

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS ESPACIALES SISMORRESISTENTES DE PISOS MÚLTIPLES

Héctor D. Cóceres^{*}, Oscar Möller[†] y Marcelo Rubinstein[†]

^{*} Departamento de Estabilidad, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Nordeste
Avda. Las Heras 727, 3500 Resistencia, Argentina
e-mail: hcoceres@ing.unne.edu.ar

[†] Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE)
Universidad Nacional de Rosario
Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina
e-mail: moller@fceia.unr.edu.ar

Palabras clave: Dinámica no lineal, Respuesta sísmica, Estructuras espaciales, Pisos múltiples.

Resumen. *El análisis no lineal dinámico de sistemas estructurales de varios pisos, constituidos por pórticos y/o tabiques, sometidos a acciones horizontales, es un tema de importante interés actual en el campo de la ingeniería sismorresistente. En este trabajo se presenta un método numérico de análisis como una alternativa para el estudio de este tipo de problemas, con el objetivo de representar con suficiente aproximación la verdadera respuesta no lineal de la estructura, y simultáneamente mantener la simplicidad necesaria para poder resolver problemas de utilización práctica. El método consiste esencialmente en analizar la estructura tridimensional de múltiples pisos con la hipótesis que cada losa es rígida en su propio plano, y asignar la resistencia ante fuerzas horizontales a elementos planos resistentes. Se utilizan dos modelos numéricos simplificados para caracterizar el comportamiento no lineal de los planos resistentes: (a) Modelo de corte basal-desplazamiento en la cima, (b) Modelo de corte de piso-desplazamiento relativo de piso. Se muestran tres ejemplos de aplicación del método a estructuras con plantas de configuración simétrica y asimétrica.*

1 INTRODUCCIÓN

Debido a que las solicitaciones que un sismo de gran intensidad impone a las estructuras con comportamiento elástico son muy elevadas, en general no resulta económicamente factible diseñar a los edificios con el objeto que resistan sin ningún daño un sismo severo y de baja frecuencia de ocurrencia. El costo necesario para que la resistencia de la estructura sea tal que su comportamiento se mantenga esencialmente dentro del límite elástico durante un sismo de esas características es muy alto. Es por ello que es de práctica común proceder a diseñar la estructura para que tenga una resistencia mucho menor, pero que al mismo tiempo cuente con propiedades suficientes de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis que incursionen en el campo inelástico.

Por otra parte la disposición irregular de los elementos sismorresistentes de un edificio, tales como pórticos o tabiques, da lugar a plantas de configuración asimétrica, en las que la torsión aparece como una sollicitación de gran importancia cuyos efectos deben ser tenidos en cuenta en el diseño. La magnitud de las rotaciones y de los esfuerzos que por este efecto se introducen en la estructura depende de la distribución en planta de las masas y rigideces laterales, y una de las consecuencias más importantes de la asimetría en planta de un sistema estructural es la amplificación, por efecto de la torsión, de los desplazamientos traslacionales inelásticos.

Actualmente es posible determinar la respuesta no lineal de un modelo matemático de un sistema estructural sujeto a acciones dinámicas, debido al desarrollo de diferentes procedimientos de análisis estructural. La concordancia de la respuesta calculada de esta manera con el verdadero comportamiento de la estructura durante un sismo dependerá básicamente de la calidad de la idealización estructural o modelo matemático elegido y del procedimiento de análisis utilizado.

Para describir en forma adecuada el comportamiento del sistema estructural a lo largo de todo el rango de deformaciones, es necesario adoptar una idealización estructural que incluya el comportamiento no lineal cuyas propiedades varíen con el nivel de deformación alcanzado. Esta variación de las propiedades de rigidez del sistema estructural es tenida en cuenta en el presente trabajo mediante la consideración de dos alternativas de modelización estructural, que están basadas en un modelo de barra para pórticos sismorresistentes de hormigón armado propuesto por O. Möller, M. Rubinstein y G. Etse^{1,2}.

En este estudio de estructuras espaciales de múltiples pisos se busca implementar un esquema computacional que describa con suficiente aproximación la verdadera respuesta no lineal de la estructura en desplazamientos, esfuerzos internos en los elementos componentes, y otros valores de interés, y que simultáneamente mantenga la simplicidad necesaria para poder resolver problemas de construcciones de utilización práctica. En este sentido representa una alternativa a los modelos propuestos por J. C. De La Llera y A. K. Chopra³, W. K. Tso y A. S. Moghadam⁴ y por V. Kilar y P. Fajfar⁵, para el análisis y diseño de edificios asimétricos.

Se presentan tres ejemplos de validación. El primero consiste en un análisis comparativo entre las predicciones de los dos modelos presentados. En el siguiente ejemplo se analizan los efectos que la torsión induce en estructuras asimétricas. Un tercer ejemplo ilustra la capacidad

del modelo para evaluar la respuesta de sistemas estructurales complejos, mostrando el análisis dinámico de una estructura de cinco pisos compuesta por ocho elementos sismorresistentes planos ante la acción del sismo de Kobe, Japón (1995).

