

UMBRALES DE DAÑO PARA ESTADOS LÍMITE DE EDIFICIOS PORTICADOS DE CONCRETO ARMADO DISEÑADOS CONFORME AL ACI-318/IBC-2006¹

Juan Carlos Vielma², Alex H. Barbat³ y Sergio Oller⁴

Resumen: La aplicación del diseño por prestaciones (“Performance-Based Design”) al proyecto y evaluación de edificios ha ido cobrando importancia durante la década pasada. Sin embargo, su aplicación generalizada se ha visto afectada por la necesidad de definir adecuadamente los estados Límite conforme a cantidades de uso ingenieril. Diversos esfuerzos se han realizado con la finalidad de cumplir esta tarea, aplicando procedimientos tanto experimentales como numéricos, en los que se admite que estados Límite se asocian con los umbrales, definidos como los desplazamientos laterales que se alcanzan cuando un edificio es sometido a acciones sísmicas. En este artículo se presenta un procedimiento que permite determinar de forma objetiva los valores de los desplazamientos asociados a un grupo específico de Estados Límite, el cual se aplica a la respuesta no lineal de edificios de concreto armado diseñados conforme a las prescripciones del ACI-318 y cuyas demandas sísmicas se obtienen de la aplicación del código IBC-2006, para dos niveles de amenaza sísmica. Los resultados muestran que los umbrales de los estados Límite prácticamente son independientes del número de niveles y vanos de los edificios, así como del nivel de amenaza sísmica de diseño, dependiendo en todo caso del mecanismo de fallo de la estructura. Finalmente, los valores de las derivas de entrepiso se comparan con valores experimentales, proponiéndose expresiones para la determinación de éstas a partir de los valores de la deriva global.

Palabras claves: análisis no lineal, diseño por prestaciones, edificios porticados de concreto armado, Estados Límite, umbrales de daño.

DAMAGE TRHESHOLDS FOR LIMIT STATES OF REINFORCED CONCRETE FRAMED BUILDINGS DESIGNED ACCORDING TO ACI-318/IBC-2006

Abstract: The application of Performance-Based Design to the project and assessment of buildings has been gaining importance over the past decade. However, its widespread use has been affected by the need to properly define the States according to Limit Use of engineering quantities. Various efforts have been made in order to accomplish this task, using both experimental and numerical procedures, which admits that limit states are associated with thresholds, defined as lateral displacements that are reached when a building is subjected to seismic loads. This paper presents a procedure that allow to determine objectively the values of displacement associated with a specific group of Limit States, which applies to non-linear response of reinforced concrete buildings designed according to the requirements of the ACI-318 for seismic loads obtained from the code IBC-2006, for two levels of seismic hazard. The results show that the Limit States thresholds are virtually independent of the number of levels and spans of the buildings, as well as the level of seismic hazard design, and only depend on the failure mechanism of the structure. Finally, the values of the drifts are compared with experimental values, and expressions for determining drift values from the normalized roof displacements are formulated.

Keywords: damage thresholds, Limit States, non-linear analysis, Performance-based design, reinforced concrete framed buildings.

¹ Artículo recibido el 2 de mayo de 2008 y aceptado el 30 de agosto de 2008.

² Prof. Agregado, Dr., Departamento de Ingeniería Estructural, Decanato de Ingeniería Civil, Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA), Barquisimeto, Estado Lara, Venezuela. E-mail: jcvielma@cimne.upc.edu, jcvielma@ucla.edu.ve

³ Catedrático, Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Univ. Politécnica de Cataluña (UPC), España. E-mail: alex.barbat@upc.edu

⁴ Catedrático, Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos, Univ. Politécnica de Cataluña (UPC), España. E-mail: oller@cimne.upc.edu

INTRODUCCIÓN

Es notable la atención prestada al proyecto de diseño por Prestaciones (“Performance-Based Design”) dentro del ámbito de la ingeniería sismorresistente. Durante la década pasada se ha visto la aplicación de dicho enfoque, sobre todo en la tarea de evaluar edificaciones existentes. Sin embargo, su aplicación al diseño de nuevos edificios no se ha terminado de consolidar debido a que en las normas de diseño no se encuentra una descripción transparente de los estados de daño o Estados Límite y su adecuada expresión en cantidades de uso ingenieril (Bertero y Bertero, 2002; Fragidiakis y Papadrakakis, 2007). Uno de los esfuerzos realizados con la finalidad de facilitar la aplicación del Diseño por Prestaciones a los nuevos edificios ha dado origen al Diseño por Desplazamientos (Priestley et al., 2007), en cuyo planteamiento es igualmente fundamental la definición de un desplazamiento de diseño como parámetro asociado a un Estado Límite deseado.

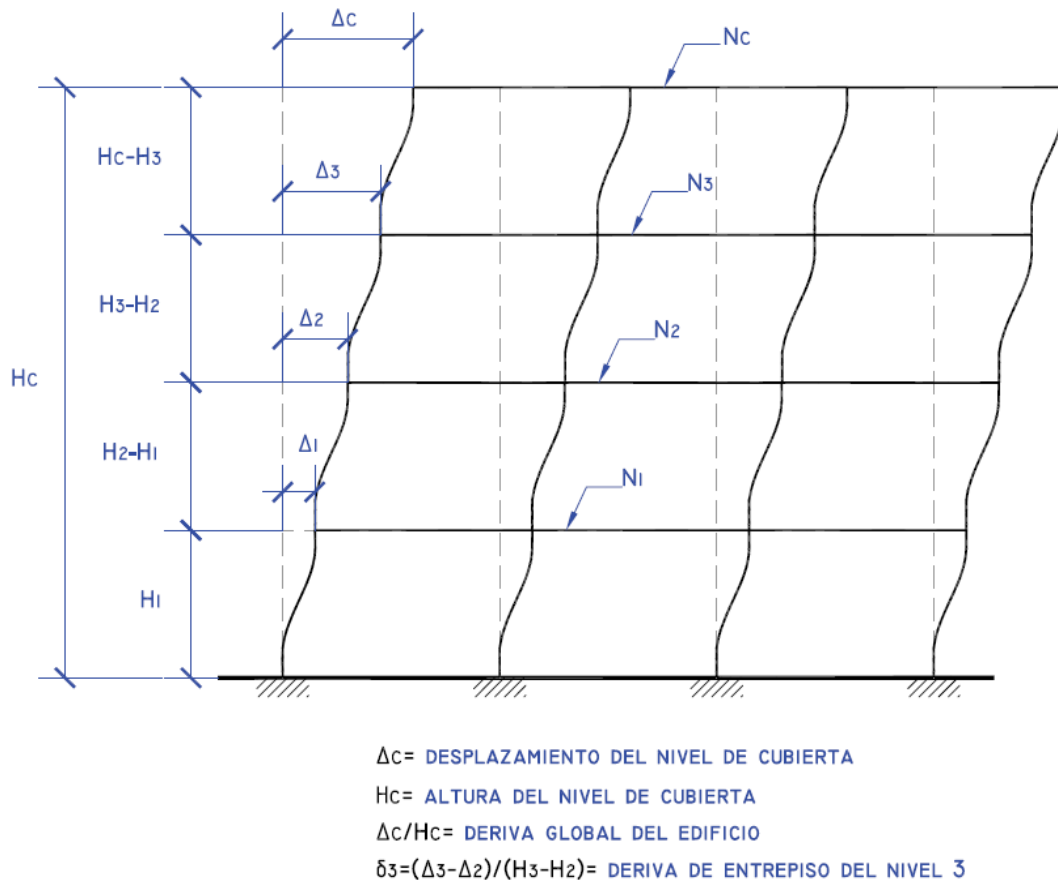


Figura 1: Determinación de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos laterales de un edificio.

