

Análisis no lineal estático con empuje incremental para la evaluación del nivel de desempeño de una edificación típica habitacional de muros de hormigón armado

Static nonlinear analysis with incremental thrust for the evaluation of the performance level of a typical residential building with reinforced concrete walls

Fecha de entrega: 21 de noviembre 2023

Fecha de aceptación: 7 de mayo 2024

Ricardo Aguayo, Juan Carlos Vielma y Jorge Carvalho

Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Escuela de Ingeniería Civil, Avenida Brasil 2147, Valparaíso, Chile, ingcivilaguayo@gmail.com, juan.vielma@pucv.cl, jorge.carvalho@pucv.cl

El análisis estático no lineal ha sido desarrollado en un edificio de hormigón armado para estudiar el comportamiento a flexo-compresión de los muros de corte y estimar el daño a partir del cumplimiento de estados límites definidos en el documento de Diseño basado en desempeño de ACHISINA. Un modelo refinado de fibra distribuida ha sido incorporado en toda la altura del edificio considerando el comportamiento confinado del hormigón a partir del detallamiento de las secciones estructurales. Un diafragma rígido ha sido considerado en la estructura para modelar el comportamiento de la losa de hormigón armado. El método N2 ha sido implementado considerando la demanda sísmica en formato aceleración - desplazamiento a partir del espectro de desplazamiento establecido en el DS61, redactado posteriormente al terremoto $M_w = 8.8$ del Maule del 2010. Considerando los resultados, se concluye que la estructura obtiene un nivel de desempeño de ocupación inmediata para drifts cercanos al 5‰ en la dirección simétrica Y, mientras que en la dirección asimétrica X se observa una mayor cantidad de daños proporcional a un nivel de seguridad de la vida.

Palabras clave: análisis pushover, diseño basado en desempeño, demanda sísmica, método N2

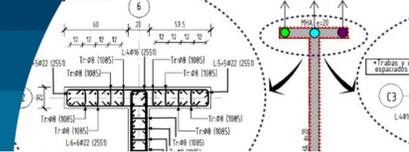
The static nonlinear analysis has been developed for a reinforced concrete building to study the flexo-compression behaviour of the shear walls and estimate the damage beginning when the structures reach the limit state defined in ACHISINA performance-based seismic design document. A refined fiber model has been incorporated throughout the entire height of the building considering the confined behaviour of the concrete from the detailing of the structural elements. A stiff diaphragm has been considered in the structure to model the behaviour of the reinforced concrete slab. The N2 method has been implemented considering a seismic demand in acceleration displacement format based on the displacement spectrum establish in the DS61, enacted after the $M_w = 8.8$ Maule Earthquake in 2010. Regarding this result, it is concluded that the building obtains an immediate occupancy performance level for drifts close to 5‰ in the symmetrical Y direction, a greater amount of structural damage, proportional to a life safety performance level, is observed.

Keywords: pushover analysis, performance-based design, seismic demand, N2 method

Introducción

La naturaleza sismogénica de Chile producto de la interfaz entre la placa de Nazca y Sudamericana, genera una elevada convergencia de -8.4 cm por año, con terremotos con un periodo de ocurrencia mayor que cualquier zona sísmica del mundo (DeMets *et al.*, 1990). Terremotos de elevada envergadura acontecen en 1985 ($M_w = 8.0$), 2010

(8.8) y 2014 (8.2), de facto 14 terremotos generados desde 1900 promediando 1 cada 8 años (Lagos *et al.*, 2021). Implica la constante necesidad de supervisar y evaluar las herramientas de diseño sismorresistente con el propósito de producir estructuras con un desempeño sísmico adecuado para enfrentar terremotos a nivel de seguridad de la vida.



El terremoto del Maule del 2010 ofrece una excelente oportunidad para estudiar los edificios de hormigón armado diseñados por los códigos de diseño sísmico modernos (Telleen *et al.*, 2012), sometidos a un nivel de daños mayores que los reportados para el terremoto de 1985 de Algarrobo (Massone *et al.*, 2012), en algunos casos con pérdidas económicas significantes (Suquillo *et al.*, 2018).

Cambios importantes en la normativa de Chile posterior al terremoto del 2010 (Carvallo y Alcaíno, 2012) son introducidos a través del DS61 (2011) y DS60 (2011), con el propósito de mejorar el comportamiento estructural de los muros de hormigón armado e incorporar conocimientos de diseño basado en desplazamiento, emigrando de la analogía entre desempeño y resistencia. El enfoque de diseño basado en fuerzas (análisis modal espectral) de la norma NCh433 (2009) guarda coherencia con el estándar ASCE-7 de los Estados Unidos (ASCE/SEI 7-16, 2017), donde el comportamiento inelástico es considerado a partir de la aplicación de factores de reducción de comportamiento dependiente de la ductilidad estructural (Vielma *et al.*, 2006). El diseño se limita a un nivel de deformaciones elásticas, desconociendo el comportamiento a niveles de deformación que consideren una degradación importante de la rigidez. Independientemente, el desempeño estructural fue prácticamente operacional para el terremoto del 2010, sin aplicación normativa del diseño basado en desempeño en Chile (Lagos *et al.*, 2012).

