

COMBINACIÓN DE PLANOS SISMORRESISTENTES PARA ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS ESPACIALES

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

^{*} Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras IMAE - Universidad Nacional de Rosario
Riobamba y Berutti, 2000 Rosario, Argentina - e-mail: moller@fceia.unr.edu.ar

[†] Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional del Nordeste
Av. Las Heras 727, 3500 Resistencia, Argentina - e-mail: hcoceres@ing.unne.edu.ar

Palabras clave: Estructuras, Dinámica, Ingeniería sismorresistente, Modelos numéricos.

Resumen. *Para predecir el comportamiento dinámico no lineal de sistemas estructurales espaciales, con un adecuado balance entre precisión y simplicidad, se propone una discretización del sistema con “elementos” que son planos verticales resistentes (pórticos, tabiques), conectados por una losa rígida en cada piso, reduciendo considerablemente el número de grados de libertad.*

En la solución del problema no lineal, en cada iteración de equilibrio de cada paso de tiempo, para calcular las fuerzas internas se resuelve un problema no lineal plano por cada “elemento” discretizado en elementos de barra. Los ejemplos numéricos de estructuras de tres y cinco pisos muestran la precisión y potencialidad del modelo, así como la buena velocidad de convergencia.

Abstract. *To predict the dynamic non-linear behavior of 3D structural systems, with a suitable balance between precision and simplicity, it is proposed to discretized the system by “elements” which are vertical resistant planes connected by rigid slabs located at each story level, reducing greatly the number of degree of freedom.*

Into the solution of the non-linear problem, in each equilibrium iteration of each time step, for the calculation of the internal forces it is solved one plane non-linear problem for each “element”, which is discretized by bar elements. The numerical examples of three and five story structures show the precision and the power of the model, and the good rate of convergence.

1 INTRODUCCIÓN

La filosofía de diseño sismorresistente aceptada mundialmente consiste en: (i) Prevenir daños en terremotos menores de ocurrencia frecuente durante la vida útil de la estructura; (ii) Controlar daños en elementos estructurales, no estructurales y contenidos de la construcción durante terremotos moderados; (iii) Evitar el colapso y daños muy significativos para proteger la vida de las personas en terremotos muy severos pero de relativamente muy baja frecuencia de ocurrencia.

La tendencia actual para alcanzar todos estos objetivos es la denominada “Ingeniería sísmica basada en la performance”¹ mediante la cual se intenta obtener construcciones de comportamiento sísmico más predecible y cuantificable, para poder evaluar y controlar el riesgo sísmico con un predeterminado nivel de aceptabilidad, de manera de minimizar el costo durante toda la vida útil de la construcción.

En forma discreta se definen *niveles de performance*, o desempeño, que son estados límites de daño, y niveles de *terremotos de diseño* en función del período de retorno o probabilidad de excedencia en cierto número de años. Luego, de acuerdo al tipo y destino de la construcción, se seleccionan *objetivos de performance* que significan lograr un cierto nivel de performance (no exceder los estados límites, o hacerlo con una probabilidad pequeña) para cada nivel de terremoto de diseño.

Los métodos de análisis pueden ser determinísticos o, con mejor aproximación, probabilísticos, lo cual significa una importante cantidad de simulaciones numéricas, es decir de análisis dinámico no lineal, o al menos análisis estático no lineal (push-over).

Es necesario considerar el modelo espacial para evaluar la demanda real en los elementos estructurales teniendo en cuenta simultáneamente los efectos de traslación y rotación dentro del campo inelástico (torsión inelástica), señalado hoy como uno de los problemas abiertos a la discusión².

El modelo matemático del sistema estructural, para obtener la solución numérica, presenta varias alternativas, entre ellas:

- Discretización en elementos espaciales unidireccionales (barras) para vigas y columnas, conjuntamente con elementos bidimensionales para losas y tabiques. Puede alcanzar una muy buena aproximación en los resultados, pero requiere de gran cantidad de datos y el análisis no lineal resulta muy complejo y con enorme volumen de cálculos, además de las dificultades en la convergencia.
- Discretización de la estructura espacial en planos verticales resistentes, que son los “elementos finitos” del sistema, conectados en cada piso por una losa rígida en su plano. Se reduce considerablemente el número de grados de libertad y se pueden utilizar soluciones disponibles para estructuras planas. Se pierde algo de precisión en los resultados.

En este trabajo se desarrolla un modelo del segundo grupo que logra un interesante balance entre precisión y simplicidad. El análisis de cada plano resistente se realiza con un modelo de elementos de barras que describen el comportamiento histerético de miembros de hormigón armado, donde las relaciones constitutivas no lineales se introducen a nivel de las secciones

extremas de las barras, y fue presentado en publicaciones previas ^{3,4,5}.

Como variante para el análisis de los planos resistentes se pueden utilizar los modelos simplificados de corte-desplazamiento relativo de entrepiso, ó global ⁶.

Se presentan ejemplos con carga monótona creciente (push-over) y con acciones dinámicas de tipo sísmicas, donde se pone de manifiesto el nivel de precisión en los resultados y la posibilidad de obtener los parámetros de respuesta necesarios para verificar los estados límites asociados a los niveles de performance.

2 MODELO DE LA ESTRUCTURA ESPACIAL

La estructura se discretiza en planos verticales resistentes conectados a nivel de cada piso por una losa rígida en su plano y completamente flexible fuera de él.