Los Estados Límite usualmente se expresan mediante parámetros asociados con la resistencia, la rigidez, la ductilidad o los desplazamientos laterales (Xue et al., 2007). Una variante de la cuantificación del daño mediante los desplazamientos laterales (Kircher et al., 1997) se logra mediante la deriva de entrepiso, que se define como:

$$\delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{H_i - H_{i-1}} \quad (1)$$

siendo δ_i la deriva de entrepiso del nivel i , Δ_i el desplazamiento lateral del nivel i , Δ_{i-1} el desplazamiento lateral del nivel $i-1$, H_i y H_{i-1} la altura del nivel i y el nivel $i-1$, respectivamente. En cuanto a la relación que existe entre la deriva de entrepiso y el daño, existen diversas opiniones recogidas por los siguientes autores:

Kappos y Manafpour (2003) han propuesto dos Estados Límite, uno de servicio y otro de colapso. El primero se caracteriza por que se ha alcanzado una deriva de entrepiso entre 2% y 5%. El segundo Estado Límite se caracteriza mediante las rotaciones en los extremos de las vigas.

Mwafi y Elnashai (2002) caracterizan el Estado Límite último mediante una deriva global igual al 3%. Definen criterios adicionales para la determinación del colapso de la estructura, con base en la reducción de la capacidad resistente lateral y de un factor de sensibilidad a los desplazamientos laterales.

Lu (2002) ha caracterizado la respuesta cíclica de edificios de concreto armado, la cual se mantiene estable para derivas globales inferiores al 2,4 %. Indica que el colapso se alcanza para una deriva global de 3%.

Balendra y Huang (2003) estiman que el colapso de la estructura se alcanza para valores de las derivas de entrepiso iguales a 2%.

Calvi (1999) ha propuesto una completa caracterización de los Estados Límite con base exclusivamente en las derivas de entrepiso. Ha considerado cuatro Estados Límite que involucran daños tanto a elementos estructurales como no estructurales:

- Estado Límite 1. Estado Límite sin daños. Las derivas de entrepiso tienen valores entre 0,1% y 0,3%.
- Estado Límite 2. Estado Límite de daños leves. Las derivas de entrepiso alcanzan valores entre 0,3% y 0,5%.
- Estado Límite 3. Estado Límite de daños significativos. Es un estado en el que los valores de las derivas de entrepiso se ubican entre 0,5% y 1,5%.
- Estado Límite 4. Estado Límite de colapso. Ocurre para derivas de entrepiso superiores a 1,5%.

Son notables las diferencias entre los criterios aplicados en la caracterización de los Estados Límite, de aquí la importancia del trabajo de Dymiotis et al. (1999) que recoge de forma exhaustiva resultados experimentales sobre las derivas de entrepiso, llegando a proponer la expresión de la evolución de estas respecto al desplazamiento del nivel de cubierta del edificio, obtenida mediante regresión lineal:

$$\delta_{max} = 1.54\Delta + 0.14N_s - 0.07N_B - 0.48 \frac{h_1}{h_{i \neq 1}}, N_s > 1 \quad (2)$$

En esta ecuación δ_{max} representa la deriva de entrepiso, Δ es el desplazamiento del nivel de cubierta, N_s es el número de niveles del edificio, N_B es el número de vanos, h_1 es la altura del primer nivel y $h_{i \neq 1}$ es la altura del nivel i en el cual se desea calcular la deriva de entrepiso. Cabe indicar que los valores ajustados de acuerdo a la expresión anterior corresponden a ensayos de tipo dinámico y estático-incremental. Una alternativa para determinar de forma aproximada los valores de las derivas de entrepiso a partir de los desplazamientos espectrales elásticos ha sido formulada por Miranda y Reyes (2002) y por Aguiar y González (2006). Estos últimos han propuesto la siguiente expresión:

$$\gamma = \frac{\beta_1 \beta_2 \beta_3 \beta_4 \beta_5}{H} S_d \quad (3)$$

En la ecuación anterior la deriva máxima de piso se obtiene al aplicar los coeficientes β_1 , β_2 , β_3 , β_4 y β_5 al desplazamiento espectral S_d normalizado respecto a la altura del edificio H .

Recientemente (Lu y Wei, 2007) se ha considerado la conveniencia de evaluar el desempeño estructural, calculando índices de daño asociados a los Estados Límite. Siguiendo esta propuesta, en este trabajo se utilizan los valores de los umbrales de daño en el cálculo del índice de daño objetivo D_p^{obj} conforme a la siguiente ecuación (Vielma et al., 2007 b):

$$D_p^{Obj} = \frac{\left(1 - \frac{K_p}{K_0}\right)\mu}{\mu - 1} \quad (4)$$

donde K_p es la rigidez secante que corresponde a un punto P previo al colapso, K_0 es la rigidez inicial de la estructura y μ es la máxima ductilidad de desplazamiento.

En este artículo se aplica un procedimiento mediante el cual se determinan objetivamente los umbrales de daño para edificios porticados de concreto armado, con regularidad tanto en planta como en elevación. El procedimiento se aplica a los resultados del análisis no lineal con empuje incremental de edificios con número de vanos y alturas variables, comparando las derivas de entrepiso calculadas con las correspondientes a resultados experimentales y con los valores de derivas máximas calculadas mediante métodos aproximados.

PROCEDIMIENTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LOS UMBRALES DE DAÑO

El primer paso del procedimiento consiste en establecer el desplazamiento lateral del nivel de cubierta del edificio como cantidad a correlacionar con los Estados Límite. Esta decisión está justificada porque la mayoría de los resultados del análisis no lineal tanto estático como dinámico, así como las pruebas de laboratorio, usan dicho desplazamiento para caracterizar la respuesta de los edificios.

El siguiente paso consiste en seleccionar y definir los Estados Límite que se aplicarán en la evaluación de la respuesta no lineal de los edificios. En esta investigación se han seleccionado cinco Estados Límite, que se definen a continuación:

Estado Límite sin daño. Corresponde a un desplazamiento lateral para el cual no se alcanzan daños en los elementos secundarios o no estructurales.

Estado Límite de servicio. Se caracteriza por la aparición de daño en elementos no estructurales, que no requieren reparación inmediata para que el edificio continúe en funcionamiento.

Estado Límite de daños irreparables. Es un Estado Límite para el que se han producido daños concentrados en algunos elementos estructurales y de forma extensiva en elementos no estructurales de algunos niveles; tiene especial importancia para el proyectista, ya que permite establecer un criterio a partir del cual el edificio no es reparable desde el punto de vista económico y/o tecnológico.

Estado Límite de daños extensos. Para este Estado Límite el daño se ha distribuido en diversos elementos estructurales y los elementos no estructurales presentan daños severos, aunque la estructura entera es capaz de seguir soportando su peso propio.

Estado Límite de prevención de colapso. Es un estado previo al colapso de la estructura, para el cual el daño de los elementos permite la formación de un mecanismo cinemáticamente inestable y la estructura es incapaz de soportar las cargas de gravedad.

