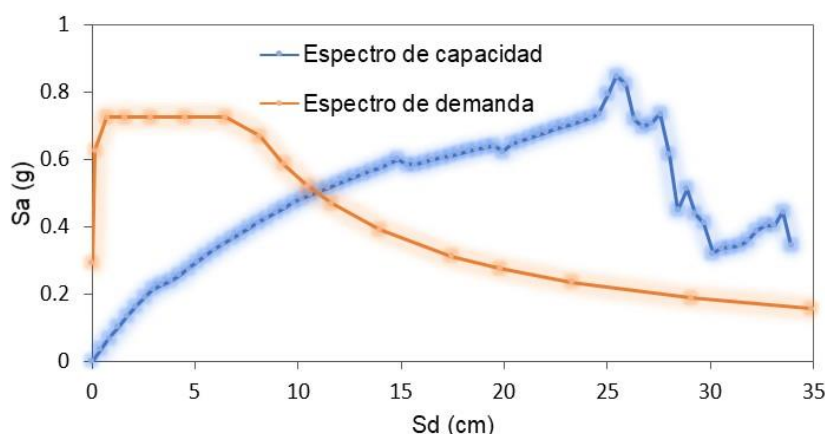


Figura 8. Espectro de capacidad y espectro de demanda en formato ADRS

La curva de capacidad en formato aceleración-desplazamiento es conocida como espectro de capacidad. El espectro de respuesta también en este formato, constituye el espectro de demanda. Superponiendo ambos espectros, se puede determinar el punto de desempeño que define el desplazamiento espectral que ese nivel de demanda solicitará a la estructura.

5. ESPECTRO DE CAPACIDAD - MODELO PARAMÉTRICO

Se aplicó el modelo de espectro de capacidad paramétrico, propuesto por Pujades et al⁶. El mismo se compone, como la curva de capacidad, de una parte lineal y otra no lineal.

$$F_{NL}(\delta) = F_L(\delta) - F(\delta) = m\delta - F(\delta) \quad (1)$$

La derivada primera de la curva de capacidad permite obtener la pendiente que define la parte lineal del espectro. La parte no lineal, se obtiene restando de la curva total, la parte lineal (Ecuación 1).

La derivada de esta función resultante (normalizada) da una idea del rango de valores para la función lognormal acumulativa (o en su defecto la función beta) del modelo paramétrico, que buscará hacer el ajuste con la curva de la parte no lineal obtenida antes. El modelo entonces depende, además de σ y μ , de la pendiente de la parte lineal m , (directamente relacionada al período fundamental de la estructura), el desplazamiento espectral último y la aceleración espectral última.