La investigación es focalizada en la evaluación del desempeño de un modelo no lineal con plasticidad distribuida, aplicado a un edificio de 14 pisos de muros de hormigón armado. Para ello, se ha llevado a cabo una modelación no lineal refinada de fibras distribuidas y rótulas concentradas para evaluar el desempeño sísmico tomando como referencia el documento de diseño basado en desempeño de ACHISINA (2017).

Antecedentes

Los terremotos inducen fuerzas y desplazamientos en la estructura, si la estructura tiene la capacidad de una respuesta elástica existirá una relación proporcional entre la fuerza y el desplazamiento, dada por la rigidez inicial del sistema estructural. El diseño es considerado correcto si la sollicitación no sobrepasa la resistencia, no obstante, para

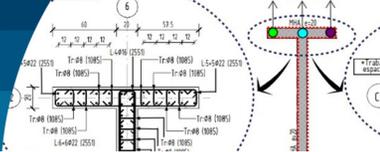
niveles de demanda sísmicos extremos como en el caso de Chile es muy probable que esta condición no se garantice. Elevadas demandas sísmicas inducirán el eventual daño de la estructura producto de la incursión inelástica. Por tanto, el método basado por fuerza tiene la gran limitación de no verificar la capacidad de la estructura para sismos de gran intensidad. Los códigos de diseño sísmico que intentan reflejar grandes avances en conocimientos no son transparentes en la determinación del comportamiento completo (Bertero, 1989), es por ello la necesidad de introducir nuevos métodos de diseño que nos permitan entender de mejor manera el comportamiento completo hasta la condición de colapso. Esto implica evaluar el cumplimiento de niveles de desempeño en la estructuración para diversos niveles de demanda sísmica.

Diseño lineal basado por fuerzas

El diseño basado por fuerzas considera un comportamiento lineal, estableciendo una relación perfectamente proporcional entre la fuerza y el desplazamiento, es decir, a un nivel infinito de fuerza, infinito es el desplazamiento para todo rango de deformaciones. Factores de agrietamiento constantes son introducidos para representar la pérdida de rigidez de las secciones para sismos elevados. La demanda sísmica es representada por fuerzas distribuidas en la altura del edificio, considerando los modos de vibración (Plaza, 2017). Una combinación modal es necesaria para representar la fuerza de diseño. Las fuerzas sísmicas son definidas a partir de los espectros de aceleraciones establecidos por la clasificación sísmica del suelo de fundación, reducidos previamente por un factor de reducción de respuesta. Estos factores se aplican por igual para todos los modos de vibración, simplificación que no representa el comportamiento real de la estructura (Montoya-Coronado *et al.*, 2017), pues a grandes niveles de deformación la formación de rótulas plásticas en los primeros pisos provoca que el comportamiento estructural sea influenciado por los modos superiores (Massone y Bass, 2020). Sin embargo, este enfoque de diseño no proporciona información sobre el mecanismo de colapso, dado que se limita únicamente a dar seguridad de la vida.

Diseño basado en desempeño

La ingeniería basada en desempeño busca limitar los daños de las estructuras para diversos niveles de demanda



sísmica. SEAOC (2008) crea el comité visión 2000 para definir objetivos específicos en el diseño basado en desempeño. El SEAOC Blue Book después de terremotos devastadores en 1900, estipula los siguientes objetivos de desempeño que deben cumplir las estructuras: (1) Soportar un terremoto de baja envergadura sin daños, (2) deberán resistir un terremoto de media envergadura sin daños estructurales, pero podrían ocurrir daños no estructurales, y (3) soportar un terremoto de rara ocurrencia experimentado daños, sin alcanzar una condición de colapso.

La determinación precisa del comportamiento estructural durante el evento sísmico conlleva una incertidumbre asociada a la determinación del daño. No obstante, mediante análisis no lineales, es posible comprender el comportamiento a flexo-compresión de las secciones de hormigón armado, abarcando un amplio espectro de deformaciones hasta una posible condición de colapso.

Por ejemplo, el diseñador estructural podrá conocer la ubicación real de la zona crítica del edificio, que previamente fue elegida pero nunca verificada explícitamente en el diseño estructural (Lafontaine, 2020). Esta filosofía diseño últimamente ha sido potenciada por la guía de ACHISINA (2017), la cual permite definir las pautas básicas para llevar a cabo un *performance-based design*.

Caso de estudio

Ubicado en la ciudad de Villa Alemana, este es un edificio de 14 pisos de altura con una altura máxima de 39.40 m, 2.55 m de altura de entrepiso y 2 niveles de subterráneos. De uso habitacional y construido completamente de muros de hormigón armado. Los muros del edificio son estructurados a partir de formas C, L o T, asimétricas principalmente, representativo de los edificios de muros de hormigón armado chilenos. Presenta espesores de 20 cm en la totalidad de la planta con la excepción de algunos muros perimetrales de 30 cm acoplados con vigas que reducen la excentricidad de la planta.

