

## ANÁLISIS NO LINEAL TRIDIMENSIONAL ESTÁTICO Y DINÁMICO DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO CON DEFICIENCIA EN EL HORMIGÓN DE COLUMNAS.

**Juan A. Rodríguez Vargas<sup>a</sup> y Ricardo R. López Rodríguez<sup>b</sup>**

<sup>a</sup>*Estudiante doctoral, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico,  
Recinto Universitario de Mayagüez, juan.rodriguez17@upr.edu*

<sup>b</sup>*Catedrático, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico,  
Recinto Universitario de Mayagüez, ri.lopez@upr.edu*

**Palabras Clave:** Estructura, Análisis no lineal, Análisis tridimensional, Deficiencia en columnas, Terremoto, Dinámica, Pórticos de hormigón.

**Resumen.** En este trabajo se desarrolló y programó un modelo de análisis tridimensional no lineal para estructuras de hormigón armado utilizando el método incremental para aplicación de cargas o desplazamientos y el método Beta de Newark para la aplicación de aceleraciones sísmicas en la base utilizando dos direcciones horizontales y el componente vertical. Se usaron elementos de un componente con resortes rotacionales en ambas direcciones para modelar el comportamiento inelástico en flexión, con el modelo histerético de Takeda. Se consideró el efecto P-Delta. Se compararon por cada incremento las fuerzas internas versus las capacidades para la eliminación de rigidez de los elementos. Se usó el modelo para estudiar el comportamiento global de estructuras de pórtico con deficiencias en el hormigón de columnas. Las deficiencias se definieron por medio de una disminución en su capacidad a compresión. Se consideraron tres casos de magnitud de deficiencia y diez casos de localización en planta, completándose ciento dos (102) análisis en treinta (30) casos de estudio donde se muestra los efectos de estas deficiencias en la estructura por medio de análisis estáticos y dinámicos. Estructuras con un número significativo de columnas afectadas mantuvieron un comportamiento competente frente a cargas laterales estáticas. La aplicación del terremoto El Centro del 1940 en sus tres direcciones causó el colapso de la gran mayoría de las estructuras con deficiencias.

## 1 INTRODUCCIÓN

En la industria de la construcción es común el conocer de problemas durante el desarrollo de una obra, a causa de que el hormigón utilizado no ha alcanzado la capacidad a compresión requerida por el diseño, según los resultados de pruebas efectuadas a una muestra de la mezcla que ya fue utilizada y la obra ha avanzado sobre ese elemento al que acusan de ser deficiente. Son poco los constructores con el interés de demoler el elemento deficiente, y las discusiones entre constructores y diseñadores tienden a ser complejas y poco fructíferas deteniendo la obra y ocasionando pérdidas económicas. Estas fallas en la calidad del hormigón, levantaron el interés en este estudio, que en resumen estudia cuales podrían ser los efectos de descuidar la calidad del hormigón durante la construcción y resultar en estructuras con deficiencias en sus columnas.

Para cumplir con el objetivo de estudiar la situación de columnas deficientes surgió la primera parte de este trabajo, el desarrollar y programar un modelo de análisis no lineal estático y dinámico enfocado para estructuras de hormigón. El modelo de análisis, combina diversos comportamientos y metodologías previamente desarrolladas y conocidas en el área de la ingeniería estructural para que trabajen en conjunto con el propósito de modelar una estructura. El modelo de análisis permite análisis elásticos e inelásticos, para cualquier estructura que pueda ser definida en términos de elementos (con énfasis en hormigón armado) columnas y vigas. Paredes pueden ser modeladas con el uso de varios elementos para considerar su ancho. El modelo permite la aplicación de cargas o la aplicación de desplazamientos (por grupos), la selección de los incrementos, el considerar la aportación de rigidez por la losa, la identificación de elementos fallados y la reducción en la rigidez de estos. Además, permite aplicar los registros de aceleración en las tres direcciones principales simultáneamente.

Una vez completado el programa de análisis computarizado, se seleccionó una estructura de pórtico de nueve (9) pisos para efectuar el estudio de columnas deficientes el cual se basó en treinta (30) variaciones de casos. Se realizaron ciento dos (102) análisis, entre tres y cuatro por caso, empujes laterales en distintas direcciones y análisis dinámico para el terremoto. El terremoto seleccionado para este estudio fue El Centro, ocurrido en California en 1940.

### 1.1 Comportamiento inelástico del hormigón y acero de refuerzo.

El comportamiento inelástico del hormigón es uno de los factores de no linealidad que contribuyen al modelo utilizado en este estudio a través de la relación de momento curvatura y los resortes rotaciones. La inelasticidad del hormigón fue modelada utilizando la relación de esfuerzo deformación del modelo modificado de Hognestad (Hognestad, 1951). El esfuerzo máximo en tensión fue definido por el 10% de la capacidad máxima de esfuerzo en compresión ( $f_c'$ ). Este modelo fue utilizado para relacionar las deformaciones unitarias del hormigón con el esfuerzo interno. Para la deformación en tensión se utilizó el valor de pendiente elástica del hormigón, su módulo de elasticidad ( $E_c$ ). Para las fibras en compresión con menor deformación unitaria ( $\varepsilon$ ) a  $\varepsilon_o$ , (deformación asociada a  $f_c'$ ) (ecuación (2)) se utilizó la ecuación (1) provista por el modelo. Si la deformación es mayor a  $\varepsilon_o$ , se utiliza la pendiente  $0.15f_c'/0.002$  hasta que la curva alcanza esfuerzo cero.