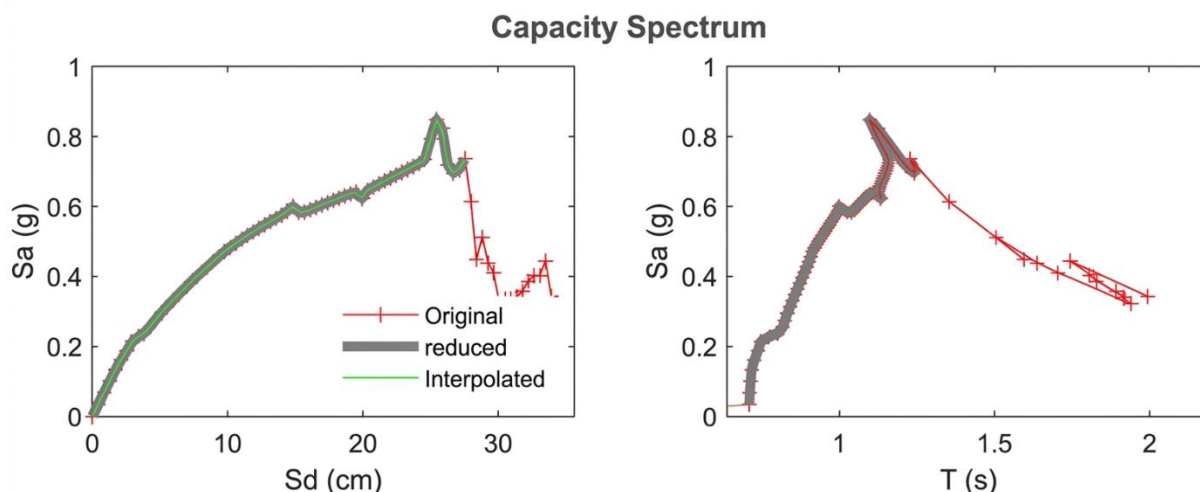


Figura 9. Espectro de capacidad en formato ADRS

En la Figura 9, se puede observar el espectro de capacidad en formato ADRS. Este gráfico representa la transformación de la curva de capacidad global del edificio, obtenida del análisis pushover, convirtiéndola a las coordenadas espectrales de aceleración (S_a) y desplazamiento (S_d).

Para ello se extraen las fuerzas y desplazamientos del análisis estático no lineal, luego se calcula el factor de participación modal y la masa modal efectiva correspondientes al primer modo de vibración. Finalmente, cada punto de la curva original se transforma usando las ecuaciones de conversión física a formato ADRS.

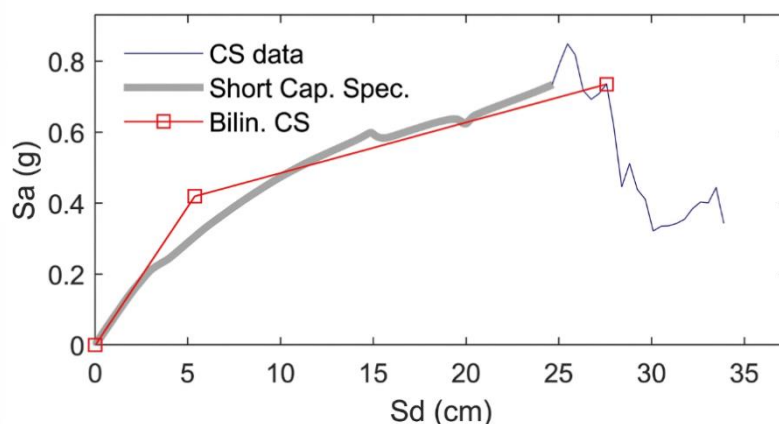


Figura 10. Bilinealización del Espectro de capacidad.

Para aproximar el comportamiento no lineal real a una idealización elastoplástica equivalente, se construye una curva bilineal que define la rigidez elástica inicial y la capacidad última de deformación (Figura 10). Esto se realiza, definiendo una línea recta inicial que pasa por el origen y se intercepta con la rigidez elástica de la estructura. Como segundo paso se establece una meseta plástica horizontal o con pendiente post-fluencia moderada. Finalmente se balancea la posición del punto de

fluencia de modo que el área encerrada debajo del modelo bilineal sea idéntica al área bajo la curva real (criterio de igual energía acumulada).

Las Figuras 11 y 12 muestran la calibración del modelo paramétrico. El suavizado consiste en filtrar las irregularidades de la curva real mediante una función matemática lognormal continua. Esto se logra calculando la componente no lineal de la curva real restando la recta elástica (ecuación 1).