Seguidamente se selecciona el criterio de evaluación que representa el instante para el que se alcanza un Estado Límite específico. De acuerdo con lo expuesto en el apartado anterior, la deriva de entrepiso es un valor adimensional que permite cuantificar el daño bajo cargas laterales. Entre los valores publicados, algunos de los cuales se han reseñado en el apartado anterior, se han adoptado los valores de las derivas de entrepiso a partir de los cuales se alcanza un daño específico que corresponde al umbral de un Estado Límite. Estos valores se muestran en la Tabla 1. Entre los valores mostrados cabe señalar que el que permite identificar el Estado Límite de prevención de colapso queda definido entre una deriva de entrepiso de 3% y la deriva global para la que se alcanza un índice de daño de 95%. Este índice de daño se calcula por elementos finitos y ha sido propuesto por Hanganu et al. (2002).

Para determinar los umbrales de daño es necesario graficar la evolución de las derivas de entrepiso respecto al desplazamiento del nivel de cubierta normalizado respecto a la altura total del edificio (SEAOC, 1995) conforme se muestra en la Figura 2, en la que es posible obtener la deriva global correspondiente a un Estado Límite i , caracterizado mediante la deriva de entrepiso. En el caso de un edificio con n niveles se obtienen n curvas de evolución,

correspondiendo el desplazamiento de un estado límite a la intersección de la primera curva con la deriva de entrepiso que caracteriza a dicho Estado Límite.

Tabla 1: Estados Límite y los parámetros utilizados en su caracterización.

Estado Límite	Parametro
Sin daño	$0\% \leq \delta < 0.5\%$
De servicio	$0.5\% \leq \delta < 1.5\%$
Daños irreparables	$1.5\% \leq \delta < 2.5\%$
Daños extensos	$2.5\% \leq \delta < 3.0\%$
Prevención de colapso	$3.0\% \leq \delta; ID < 95\%$

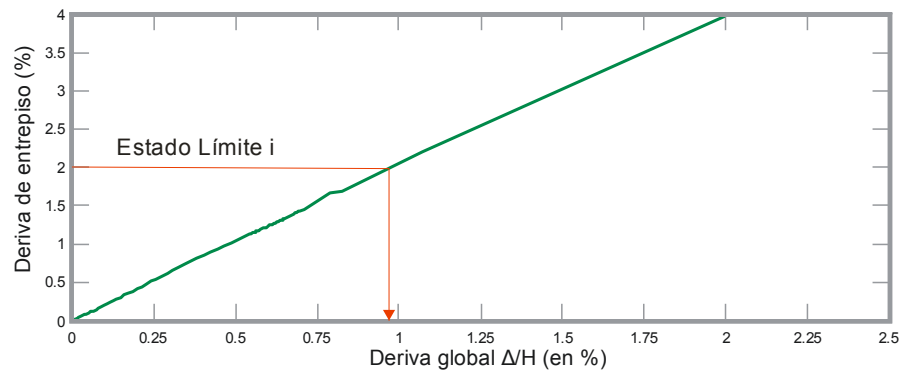


Figura 2: Determinación de la deriva global correspondiente a un Estado Límite *i*.

CASOS ESTUDIADOS

Con la finalidad de aplicar el procedimiento de determinación de los umbrales de daño, se ha seleccionado un grupo de edificios porticados cuya geometría general permite clasificarlos como regulares tanto en planta como en elevación. Se ha pretendido cubrir con los casos el rango de los períodos cortos e intermedios, para lo que se han diseñado edificios con 3, 6, 9 y 12 niveles (véase la Figura 3). Adicionalmente se ha hecho variar el número de vanos en la dirección *x* de la planta de los edificios, con el objetivo de estudiar la influencia de la redundancia estructural sobre los umbrales de daño (véase la Figura 4).

Los forjados de los edificios son del tipo unidireccional, con nervios orientados según el eje *y* de la planta mostrada en la Figura 4. Esto permite definir dos tipos de pórticos, de acuerdo con la naturaleza de las cargas a las que son sometidos: en la dirección *x* los pórticos que soportan cargas de gravedad como cargas sísmicas se denominan *pórticos de carga* y en la dirección *y* los pórticos que soportan fundamentalmente cargas sísmicas se denominan *pórticos de arriostamiento*. Dentro del grupo de los pórticos de carga se han diferenciado dos clases de pórticos, conforme a la relación carga sísmica/carga de gravedad, lo que permite definir los *pórticos exteriores*, ubicados en el perímetro del edificio y los *pórticos interiores*, ubicados en la parte interna del edificio (véase la Figura 4).

El dimensionado sísmico de los edificios se ha realizado conforme al procedimiento propuesto por Vielma (2008) en el cual se aplican las derivas laterales como criterio de evaluación. En el dimensionado se han considerado dos niveles de amenaza sísmica: amenaza alta (0,3g) y amenaza muy alta (0,4g), las cuales han permitido calcular las acciones sísmicas mediante el espectro de diseño prescrito en el código IBC-2006 (ICC, 2006), para un suelo del tipo B. En el Apéndice se muestra la Figura 12, en la que aparecen los detalles del armado longitudinal y transversal de uno de los pórticos analizados en este trabajo.

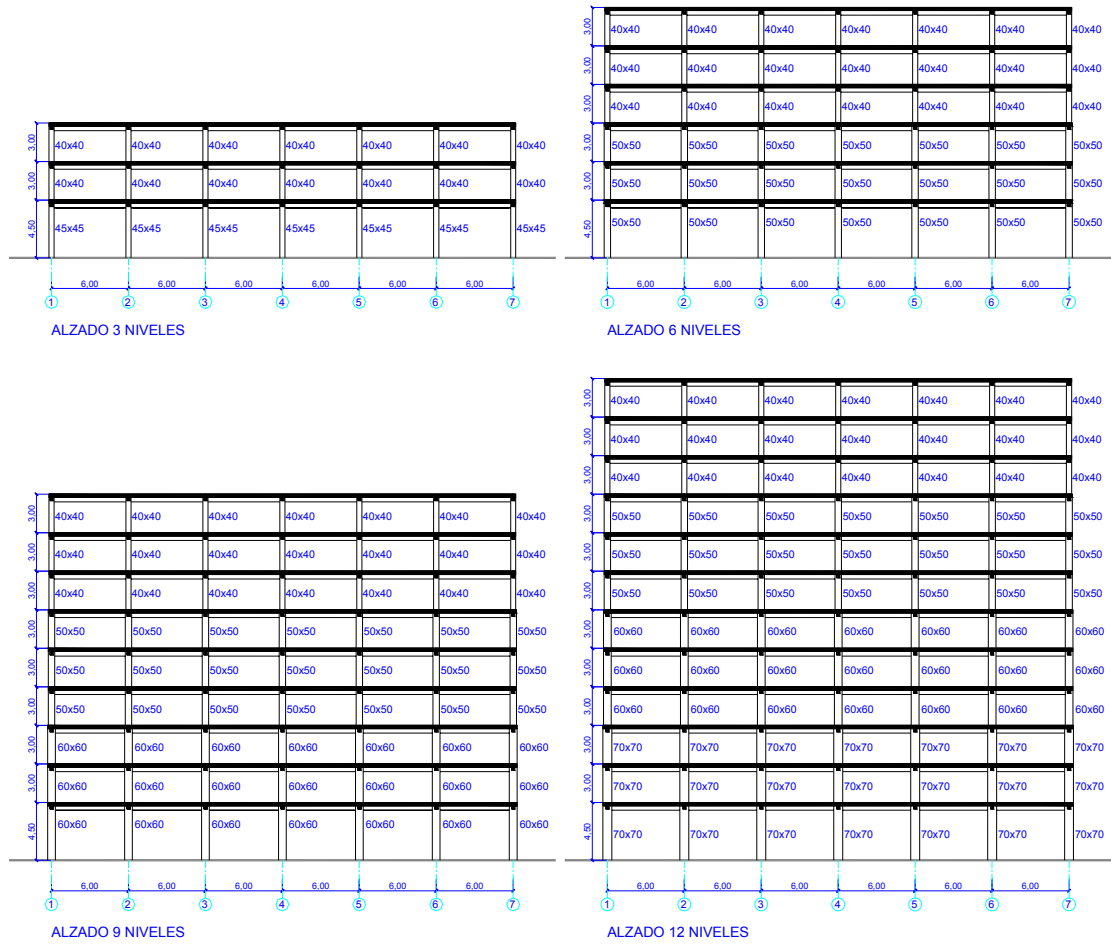


Figura 3: Alzado de los edificios estudiados.