$$\sigma = f_c' \left( \frac{2\varepsilon}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_o} \right)^2 \right) \quad (1)$$

$$\varepsilon_o = \frac{2f_c'}{E_c} \quad (2)$$

Para considerar el comportamiento inelástico del acero se utilizó una simplificación de resultados de pruebas de esfuerzo vs. deformación de varillas de refuerzo junto con valores típicamente utilizados (Wight y MacGregor, 2009) (Mamlouk y Zaniewski, 2006). Se identificaron los puntos de cedencia, endurecimiento plástico y esfuerzo último para el acero de refuerzo. Estos puntos definen zonas lineales para establecer el cómputo del esfuerzo de acuerdo a la deformación. Para deformaciones unitarias menores al punto de cedencia el esfuerzo y la deformación se relacionan de acuerdo al módulo de elasticidad del acero (29,000 ksi fue utilizado para este estudio). Para deformaciones mayores al punto de cedencia y menores a la deformación asociada al inicio del endurecimiento plástico (0.04) se utilizó el esfuerzo de cedencia. Para deformaciones entre los puntos de endurecimiento plástico y último se computó el esfuerzo de acuerdo a la pendiente entre los puntos. Para deformaciones mayores a la deformación última se utilizó el esfuerzo último. Esto definió tanto el comportamiento en tensión como en compresión del acero.

## 1.2 Elementos de un componente, resortes rotacionales

Para modelar el comportamiento no lineal que existe entre la relación de momento interno en el extremo de un elemento y la rotación en su apoyo se utiliza la metodología conocida por elemento de un componente. En un mismo elemento se modela su comportamiento elástico a lo largo del elemento e inelástico por medio de la inclusión de resortes rotacionales en los extremos. La Figura 1 muestra la simplificación de un elemento de un componente utilizado. El modelo de análisis programado utiliza este elemento como tradicionalmente se utilizaría un elemento elástico en un análisis estructural matricial, pero modificando la matriz de rigidez para considerar los cambios en rigidez provistos por los resortes. Como referencia para lo relacionado a elemento de un componente se utilizó la disertación doctoral *A numerical model for nonlinear response of R/C frame-wall structures* por López, (1987), que a su vez usó Giberson (1967).

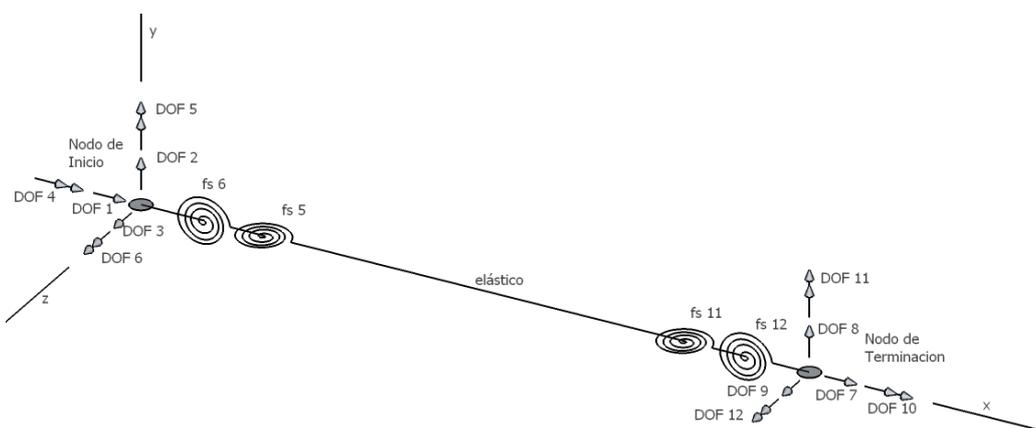


Figura 1: Simplificación del elemento viga – columna utilizado en el análisis.

## 1.3 Comportamiento histerético de hormigón reforzado

Se conoce que una sección de un elemento de hormigón armado puede presentar un comportamiento no lineal en su relación de momento - curvatura y momento - rotación. Es importante reconocer que esta rotación no sólo depende de las fuerzas de momento internas en ese instante, sino que también de las fuerzas y rotaciones pasadas, ya que al material sobrepasar su límite elástico modificará características que evitarán un mismo comportamiento en el futuro.

Por ejemplo, una sección donde el hormigón se agriete quedará agrietada por el resto del análisis, aunque las fuerzas internas disminuyan por debajo del punto de agrietamiento. La relación de fuerzas y desplazamientos (rotaciones y momentos) a través de ciclos de carga y descargas se le conoce como comportamiento histerético. Este trabajo utiliza el modelo histerético de Takeda (Otani, 1981) para este comportamiento. Para la implementación del modelo de Takeda se utilizaron una serie de reglas secuenciales de Otani que describen las reglas y cálculos para implementar el modelo.

#### 1.4 Metodología incremental para el análisis no-lineal dinámico

La naturaleza del modelo desarrollado en este trabajo consiste en la implementación de un método incremental (Desai y Abel, 1972) en el cual las cargas o desplazamientos para los cuales se evaluará la estructura se aplican en pequeños incrementos. Al aplicar un incremento se computa el comportamiento de la estructura y con éste el incremento en las cargas internas de los elementos. Estas cargas internas y las pasadas condiciones de cargas son utilizados en el modelo histerético para la modificación de la rigidez de los resortes. Esta es la rigidez utilizada para el próximo incremento. Durante el proceso se obtiene resultados incrementales: incrementos en desplazamiento, incrementos en fuerzas resultantes e incrementos en fuerzas internas. Estos tres grupos de resultados se acumulan para la obtención de los desplazamientos, fuerzas resultantes y fuerzas internas.

*Newmark's  $\beta$  Method* (Newmark, 1959) fue la metodología utilizada para la aplicación de la aceleración en la base. Este es un método de incrementos en el tiempo conocido, el cual se basa en las ecuaciones (3) y (4) que relacionan desplazamiento y velocidad con los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración previa a la aplicación de un pequeño intervalo de tiempo,  $\Delta t$ .

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (4)$$

Este método permite modelar correctamente la aplicación de las aceleraciones siempre que se mantenga incrementos de tiempo de pequeña magnitud en comparación con los periodos de los ciclos del terremoto. El método Newmark es combinado con la ecuación de equilibrio dinámico para la formulación de ecuaciones matriciales que permitan el cómputo de desplazamientos para incrementos en aceleraciones.