2.1 Grados de libertad

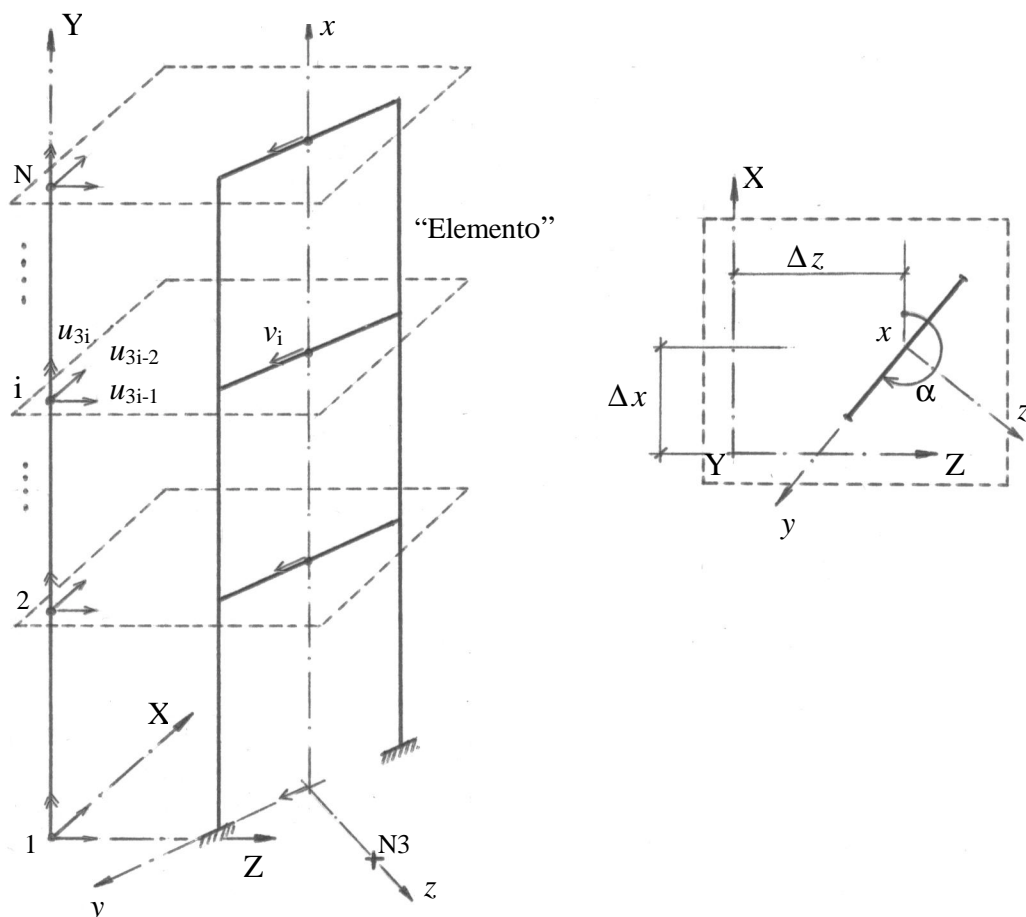


Figura 1: Sistema estructural – Elemento genérico – Grados de libertad

La fig.1 muestra esquemáticamente un sistema estructural, con el sistema de ejes globales X, Y, Z y los nodos de la “estructura” 1, 2, ..., i , ..., N . También se representa un plano resistente o “elemento finito” con su sistema de ejes locales x, y, z .

El sistema global puede estar ubicado en cualquier posición. De los 6 grados de libertad de cada nodo en el espacio se retienen 3 para el análisis: desplazamientos según X y Z y giro alrededor del eje Y .

El sistema de ejes locales se define a partir de las distancias $\Delta x, \Delta z$ (iguales para todos los pisos) y la ubicación de un nodo ficticio $N3$ sobre el eje z . Los únicos grados de libertad local del “elemento” que lo conectan al sistema son los desplazamientos v_i en cada piso en correspondencia con el plano del elemento.

2.2 Ecuación de movimiento

La ecuación de movimiento, o de equilibrio dinámico, del sistema estructural expresada en forma incremental y linealizada es:

$$\mathbf{M} {}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C} {}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}_T \Delta \mathbf{u} = {}^{t+\Delta t}\mathbf{R} - {}^t\mathbf{F} \quad (1)$$

Donde $\mathbf{M}, \mathbf{C}, \mathbf{K}_T$ son las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez tangente, ${}^{t+\Delta t}\ddot{\mathbf{u}}$, ${}^{t+\Delta t}\dot{\mathbf{u}}$ son los vectores de aceleraciones y velocidades en el tiempo $t + \Delta t$, $\Delta \mathbf{u}$ es el incremento de desplazamientos desde t a $t + \Delta t$, ${}^{t+\Delta t}\mathbf{R}$ es el vector de acciones externas en $t + \Delta t$ y ${}^t\mathbf{F}$ es el vector de fuerzas internas en t .

2.3 Desplazamientos

La relación entre los incrementos de desplazamientos globales $\Delta \mathbf{u}$ y locales $\Delta \mathbf{v}$, teniendo en cuenta la losa rígida y el ángulo α entre los ejes X global e y local, ver fig.1, resulta:

$$\Delta \mathbf{v} = (\mathbf{T}\mathbf{G}) \Delta \mathbf{u} \quad (2)$$

donde

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \mathbf{t}_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \mathbf{t}_N \end{bmatrix} \quad \text{con} \quad \mathbf{t}_i = [\cos \alpha \quad \sin \alpha \quad 0] \quad (3)$$

$$\mathbf{G} = \begin{bmatrix} \mathbf{g}_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \mathbf{g}_N \end{bmatrix} \quad \text{con} \quad \mathbf{g}_i = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \Delta z \\ 0 & 1 & -\Delta x \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (4)$$

2.4 Rigidez tangente

El plano resistente se discretiza con elementos de barra que permiten representar los diferentes mecanismos que contribuyen al comportamiento histerético de las regiones críticas de miembros de hormigón armado^{3,4,5}. Para ello el elemento se descompone en varios

subelementos que se muestran en la fig.2: (i) Subelemento elastoplástico: representa el comportamiento elástico de la barra y la respuesta no lineal de las regiones extremas, con longitud variable dependiendo de la historia de carga; (ii) Subelemento conexión: caracteriza la rotación concentrada que se produce en la interfaz barra-nudo por deterioro del anclaje y deslizamiento de armaduras ancladas en el nudo; (iii) Subelemento corte: describe la distorsión por corte en las regiones críticas de la barra y el deslizamiento por corte en la interfaz barra-nudo. Extremos rígidos consideran nodos de dimensiones no despreciables.