El edificio se encuentra fundado sobre suelo tipo D ($180 \text{ m/s} < V_s < 350 \text{ m/s}$) y zona Sísmica 3 cercana a la zona de subducción. El diseño preliminar fue llevado a cabo considerando principalmente la NCh433 (2009), DS60 (2011) y DS61 (2011), a través de un análisis modal

espectral. Con un aspecto de forma mayor a 2.6 clasifica como *slender walls*, donde las deformaciones por flexión son las principales contribuyentes de las deformaciones laterales (Huang *et al.*, 2011).

Modelación no lineal

El modelo en base a rótulas concentradas y fibras distribuidas han sido aplicados para la modelación estructural. Un modelo previo de rótulas concentradas llamado **M1** fue desarrollado de forma comparativa. Posteriormente un modelo de fibras distribuidas en muros más rótulas concentradas en vigas llamado **M2**, es utilizado para evaluar el desempeño final. Principalmente, el modelo de fibra busca representar el comportamiento no lineal por flexo-compresión de los muros de hormigón, discretizando la sección transversal en finitas fibras y la sección longitudinal en secciones de integración (Figura 1).



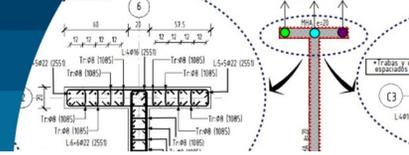
Figura 1: Discretización de las fibras distribuidas en la sección transversal (SeismoStruct, 2020)

Además, cada sistema de muro se encuentra unido por cachos rígidos para otorgar compatibilidad en deformación. En cada fibra la no-linealidad es definida a partir del diagrama de momento – curvatura que depende directamente del detallado de las secciones. El modelo de plasticidad distribuida permite desvincular al diseño estructural del concepto de longitud de plastificación, el cual ha sido ampliamente cuestionada su aplicabilidad.

Considerando el modelo constitutivo de análisis no lineal de los materiales se han empleado el modelo de Mander del hormigón (Mander *et al.*, 2011) y el modelo de Menegotto y Pinto (1973) para el acero. Se ha considerado el efecto P- Δ en análisis estructural.

Definición de la demanda sísmica

Se emplea un enfoque determinístico en la determinación de la demanda sísmica, a diferencia del enfoque probabilístico ampliamente utilizado en el mundo. El terremoto del Maule del 2010 es considerado como SD (sismo de diseño) presentado en formato de aceleración – desplazamiento para su posterior aplicación en el método



N2 (Fajfar y Gašperšič, 1996). Este nivel de demanda sísmica es considerado como un terremoto raro con un periodo de retorno de 475 años. Se considera como nivel de sismo de diseño (SD), debido a que el desempeño exhibido por los edificios en 2010 fue de ocupación inmediata (Lagos *et al.*, 2012). Mientras que para el sismo máximo considerado (SMC) se tomará la deriva global del sismo de diseño multiplicada por 1.4, como lo dice el punto 3.5.2 del documento de ACHISINA (2017).

Método N2 y performance point

Para evaluar el *performance point*, el método N2 fue aplicado sobre la estructura de forma bidireccional (Figura 2). Este enfoque determinístico facilita la evaluación del desempeño, a través de la superposición gráfica del espectro de capacidad (obtenido a partir de transformaciones modales) y el espectro de aceleración-desplazamiento (Dautaj *et al.*, 2015). El espectro de capacidad es previamente bi-linealizado a partir del método de compensación de Park (1988). Al determinar el *performance point* se conocerá la deriva global para evaluar el desempeño a nivel del SD. El método de Fajfar ha sido implementado, ya que permite una aplicación racional y práctica en la evaluación del desempeño sísmico (Dautaj *et al.*, 2015).

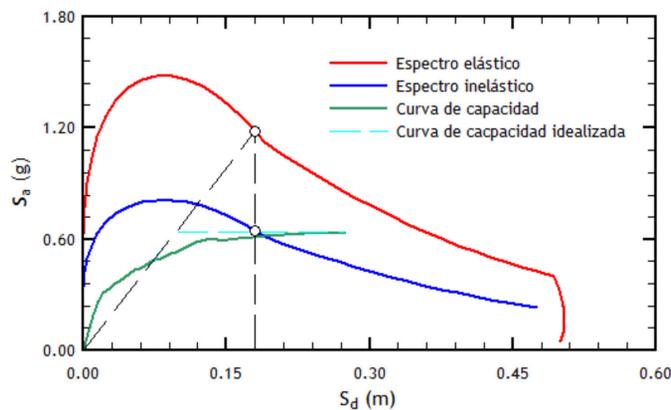


Figura 2: Determinación del performance point, método N2.

Resultados y discusión Comparativa de técnicas de modelación

Una comparativa entre 2 técnicas de modelación expresadas en el modelo **M1** y **M2**, ha sido llevada a cabo para estudiar el comportamiento de la curva de capacidad.