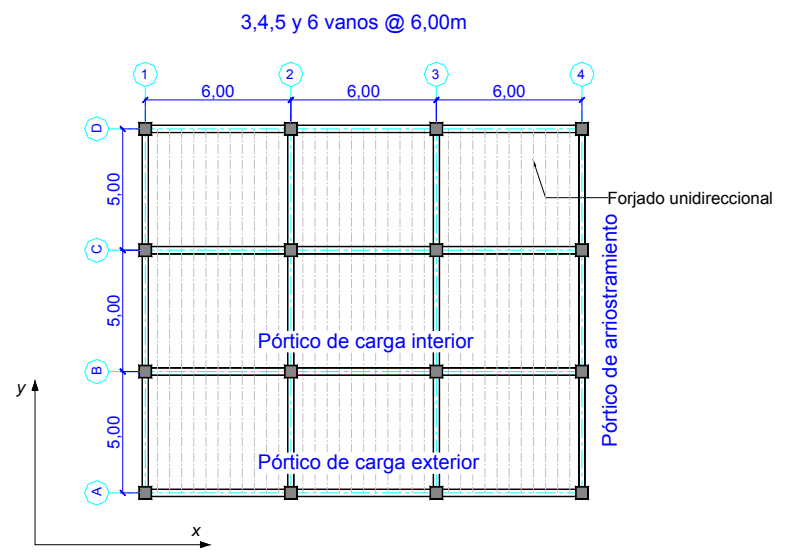


Figura 4: Planta de los edificios estudiados.

Una vez dimensionados los edificios, se ha detallado el refuerzo de las vigas y las columnas, tomando en consideración las recomendaciones del ACI-318 para elementos de pórticos especiales resistentes a momentos, dadas las características de amenaza alta o muy alta consideradas para el emplazamiento de los edificios.

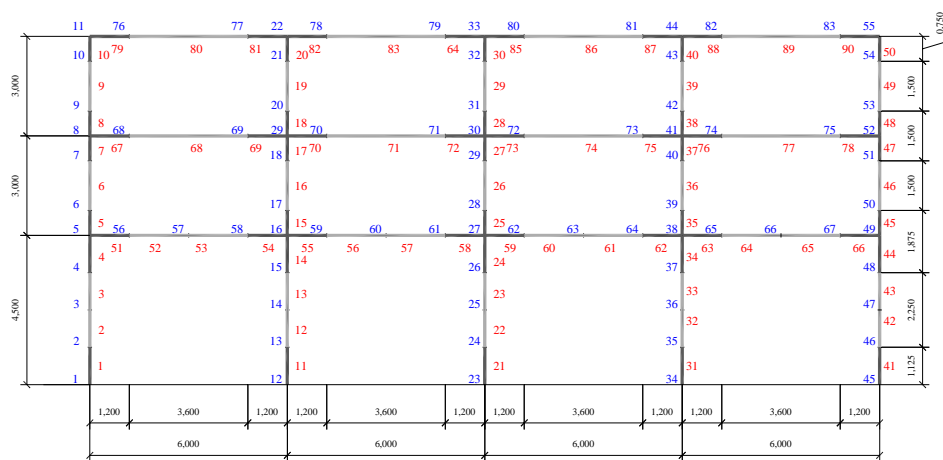


Figura 5: Discretización típica de pórtico de edificios de 3 niveles y 3 vanos.

La respuesta de los edificios se ha obtenido aplicando el procedimiento de análisis no lineal con empuje incremental (“Pushover Analysis”) utilizando el programa de elementos finitos PLCd (1991-2008) el cual permite incorporar las características de los materiales que forman el concreto armado: la plasticidad del acero y el daño en el concreto. Debido a las diferentes características de los pórticos, el análisis aplicado es del tipo plano. Los pórticos se discretizan considerando los tramos con confinamiento especial (próximos a las juntas) y con confinamiento menos exigente, ubicados en el centro de las vigas y de las columnas. En la Figura 5 se puede observar la discretización típica de uno de los pórticos analizados. Los elementos resultantes se discretizan a su vez utilizando capas definidas en la sección transversal del elemento. Estas capas a su vez dan origen a láminas de diferentes materiales compuestos, dependiendo del porcentaje del volumen de la capa correspondiente al acero de refuerzo (Mata et al., 2007). El aporte beneficioso del confinamiento se ha considerado mediante la modificación del esfuerzo a compresión del concreto de los diferentes elementos, calculado mediante el procedimiento propuesto por Mander et al. (1988) cuya aplicación se ilustra en la Figura 6.

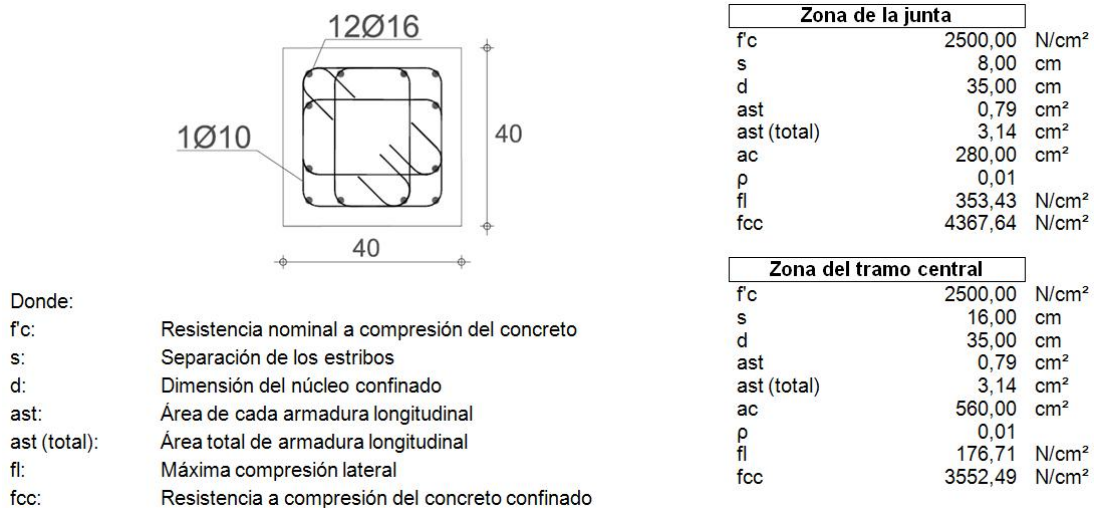


Figura 6: Cálculo de la resistencia del hormigón confinado de una columna.

El análisis no lineal con empuje incremental se realiza una vez que los pórticos han sido sometidos a la acción de las cargas de gravedad. El patrón de fuerzas laterales representativo de las cargas sísmicas es el de fuerzas crecientes con la altura, que es un patrón aproximado al que origina la respuesta del primer modo de vibración, predominante en el caso

de edificios regulares (Vielma et al., 2007 a). Los desplazamientos se calculan hasta un estado previo al colapso, como se ilustra en la Figura 7.