2 MODELO MATEMÁTICO DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL

El modelo matemático tridimensional consiste en sistemas estructurales de varios pisos, formados por losas rígidas en su propio plano, pero con pequeña rigidez a flexión fuera de ese plano. La resistencia lateral es provista por elementos resistentes bidimensionales tales como pórticos y tabiques, que pueden tener una orientación arbitraria en planta. Si bien cada elemento puede resistir sólo cargas que actúen en su propio plano, el sistema en conjunto puede resistir cargas en cualquier dirección. El modelo adoptado resulta entonces, para cargas actuando en dirección horizontal, con tres grados de libertad por cada piso: dos traslaciones horizontales en dirección de los ejes x e y , una rotación alrededor de un eje vertical z . La estructura se representa esquemáticamente en la Figura 1.

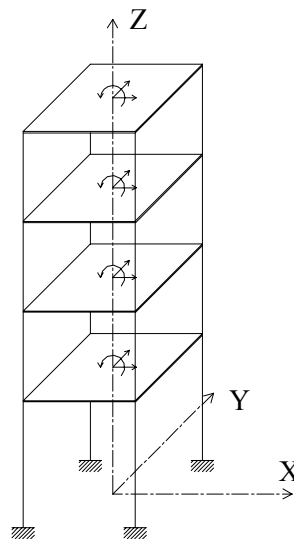


Figura 1: Esquema espacial de la estructura y grados de libertad

3 RELACIONES CONSTITUTIVAS INELÁSTICAS DE LOS PLANOS SISMORRESISTENTES

El método desarrollado tiene como característica principal la de realizar un análisis previo de los elementos resistentes utilizando el modelo propuesto por O. Möller, G. Etse y M. Rubinstein² que utiliza un elemento de barra para el análisis no lineal estático y dinámico de pórticos de hormigón armado sismorresistentes, compuesto por subelementos conectados en serie, y que fue implementado en el programa de computación DINLI. Por aplicación del mencionado software, y mediante la implementación de un análisis estático no lineal monótono creciente (push-over) es posible obtener los parámetros necesarios para definir las

relaciones constitutivas de cada elemento bidimensional. El programa DINLI necesita incorporar como datos a los parámetros obtenidos de un análisis de las secciones de vigas y columnas en las que se espera la formación de rótulas plásticas para cada uno de los elementos planos, y obtener a través del mismo los valores que permiten caracterizar la relación momento-curvatura de cada sección considerada. Esto se logra por un pre procesamiento de las mencionadas secciones con el método desarrollado por O. Möller⁶, e implementado en el software MPH11.

3.1 Modelo basado en la relación corte en la base-desplazamiento en la cima

En este caso, realizando un análisis previo de cada plano sismorresistente, aplicando el programa DINLI, es posible extraer los parámetros necesarios para obtener la relación no lineal “corte en la base-desplazamiento en la cima”. Se supone un comportamiento elástico hasta la formación de un mecanismo plástico y posteriormente, la relación corte-desplazamiento es gobernada por la rigidez inelástica. De este modo la relación constitutiva es bilineal. De esta curva rectificadora es posible extraer los valores de fluencia o de formación del mecanismo plástico: corte de fluencia en la base (Q_y), y desplazamiento de fluencia en la cima (D_y). También se obtienen las matrices de rigidez correspondientes a pasos del cálculo representativos de las zonas elástica e inelástica, que son luego ingresadas como datos de entrada para el programa desarrollado en el presente trabajo.

Esta variante es válida para realizar un análisis estático no lineal del sistema estructural espacial, debido a que utiliza matrices de rigidez condensadas obtenidas de un análisis previo tipo push-over, es decir, con cargas laterales que mantienen constante su distribución en altura.

3.2 Modelo basado en la relación desplazamiento relativo de piso-corte en las columnas del piso

Para esta alternativa, realizando un análisis previo de cada plano sismorresistente, aplicando el programa DINLI, es posible construir, para cada piso, las curvas que relacionan a la suma de los esfuerzos de corte en las columnas del piso con los desplazamientos relativos de piso. Estas curvas son posteriormente linealizadas para obtener los parámetros característicos y los coeficientes de rigidez correspondientes que permiten construir la matriz de rigidez condensada del plano, de dimensión $N \times N$, donde N es el número de pisos. Durante el cálculo del sistema espacial, esta matriz se actualiza en función de la relación constitutiva mencionada. Esta relación se completa utilizando la regla de histéresis que sigue el modelo de Clough⁷, lo que permite que el procedimiento pueda ser utilizado para realizar un análisis dinámico no lineal.