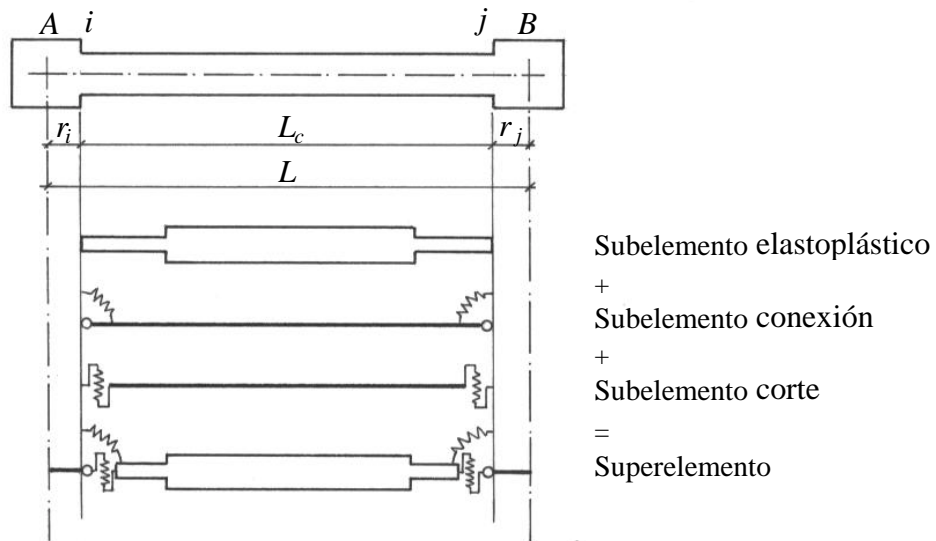


Figura 2: Elemento de barra – Subelementos

En la discretización del plano resistente se incorporan vínculos asociados a los grados de libertad locales v_i del “elemento” como se muestra en la fig.3. En cada paso de tiempo o iteración de equilibrio, la matriz de rigidez tangente \mathbf{k}_T del plano resistente (“elemento”) se construye numéricamente por columnas, imponiendo desplazamientos unitarios en los vínculos asociados a los v_i , uno por vez, y calculando las reacciones en dichos vínculos con el modelo de barras. A nivel local del “elemento” se establece la relación constitutiva

$$\Delta \mathbf{P} = \mathbf{k}_T \Delta \mathbf{v} \quad (5)$$

donde $\Delta \mathbf{P}$ son las fuerzas asociadas a los grados de libertad locales y \mathbf{k}_T la rigidez tangente calculada. A partir de ec.(2) se obtiene la relación entre fuerzas locales $\Delta \mathbf{P}$ y globales del elemento genérico $\Delta \mathbf{F}^e$

$$\Delta \mathbf{F}^e = (\mathbf{TG})^T \Delta \mathbf{P} \quad (6)$$

Luego la matriz de rigidez tangente del “elemento” en coordenadas estructurales resulta:

$$\mathbf{K}_T^e = (\mathbf{TG})^T \mathbf{k}_T (\mathbf{TG}) \quad (7)$$

Sumando las contribuciones de todos los planos resistentes se encuentra la rigidez tangente del sistema estructural:

$$\mathbf{K}_T = \sum \mathbf{K}_T^e \quad (8)$$

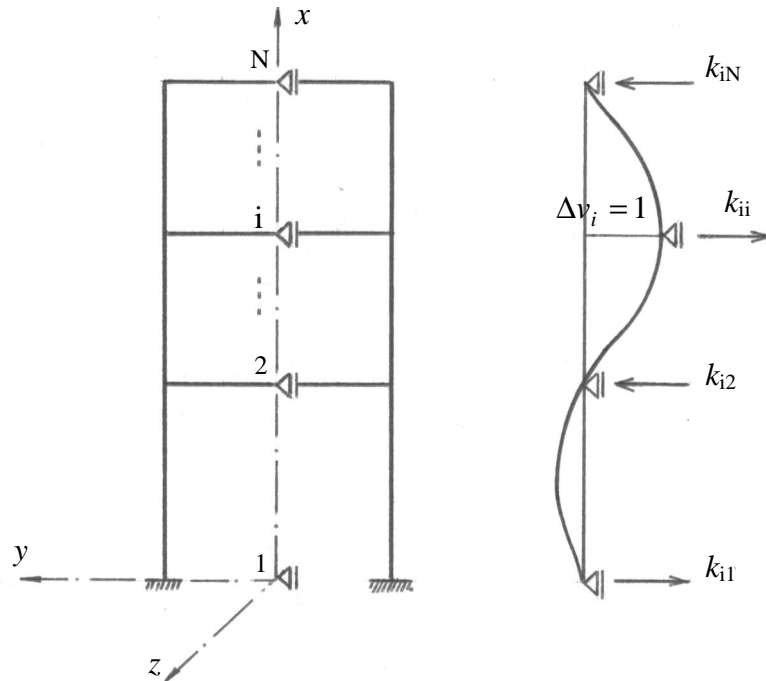


Figura 3: Modelo del plano resistente y cálculo de la rigidez tangente del “elemento”

2.5 Masa del sistema

Las masas del sistema estructural se consideran concentradas a nivel de cada piso y se asignan directamente a los grados de libertad estructurales

$$\mathbf{M} = \begin{bmatrix} \mathbf{M}_1 & & \\ & \ddots & \\ & & \mathbf{M}_N \end{bmatrix} \quad \text{con} \quad \mathbf{M}_i = \begin{bmatrix} m & 0 & m \Delta z_M \\ 0 & m & -m \Delta x_M \\ m \Delta z_M & -m \Delta x_M & I_0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

donde m es la masa del piso, Δx_M , Δz_M son las distancias, según ejes X , Z , desde el punto de paso del eje Y al centro de masa, I_0 es la inercia rotacional de la masa con respecto al eje Y que se calcula con

$$I_0 = m \Delta x_M^2 + m \Delta z_M^2 + I_{CM} \quad (10)$$

siendo I_{CM} el momento de inercia de la masa con respecto al centro de masa.

2.6 Amortiguamiento

En este modelo se asume amortiguamiento proporcional de Rayleigh ⁷ con una combinación lineal de masa y rigidez inicial

$$\mathbf{C} = \alpha \mathbf{M} + \beta \mathbf{K} \quad (11)$$

con

$$\alpha = 2\omega_1 \xi_1 - \beta \omega_1^2 \quad \beta = \frac{2(\omega_2 \xi_2 - \omega_1 \xi_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (12)$$

siendo ω_1, ω_2 dos frecuencias naturales de vibración y ξ_1, ξ_2 sus respectivas relaciones de amortiguamiento.