## 2 MODELO PARA EL ANÁLISIS

Para este estudio se utilizó un modelo de análisis tridimensional definido por medio de nodos localizados en un punto en particular en el espacio de análisis por medio de un sistema de coordenadas cartesianas, en donde se define las coordenadas X, Y y Z de cada nodo. Estos nodos cumplen con dos propósitos principales: el primero, sirven para la localización de los elementos estructurales. Ya que los elementos estructurales se definen en el análisis a base de una conexión entre dos nodos, conexión que a la vez de representar un elemento sirve para transmitir cargas. Las características de estos elementos sirven para relacionar estas cargas a desplazamientos. La otra función principal de estos nodos es que son los puntos en donde se pueden aplicar fuerzas estructurales, aplicar desplazamientos, definir restricciones en desplazamientos, y monitorear resultados de desplazamientos y fuerzas resultantes.

Una vez definidos los nodos y elementos con sus diversas características, todos estos se enlazan en un sistema de ecuaciones que son solucionadas simultáneamente para relacionar todas las fuerzas y todos los desplazamientos en la estructura. Este procedimiento y el enfoque

de una solución matricial para los sistemas de ecuaciones que se desarrollan se le conoce en el campo de la ingeniería como análisis estructural matricial. Este procedimiento es la base para el modelo de análisis utilizado en este estudio. Este procedimiento es bien explicado en el libro *Matrix Analysis of Structures* por Robert E. Sennett (1994), el cual fue una valiosa referencia para este trabajo.

La metodología del análisis estructural matricial que sirvió de base para el modelo de análisis de este estudio fue modificada para incluir un método incremental en donde las cargas son aplicadas en pequeños incrementos y resolviendo así todas las cargas internas de la estructura para ese pequeño incremento. Los resultados del incremento son utilizados para modificar las características que definen el comportamiento de los elementos para ajustarlos así a sus actuales condiciones de cargas internas, características que dependen a su vez de sus pasadas condiciones de carga. Con estas nuevas características se define nuevamente la relación entre todos los componentes de la estructura y se repite nuevamente la solución. El procedimiento de efectuar un pequeño incremento, solución, ajustes, y próximo incremento es repetido cientos de veces para la aplicación de fuerzas y desplazamientos; y cientos de miles de veces para la solución de aplicación de sismos. Para la solución de la aplicación de sismos se utilizaron registros de aceleraciones en la base, y en principio la metodología es similar al de la aplicación de carga. Se aplican pequeños incrementos en aceleraciones y se soluciona para la búsqueda de aceleraciones, velocidades, y desplazamientos en todos los nodos.

El modelo de análisis fue programado para efectuar todos los cálculos por computadora, la codificación de todos los componentes del análisis fue preparada en el lenguaje de programación FORTRAN en el estándar 95, definido en el *ISO/IEC 1539-1:1997*. La principal fuente de referencia para los parámetros de programación utilizada para este trabajo fue *LF Fortran 95 Language Reference por Lahey Computer Systems, Inc.* (2004). Al programar todas las variables de números reales fueron definidas como variables *quad precisión*, estableciendo así una precisión aproximada de treinta y tres lugares decimales; la precisión computacional es cotejada al inicio de la programación mediante la metodología del *Machine epsilon* (Chapra y Canale 2009). Los cálculos para este estudio se realizaron en computadoras con resultados de *Machine epsilon* iguales a  $1.92 \times 10^{-34}$ , para los cotejos lógicos el valor que representó el cero fue de  $1 \times 10^{-30}$ .

## 2.1 Relación de momento vs. curvatura

La relación entre el momento y curvatura de la sección de los elementos es la principal fuente de no linealidad de este estudio. Esta relación se computó y graficó para todas las secciones utilizadas en las estructuras modeladas, esto para las cuatro condiciones (cuatro direcciones de aplicación de momento flector en la sección) de localización de la fibra extrema en compresión. Para este cálculo se utiliza las características geométricas de la sección, ya sean secciones rectangulares, con forma de **I**, de **L** o **T**, las cantidades de acero de refuerzo longitudinal y su localización en la sección. También se identificaron las siguientes características relacionadas al hormigón: el esfuerzo máximo en compresión, el esfuerzo máximo en tensión, la deformación unitaria del hormigón para el punto de máximo esfuerzo en compresión y la pendiente en el gráfico de esfuerzo deformación del hormigón desde el punto de máxima capacidad hasta el punto de falla. Para el acero: el esfuerzo de cedencia, la deformación unitaria al inicio del endurecimiento plástico, el esfuerzo último, la deformación unitaria para el punto de ruptura y el módulo de elasticidad.

Una vez definidas las características de la sección, el análisis de la relación momento curvatura se computa dividiendo la sección en capas de pequeño espesor; en estas capas se computa el esfuerzo del hormigón según su deformación unitaria. Paralelamente se computa

los esfuerzos en el acero de refuerzo mediante su deformación unitaria. Las deformaciones unitarias en las capas de hormigón como en el acero de refuerzo son causadas por una deformación unitaria inducida en la fibra extrema en compresión, se varía la localización del eje neutro para lograr equilibrio de fuerzas en la sección. Una vez obtenido equilibrio en la sección (ecuación (5)), con los esfuerzos internos de las capas y del acero de refuerzo se computa un momento para esa dirección momento flector (ecuación (6)). Con la deformación unitaria de la fibra extrema en compresión y la localización del eje neutro se computa la curvatura (ecuación (7)).

$$\sum F_{Si} + \sum F_{Ci} + P = 0 \quad (5)$$

$$M = \sum F_{Si} * d_{Si} + \sum F_{Ci} * d_{Ci} + P * d_p \quad (6)$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{ex c}}{x} \quad (7)$$

En el equilibrio de fuerzas en la sección se considera la carga axial del elemento, por lo cual es importante reconocer que las características de la relación momento - curvatura de la sección dependen de la magnitud de la carga axial. Para los modelos de las estructuras en este estudio se computó la relación de momento curvatura con las cargas axiales de los elementos luego de un análisis elástico de las estructuras que incluían las cargas muertas y el 75% de las cargas vivas. En este modelo de análisis las características que relacionan momento y curvatura no varían una vez iniciado el análisis no lineal, ni la aplicación de aceleraciones en la base.