4 PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

4.1 Ecuación del equilibrio dinámico

La respuesta dinámica del sistema estructural es descripta por un modelo de tres grados de

libertad por piso: los desplazamientos traslacionales u_x y u_y , del centro de masa (CM) con relación al suelo en las direcciones x e y respectivamente, y una rotación u_θ de la losa con respecto a un eje vertical z que pasa por el centro de masa. La respuesta dinámica del sistema a una aceleración $\ddot{u}_g(t)$ puede ser descripta por la siguiente ecuación del movimiento, válida para el caso no lineal:

$$\mathbf{M}\dot{\mathbf{u}}^{i+1} + \mathbf{C}\mathbf{u}^{i+1} + \mathbf{K}_T\Delta\mathbf{u} = -\mathbf{M}\dot{\mathbf{u}}_g^{i+1}(t) - \mathbf{F}_{int}^i \quad (1)$$

donde \mathbf{M} es la matriz de masa, \mathbf{C} la matriz de amortiguamiento, \mathbf{K}_T la matriz de rigidez tangente, $\Delta\mathbf{u}$ vector de incremento de desplazamientos, \mathbf{F}_{int} vector de fuerzas internas, \mathbf{i} vector de influencia. El superíndice (i) indica los valores en el tiempo t_i al principio del intervalo, y el superíndice ($i+1$), los valores correspondientes al instante t_{i+1} , al final del intervalo considerado.

4.2 Matriz de rigidez tangente

La matriz de rigidez tangente condensada de cada plano resistente, \mathbf{K}_{Tj}^L en coordenadas locales, de dimensión $N \times N$, donde N es el número de pisos es determinada de acuerdo al procedimiento indicado en la sección 3, mediante un análisis previo a través del programa DINLI. Antes de ser ensamblada en el sistema global de ecuaciones de equilibrio, es necesario transformar esta matriz a las coordenadas estructurales por medio de la ecuación:

$$\mathbf{K}_{Tj} = \mathbf{R}_j^T \mathbf{K}_{Tj}^L \mathbf{R}_j \quad (2)$$

Donde \mathbf{R}_j es la matriz de rotación que relaciona geoméricamente a ambos sistemas de coordenadas y en la que intervienen el ángulo entre los ejes de ambos sistemas, y las coordenadas que definen la posición del origen del sistema local, y que puede ser elegido arbitrariamente sobre el eje del plano resistente, tal como se observa en la Figura 2.

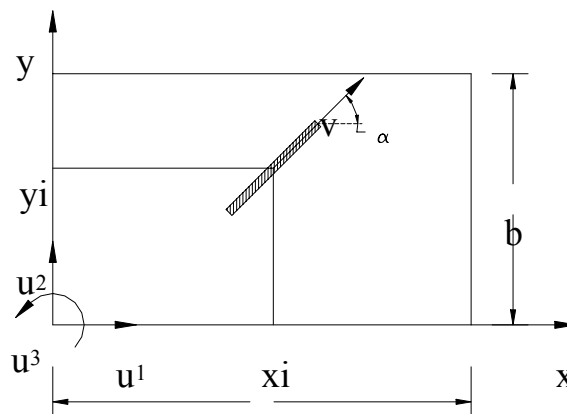


Figura 2: Planta del edificio y sistema de coordenadas utilizado

La matriz de rigidez del sistema espacial puede ser ahora obtenida por la sumatoria de las

matrices de rigidez de cada plano:

$$\mathbf{K}_T = \sum \mathbf{K}_{Tj} \quad (3)$$

4.3 Matriz de masa

Para el modelo adoptado, la masa de sólo necesita ser definida en los tres grados de libertad que posee cada piso. Para un piso genérico i , estos grados de libertad definidos en el centro de masa son las traslaciones horizontales en las direcciones x e y , y la rotación alrededor de un eje vertical z que pasa por el centro de masa. La masa del piso proporciona la masa asociada con los grados de libertad traslacionales y el momento de inercia de la masa de la losa con respecto al eje vertical brinda la masa asociada con el grado de libertad rotacional. De lo expresado, la matriz de masa del piso genérico resulta:

$$\mathbf{M}_i = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & I_0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

La matriz de masa del sistema estructural, en coordenadas locales, puede ser expresada como:

$$\mathbf{M}^L = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_1 & 0 & \cdot & 0 \\ 0 & \mathbf{M}_2 & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \\ 0 & 0 & \cdot & \mathbf{M}_N \end{bmatrix}_{3N \times 3N} \quad (5)$$

Esta matriz luego se transforma a las coordenadas estructurales a través de la matriz de rotación T que relaciona geoméricamente a ambos sistemas de coordenadas y que depende de las coordenadas del centro de masa, por medio de:

$$\mathbf{M} = \mathbf{T}^T \mathbf{M}^L \mathbf{T} \quad (6)$$

4.4 Matriz de amortiguamiento

Cuando los mecanismos de amortiguación están distribuidos en toda la estructura, como es el caso de edificios de varios pisos con similares características estructurales a lo largo de su altura, es apropiada la adopción de un modelo de amortiguamiento viscoso. La matriz de amortiguamiento puede obtenerse a partir de los coeficientes modales de amortiguamiento estimados de resultados experimentales para estructuras de similares características, aplicando el procedimiento indicado por R. Clough y J. Penzien⁸. El amortiguamiento resulta así proporcional a la masa y a la rigidez:

$$\mathbf{C} = a_0 \mathbf{M} + a_1 \mathbf{K} \quad (7)$$

donde los coeficientes de proporcionalidad a_0 y a_1 pueden ser determinados a partir de dos

coeficientes de amortiguación dados, como pueden ser los que corresponden al primero y segundo modos de vibración de la estructura, y que para un modo genérico n puede expresarse como:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_n} + \frac{a_1}{2} \omega_n \quad (8)$$