2.7 Fuerzas internas

En cada paso de tiempo, o iteración de equilibrio, a partir de ec.(1) se obtiene un incremento de desplazamientos $\Delta \mathbf{u}$. Para cada plano resistente se calculan los incrementos de desplazamientos $\Delta \mathbf{v}$ en la dirección de dicho plano y en cada piso, utilizando la ec.(2).

Este vector $\Delta \mathbf{v}$ constituye un incremento de desplazamientos impuestos en los vínculos asociados a los grados de libertad locales del “elemento” (plano resistente), ver fig.3. Se utiliza ahora el modelo de barras no lineal para el plano resistente, y luego del proceso iterativo para ajustar el equilibrio interno, se obtienen las reacciones en los vínculos mencionados que constituyen las fuerzas internas \mathbf{P} del “elemento”.

Aplicando la transformación (6) se calculan las fuerzas internas asociadas a los grados de libertad estructurales:

$$\mathbf{F}^e = (\mathbf{T}\mathbf{G})^T \mathbf{P} \quad (13)$$

Finalmente se suman las contribuciones de todos los “elementos” o planos resistentes

$$\mathbf{F} = \sum \mathbf{F}^e \quad (14)$$

Las cargas permanentes se incluyen en el análisis de cada plano, considerando así su influencia en los esfuerzos internos de las barras, en la plastificación de sus secciones críticas, y en la evaluación de otros parámetros de respuesta.

2.8 Estrategia de solución

El sistema de ecuaciones no lineales, ec.(1), se resuelve con integración directa paso a paso con el método de Newmark, e iteraciones con esquema de Newton-Raphson para ajustar el equilibrio entre acciones externas y fuerzas internas.

Es interesante señalar que en cada iteración de equilibrio, para calcular las fuerzas internas, se debe resolver un problema no lineal para cada plano resistente, o “elemento”, con el incremento de desplazamientos impuestos $\Delta \mathbf{v}$ descrito en 2.7. Es aquí donde se utilizan los desarrollos computacionales ya disponibles para estructuras planas.

Se hace necesario retener la información para avanzar con $NEL + 1$ problemas no lineales, siendo NEL el número de planos resistentes, más uno de la estructura global.

2.9 Parámetros de respuesta

Los parámetros de respuesta más significativos son:

a) Para el sistema estructural: desplazamientos, velocidades y aceleraciones en los grados de libertad globales; reacciones en la base; distorsión de cada piso en las direcciones X y Z ; índice de daño global. Con estos resultados se puede construir la relación corte basal-desplazamiento último piso en cada dirección principal. De la rectificación de dichas curvas se obtiene el desplazamiento de fluencia y la ductilidad global $\mu = u_{max} / u_y$ en cada dirección X, Z .

b) Para cada plano resistente: desplazamientos, velocidades, aceleraciones en todos los nodos del plano; reacciones de vínculo; esfuerzos internos en los extremos de barras; distorsión máxima de piso ($DISTM$); índice de daño local máximo a nivel de sección (DI_{local}), e índice de daño global del plano (DI_{plano}); ductilidades de curvatura máximas alcanzadas $\mu_{\phi max}$. Similarmente al sistema global, se puede construir la curva corte basal-desplazamiento último piso y obtener el desplazamiento de fluencia del plano y la ductilidad global.

Para calcular el índice de daño se utiliza la formulación de Park y Ang ⁸, el cual es una combinación lineal de la deformación máxima normalizada y otro término que considera el efecto cíclico:

$$DI_{local} = \frac{\phi_m}{\phi_u} + \beta_e \frac{\int dE}{M_y \phi_u} \quad (15)$$

donde ϕ_m es la demanda máxima de curvatura (o rotación) y ϕ_u es la curvatura última (o rotación), $\int dE$ es la energía disipada durante el comportamiento histerético, M_y es el momento de fluencia, y β_e una constante que depende de las características del detallamiento de la sección (valor típico para secciones bien detalladas: $\beta_e = 0.05$).

El índice DI se calcula para cada extremo de barra y para cada conexión, y luego se combinan en un índice de daño global para el plano resistente:

$$DI_{plano} = \sum w_i DI_{i(local)} \quad \text{con} \quad w_i = \frac{DI_{i(local)}}{\sum DI_{i(local)}} \quad (16)$$

Finalmente el índice de daño del sistema estructural se obtiene por combinación de los índices de daño de cada plano:

$$DIES = \sum \gamma_i DI_{i(plano)} \quad \text{con} \quad \gamma_i = \frac{DI_{i(plano)}}{\sum DI_{i(plano)}} \quad (17)$$

2.10 Ventajas y desventajas del modelo propuesto

Tiene como ventajas principales:

- Descripción suficientemente detallada del comportamiento no lineal, a nivel de relaciones momento-curvatura de las secciones extremas de las barras y momento-rotación de las conexiones barra-nudo.
- Simplicidad propia de los elementos de barra en el plano, frente a elementos de barra espacial o elementos 2D ó 3D.
- Convergencia rápida ya comprobada en los “elementos” o planos resistentes, y luego pocos “elementos” que facilitan la convergencia a nivel del sistema estructural espacial.
- Permite obtener todos los parámetros de respuesta necesarios para verificar los estados límites asociados a cada nivel de performance.

Sin embargo presenta algunas limitaciones:

- No hay compatibilidad de deformaciones axiales entre los diferentes planos resistentes, que puede afectar a una columna que participe simultáneamente de dos planos.
- Se analizan las columnas en cada dirección en forma independiente, es decir no se utilizan relaciones constitutivas no lineales para flexión oblicua, situación que se presenta en columnas que pertenezcan a dos planos.
- Este esquema se aplica a estructuras de pisos con losas rígidas en su plano. Otras estructuras deberán ser analizadas con elementos espaciales generales utilizando los seis grados de libertad por nodo.

3 EJEMPLOS

3.1 Sistema estructural de tres pisos simétrico

La fig.4 muestra una planta del sistema de 3 pisos con la distribución simétrica de los 4 planos resistentes iguales entre sí, el sistema global, y la modelización de uno de los planos con elementos de barra.