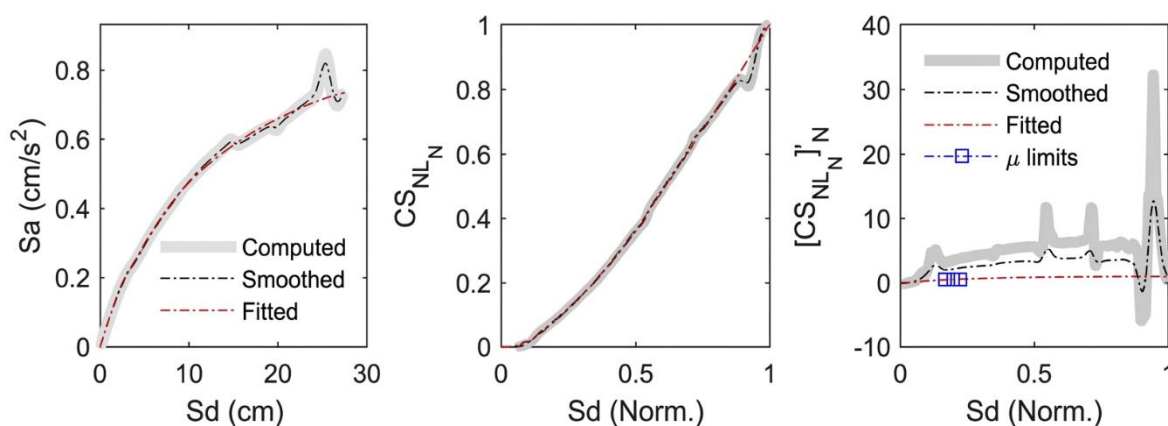


Figura 11. Suavizado del Espectro de capacidad.

Luego se normaliza la componente dividiendo las variables por sus valores máximos últimos, acotándolas estrictamente en el dominio $[0,1]$.

Finalmente se ejecuta un ajuste de regresión no lineal por mínimos cuadrados para encontrar los parámetros estadísticos óptimos que imitan la distribución.

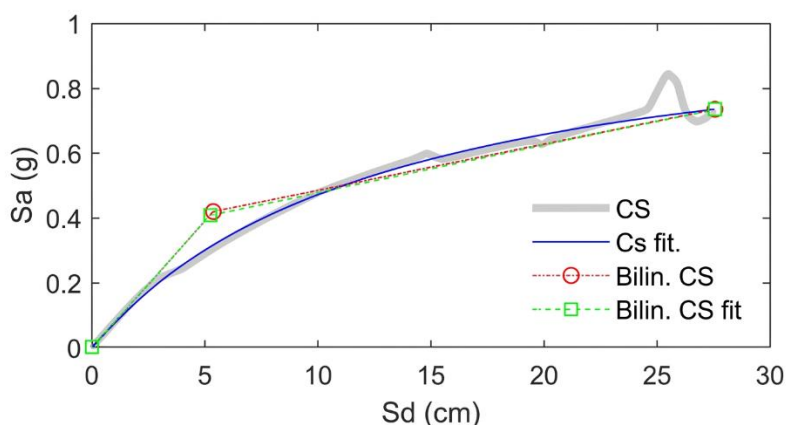


Figura 12. Suavizado del Espectro de capacidad.

Punto de desempeño

En la Figura 13, se observa la determinación del punto de desempeño. Se realiza interceptando la capacidad del edificio con el espectro de respuesta elástico reducido. Como primer paso se grafica el espectro de la demanda sísmica a formato ADRS. Luego se intercepta la rigidez elástica inicial del edificio con el espectro para hallar la demanda elástica. Por último, se aplica el método de los desplazamientos aplicando factores de reducción por ductilidad e inelasticidad, hasta lograr que la demanda reducida cruce exactamente la curva de capacidad suavizada.

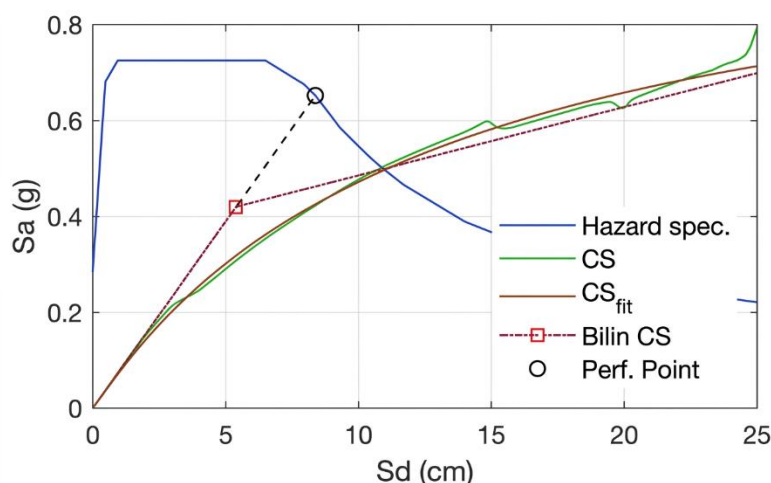


Figura 13. Punto de desempeño según EC 8 2004²³.