La estructura fue analizada en ambas direcciones y sentidos, para ello fue necesario numerosas calibraciones en los parámetros de convergencia para la resolución de las ecuaciones no lineales y la obtención de la curva de capacidad. Principalmente se observa que la curva de capacidad del modelo **M1** sobrestima la capacidad resistente en comparación de la curva de capacidad del modelo **M2**. Comienza a ser prácticamente imposible, para el modelo **M2** de fibra distribuida, obtener la totalidad de la curva con degradación de resistencia. Precisamente cuando el modelo **M2** pierde la convergencia numérica simultáneamente se alcanza el peak de cortante basal en el modelo **M1** y degradando su resistencia.

Análisis modal

Del análisis modal en la dirección Y, el periodo es de 0.56 s con un 64.89% de la masa traslacional. Para la dirección en X el periodo es de 0.65 s con un 64.40% de la masa traslacional. 50 modos fueron necesarios para mover el 95% de la masa participativa.

Análisis de la curva de capacidad

Luego de aplicar el método N2 y obtener las demandas de diseño, estas se representarán gráficamente en la curva de capacidad (Figura 3). Las demandas de diseño se representan gráficamente mediante líneas continuas en color azul y rojo en los ejes Y e X, respectivamente. En cuanto a las líneas punteadas, estas reflejarán las demandas para el SMC, siendo en azul para el eje X y en rojo para el eje Y.

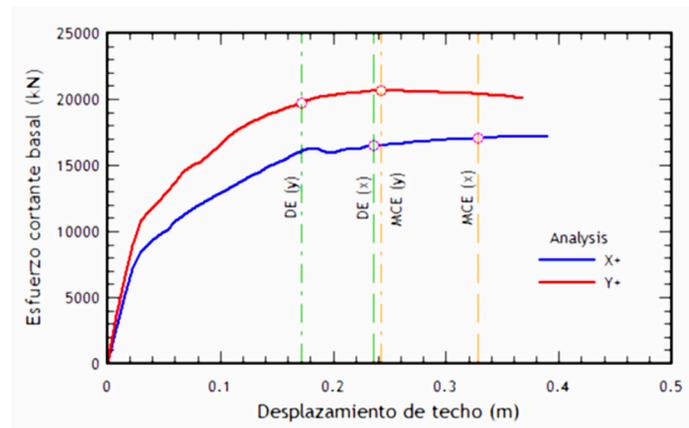
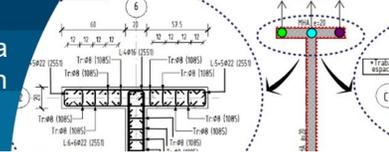


Figura 3: Análisis de la curva de capacidad en X (+) e Y (+)

Para la demanda de diseño, se registra una deriva global



en el eje X de 6.6‰ y de 4.8‰ en el eje Y. Mientras que para el SMC en X de 9.2‰ y 6.8‰. Para estos niveles de deformaciones se llevará a cabo el análisis a nivel local (deformaciones unitarias) y global (drift entrepiso). Se observa para drift cercanos al 5‰ el desempeño es de ocupación inmediata y para drift del 2‰ el desempeño es perfectamente operacional, con algunos elementos en fluencia, es decir, el comportamiento es prácticamente lineal. A través de caracterizaciones previas de edificios chilenos y el estudio dado la realidad sísmica, el desempeño exhibido es congruente con la investigación de Lagos *et al.* (2012), donde los edificios con índice de rigidez H_x/T entre 40 y 70 m/s y drift menores al 5‰ tuvieron una respuesta de ocupación inmediata para el terremoto del Maule del 2010.

Nivel de desempeño a nivel global

Para evaluar el desempeño global estudiaremos los drift de entrepisos. Es necesario en primera instancia la modelación de un nodo de control en el centro de masa de cada nivel, conectado al muro más cercano mediante un cacho rígido. Esta técnica permite evaluar los drift para cada factor de carga. La línea verde y roja respectivamente representa drift del 5‰ y 7‰, que son los máximo valores para edificios con elementos no estructurales frágiles y dúctiles, respectivamente (Figura 4).

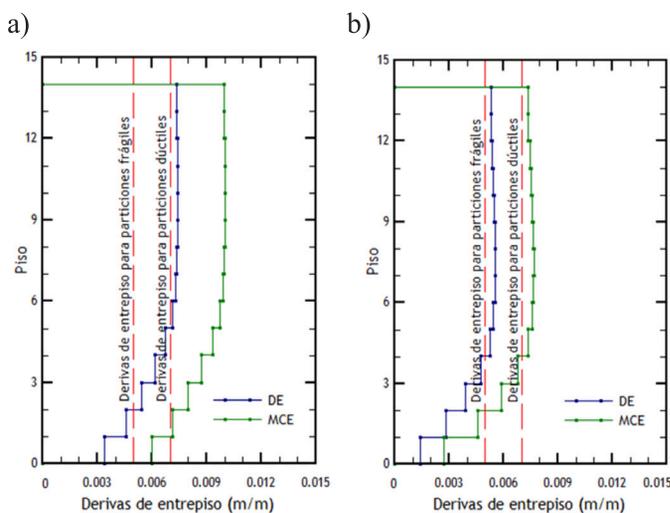


Figura 4: Derivas de entrepiso para SD y SMC, (a) para el análisis en dirección x y (b) para el análisis en la dirección y

Se observa que, para el SD en el eje Y (dirección rígida), se presentan drift menores al 7‰ y ligeramente más altos

que un 5‰, alcanzando los valores máximos en el piso 6 y 8. Mientras tanto, para la demanda MCE, los drift exceden los valores del 7‰. En la dirección X (dirección menos rígida), para el SD, los drifts exceden el límite de 7‰ para el estado de ocupación inmediata, concentrando los valores máximos en el 9no y 12avo piso. Los drift muestran un comportamiento inelástico con valores máximos en los pisos superiores, mientras que los drifts máximos elásticos ocurren a mediana altura.