## 2.2 Efecto P-Delta y aportación de rigidez losa

El modelo de análisis una vez computadas las distintas matrices de rigidez para cada elemento, las altera para considerar el comportamiento inelástico causado por el efecto P-Delta. Este efecto considera que la carga axial interna de un elemento puede no estar alineado con el punto que soporta dicha carga axial a causa de la deformación propia del elemento. Para modelar este comportamiento se utilizó una metodología basada en los resultados de cálculos de elementos finitos para un elemento elástico (Chen, Lui, 1991), donde se obtienen coeficientes que modifican la rigidez de los grados de libertad relacionados al comportamiento en flexión.

La losa estructural puede tener una aportación significativa a la relación de rigidez entre algunos grados de libertad, en particular los grados de libertad de fuerza y desplazamientos horizontales en una misma losa, se buscó como considerar esta aportación en el modelo de análisis. Se consideraron dos alternativas simultáneamente para considerar esta aportación de rigidez por la losa. Primero, al modelar los elementos de vigas, estas se consideraron como elementos *T* y *L* (incluyendo segmentos de la losa para los cálculos relacionados con la rigidez axial, torsional, relación de cortantes y relación momento curvatura) respectivamente para las vigas interiores y perimetrales. Segundo, el modelo utiliza un elemento que actúa como diafragma de piso el cual se define por medio de cuatro nodos entre los cuales se encuentra la losa, el espesor de la losa, módulo de elasticidad, y un factor de ancho de la diagonal en términos porcentuales (se utilizó un 40% para los análisis efectuados). Con esto, el modelo de análisis altera la matriz de rigidez de la estructura y considera el equivalente de dos elementos elásticos con rigidez axial únicamente que cruzan diagonalmente la losa.

## 2.3 Análisis estructural por metodología incremental para cargas aplicadas

El modelo de análisis se compone principalmente de dos partes. La primera sirve para considerar la aplicación de las cargas estáticas y la segunda para la aplicación de las aceleraciones en la base. El análisis estático consiste de un análisis matricial por rigidez

dividiendo la aplicación de cargas en incrementos y modificando la rigidez de los elementos de acuerdo a sus condiciones de cargas. A continuación, se presenta un bosquejo del procedimiento utilizado durante el análisis.

1. Cómputos de las características de los elementos.
2. Índice de grados de libertad por nodos y por elemento.
3. Cómputos de largos de los elementos.
4. Cómputos de la matriz de transformación de coordenadas por elemento.
5. Cómputo de la relación momento – rotación por elemento.
6. Cómputos de los factores de rigidez por aportación en rigidez de losa.
7. Identificación de valor conocido por grado de libertad (desplazamiento o fuerza).
8. Formación de vectores de fuerzas fijas equivalentes para cada elemento en coordenadas locales.
9. Cómputo de vectores de fuerzas fijas equivalentes para cada elemento en coordenadas globales (para cada grupo de carga).
10. Formación del vector de fuerzas fijas equivalentes de la estructura.
11. Cómputo de incrementos; división de fuerzas, desplazamientos, vectores de fuerzas fijas equivalentes (locales), vector de fuerzas fijas equivalentes (global) en incrementos.
12. Selección de incrementos aplicables según incremento y grupos de cargas.
13. Reorganización de grados de libertad con incrementos en fuerzas conocidas, incrementos en desplazamientos conocidos y desplazamientos iguales a cero.
14. Cómputo de rigidez en los resortes rotacionales (utilizando los diagramas histerético).
15. Cómputo de la matriz de rigidez de los elementos.
16. Modificación de la matriz de rigidez de los elementos por efecto P-Delta.
17. Cotejo de las cargas internas de los elementos contra la capacidad de los mismos para la eliminación de rigidez de elementos para futuros incrementos.
18. Ensamblaje de la matriz de rigidez global de la estructura.
19. Solución del vector de desplazamientos y rotaciones incrementales para la estructura.
20. Cómputo del incremento de fuerzas resultantes.
21. Cómputo del incremento en fuerzas internas de los elementos.
22. Cómputos de desplazamientos, fuerzas resultantes, y fuerzas internas (acumuladas).
23. Acumulación de momento y rotación en los resortes rotacionales.
24. Regreso al proceso número 12, para próximo incremento.

Luego de completado el proceso de análisis de las cargas estáticas aplicadas, los vectores de desplazamientos, fuerzas resultantes y fuerzas internas en los elementos, permanecen almacenados. Los resultados de la acumulación del proceso incremental son los valores iniciales del análisis dinámico de aplicación de aceleraciones en la base. También permanece la acumulación de momentos y rotaciones en los resortes rotacionales de los elementos.