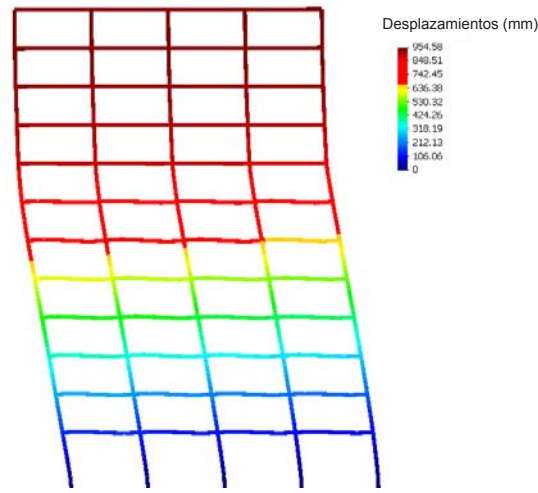


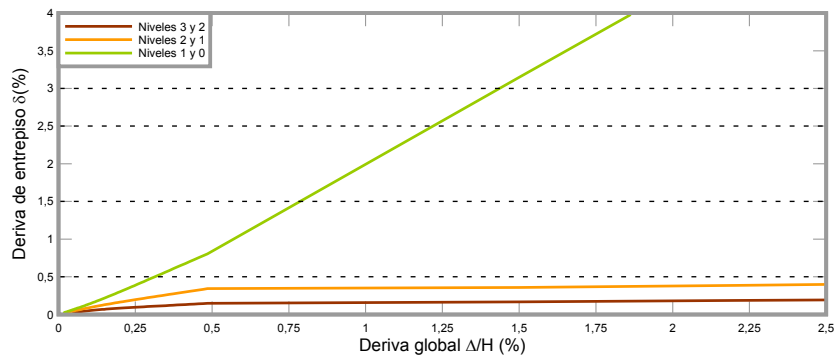
Figura 7: Desplazamientos laterales alcanzados por el pórtico en el umbral del colapso.

RESULTADOS

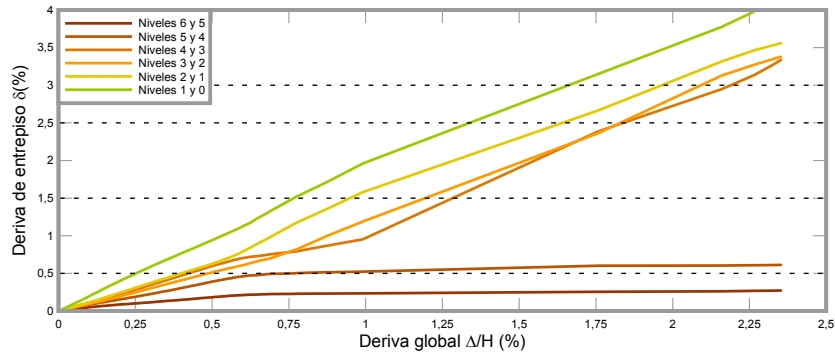
Como se ha indicado, se utilizan las derivas de entrepiso como criterio para evaluar el daño. Para poder calcularlas en cada instante de la aplicación del análisis con empuje incremental, ha sido necesario conocer los desplazamientos de los nodos de los extremos de columnas ubicados en los niveles sucesivos. Con los valores correspondientes a los desplazamientos laterales de los nodos de los extremos de pilares, se han calculado las derivas de entrepiso para todos los niveles de los pórticos. Gracias a que se ha aplicado el análisis no lineal con empuje incremental, es posible determinar los valores de las derivas de entrepiso y de los desplazamientos del nivel de cubierta, para cada incremento de carga. Con estos valores se grafica la evolución de las derivas de entrepiso respecto a los la deriva global. En la Figura 8 se muestran los resultados de los pórticos exteriores de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, con 3 vanos en la dirección de los pórticos de carga, diseñados para una aceleración de 0,3g. Los valores máximos valores de las derivas de entrepiso se aproximan bastante a los valores de la deriva máxima de piso reportados por Miranda y Reyes (2002) calculados mediante expresiones aproximadas.

En la Figura 8 se muestra la evolución de las derivas de entrepiso de los pórticos exteriores de los edificios de 3, 6, 9 y 12 niveles, diseñados para una aceleración de 0,3g. Es de hacer notar que el resto de los casos estudiados tienen formas en general similares a las mostradas. Sobre estas figuras se han trazado los valores de las ordenadas que corresponden a los Estados Límite descritos en el segundo apartado de este artículo. Gracias a esto último, se puede determinar en cuál nivel se concentra el mayor daño, determinando la primera intersección de las curvas con la recta que representa un Estado Límite específico.

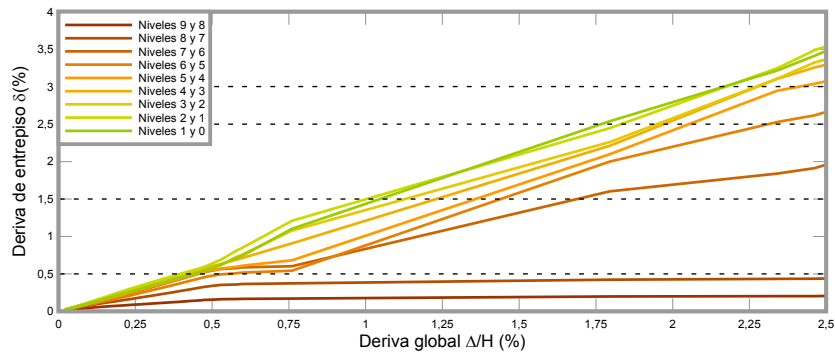
Con estos resultados, agrupados según el número de niveles para pórticos con número de vanos variable, se ha operado estadísticamente con la finalidad de obtener el valor medio, la desviación estándar (S) y el coeficiente de variación (%CV). En la Figura 9 se muestran los resultados para los pórticos exteriores de los edificios diseñados para una aceleración de 0,3g. Los resultados muestran que existe una clara dispersión de los resultados correspondientes al desplazamiento del Estado Límite de colapso. Sin embargo, éstos se mantienen dentro de un rango entre 2,25% y 2,5%, en contraste con los valores señalados por Kircher et al. (1997) y Dymiotis et al. (1999), que se ubican entre 2% y 4%.



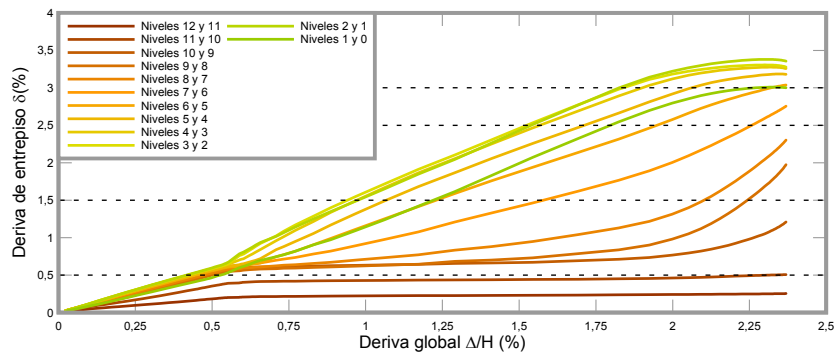
a)



b)