4.5 Vector de cargas

Para el análisis de tipo pushover, que consiste básicamente en un análisis estático incremental, se utilizó una distribución de cargas de tipo triangular invertida, con resultante (corte en la base) creciente, aplicadas en el centro de masa. Para el análisis dinámico la acción puede consistir en el registro de aceleraciones de un sismo que ha ocurrido en el pasado, o también en los datos de un acelerograma generado artificialmente. Esta aceleración del suelo que actúa en la base de la estructura según una dirección horizontal, es transformada en carga efectiva de la masa, siguiendo los lineamientos indicados por R. Clough y J. Penzien⁸, con lo cual se obtiene la carga dinámica actuante en cada piso.

5 SOLUCIÓN DEL PROBLEMA DINÁMICO NO LINEAL

En el procedimiento propuesto en el presente trabajo, el sistema de ecuaciones diferenciales acopladas del equilibrio dinámico del sistema (ecuación (1)) es resuelto utilizando el método implícito de integración numérica paso a paso de Newmark. Para resolver el problema no lineal se adoptó el esquema correspondiente al método de Newton-Raphson modificado, el cual se aplica dentro de cada paso de tiempo. Una vez realizado el análisis, se pueden obtener los valores de interés para la verificación del comportamiento de la estructura. En este caso se constituyen en los siguientes: (1) la historia de los desplazamientos en el centro de masa del último piso del edificio, (2) La historia de los desplazamientos en el último piso de los planos resistentes más solicitados, ubicados en los bordes del edificio, (3) los desplazamientos y distorsiones máximas producidas en cada piso de cada plano resistente componente del sistema estructural y (4) la historia de la relación corte de piso-desplazamiento relativo del piso para los elementos que se considere necesario verificar.

6 EJEMPLOS DE APLICACIÓN

6.1 Ejemplo 1

Se analiza un sistema estructural simple de cinco pisos, compuestos por cuatro planos resistentes iguales de hormigón armado, con distribución simétrica en planta, como se indica en la Figura 3.

Estos planos consisten en tabiques acoplados por vigas esbeltas, que fueron dimensionados aplicando el Método Estático prescripto por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 parte II, para la zona sísmica 4. Los parámetros de las relaciones constitutivas de cada plano se

obtuvieron por un pre procesamiento de los mismos mediante el programa DINLI.

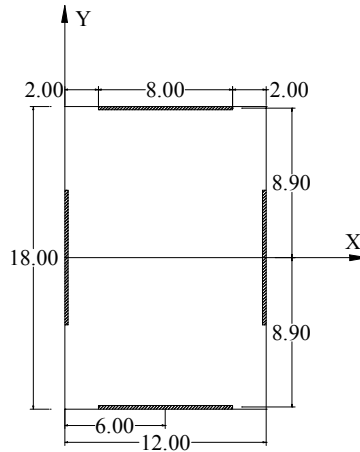


Figura 3: Distribución de elementos resistentes

Estos planos consisten en tabiques acoplados por vigas esbeltas, que fueron dimensionados aplicando el Método Estático prescrito por el reglamento INPRES-CIRSOC 103 parte II, para la zona sísmica 4.

Se procedió a realizar un análisis estático monótonamente creciente (push-over), con carga de distribución triangular invertida con resultante creciente, aplicada en la dirección x. Se implementaron las dos variantes desarrolladas en este trabajo para considerar las relaciones constitutivas no lineales de cada plano resistente: (a) Alternativa basada en la relación corte en la base-desplazamiento en la cima; (b) Alternativa basada en la relación corte de piso-distorsión de piso.