Nivel de desempeño a nivel de componentes

El análisis por deformaciones unitarias considera la redistribución de tensiones a medida que los elementos sufren daños. Este análisis pretende establecer conservadoramente la capacidad de deformación y resistencia para elevadas demandas sísmicas. Se presenta a continuación un sistema de muro estudiado en el cual se han medido las deformaciones unitarias en elevación en ciertos puntos específicos de la sección transversal (Figura 5).

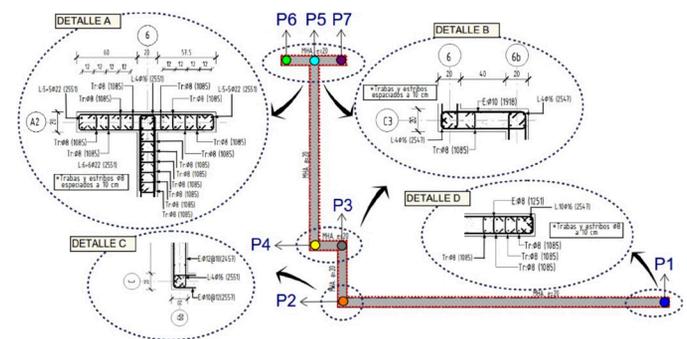
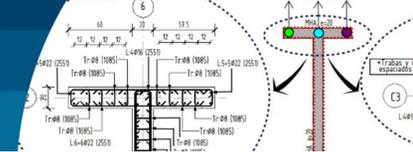


Figura 5: Muro con comportamiento desfavorable en X

Este muro ha sido seleccionado pues es el primer elemento estructural que inicia la fluencia en X, correspondiente al muro más largo en aquella dirección. Se verifica que en la dirección Y el muro cumple perfectamente los criterios de desempeño (limitación de deformaciones unitarias) para ambos niveles de demandas sísmicas. En otro escenario, en la dirección X+, dada la demanda sísmica, la cabeza de confinamiento P1 en el primer piso alcanza valores de deformación unitaria mayores que el 1.5%. Por tanto, es necesario estudiar esta sección que se considera la más desfavorable en el diseño estructural. Podría ser necesario aumentar el espesor de los muros para incrementar el nivel de confinamiento en la sección y así alcanzar un mejor



desempeño sísmico. Además, se realiza un análisis de la sección utilizando SAP2000 para determinar la capacidad de deformación, como lo dicta la práctica convencional. Aplicando el diseño basado en desplazamiento la demanda de drift alcanza un 8.2‰ en +X. Esto no es consistente con lo entregado en el análisis no lineal pues la punta P1 del muro alcanza el $\epsilon_c = 0.008$ para un 5.2‰, es decir, el comportamiento no lineal acoplado infiere menor capacidad de deformación.

En la Figura 6, las líneas continuas ilustran las deformaciones unitarias a nivel SD, mientras que las líneas punteadas indican las deformaciones unitarias correspondientes al SMC. Mientras que, las líneas horizontales representan los valores de los estados límites (criterios de aceptación) definidos en el documento de ACHISINA. Para efectos de mejor visualización de las gráficas, se ha considerado la medición hasta el 9no piso, pues las deformaciones unitarias no representan daños significativos en pisos superiores.

La Figura 7 ilustra la progresión de los estados de daño en los complejos muros de corte del edificio estudiado a medida que se realiza un análisis de empuje en ambas direcciones X e Y, y en signos tanto positivos como negativos, a través de varios niveles de desplazamiento del centro de gravedad del techo. Nótese que, para edificaciones con muros de corte complejos, en los cuales no existe simetría ni regularidad estructural, es muy necesario que el análisis considere los dos signos (+ y -) ya que estos producen diferentes estados de daño a los muros de corte complejos. La Figura 7 presenta la evolución del daño producido en cada análisis, cada línea representa un análisis, con las derivas globales aumentando de izquierda a derecha.