Los 4 planos son iguales con dimensiones de columnas de 30 x 50 cm en 1º y 2º piso, y 30 x 40 cm en el 3º piso. Las vigas son de 20/45 cm en el 1º y 2º piso, y 20/40 en el 3º piso.

Con análisis previo de las secciones se obtuvieron las relaciones momento curvatura y momento rotación de los elementos del plano resistente a utilizar en su modelización con elementos de barra no lineal.

La masa por planta es $m = 0.31224 \text{ KN s}^2 / \text{cm}$, con inercia rotacional respecto al centro de masa, que coincide con el paso del eje Y , $I_0 = 25500 \text{ KN cm s}^2$.

Se analizan dos casos de carga:

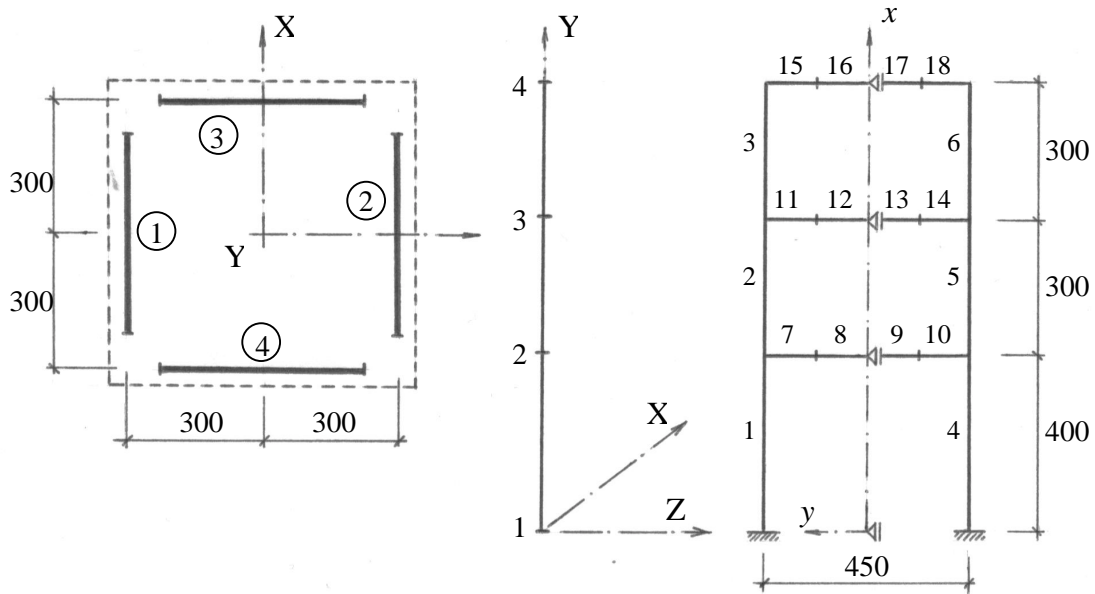


Figura 4: Estructura simétrica de 3 pisos

a) *Carga estática en dirección X*

Se aplica una carga horizontal con distribución triángulo invertido, con valores crecientes, luego descarga, recarga y así hasta completar un ciclo. Los resultados de corte en la base vs. desplazamiento en el último piso para el sistema global en la dirección X y para los planos 1 y 2 se muestran en la fig.5. Se verifica que ambos planos resisten la mitad de la carga total, lo cual es correcto por la simetría, y que los planos 3 y 4 tienen desplazamientos y esfuerzos nulos.

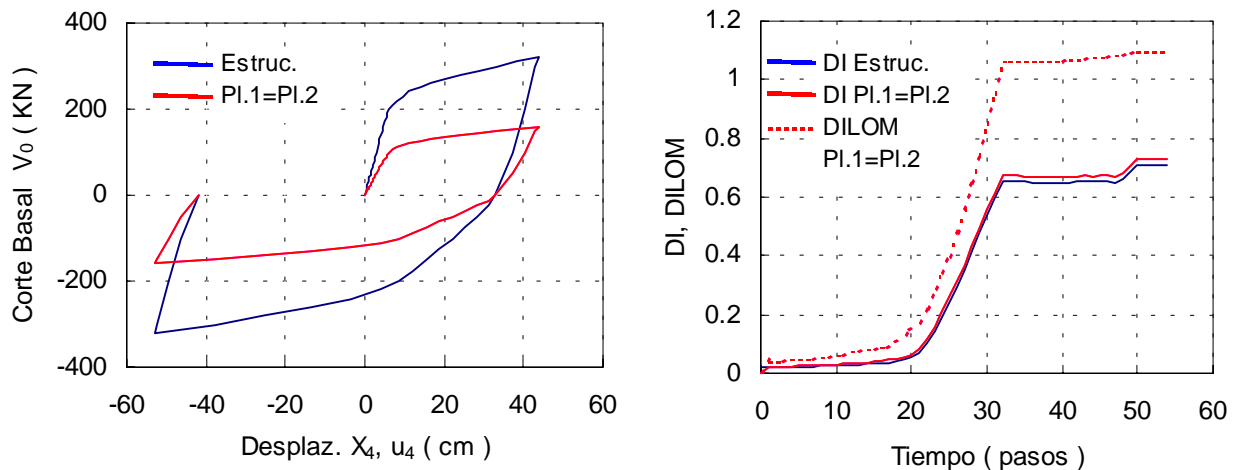


Figura 5: Respuesta de estructura simétrica con carga estática

También se representa en la fig.5 la evolución del índice de daño local, ec.(15), en la sección más exigida del plano 1, igual al plano 2, el índice de daño global de los planos 1, igual al 2, ec.(16), y del índice de daño global del sistema, ec.(17).

b) *Acción dinámica en dirección X*

Se analiza la estructura bajo la acción del acelerograma del terremoto de Kobe (1995). Se muestran en la fig.6 las historias de desplazamientos en el último piso para el sistema global en la dirección X y para los planos 1 y 2. Se verifica la exacta coincidencia entre ellos debido a la simetría, y la ausencia de desplazamientos y esfuerzos en la dirección Z y en el giro θ alrededor del eje Y. También se verificó un solo plano, como estructura plana, con la mitad de la masa del sistema, obteniéndose los mismos desplazamientos.