6. CURVAS DE FRAGILIDAD

Las curvas de Figura 14 representan las funciones de distribución acumulada de probabilidad que indican el riesgo de que la estructura iguale o supere los 4 estados de daño físico crítico (Ds1: daño leve; Ds2: moderado; Ds3: severo y Ds4: completo). El estado completo no significa colapso, sino daños irreparables.

Para la construcción de las curvas, se aplica un índice de daño basado en las curvas de capacidad reales, propuesto por Pujades y su equipo⁶, y que conjuga y cuantifica la pérdida de rigidez y la disipación de energía; este índice da resultados comparables con el Índice de Park y Ang²⁴, el que exige un análisis IDA (Análisis Dinámico Incremental), que implica un mayor costo de cálculo.

Se calculan los desplazamientos espectrales límites donde se alcanzan los índices de daño fijos. Estos desplazamientos definen las medias geométricas para cada estado de daño (Ds1 a Ds4).

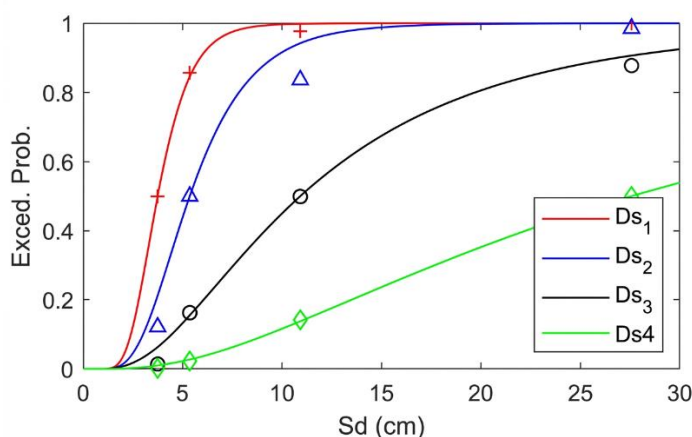


Figura 14. Curvas de fragilidad.

7. MATRIZ DE PROBABILIDAD DE DAÑO.

En la Figura 15, se observa la traza de una línea vertical justo sobre el valor del punto de desempeño obtenido previamente, para luego leer de forma directa los valores probabilísticos de excedencia en las ordenadas.

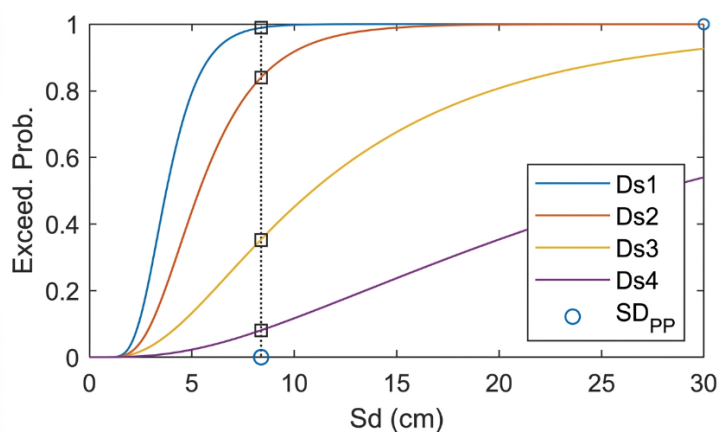
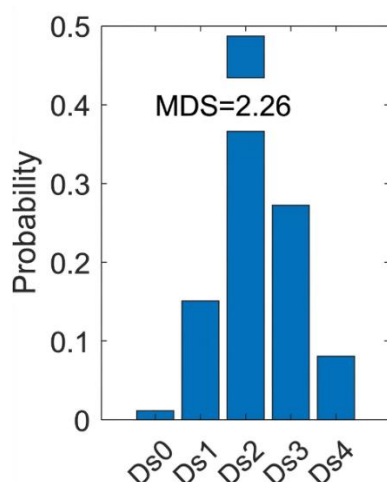


Figura 15. Curvas de fragilidad interceptadas con el Punto de desempeño.