Conclusiones

El análisis no lineal trasciende las esferas ingenieriles, brindando un camino para alcanzar la resiliencia estructural y limitar los daños. El modelo físico no lineal desarrollado en SeismoStructure que permite una activación cromática de las secciones en respuesta al cumplimiento de estados límites de falla en los materiales, ofrece una manera efectiva y visualmente comprensible de identificar y resaltar zonas críticas afectas a daños. La aplicación del análisis no lineal podría conducir en una disminución sustancial de los

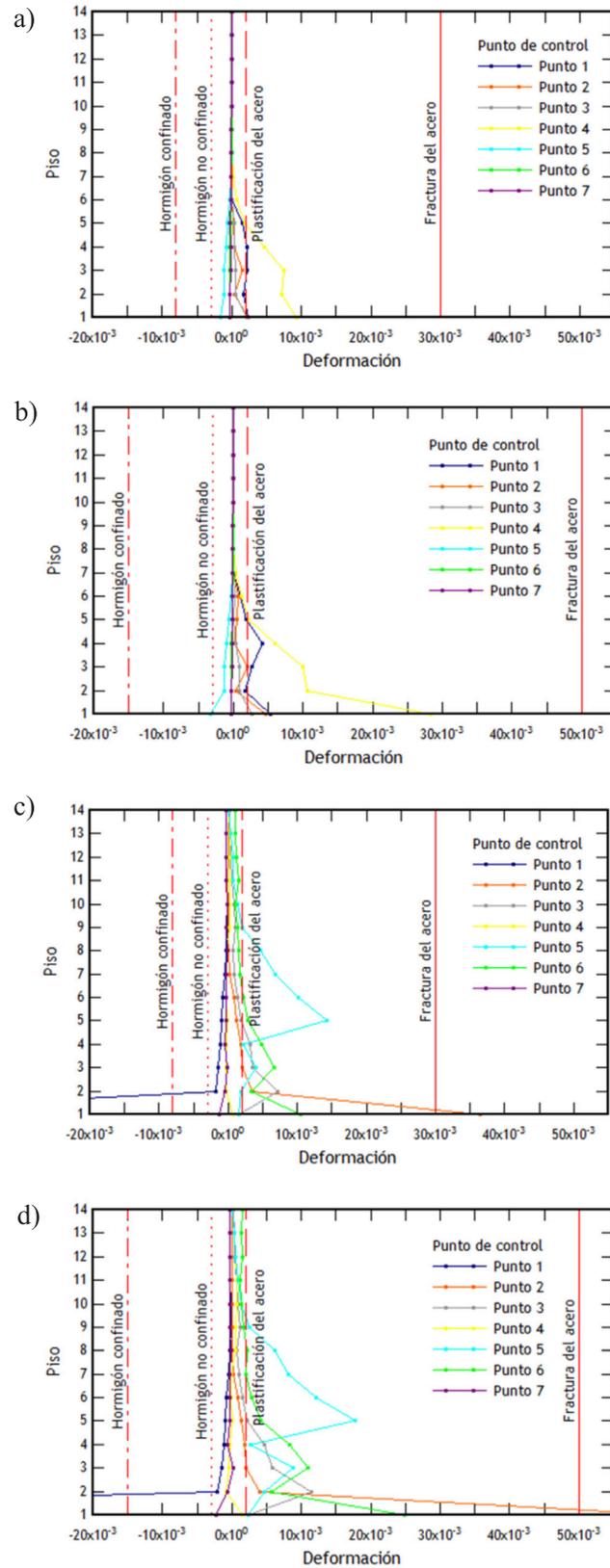


Figura 6: Deformaciones unitarias en elevación y comparación con estados límites para: (a) dirección X (+) bajo SD, (b) dirección X (+) bajo MCE, (c) dirección X (+) bajo SD y (d) dirección X (+) bajo MCE

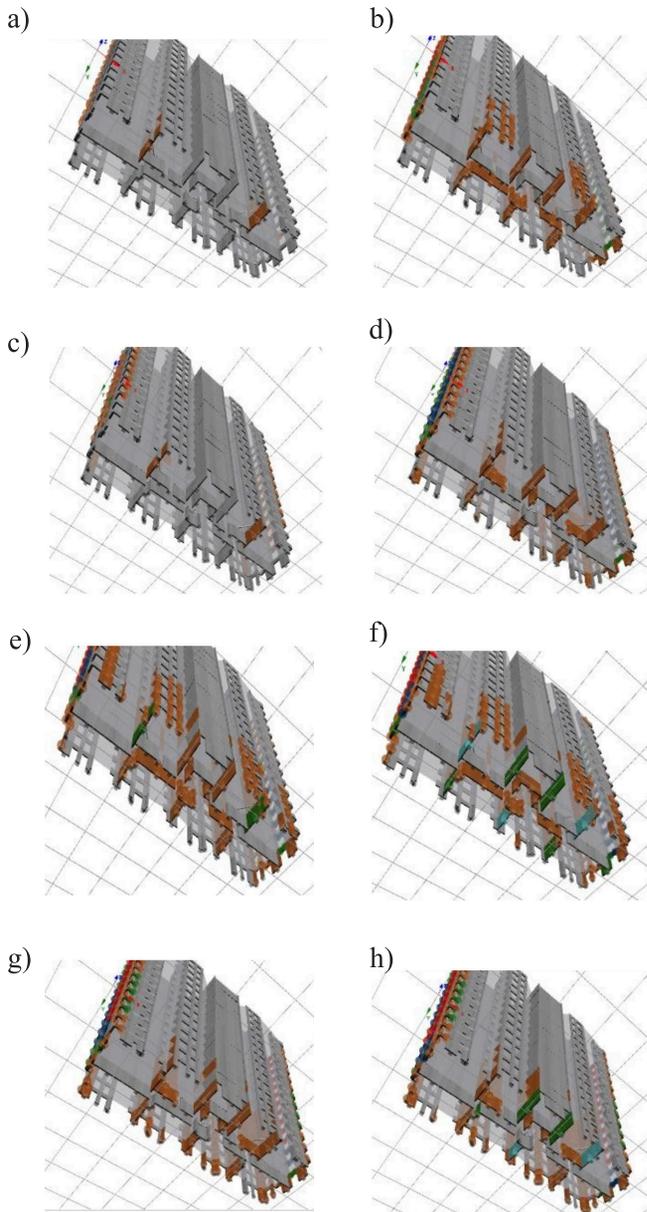
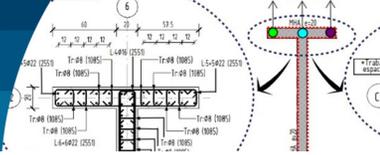