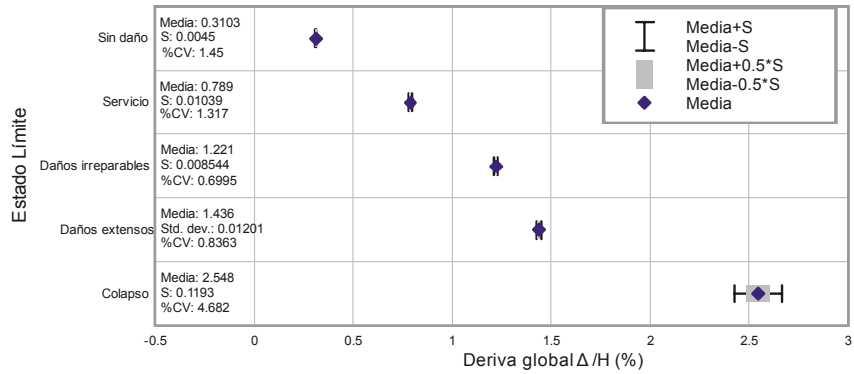


c)

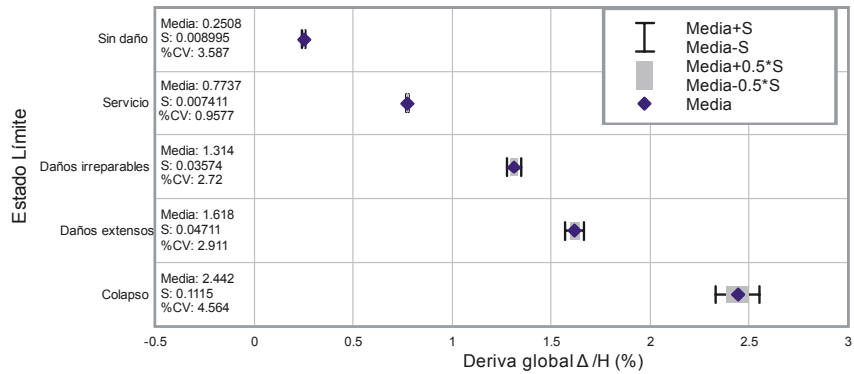


d)

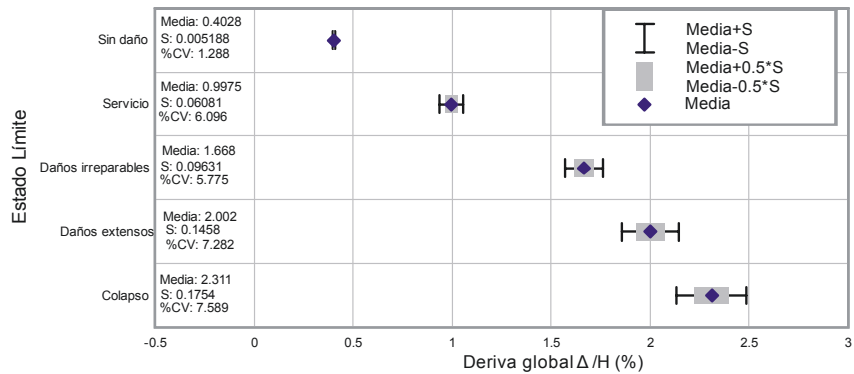
Figura 8: Evolución de las derivas de entrepiso de los pórticos exteriores de los edificios de: a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles, y d) 12 niveles.



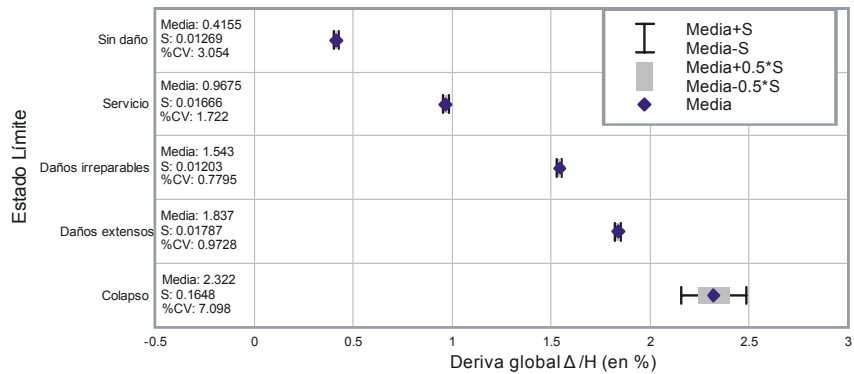
a)



b)



c)



d)

Figura 9: Valores de la media, desviación estándar (S) y coeficiente de desviación (%CV) de los pórticos exteriores de los edificios de: a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles, y d) 12 niveles.

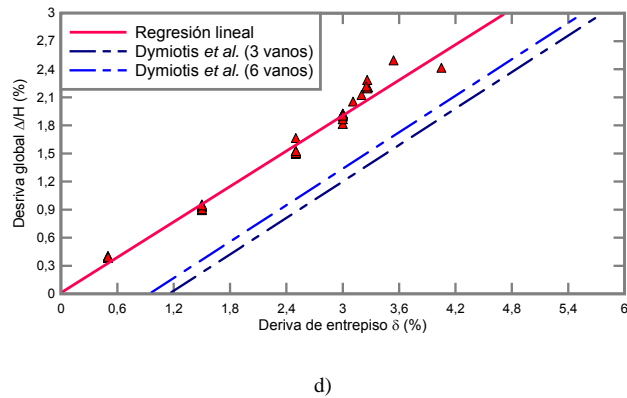
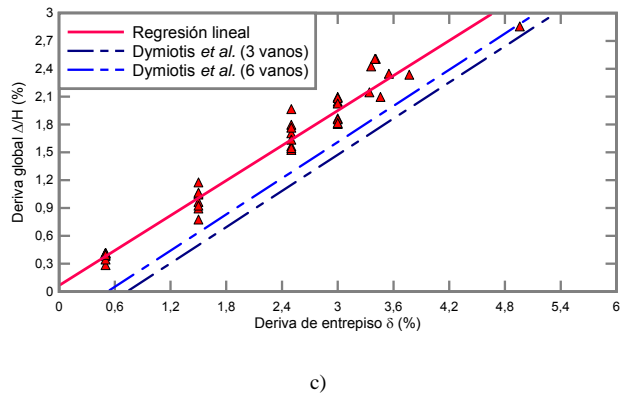
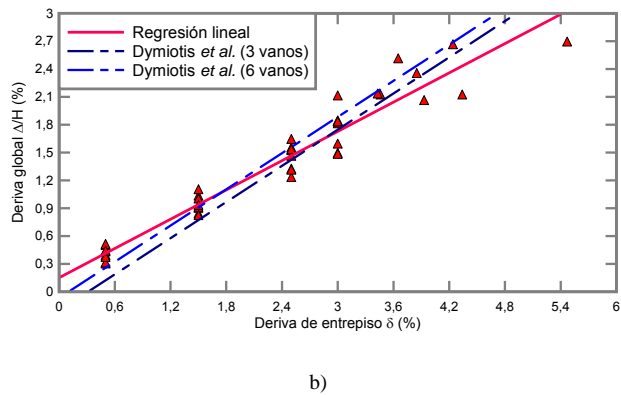
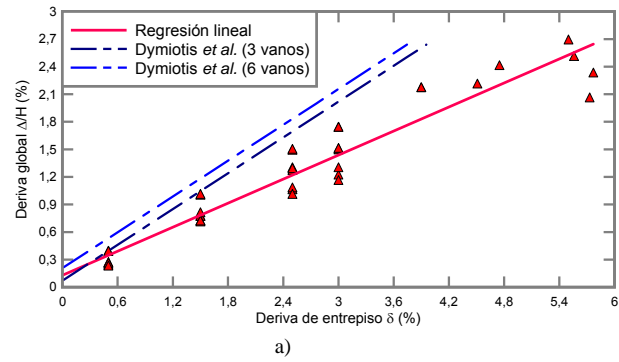


Figura 10: Ajuste de la evolución de las derivas de entrepiso y comparación con resultados experimentales, para edificios de: a) 3 niveles, b) 6 niveles, c) 9 niveles, y d) 12 niveles.