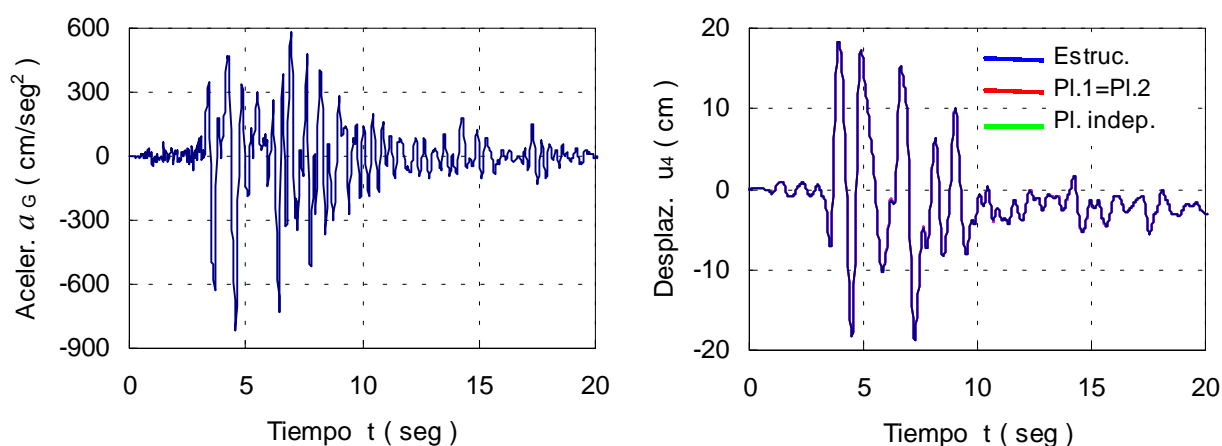


Figura 6: Respuesta de estructura simétrica con acelerograma de Kobe

3.2 Sistema estructural de tres pisos asimétrico

La estructura del ejemplo 3.1 se modifica eliminando el plano 4 y desplazando el plano 2, resultando una configuración asimétrica que se presenta en la fig.7. Las características de los planos y las cargas aplicadas son las mismas del ejemplo 3.1.

a) *Carga estática en dirección X*

La fig.8 muestra las relaciones corte en la base vs. desplazamiento en el último piso para el sistema global en dirección X, y para los planos 1 y 2. Se observa ahora la diferencia de desplazamientos y fuerzas alcanzado por los planos 1 y 2 debido a la asimetría.

Por equilibrio el plano 2 toma más carga que el 1, luego se desplaza más y origina un giro θ . Como no hay fuerzas externas según Z, por equilibrio el plano 3 no puede estar solicitado y por lo tanto no tendrá desplazamientos horizontales. Entonces el centro de giro en cada piso deberá estar en la intersección del eje X con el plano 3. El giro θ por la distancia del plano 3 al eje Z (300 cm) produce un desplazamiento del sistema global en la dirección Z. Todo esto se verifica exactamente en los resultados numéricos del modelo espacial implementado.

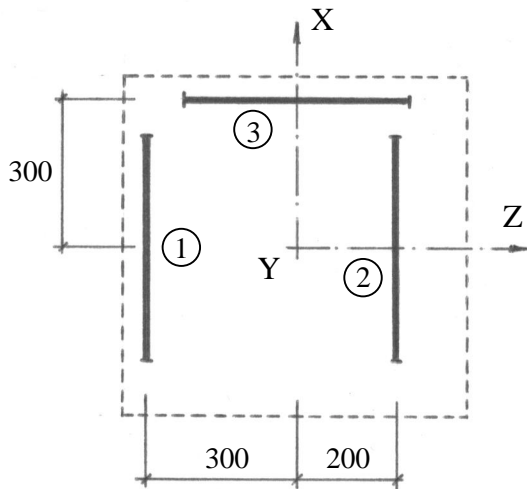


Figura 7: Estructura asimétrica de 3 pisos

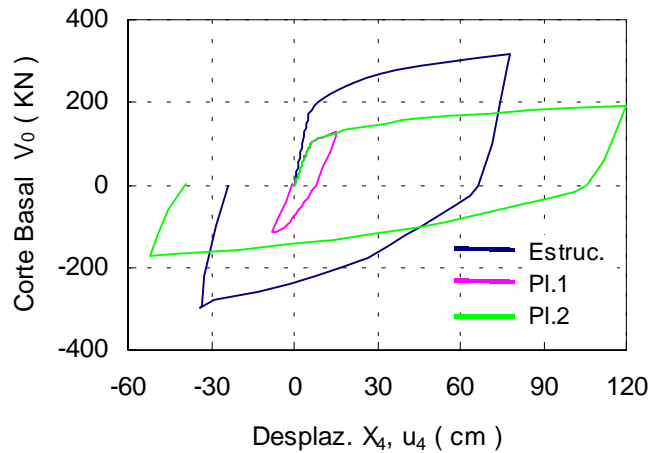


Figura 8: Respuesta estática

b) *Acción dinámica en dirección X*

Los resultados para el terremoto de Kobe se presentan en la fig.9. La observación inmediata es que siendo una estructura asimétrica, no controlada para torsión (sin al menos dos planos en la dirección Z que formen una cupla resistente cuando los planos en la dirección X han agotado su resistencia), la diferencia de desplazamientos, y luego las fuerzas, entre los planos 1 y 2 es pequeña. Se explica porque el pequeño giro produce desplazamientos, velocidades y aceleraciones del sistema global en la dirección Z, luego las fuerzas de inercia de la masa originan por equilibrio esfuerzos en el único plano transversal 3 que, junto con el momento de inercia de la masa, colaboran a controlar la torsión aún en el campo inelástico. Similarmente también contribuyen las fuerzas de amortiguamiento.