En la Figura 16, se discretiza las probabilidades continuas de la curva anterior en barras de probabilidad absoluta específicas para cada estado de daño ante la demanda sísmica establecida.

Para esto, se extraen las probabilidades de excedencia acumuladas leídas en la línea vertical de la Figura 15. Luego se restan los valores de las curvas consecutivas para aislar la probabilidad discreta de que el edificio permanezca estrictamente encerrado dentro de un solo estado de daño. Finalmente se calcula el índice de estado de daño medio para ponderar cuantitativamente la severiad global.



Prob. Estados de daño		
Estado de daño		Prob.
Nulo	Ds0	0.01
Leve	Ds1	0.15
Moderado	Ds2	0.48
Severo	Ds3	0.27
Completo	Ds4	0.08

Figura 16. Histograma y matriz de probabilidades de daño.

Estado de daño medio (MDS) = 2.26

8. CONCLUSIONES

El procedimiento estático no-lineal es una herramienta altamente robusta para evaluar estructuras existentes diseñadas con normativas previas. Permitió simular la degradación progresiva de la rigidez lateral y la incursión en el rango inelástico de forma detallada, superando las limitaciones teóricas de los análisis elásticos lineales convencionales.

El uso del formato de Espectro de Capacidad y Demanda en formato ADRS resultó fundamental para visualizar de manera directa el balance entre la resistencia de la estructura y la acción sísmica regulatoria de la ciudad de Salta.

La validación dinámica previa y el esquema numérico implementado (Event-to-Event Only con tolerancia de 0,01) permitieron registrar con precisión la secuencia de formación de rótulas plásticas antes de alcanzar el colapso, asegurando que los resultados obtenidos reflejan fielmente la cinemática de falla real del edificio.

La curva de capacidad del edificio en la dirección Y (identificada como la más desfavorable) expone un comportamiento elástico inicial rígido debido al núcleo de tabiques centrales. No obstante, al incursionar en el rango inelástico, se visualiza una rápida degradación de la rigidez, propio de una edificación que carece de un detallado sismorresistente moderno en sus pórticos y cuenta con un refuerzo transversal no conforme (significando insuficiencia del mismo).

Al procesar la curva de capacidad mediante la técnica de linealización equivalente, se identificó un punto de desempeño espectral cercano a los 8 cm de desplazamiento de diseño. Esto ratifica que la estructura cuenta con la resistencia necesaria para interceptar la demanda sísmica máxima de la Zona 3 (Salta), pero lo logra a expensas de exigir una severa deformación inelástica concentrada en sus zonas críticas

El cruce del punto de desempeño con las curvas de fragilidad construidas evidencia que el edificio posee una vulnerabilidad estructural crítica ante el sismo de diseño. La matriz de daños estima un 48% de probabilidad de daño Moderado (Ds2) y un 27% de daño Severo (Ds3). Esto representa más de un 75% de probabilidad combinada de sufrir daños físicos estructurales significativos en nudos, vigas y columnas.

El Estado de Daño Medio de 2,26 corrobora la severidad del panorama. El hecho de superar la barrera del daño leve sitúa el comportamiento global en un estado de agrietamiento estructural generalizado y fluencia de armaduras, con reducidas garantías de cumplimiento de los límites de habitabilidad inmediata post-sismo.

Los hallazgos se alinean con investigaciones previas sobre tipologías similares del periodo pre-reglamentario argentino ratificando que la falta de confinamiento en elementos lineales desplaza las curvas de fragilidad hacia niveles intolerables ante desplazamientos espectrales relativamente bajos

El edificio existente no se encuentra en condiciones de disipar energía de forma segura bajo los estándares actuales. Es indispensable evaluar estrategias de mitigación como el encamisado de columnas de hormigón para restituir el confinamiento, la rigidización adicional de los pórticos o la incorporación de dispositivos de disipación de energía para reducir las derivas laterales en la dirección crítica Y.