#### **2.4 Evaluación de la integridad estructural de los elementos, para discontinuar el uso de su rigidez.**

Durante cada incremento de carga o aceleración luego de computadas las matrices de rigidez para cada elemento todos los elementos son evaluados con respecto a las condiciones de cargas internas de los mismos. Durante esta evaluación las cargas internas son comparadas contra límites de capacidad del elemento y de identificarse un elemento con carga que sobrepasa el límite se considerará como un elemento que ha llegado a falla. Un elemento que alcance falla mantendrá las cargas que ha sostenido hasta el momento, pero dejará de aportar rigidez para los próximos incrementos. Aunque el considerar que un elemento que se ha definido como fallado pueda continuar soportando las cargas que hasta el momento tenía puede que no sea un análisis

conservador en términos de seguridad, la intención es crear un balance con los límites que identifican capacidad máxima que pueden considerarse conservadores. Por ejemplo, al momento de definir los diagramas de interacción axial-momento para un elemento se computa basado en una capacidad de deformación unitaria máxima del hormigón de 0.003, cuando se esperaría que en la práctica un elemento bien confinado sostenga una deformación mayor. Al introducir estas evaluaciones de capacidad en los elementos y despreñar la rigidez que aporten en caso de sobrepasarla se puede interpretar como elementos que en adición a tener resortes rotaciones para el comportamiento en flexión, poseen articulaciones plásticas para el comportamiento axial en compresión, cortante en ambas direcciones, y torsión. Aunque es importante señalar que en este modelo una falla en cualquiera de los comportamientos antes señalados causaría la pérdida de rigidez en todos los comportamientos del elemento. Por ejemplo, un elemento que se identifica como fallado por capacidad a torsión dejará de aportar rigidez a la estructura en todas sus capacidades, torsión, flexión, cortante, axial.

El modelo evalúa las cargas internas de los elementos para considerarlos fallados, para los siguientes comportamientos.

- Inestabilidad del elemento inducida por efecto P-Delta.
- Capacidad en torsión, para ambos extremos del elemento.
- Capacidad por interacción de torsión y cortante, para ambos cortante en ambos extremos del elemento.
- Capacidad por cortante, para ambos cortante en ambos extremos del elemento.
- Capacidad por interacción de cargas axial y momentos biaxiales (*Bresler reciprocal load method*), para ambos extremos del elemento, para elementos en compresión con cargas axiales mayores a una especificada.

El modelo de análisis no considera como elemento fallado a un elemento cuya flexión sobrepase la capacidad a momentos últimos. Estos elementos continuarán aportando a la estructura de acuerdo a las reducciones en rigidez correspondientes por los resortes rotacionales y diagrama de momento – curvatura. Se crea un registro donde se identifica los elementos que alcanzaron momentos últimos con el respectivo grado de libertad, e incremento o tiempo donde ocurre. Igualmente, los elementos que se consideran fallados se registran indicando la razón de falla e incremento o tiempo relacionado, con este registro se puede estudiar el progreso de un posible colapso en la estructura.

## 2.5 Análisis estructural para cargas sísmicas

Luego de aplicadas todas las cargas estáticas en la cantidad de incrementos seleccionados, el modelo de análisis inicia la aplicación de cargas sísmicas por medios de registros de aceleraciones en la base utilizando la metodología de Newmark (Newmark, 1959). La programación del modelo permite aplicar un registro de aceleraciones en la dirección del eje X, Y o Z, o simultáneamente X y Y, o simultáneamente los tres ejes. Además, permite indicar un factor escala para cada dirección (X, Y, Z) por el cual se multiplicarían los valores de aceleración presentes en los registros correspondiente a cada dirección (se mantuvo en 1). También permite indicar si se considera o no un amortiguamiento proporcional a la masa y rigidez (incluyendo ciertos parámetros relacionados), e indicar la cantidad de incrementos en que se subdividiría cada valor de aceleración de los registros. La Figura 2 presenta un flujograma simplificado del procedimiento del modelo durante la aplicación de las cargas sísmicas.

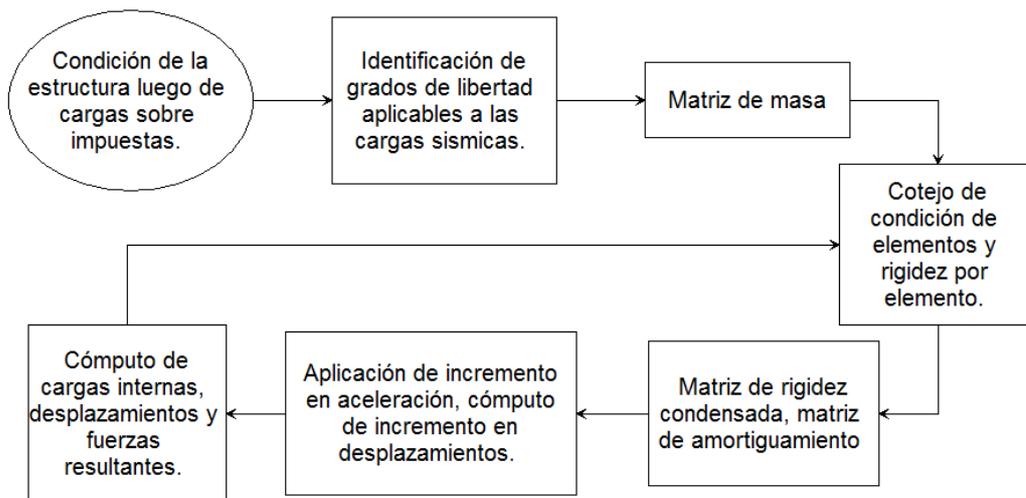


Figura 2: Flujograma simplificado del procedimiento relacionado a la parte dinámica del análisis.

El procedimiento es similar al utilizado para la solución de la aplicación de cargas por incrementos presentado en el anterior bosquejo. Las variaciones más significativas son la condensación de grados de libertad y la solución de los incrementos en desplazamiento para la aceleración aplicada. Para los análisis de este trabajo se aplicaron aceleraciones en ambas direcciones horizontales ( $X$  y  $Y$ ) y en la dirección vertical simultáneamente ( $Z$ ), con una estructura compuesta de 120 nodos se formaron 360 grados de libertad dinámicos. Los restantes 360 grados de libertad que permitían rotaciones fueron condensados. Luego de obtenida la solución de incremento en desplazamiento a causa del incremento en aceleración para los grados de libertad dinámicos se computaron las rotaciones en los restantes grados de libertad por medio de la formulación de la condensación. Una vez obtenidos todos los incrementos en desplazamiento para todos los grados de libertad se computan los incrementos en reacciones y cargas internas de los elementos.