Los valores medios muestran que los edificios alcanzan los umbrales de daño para derivas globales con valores muy próximos, excepto para el caso particular de los edificios bajos (3 niveles) para los cuales los Estados Límite intermedios (Estado Límite de Servicio, de Daños Reparables), se alcanzan para valores medios de derivas globales menores en comparación con los valores medios calculados para edificios de mayor altura (6, 9 y 12 niveles). Esto último se debe a que los edificios bajos presentan un mecanismo de fallo que involucra ambos extremos de los pilares de planta baja, conocido como *fallo por planta baja débil*, mientras que el resto de los edificios el mecanismo de fallo involucra los extremos de las vigas de los niveles intermedios y en último término, el fallo de los extremos inferiores de las columnas de la planta baja de los edificios.

Seguidamente, se comparan los valores de las derivas de entrepiso obtenidas del análisis no lineal con empuje incremental con los valores obtenidos al aplicar la ecuación (2). Para permitir la comparación de resultados, se ha obtenido mediante regresión una línea que se ajusta a los valores obtenidos para cada altura de los edificios (véase la Figura 1). En esta figura se observa que los valores de las derivas de entrepiso correspondientes a las derivas globales, obtenidos mediante la aplicación del procedimiento expuesto en este artículo, son mayores a los valores calculados a partir de la ecuación (2) para el caso de los edificios de tres niveles, se ajustan bastante bien a los valores calculados para los edificios de seis niveles y son menores que los valores obtenidos para los edificios de nueve y doce niveles. Dada esta diferencia de resultados, se presentan las siguientes expresiones para determinar las derivas de entrepiso δ (expresadas en %) a partir de la deriva global de los edificios (Δ/H expresada en %):

$$\begin{aligned} \delta &= 0.1299 + 0.4358\left(\frac{\Delta}{H}\right) && \text{Para } N_{\text{niveles}} = 3 \\ \delta &= 0.1503 + 0.52568\left(\frac{\Delta}{H}\right) && \text{Para } N_{\text{niveles}} = 6 \\ \delta &= 0.0518 + 0.628\left(\frac{\Delta}{H}\right) && \text{Para } N_{\text{niveles}} = 9 \\ \delta &= 0.01184 + 0.6312\left(\frac{\Delta}{H}\right) && \text{Para } N_{\text{niveles}} = 12 \end{aligned} \tag{4}$$

En la Figura 11 se muestran los valores de los umbrales de daño aplicados a las curvas de capacidad del pórtico exterior del edificio de 3 niveles diseñado para una aceleración de 0,3g. Con los umbrales se han calculado los índices de daño objetivo, asociados con los Estados Límite, aplicando la ecuación (3). La utilización conjunta de los umbrales y los índices de daño permite la rápida caracterización de la respuesta sísmica de un edificio y proporciona criterios de evaluación sobre el comportamiento de una determinada configuración o predimensionado, al ser sometidos los edificios a una demanda específica, por ejemplo el espectro de la norma de diseño sismorresistente.

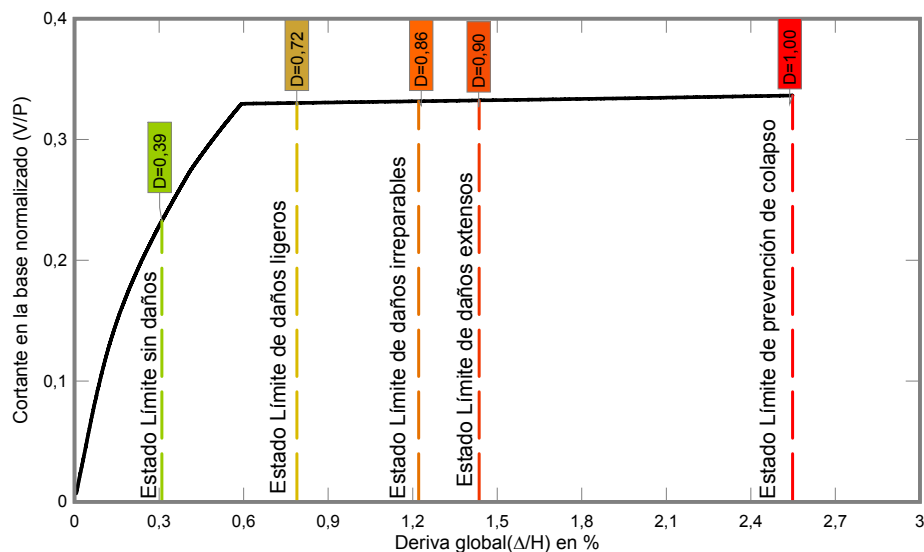


Figura 11: Umbrales e índices de daño correspondientes a los Estados Límite del pórtico exterior del edificio de 3 niveles proyectado para una aceleración básica de 0,3g.

CONCLUSIONES

Las derivas de entrepiso se utilizan como medida que permite cuantificar el daño. Los umbrales correspondientes a cinco Estados Límite específicos se determinan a partir de la evolución de las derivas de entrepiso respecto a la deriva global de los edificios.

La deriva global permite la comparación de los umbrales de daño obtenidos para edificios con número variables de vanos y de niveles, por tanto se sugiere la aplicación de este desplazamiento como parámetro en la aplicación del diseño por prestaciones.

Los valores de las derivas de entrepiso calculadas a partir del análisis no lineal con empuje incremental muestran un buen ajuste respecto a los valores obtenidos mediante regresión lineal a partir de valores resultantes de pruebas de laboratorio. De igual manera, los valores máximos de las derivas de entrepiso calculadas a partir de simulaciones numéricas, se aproximan bastante a los valores de la deriva máxima de piso calculados mediante expresiones aproximadas que utilizan los resultados del análisis elástico.

Los umbrales de los Estados Límite son bastante uniformes, independientemente del número de vanos y el número de niveles de los edificios, así como también del nivel de amenaza sísmica para el cual se diseñan los edificios. Para el caso particular de los edificios bajos, los umbrales tienen valores inferiores en comparación con los obtenidos de edificios más altos, debido al mecanismo de fallo de los edificios bajos que involucra el mecanismo de *planta baja débil*.

Las curvas de capacidad se caracterizan mediante dos desplazamientos: el desplazamiento de plastificación y el desplazamiento último para el cual se alcanza el umbral de colapso. Los valores del desplazamiento último normalizado respecto a la altura sugeridos por diversos investigadores muestran una gran variabilidad, ubicándose en un rango que varía entre 2% y 4%. En esta investigación se han determinado valores del desplazamiento último normalizado entre 2,25% y 2,5%.

Con los umbrales de daño se pueden calcular índices de daño objetivo, asociando a cada Estado Límite un valor de índice de daño, lo que permite la evaluación rápida de la respuesta sísmica de un edificio, a partir de las derivas globales correspondientes a una demanda sísmica determinada, como por ejemplo la tipificada mediante el espectro elástico de proyecto.