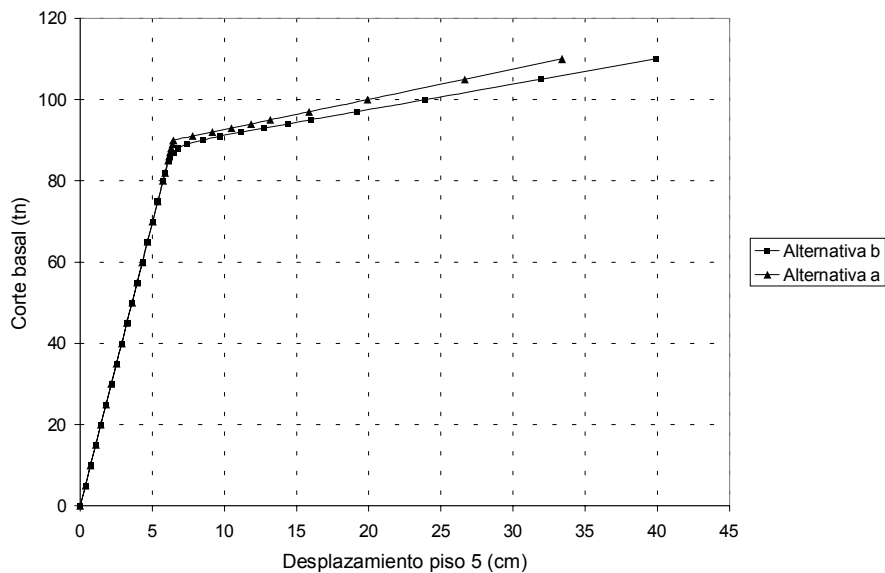


Figura 4: Desplazamiento de piso 5. Comparación de ambas alternativas

La respuesta global de la estructura, caracterizada en la relación entre el corte basal y el desplazamiento del último piso en la dirección analizada, se muestra en la Figura 4.

La comparación de las relaciones corte en la base-desplazamiento en la cima para los dos modelos considerados muestra resultados muy similares en ambos casos, lo que indica por un lado, el buen funcionamiento del programa al arribar a resultados parecidos por caminos independientes, y por el otro, que las dos variantes pueden ser utilizadas para estudiar el comportamiento de estructuras ante la acción de cargas estáticas monotónicamente crecientes (push-over). Se observa en la figura que en el caso de la alternativa (b) los desplazamientos son levemente superiores a los de la alternativa (a). En principio, la alternativa basada en la respuesta corte en la base-desplazamiento en la cima se presenta como limitada al análisis estático no lineal, debido a que utiliza matrices de rigidez obtenidas a través de un análisis tipo pushover, es decir con cargas laterales que mantienen constante su distribución en altura.

6.2 Ejemplo 2

En este caso se analizan dos estructuras de hormigón armado de tres pisos, en la que los elementos resistentes a fuerzas horizontales están conformados por pórticos iguales entre sí, tal como se muestra en la Figura 5. La primera corresponde a un edificio de planta simétrica, y la segunda se trata de una variante de la anterior, en la que por eliminación de un elemento y el desplazamiento de otro, se conforma un edificio de planta asimétrica. El pórtico fue dimensionado aplicando el Método Estático prescripto por el reglamento INPRES-CIRSOC 103, parte II, para la zona sísmica 4.

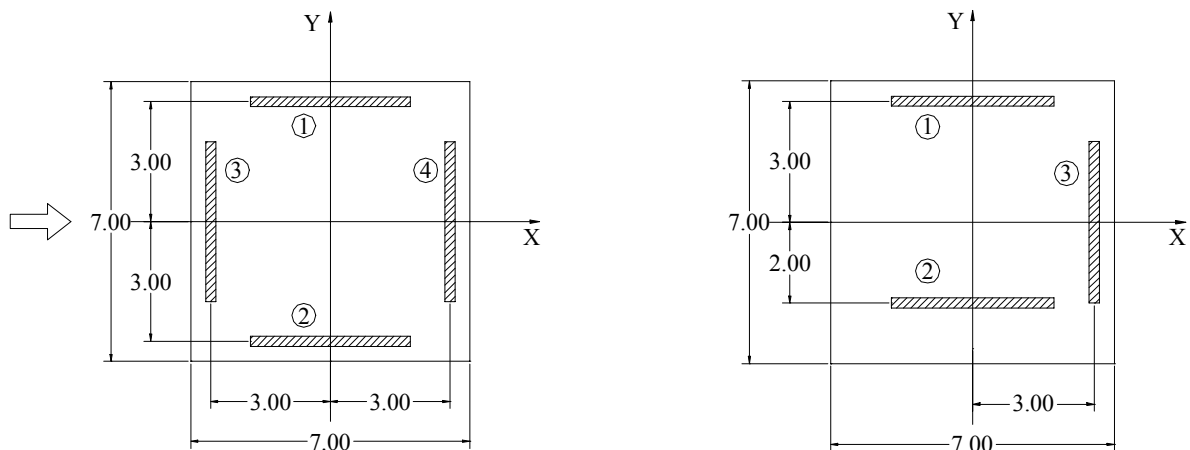


Figura 5: Disposición de elementos resistentes. Planta simétrica y asimétrica.

Para comparar el comportamiento de la estructura simétrica con el de la asimétrica, se muestran a continuación (ver Figura 6) los desplazamientos del último piso del plano resistente número dos, que es el que experimenta los mayores desplazamientos debido a la influencia de la torsión.