$$[M]\{\Delta\ddot{u}_n\} + [C]\{\Delta\dot{u}_n\} + [K]\{\Delta u_n\} = -[M]\{\Delta\ddot{u}_g\} \quad (8)$$

Al combinar el método de Newmark (ecuaciones (3) y (4)) con la ecuación de equilibrio dinámico (ecuación (8)) obtenemos la ecuación (9) (Saiidi y Sozen, 1978) para el cómputo del incremento en desplazamiento para los grados de libertad condensados para el incremento en aceleración en la base.

$$\{\Delta u_n\} = \frac{[M]\{-\Delta\ddot{u}_g + (\frac{4}{\Delta t})\dot{u}_{n,i} + 2\ddot{u}_{n,i}\} + [C]\{(2)\dot{u}_{n,i}\}}{[M](\frac{4}{(\Delta t)^2}) + [C](\frac{2}{\Delta t}) + [K]} \quad (9)$$

## 2.6 Condensación de grados de libertad a grados de libertad dinámicos

Al buscar la solución de la ecuación de equilibrio para los incrementos de aceleración se considera los grados de libertad aplicables para la o las direcciones de aplicación del sismo. No se puede incluir otros grados de libertad ya que se desconoce los incrementos de aceleración para ellos, pero tampoco pueden ser ignorados ya que las características de rigidez entre ellos definen el comportamiento de la estructura. Se parte de la relación entre fuerzas y desplazamientos, se reorganiza los grados de libertad para separar los que serán acelerados por el sismo y los que no, y se manipula matemáticamente para tener una formulación que relacione sólo las fuerzas por aceleración con los desplazamientos por aceleración; esto se conoce como condensación de grados de libertad.

### 3 ESTRUCTURA Y PARÁMETROS DE ANÁLISIS.

Para el estudio se seleccionó una estructura de dimensiones típicas en términos de espaciamiento de los elementos de columnas, manteniendo una separación entre columnas de veinticinco pies medidos de centro a centro de elemento, variando la cantidad de pórticos por dirección. Se seleccionó una estructura compuesta por tres pórticos en la dirección de Y, y cuatro en la dirección de X. En búsqueda de una estructura donde las cargas axiales de los elementos de columnas fueran significativas, y los efectos de cargas laterales causadas por viento y terremoto tengan una aportación importante se escogió una estructura de 9 pisos. La Figura 3 muestra una vista tridimensional de la estructura seleccionada para este análisis.

En búsqueda de simplificar el proceso de análisis y a la vez limitar el comportamiento de la estructura a una condición de total aportación de capacidad por medio de las columnas no se incluyó en la estructura de estudio ninguna provisión de elevadores, escaleras, ni ninguna pared de índole estructural. Sin embargo, aparte de no incluir consideraciones para el movimiento de personas entre pisos todo el diseño de la estructura se efectuó considerando todos los parámetros para la obtención de un edificio funcional y completo enfocado a un uso de oficina. Se seleccionó un espaciamiento vertical entre centro de elementos de 14 pies, dando espacios a las vigas con profundidades que varían desde 34 hasta 26 pulgadas, espacio para conducto de acondicionadores de aire, rieles de comunicación, sistemas eléctricos, y tuberías de agua. Los componentes sostenidos en los techos, cerámica en los pisos, paredes de yeso y las fachadas con ventanales del perímetro fueron incluidos en los cálculos relacionados a peso y masa. Se consideraron las respectivas cargas vivas asociadas al uso de oficina, y las correspondientes cargas de viento y terremoto considerando que la estructura está localizada en Mayagüez, Puerto Rico, tipo de suelo D, categoría de exposición de viento C, y sin efectos topográficos que modifiquen las cargas de viento.

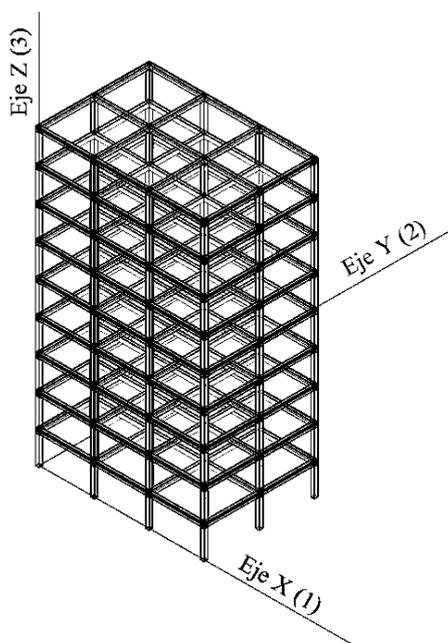


Figura 3: Estructura analizada en este estudio.

La planta por piso tiene aproximadamente  $3,875 \text{ ft}^2$  de área de piso, doce columnas, y diecisiete vigas distribuidas en ambas direcciones. Se identificaron los pórticos paralelos a la dirección Y por medio de números, y los paralelos a la dirección X por medio de letras (Figura 4). Esto sirvió para identificar las columnas según los pórticos en común y el número de piso.