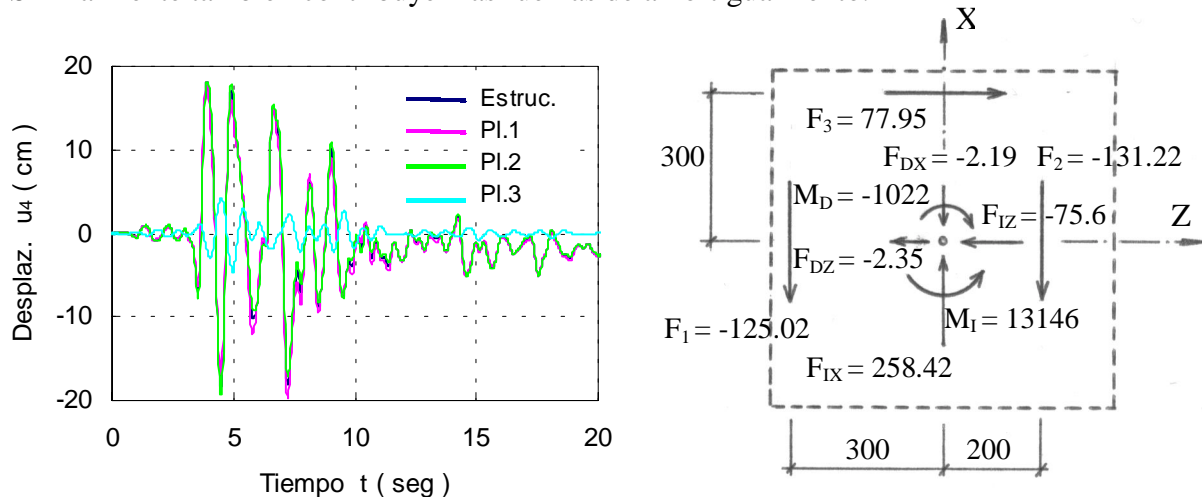


Figura 9: Respuesta de estructura asimétrica con acelerograma de Kobe

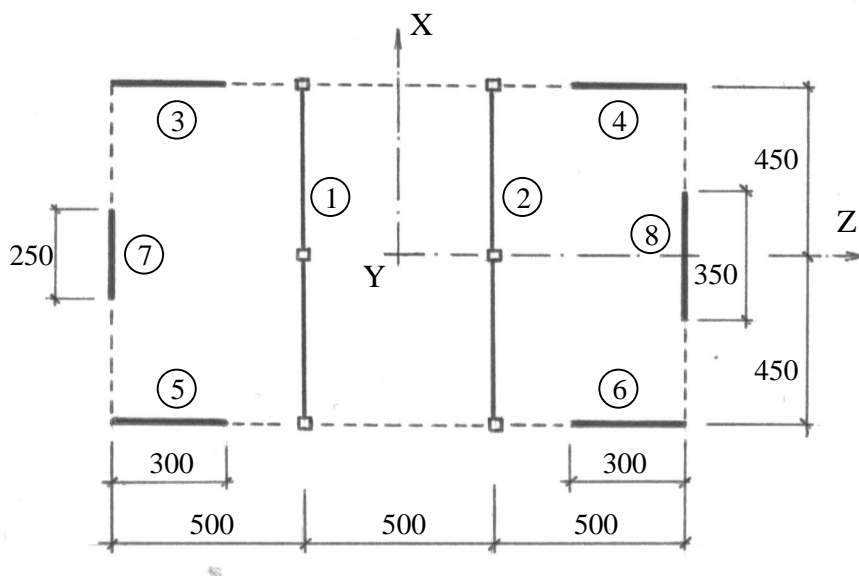
Los resultados numéricos obtenidos verifican, en todos los pasos de tiempo, el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio dinámico, que para el sistema estructural en su conjunto resulta:

$$\sum_{i=1}^N m_i (\ddot{u}_{ij} + \ddot{u}_{Gj}) + \sum_{i=1}^N c_i \dot{u}_{ij} + \sum_{i=1}^N F_{ij} = 0 \quad (20)$$

siendo i el número del piso, j la dirección global X , Y , θ (giro alrededor de Y), m_i la masa del piso i ó la inercia rotacional, \ddot{u}_G la aceleración del suelo, $c_i = \alpha m_i$ (ec.(11) considerando solo el primer nodo de vibración), y $\Sigma F_{ij} = V_{0j}$ corte o momento torsor en la base en la dirección j . En la fig.9 se muestran los valores numéricos para un paso a tiempo $t = 4,48 \text{ seg}$.

3.3 Edificio de cinco pisos ubicado en la ciudad de Mendoza

Como tercer ejemplo se presenta el análisis de la estructura de un edificio de 5 pisos cuya planta se muestra en la fig.10.



Datos:

Materiales

Hormigón: H-30

Acero: ADN 420

Secciones:

- Tabiques (3,4,5,6,7,8)

Espesor: 25cm

- Pórticos (1,2)

Columnas

pisos 1 y 2: 25x60

pisos 3 a 5: 25x55

Vigas

pisos 1 y 2: 25/50

pisos 3 a 5: 20/45

Figura 10: Edificio de 5 pisos ubicado en Mendoza

Alturas: piso 1: 450cm; pisos 2 a 5: 300cm

Masas: por planta: $m = 1.1764 \text{ KN s}^2 / \text{cm}$, $I_0 = 300000 \text{ KN cm s}^2$

Acciones: - cargas gravitacionales $W = 1154 \text{ KN}$ por planta

- sísmicas: acelerogramas generados artificialmente para la ciudad de Mendoza, a partir de datos de la Microzonificación Sísmica⁹, para sismos de frecuencia “ocasional” con período de retorno $T = 72$ años, y sismos de frecuencia “rara” con $T = 475$ años. Se estudia la acción sísmica horizontal en la dirección X .

Con los elementos predimensionados se realizó el análisis previo de las secciones para

determinar los parámetros de las relaciones momento-curvatura y momento-rotación necesarios para el modelo de elementos de barra no lineal, utilizados en la discretización de los planos resistentes que constituyen los “elementos” del sistema espacial.

Se analiza el sistema espacial con el modelo desarrollado en el punto 2. Los principales resultados del push-over son: corte basal de fluencia: $V_{0y} = 2700 \text{ KN}$, desplazamiento de fluencia en la dirección X: $u_{Xy} = 10.51 \text{ cm}$, rigidez global $K = 256.9 \text{ KN/cm}$. Algunos resultados del análisis dinámico se presentan en la fig.11.