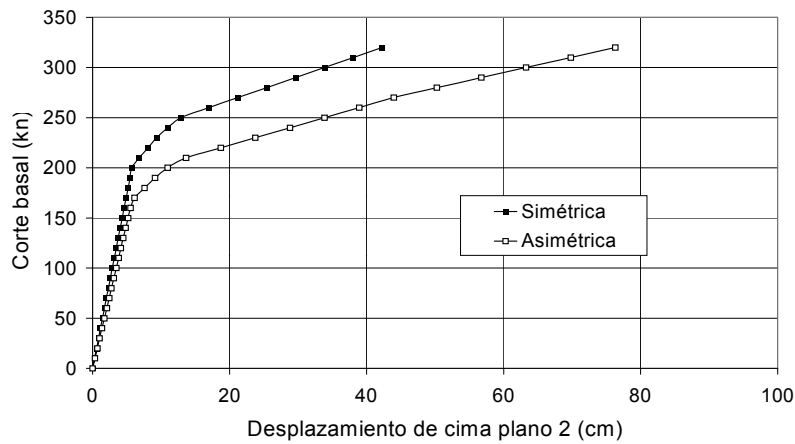


Figura 6: Desplazamiento de cima del plano resistente dos

Se muestra en la Figura 6 la respuesta en desplazamientos del último piso del plano dos luego de efectuado el análisis estático monotónicamente creciente (push-over). Se observa que los desplazamientos que la asimetría impone a ese plano por efecto de la torsión se ven magnificados, lo que se hace aún más pronunciado cuando el comportamiento ingresa al campo inelástico.

6.3 Ejemplo 3

Este ejemplo se desarrolla con el objeto de demostrar la capacidad del método propuesto para el análisis dinámico de sistemas estructurales complejos y bien detallados, que son representativos de las construcciones sismorresistentes que pueden encontrarse usualmente en la práctica. La estructura analizada pertenece a un edificio de cinco pisos destinado a viviendas. Está formada por seis tabiques y dos pórticos de hormigón armado cuya distribución en planta se observa en la Figura 7.

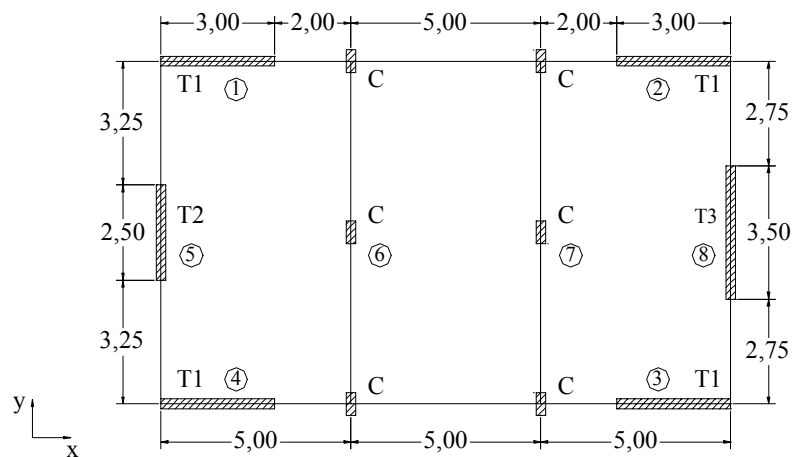


Figura 7: Distribución en planta de los elementos resistentes

La estructura fue dimensionada estableciendo un estado de cargas horizontal estático equivalente, y se calcularon los esfuerzos internos en las secciones en forma conjunta con las cargas gravitacionales. Siguiendo las prescripciones del reglamento INPRES-CRISOC 103, parte II para zona sísmica 4, se verificaron las secciones y se procedió a dimensionar la armadura.

Para llevar a cabo el análisis dinámico no lineal, se sometió a esta estructura al acelerograma real registrado en Kobe (1995). La masa considerada en cada planta es la correspondiente a la carga gravitacional. La torsión accidental se tuvo en cuenta por el desplazamiento del centro de masa una distancia igual a $0.10 b$, siendo b la dimensión en planta perpendicular a la dirección de análisis. Se toma como dirección de análisis a la dirección y , para la cual el sistema estructural resulta asimétrico.

Con el objeto de caracterizar las relaciones constitutivas no lineales corte de piso-desplazamiento relativo de piso, para cada plano resistente, se efectuó el pre procesamiento indicado en la Sección 3 utilizando los programas MPH11 y DINLI .

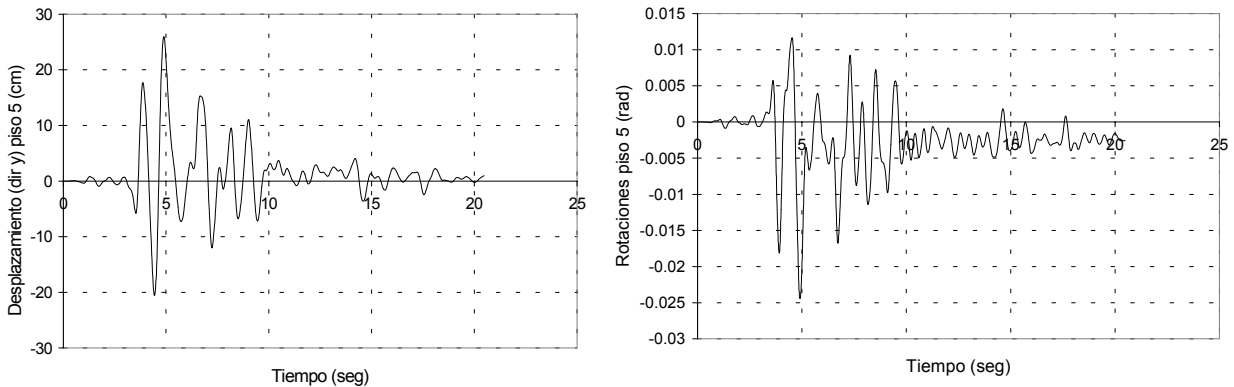


Figura 8: Historia de los desplazamientos en el centro de masa y rotaciones en la cima

Seguidamente se resumen los valores de los desplazamientos máximos de cada piso de los distintos elementos resistentes que componen la estructura (Tabla 1), y también, como una medida de la magnitud de los daños producidos a la estructura, se presentan las distorsiones máximas que se producen en cada entrepiso (Tabla 2).