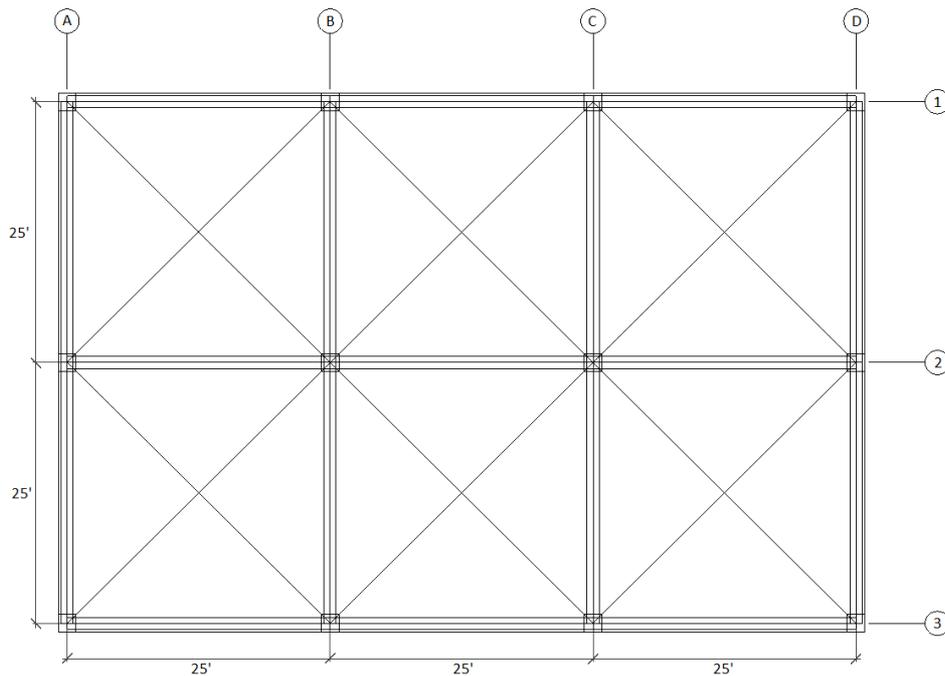


Figura 4: Planta de la estructura del estudio.

### 3.1 Cargas sobre impuestas en la estructura

Con el propósito de efectuar el diseño de la estructura y considerar las cargas gravitacionales durante los análisis del estudio, se utilizaron las cargas de diseño según el código *ASCE/SEI 7-05* (ASCE y SEI, 2006) en conjunto con el *Puerto Rico Building Code 2011* (Gobierno de Puerto Rico, 2012). A continuación, se muestra un bosquejo de las cargas utilizadas.

- Carga muerta propia de los elementos, considerando en peso unitario del hormigón reforzado de 150 pcf.
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de cerámica de piso y nivelación de 16 psf.
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de techos acústicos, iluminación y conductos de 10 psf.
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de paredes interiores de yeso de 15 psf.
- Carga muerta sobre impuesta en las vigas del perímetro por conceptos de ventanas y fachada de 112 lb/ft.
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de techo por concepto de impermeabilización de techos de 5.5 psf.
- Carga viva sobre impuesta en la losa de piso de 50 psf.
- Carga viva sobre impuesta en la losa de techo de 40 psf.
- Carga de viento según el capítulo 6 del *ASCE/SEI 7-05*.
- Carga sísmica según el capítulo 12 del código *ASCE/SEI 7-05*.

Las cargas de viento según el capítulo 6 del *ASCE/SEI 7-05* fueron utilizadas para el diseño de las secciones de hormigón. No se incluye cargas de viento en los análisis posteriores.

### 3.2 Diseño de columnas

Para el diseño de columna se cumplieron los requerimientos del código ACI318-14 incluyendo consideraciones sísmicas y se utilizaron los resultados de fuerzas internas de las distintas combinaciones de cargas. Los efectos torsionales en las columnas fueron mínimos y despreciables. El máximo de las combinaciones de cargas para las fuerzas internas de cortante en ambas direcciones fue utilizado para el diseño de cortante en ambas direcciones. Para el diseño de las fuerzas relacionadas al comportamiento axial, y flexión en ambas direcciones se diseñó tomando en consideración la interacción entre las tres fuerzas internas. Para esto se prepararon diagramas de interacción P-M aproximado para el elemento columna y en éste se graficaron la localización de las fuerzas de todas las combinaciones aplicables a esa columna. Una vez seleccionada las dimensiones de las columnas y el correspondiente refuerzo se corroboraron con la preparación de un diagrama de interacción más detallado. La Figura 5 muestra un ejemplo del diagrama de interacción utilizado para diseño, donde el triángulo es el diagrama de interacción aproximado por los puntos de compresión única, tensión única, y punto de balance de la sección. La línea horizontal muestra el máximo permitido por código en compresión. La curva es el diagrama de interacción detallado, y los diversos puntos representan condiciones de cargas internas para distintas combinaciones (en término de capacidades nominales requeridas, pues incluyen un aumento por el factor de reducción de capacidad,  $\phi=0.65$ ). Nótese que el punto de balance en la curva detallada y la aproximación triangular no coinciden en momento ya que el aproximado sólo utiliza la camada de acero perimetral para aportación al cómputo de momento interno, y la detallada incluye todas las camadas. En adición para corroborar la capacidad de la columna diseñada para resistir la aplicación de ambos momentos simultáneos junto con la carga axial se utilizó el método *Bresler reciprocal load method* (Wight y MacGregor, 2009).

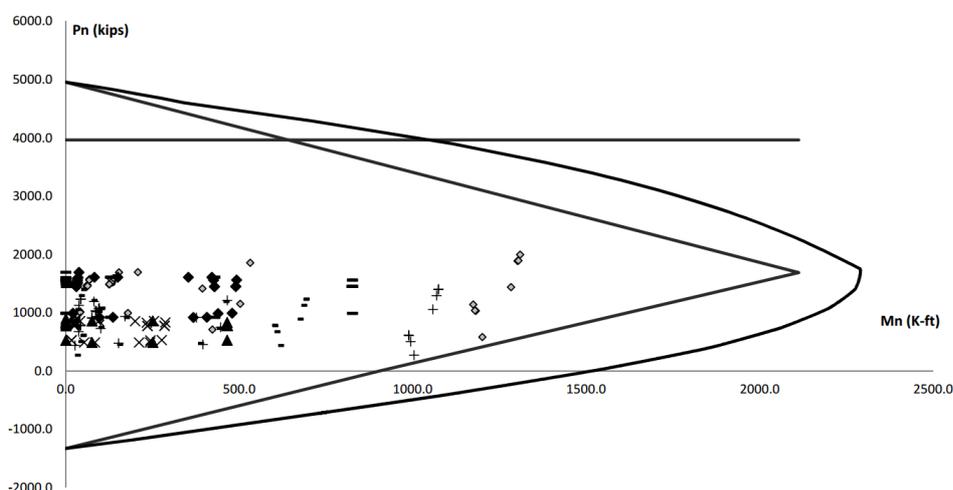


Figura 5: Diagrama de interacción utilizado para diseño de las columnas ejes 1 y 3 1er piso

A continuación, se hace mención de características significativas del diseño de las columnas de la estructura de estudio.