Figura 7: Activación cromática de las secciones para distintos niveles de deriva global. La gama de colores presentadas en los modelos es congruente con los colores de las gráficas de estados límites. (a) 0.002 in Y+, (b) 0.005 in Y+, (c) 0.006 in Y+, (d) 0.0068 in Y+, (e) 0.002 in Y-, (f) 0.005 in Y-, (g) 0.006 in Y-, (h) 0.0068 in Y-, (i) 0.002 in X+, (j) 0.005 in X+, (k) 0.0066 in X+, (l) 0.0092 in X+, (m) 0.002 in X-, (n) 0.005 in X-, (o) 0.0066 in X-, (p) 0.0092 in X-

costos asociados a daños y las tareas de restauración en la rehabilitación sísmica, considerando los daños como una variable de diseño.

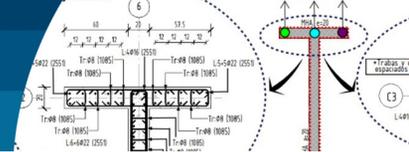
En la dirección asimétrica con respecto a X se exhibe una falla por flexión controlada por la compresión, mientras que en la dirección simétrica con respecto a Y, la flexión se ve influenciada por la tracción, aumentando la capacidad

de deformaciones en el techo, en contraposición a lo observado en X. Cuando la flexión es controlada por la tracción, proporcionamos un mayor nivel de seguridad de la vida. El estudio de la progresión de estados límites a nivel global permite entender el comportamiento sísmico en la degradación de rigidez, resistencia y ductilidad. Debido a los múltiples ajustes requeridos en los parámetros de convergencia para lograr la estabilización de las ecuaciones no lineales, se vuelve una tarea prácticamente inalcanzable para el modelo de fibra distribuida obtener la curva de capacidad con una degradación completa de la resistencia una vez que se ha alcanzado el peak máximo de cortante basal, a niveles de deriva global que rondan el 1%.

Considerando el análisis global de deformaciones en la dirección Y, el nivel de demanda de diseño lleva la estructura a un nivel de operación inmediata con drift de techos menor al 5%, consistente con el comportamiento global exhibido por los edificios de hormigón armado para el terremoto de Maule del 2010. Los desplazamientos de diseño disminuyen conforme aumenta la rigidez; en otras palabras, la rigidez constituye ser un factor principal para restringir los daños estructurales y lograr el nivel de ocupación inmediata para el SD, tal como ha sido demostrado por los edificios típicos chilenos de muros de hormigón armado. Además, las derivas inelásticas obtenidas del análisis no lineal al no estar controladas por factores de reducción ni de rigidez, permite establecer una limitación de daño de elementos no estructurales a elevados niveles de deformación.

Considerando el análisis local de las deformaciones unitarias, para la demanda sísmica de diseño determinada por el punto de desempeño (basado en el terremoto $M_w = 8.8$ del Maule del 2010), es posible establecer que en la dirección desfavorable (X), el edificio exhibe un nivel de desempeño de seguridad de la vida, aunque existen ciertos niveles de daños que son congruentes con la definición de demanda sísmica definida en la NCh433 (seguridad de la vida). Por otro lado, en la dirección Y, las deformaciones unitarias no superan los límites establecidos en el documento de ACHISINA para los criterios de aceptación de ocupación inmediata. Es fundamental mencionar, que los estados de daños analizados no son representativos para sismos de naturaleza frecuente.

Basándonos en el estudio de la progresión del daño en la



estructura una vez que se han alcanzado los estados límites, se ha observado que el elemento estructural que inicia la fluencia en primer lugar es el muro más largo en cada dirección, seguido por la prematura fluencia de las vigas. A elevados niveles de deformación se comprometen en gran medida. Es importante que los diseñadores estructurales siempre diseñen de forma rigurosa el confinamiento en las cabezas a compresión, más allá de los límites mínimos normativos. Puesto que, en el análisis no lineal, los muros con asimetría complejas acoplados por un diafragma rígido presentan menor capacidad de deformación que lo reportado para el análisis convencional de diseño basado en desplazamiento establecidos en el DS61 (2011) que considera al muro con un comportamiento en cantiléver desacoplado.