Tabla 1: Desplazamientos máximos (cm) de planos resistentes

	PLANO 1	PLANO 2	PLANO 3	PLANO 4	PLANO 5	PLANO 6	PLANO 7	PLANO 8
PISO 1	0,9004	0,9004	0,9004	0,9004	8,0603	7,4330	6,8057	6,1783
PISO 2	2,5398	2,5398	2,5398	2,5398	14,0845	12,2289	10,5466	8,9518
PISO 3	4,9979	4,9979	4,9979	4,9979	21,1973	15,8431	13,0024	10,2932
PISO 4	8,3456	8,3456	8,3456	8,3456	31,2825	22,3260	15,1102	11,4265
PISO 5	11,0041	11,0041	11,0041	11,0041	40,6178	28,3910	16,5225	11,7848

Tabla 2: Distorsión máxima (%) de planos resistentes

	PLANO 1	PLANO 2	PLANO 3	PLANO 4	PLANO 5	PLANO 6	PLANO 7	PLANO 8
PISO 1	0,2001	0,2001	0,2001	0,2001	1,7912	1,6518	1,5124	1,3730
PISO 2	0,5866	0,5866	0,5866	0,5866	2,3279	1,7230	1,2950	0,9317
PISO 3	0,8576	0,8576	0,8576	0,8576	3,1238	2,1841	1,2445	0,5272
PISO 4	1,2394	1,2394	1,2394	1,2394	4,2170	2,8399	1,4657	0,5483
PISO 5	0,9388	0,9388	0,9388	0,9388	3,1297	2,1783	1,2268	0,5610

A continuación y con el objeto de comparar la respuesta de los planos orientados en la dirección de análisis (y), y en la dirección normal a la misma (x) se presenta el comportamiento de los planos resistentes más y menos solicitados, en términos de desplazamientos. Se presentan en las Figuras 8 las relaciones entre el corte en el piso 5 y la distorsión del piso 5, para los tabiques T_1 y T_2 . Se puede observar que mientras el tabique más solicitado (T_2) presenta un marcado comportamiento inelástico, el tabique T_1 permanece esencialmente en el campo elástico.

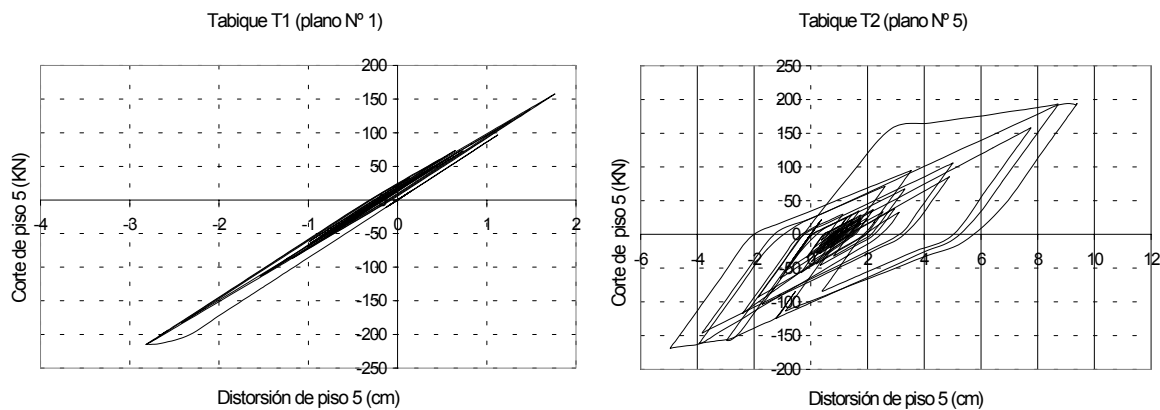


Figura 8: Relación corte-distorsión piso 5. Tabique T_1 y tabique T_2

7 CONCLUSIONES

En el presente trabajo de investigación se han desarrollado dos procedimientos para el análisis no lineal físico estático o dinámico de sistemas estructurales espaciales sismorresistentes para edificios de varios pisos.

La selección de las relaciones constitutivas de los elementos bidimensionales resistentes componentes del sistema estructural se basó en la implementación de dos modelos alternativos: (a) El primero, que relaciona los esfuerzos de corte en la base de cada plano con el desplazamiento en la cima del mismo, y (b) el segundo, que relaciona la suma de los esfuerzos de corte de las columnas por debajo de cada piso, con la distorsión de cada piso, es decir, la diferencia entre el desplazamiento lateral de dicho piso y la del piso inferior.