REFERENCIAS

1. INPRES-CIRSOC 103. (1982 / 2005). *Normas Argentinas para Construcciones Sismorresistentes*. Instituto Nacional de Prevención Sísmica - Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, San Juan, Argentina.
2. Orosco, L., Galíndez, F., Haarala, M. y Lesser, N. (2017). *Estimación de nivel preliminar de la vulnerabilidad sísmica física de la Ciudad de Salta*. X EIPAC 2017, San Salvador de Jujuy. ISBN: 978-950-623-131-6. CDD 624-17. Editorial EUCASA.
3. Calderón, F., Bianco, J.P., Möller, O., Ascheri, J., Palazzo, G., y Guzmán, M. (2024). *Desempeño sísmico de un edificio de hormigón armado diseñado sin previsiones sísmicas mediante el método del espectro de capacidad*. Mecánica Computacional Vol XLI, pp. 87-96. ISSN: 2591-3522. Asociación Argentina de Mecánica Computacional.
4. Aráoz, G. e Islas, F. (2024). *Análisis pushover en tabiques sismorresistentes*. 28° Jornadas de Ingeniería Estructural. 1-18.
5. Ulcuango-Cabascango, J., & Villavicencio-Cedeño, E. (2025). *Análisis por el método pushover de tres sistemas diferentes de estructuras diseñadas para un edificio de hormigón armado de 8 niveles mediante el uso del software ETABS*. Revista Científica FINIBUS – Ingeniería, Industria y Arquitectura, 8(15), 1-15.
6. Pujades, L., Vargas-Alzate, Y. Barbat, A. and González Drigo J. (2014).

Parametric model for capacity curves. Bull Earthquake Eng. DOI 10.1007/s10518-014-9670-5. Special Issue.

7. ETABS, Bulding Analysis and Design, Computer and Structure Inc.
8. IRAM-IAS U 500-528. (2021). *Barras de acero conformadas de dureza natural, para armaduras en estructuras de hormigón*. Instituto Argentino de Normalización y Certificación (IRAM) - Instituto Argentino de Siderurgia (IAS).
9. Hill, R. (1950). *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford University Press.
10. Prager, W. (1956). *A new method of analyzing stresses and strains in work-hardening plastic solids*. Journal of Applied Mechanics, 23(4), 493-496.
11. ASCE/SEI 41-17. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA.
12. INTI-CIRSOC 201 (2025). *Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón*. Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles, Buenos Aires, Argentina.
13. Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R. (1988). *Theoretical stress-strain model for confined concrete*. Journal of Structural Engineering, 114(8), 1804-1826
14. Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia, Italy.
15. AASHTO. (2011). *Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.
16. ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
17. FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
18. Krawinkler, H., and Seneviratna, G. D. P. K. (1998). *Pros and cons of a simplified nonlinear static analysis procedure*. Engineering Structures, 20(4-6), 452-464.
19. Takeda, T., Sozen, M. A., and Nielsen, N. N. (1970). *Reinforced concrete response to simulated earthquakes*. Journal of the Structural Division, ASCE, 96(12), 2557-2573.
20. Saïidi, M., and Sozen, M. A. (1981). *Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures*. Journal of the Structural Division, ASCE, 107(5), 937-952.
21. Freeman, S. A., Nicoletti, J. P., and Tyrell, J. V. (1975). *Evaluations of existing buildings for seismic design - a look at the capacity spectrum method*. 4th National Conference on Earthquake Engineering, 93-100
22. Arango, J., Paz, A. y Duque, J. (2009). *Secuencia del Análisis Pushover y curvas de capacidad basal*. Manual de Ingeniería Sísmica.
23. Eurocode 8. (2004). *Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. European Committee for

Standardization, Brussels, Belgium.

24. Park, Y. J. y Ang, A. H-S. (1985). *Seismic damage model for reinforced concrete buildings based on capacity degradation*. Journal of Structural Engineering.