Es importante enfatizar que el análisis no lineal tiempo historia, es la herramienta más precisa para determinar el desempeño sísmico de un edificio, pero presenta importantes limitaciones debido al extenso tiempo de procesamiento y post-procesamiento, siendo poco práctico para proyectos convencionales de diseño sismorresistentes. Por tanto, esta investigación presenta al análisis no lineal con empuje incremental como una alternativa con tiempos razonables de procesamiento de 45 a 30 min evaluando la capacidad de la estructura a elevados niveles de demanda sísmica y permitiendo verificar un adecuado diseño estructural con los métodos convencionales. Así garantizamos mayor seguridad sísmica en el diseño para edificios de cualquier altura, alejándonos de un panorama imprevisto de colapso.

Referencias

ACHISINA (2017). Diseño sísmico basado en desempeño - Un procedimiento alternativo para el análisis diseño sísmico de edificios. Santiago, Chile

ASCE/SEI 7-16 (2017). Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers ASCE, Reston VA, USA

Bertero, V. (1989). Lessons learned from recent catastrophic earthquakes and associated research. *First International Conference Torroja*, Madrid, Spain

Carvallo, J. and Alcaíno, P. (2012). Behavior of reinforced concrete buildings in Viña del Mar. Lessons of February 27th 2010 Earthquake. *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal

Dautaj, A., Kabashi, N. and Sadiku, H. (2015). Method N2-According to Fajfar. *International Journal of Civil and Structural Engineering* 2(2), 363-369

DeMets, C., Gordon, R.G., Argus, D.F. and Stein, S. (1990). Current plate motions. *Geophysical Journal International* 101(2), 425-478

DS60 (2011). Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el DS118 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

DS61 (2011). Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga el DS117 de 2010. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile

Fajfar, P. and Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 25(1), 31-46

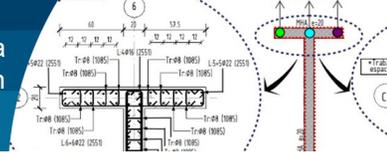
Huang, C.L., Li, Y.F., Lin, C.T. and Hsu, T.H. (2011). Analytical and pushover analysis for predicting nonlinear force-displacement relationships of slender RC walls. *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 34(3), 415-428

Lafontaine, M. (2020). Diseño basado en desempeño de edificios. Seminario online Proyecto de actualización NCh433, ACHISINA, Santiago, Chile

Lagos, R., Lafontaine, M., Bonelli, P., Boroschek, R., Guendelman, T., Massone, L.M., Saragoni, R., Rojas, F. and Yañez, F. (2021). The quest for resilience: The Chilean practice of seismic design for reinforced concrete buildings. *Earthquake Spectra* 37(1), 26-45

Lagos, R., Kupfer, M., Lindenberg, J., Bonelli, P., Saragoni, R., Guendelman, T., Massone, L., Boroschek, R. and Yañez, F. (2012). Seismic performance of high-rise concrete buildings in Chile. *International Journal of High-Rise Buildings* 1(3), 181-194

Mander, J.B., Priestley, N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering* 114(8), 1804-1826



Massone, L.M. and Bass, E. (2020). Dynamic shear amplification of reinforced concrete coupled walls. *Engineering Structures* **220**, 110867

Massone, L.M., Bonelli, P., Lagos, R., Lüders, C., Mohle, J. and Wallace, J.W. (2012). Seismic design and construction practices for RC structural wall buildings. *Earthquake Spectra* **28**(S1), 245-256

Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, International Association for Bridge and Structural Engineering, Lisbon, Portugal, 15-22

Montoya-Coronado, L.A., Biondini, F., Titi, A. y Bairán, J.M. (2017). Efecto de los modos altos de vibración en la respuesta sísmica no lineal de edificios de concreto. *2^{do} Congreso Nicaragüense de Ingeniería Sísmica*, Managua, Nicaragua

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile

Park, R. (1988). Ductility evaluation from laboratory and analytical testing. *9th World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, Japan, vol. 8, 605-616

Plaza, R.E. (2017). *Modelación no lineal, bidimensional y tridimensional de un edificio de hormigón armado*. Memoria de título de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile

SEAOC (2008). Performance based seismic engineering of buildings. SEAOC Vision Committee. Sacramento CA, USA

SeismoStruct (2020). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures (V2020). Seismosoft, Pavia, Italy

Suquillo, B., Rojas, F. and Massone, L. (2018). Study of the seismic performance of a RC building with damage during the Mw 8.8 earthquake in 2010. *16th European Conference on Earthquake Engineering*, Thessaloniki, Greece

Telleen, K., Maffei, J., Willford, M., Aviram, A., Huang, Y., Kelly, D. and Bonelli, P. (2012). Lessons for concrete wall design from the 2010 Maule Chile earthquake. *International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East Japan Earthquake*, Tokyo, Japan, 1766-1777

Vielma, J.C., Barbat, A.H. y Oller, S. (2006). Factores de reducción de respuesta. Estado del arte y estudio comparativo entre códigos. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras* **11**(1), 77- 106