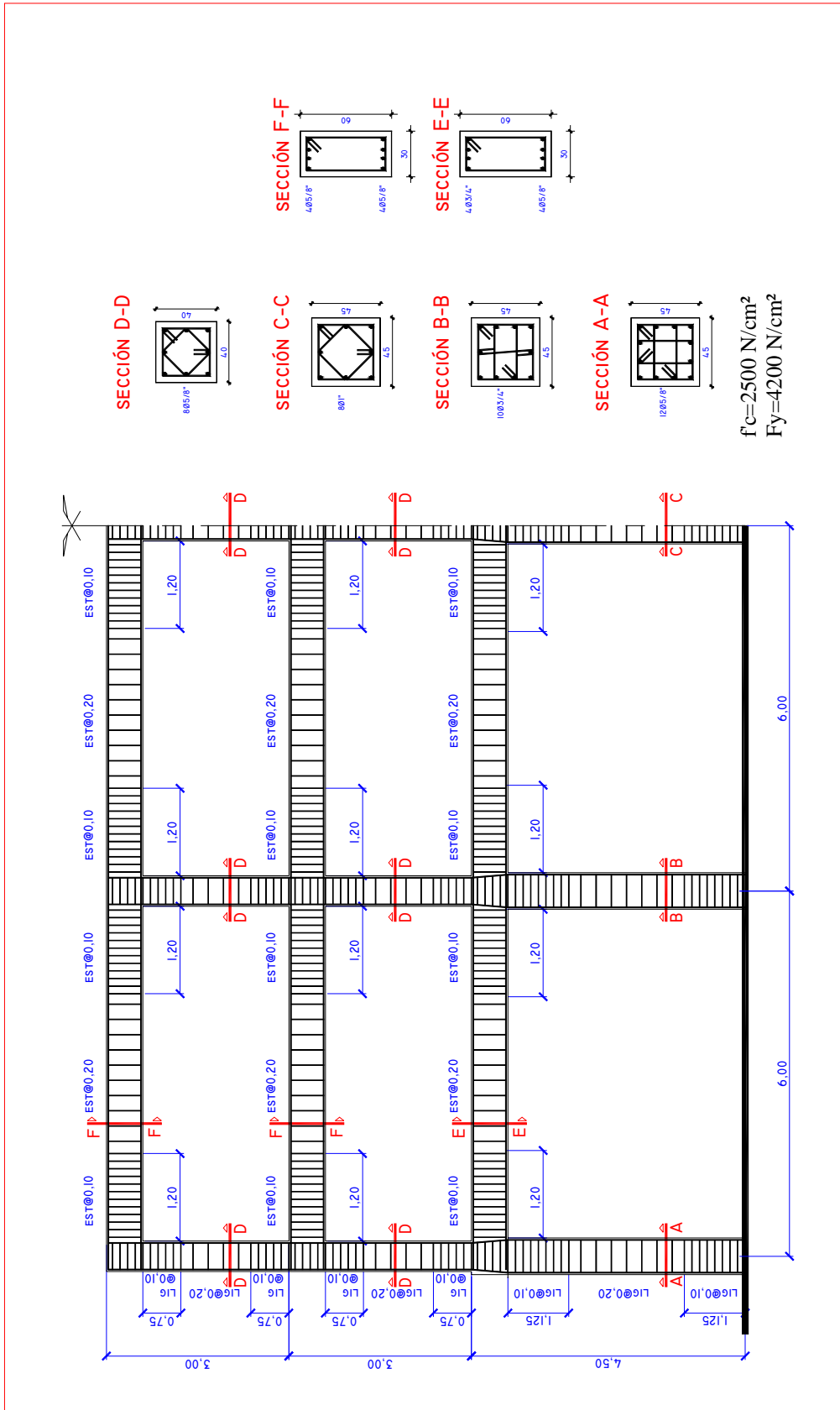


Figura 12: Detalles del refuerzo longitudinal y transversal del pórtico exterior del edificio de 3 niveles y 4 vanos proyectado para 0,3 g.

REFERENCIAS

- ACI Committee 318 (2005). *ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete*, Farmington Hills, Michigan.
- Aguiar, R. y González, A. (2006). "Evaluación rápida de la deriva máxima de piso en edificios sin muros de corte", *Boletín Técnico del IMME*, Vol. 44, No. 2, pp. 33-51.
- Balendra, T. y Huang, X. (2003). "Overstrength and ductility factors for steel frames designed according to BS5950", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 129, No. 8, pp. 1019-1035.
- Barbat, A. H., Vielma, J. C. y Oller, S. (2007). "Confinamiento y ductilidad de los edificios de hormigón armado", Serie de monografías AR CER, Monografía No 5, IPAC, 102 p., Madrid, España.
- Bertero, R. y Bertero, V. (2002). "Performance-based seismic engineering: the need for a reliable conceptual comprehensive approach", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 627-652.
- Calvi, G. M. (1999). "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 3, No. 3, pp. 411-438.
- Dymiotis, Ch., Kappos, A. y Chrissanthopoulos, M. (1999). "Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 125, No. 9, pp. 1038-1047.
- Fragiadakis, M. y Papadrakakis, M. (2007). "Performance-based optimum seismic design of reinforced concrete structures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. Vol. 37, No 6, pp. 825-844.
- Hanganu, A. Oñate, E. y Barbat, A. (2002). "A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures", *Computers & Structures*, Vol. 80, pp. 1667-1687.
- ICC - International Code Council (2006). *International Building Code-2006*, IBC-2006, Cincinnati, Ohio.
- Kappos, A. J. y Manafpour, A. (2003). "Seismic design of R/C buildings with the aid of advanced analytical techniques", *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 319-332.
- Kircher, Ch., Nassar, A., Kustu, O. y Holmes, W. (1997). "Development of building damage functions for earthquake loss estimation", *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No 4, pp. 663-682.
- Lu, Y. (2002). Comparative study of seismic behavior of multistory reinforced concrete framed structures. *Journal of structural engineering*, Vol. 128, No 2, pp. 169-178.
- Mander, J. B., Priestley, M.J. N. y Park, R. (1988). "Observed stress-strain behaviour of confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No 8, pp. 1827-1849.
- Mata, P., Oller, S., y Barbat, A. H. (2007). "Static analysis of beam structures under nonlinear geometric and constitutive behaviour", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 196, pp. 4458-4478.
- Miranda, E. y Reyes, C. (2002). "Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No 7, pp. 840-849.
- Mwafi, A. y Elnashai, A. (2002). "Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings", *Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 11, pp. 329-351.
- PLCd Manual (1991-2008). "Non-linear thermo mechanic finite element oriented to PhD student education", code developed at CIMNE, UPC, Cataluña, Spain.
- Priestley, M. N. J., Calvi, G. M. and Kowalski, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy.
- SEAOC (1995). "Vision 2000: Report on performance based seismic engineering of buildings", *Structural Engineers Association of California*, Vol. I, Sacramento, California.
- Vielma, J. C. (2008). "Caracterización de la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña (UPC), España.
<http://www.tesisenxarxa.net/TDX-0325108-101249/>.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007 a). "Curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño de edificios de concreto armado con ductilidad limitada", *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura*, Vol. 7, No. 2-3, pp. 273-286.
- Vielma, J. C., Barbat, A. H. y Oller, S. (2007 b). "Un índice de daño sísmico objetivo para la evaluación de los edificios de hormigón armado", *Hormigón y acero*, No. 248, pp. 53-64, Madrid, España.
- Xue, Q., Wu, Ch., Chen, Ch. y Chen, K. (2008). "The draft code for performance-based seismic design of buildings in Taiwan", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1535-1547.