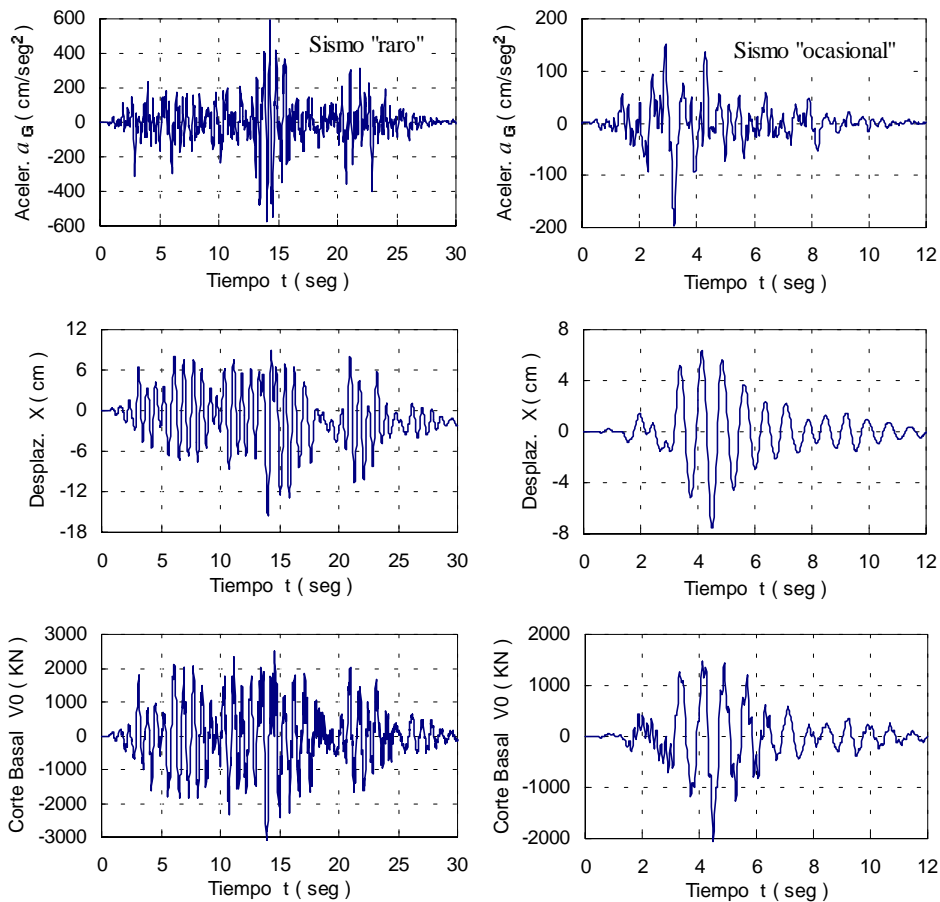


Figura 11: Acelerogramas, desplazamiento en el último piso y corte basal del edificio de 5 pisos.

4 CONCLUSIONES

Se propone un modelo para análisis estático y dinámico no lineal de sistemas estructurales espaciales constituido por planos resistentes verticales (“elementos”) conectados por una losa rígida a nivel de cada piso.

Cada “elemento” o plano resistente se discretiza a su vez con elementos de barra, ya disponibles de trabajos previos, donde se introducen las relaciones constitutivas no lineales a nivel de las secciones extremas de las barras.

La estrategia de solución del problema no lineal se basa en resolver el sistema espacial con pocos “elementos”. En cada iteración de equilibrio de cada paso de tiempo, o escalón de carga, se resuelve un problema no lineal por cada plano resistente para obtener las fuerzas internas.

Las principales ventajas son: descripción suficientemente detallada del comportamiento no lineal; simplicidad propia de los elementos de barra en el plano; convergencia rápida; resultados apropiados para verificar estados límites asociados a los diferentes niveles de performance; buen balance entre simplicidad y precisión. Las limitaciones son la pérdida de algunos efectos tridimensionales.

Los ejemplos numéricos ratifican las ventajas señaladas, verificándose el cumplimiento estricto de las ecuaciones de equilibrio para ambos casos estático y dinámico, y la posibilidad de estudiar problemas complejos como la torsión en el campo inelástico de sistemas asimétricos, con un modelo simple y suficientemente preciso.

La utilización de modelos simplificados para los planos resistentes, “elementos” del sistema, será explorada en trabajos futuros.

5 REFERENCIAS

- [1] SEAOC Vision 2000 Committee, “Performance based seismic engineering of buildings”. *Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, U.S.A.*, (1995).
- [2] Paulay, T., “Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings”, *Journal of Earthquake Engineering*, **5**, 273-308 (2001).
- [3] Möller, O., “Metodología para evaluación de la probabilidad de falla de estructuras sismorresistentes y calibración de códigos”, *Tesis de Doctorado en Ingeniería*, UNR, (2001).
- [4] Möller, O., Etse, J.G. y Rubinstein, M., “Análisis Computacional no lineal para pórticos sismorresistentes”, *Mecánica Computacional*, AMCA, Vol.XVIII, 405-414, (1997).
- [5] Möller, O., Etse, J.G., Giuliano, A.P. and Rubinstein, M., “Computational analysis of non linear dynamic behavior of reinforced concrete frames”, *Computational Mechanics: New Trends and Applications*, Part II, Section 5, Title 9, CIMNE, IACM, (1998).
- [6] Möller, O., Rubinstein, M., “Modelos numéricos simplificados para análisis dinámico no lineal de planos sismorresistentes”, *Mecánica Computacional*, AMCA, Vol. XXI, 2074-2093, (2002).
- [7] Clough, R. W., Penzien, J., “Dynamics of Structures”, Mc Graw Hill, (1975).
- [8] Park, Y.J., Ang. A.H-S, “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **111**, 722-739, (1985).
- [9] INPRES “Microzonificación Sísmica del Gran Mendoza”, Instituto Nacional de Prevención Sísmica, Publicación Técnica N° 19, (1995).

6 AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar su agradecimiento al Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario y al CONICET, PIP 410, por el apoyo recibido para la realización del presente trabajo.