La presentación del modelo no lineal físico se implementó en forma específica para

elementos de hormigón armado, y las relaciones constitutivas se pueden determinar con la obtención de los parámetros necesarios a través de un procesamiento previo de los elementos que componen el sistema estructural. El modelo desarrollado cuenta con la ventaja de utilizar programas de computación MPHII y DINLI, ya desarrollados y probados con anterioridad en el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE) de la Universidad Nacional de Rosario.

Se presentaron tres ejemplos de validación. En el primer ejemplo, que corresponde a una estructura simple con planta de configuración simétrica, la comparación de los resultados obtenidos realizando un análisis estático monótonamente creciente indica una buena aproximación entre ambos modelos implementados, lo que demuestra que la simplificación adoptada en la alternativa (a) puede ser utilizada en ciertos casos para evaluar la respuesta no lineal de un sistema estructural espacial. El esfuerzo computacional realizado resulta menor con esta formulación, aunque tiene la desventaja de que su utilización sólo es adecuada para análisis de tipo pushover.

En el edificio de ejemplo número dos, que corresponde a una estructura simétrica y su variante asimétrica, se realizó un análisis no lineal de tipo estático (pushover), adoptando una carga de tipo triangular invertida con resultante (corte en la base) creciente, que se aplicó actuando según una de las direcciones horizontales. Los valores obtenidos para la respuesta de este ejemplo fueron contrastados con los resultados obtenidos en el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE), de la Universidad Nacional de Rosario, donde se utilizó una discretización de los planos resistentes con elementos de barra. Se obtuvo una muy buena aproximación entre ambos resultados, lo que indica el adecuado funcionamiento del método propuesto. Los valores de la respuesta permitieron comparar el comportamiento de la estructura simétrica con la asimétrica, y observar los efectos que la torsión introduce en estas últimas.

Con el ejemplo número tres se demostró la capacidad del procedimiento implementado para el análisis de sistemas complejos, sometidos a la acción de un sismo severo (Kobe-1995), realizando un análisis dinámico del sistema estructural con el modelo desarrollado en este trabajo, con la inclusión del efecto de la excentricidad accidental establecido en el reglamento. Los resultados del análisis de este ejemplo, muestran la importancia de la influencia de la torsión en el caso de los edificios asimétricos, y la amplificación que este efecto produce en los desplazamientos traslacionales. Se observa en los gráficos de la relación corte de piso-distorsión de piso, cómo la torsión es controlada por los planos resistentes dispuestos en la dirección perpendicular a la de la acción del sismo, los que reaccionan fundamentalmente en el campo elástico. Los resultados del análisis incluyen, además, los desplazamientos máximos de cada plano sismorresistente, y como una medida de la magnitud de los daños producidos a la estructura, las distorsiones máximas que se producen en cada entrepiso.

Los métodos propuestos en este trabajo para llevar a cabo un análisis no lineal estático monotónicamente creciente, o un análisis no lineal dinámico, han demostrado resultados satisfactorios en el proceso de estimar varias de las características importantes del comportamiento no lineal de sistemas estructurales espaciales de varios pisos. El

procedimiento implementado puede considerarse una herramienta útil en el diseño práctico de estructuras sismorresistentes de hormigón armado, y también para la evaluación del comportamiento de estructuras existentes frente a sismos severos, con el objeto de determinar si el diseño es satisfactorio, o si es necesario un refuerzo de la estructura.

8 REFERENCIAS

- [1] O. Möller, M. Rubinstein y G. Etse, “Formulación elastoplástica para el análisis computacional no de pórticos planos de hormigón armado”, *Mecánica Computacional*, Vol. XVII, 351-360, AMCA, (1997).
- [2] O. Möller, M. Rubinstein y G. Etse, “Análisis computacional no lineal para pórticos sismorresistentes”, *Mecánica Computacional*, Vol. XVIII, 405-414, AMCA, (1997).
- [3] J. De La Llera and A.K. Chopra, “A simplified model for analysis and design of asymmetric-plan buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamic*, Vol. 24. 573-594, (1995).
- [4] A.S. Moghadam and W.K. Tso, “3-D pushover analysis for eccentric buildings”. *Proc. 7th Canadian conference on earthquake engineering*, 285-292, Montreal, (1995).
- [5] V. Kilar and P. Fajfar, “Simple pushover analysis of asymmetric buildings”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 26, N° 2, (1997).
- [6] O. Möller, “Diseño probabilístico de estructuras para depósitos de agua elevados solicitadas por acción sísmica”, Tesis para el grado de Magister en Ingeniería Estructural, U.N.R., (1989).
- [7] R. Clough and S. Johnston, “Effect on stiffness degradation on earthquake ductility requirements”. *Proceedings of Japan Earthquake Engineering Symposium, Tokio* (1966).
- [8] R. Clough and J. Penzien, *Dynamic of structures*, McGraw-Hill, New York (1975).