- Capacidad del hormigón a compresión seleccionada de 4,000 psi, todo refuerzo de acero con capacidad de cedencia de 60,000 psi.
- El diseño por cortante incluyó consideraciones sísmicas de momentos máximos probables en el elemento para la selección de refuerzo transversal; esto aumentó significativamente el requerimiento de capacidad a cortantes.
- El acero de refuerzo transversal para complementar la capacidad de resistencia a cortante

requerida resultaba en espaciamiento mayores a los requeridos por consideraciones sísmicas de confinamiento; el requisito de confinamiento controló en diseño en termino de espaciamiento del refuerzo transversal.

- El tamaño de la sección de las columnas fue controlado por los requerimientos (por código) para el diseño de conexiones vigas-columna, resultando en columnas cuadradas de treinta y tres pulgadas (33”).
- El refuerzo de las columnas fue controlado en gran medida por el requerimiento (por código) de que las columnas tengan una mayor capacidad en flexión (20%+) que la capacidad en flexión de las vigas que se apoyan en esta.
- Las áreas de acero de refuerzo longitudinal variaron de entre un 1.32% (24#7) hasta un 2.57%. (28#9).

Para simplificar el diseño y especificaciones de construcción se agruparon columnas con características de fuerzas internas similares en un mismo diseño. Sin embargo, las cargas laterales fueron mayores en la dirección de Y, requirieron de vigas de mayor resistencia en esa dirección. El requerimiento de columnas más resistentes que vigas controló la gran mayoría de los diseños de columnas, por lo cual la agrupación de columnas similares en un mismo diseño dependió grandemente de este requerimiento. Es por tal razón que se especificaron en diseño columnas iguales para el eje 2, y diseños iguales para los ejes 1 y 3. La Figura 6 muestra a modo de ejemplo las columnas diseñadas para el primer piso.

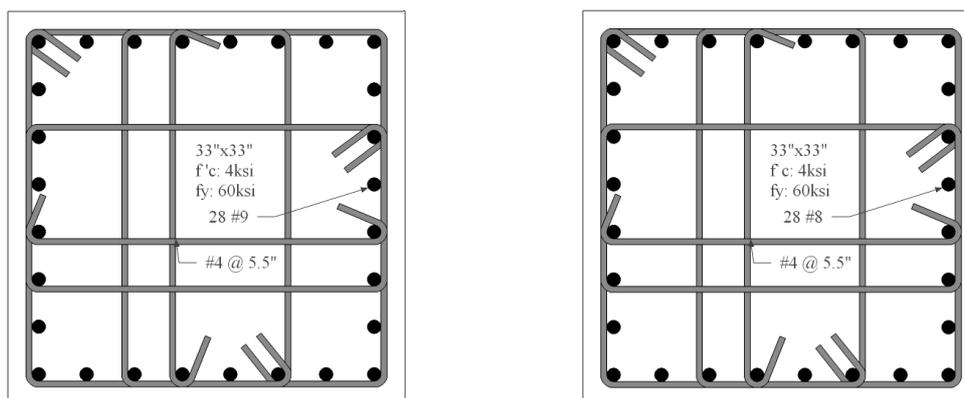


Figura 6: Secciones diseñadas para las columnas del 1<sup>er</sup> piso, eje 2 izquierda, eje 1 y 3 derecha

### 3.3 Parámetros de análisis y casos de estudios

Previamente durante la descripción del modelo de análisis se presentó el procedimiento de análisis y algunos de los parámetros de entrada a utilizarse durante los cómputos según fue programado. La Tabla 1 agrupan las características definidas para los casos estudiados.

Se estudiaron los treinta casos por medio de tres análisis, dos estáticos y uno dinámico. Primero, empuje lateral de la estructura en la dirección X. Segundo, empuje lateral de la estructura en la dirección Y. También en algunos casos se efectuaron análisis de empuje lateral global de la estructura en la dirección Y negativa. Tercero, aplicación de aceleración de terremoto en la base.

Todos los análisis efectuados consideraron la aplicación de las cargas gravitacionales antes que las laterales. Estas fueron aplicadas en dos grupos; el total de las cargas muertas fueron distribuidas y aplicadas en cincuenta (50) incrementos. No se utilizaron factores de cargas adicionales a reducir a un 75% las cargas vigas, las cargas muertas no fueron aumentadas o disminuidas (se utilizaron las cargas mencionadas en la sección 3.1). Posterior a las cargas

muestras se aplicó el 75% de las cargas vivas en cincuenta (50) incrementos. Una vez cargada la estructura de estudio con las cargas muertas y vivas, se aplicaban las cargas laterales. En la aplicación de cargas laterales se efectuaron dos análisis independientes. Primero, empujes laterales en distintas direcciones (*pushover*) y segundo aplicación de aceleraciones en la base por terremoto. Para los análisis de empuje lateral de la estructura se aplicó una carga lateral en incrementos (carga lateral total) de diez mil libras (10 kips). La aplicación de esta carga fue distribuida por piso asignando importancia en la distribución al peso del piso y su elevación según la sección 12.8.3, del ASCE/SEI 7-05, y a su vez distribuida en los nodos del piso de manera ponderada según el área tributable de la columna donde se localiza el nodo.

Hormigón	Acero de refuerzo	Características generales de la estructura
$f_c' = 4$ ksi $f_t' = 0.4$ ksi $\epsilon_{c0} = 0.002219$ $m_{0 \rightarrow u} = 300$ $\epsilon_{cu} = 0.003^*$ (* para diagrama interacción M - P)	$f_y = 60$ ksi $\epsilon_{sp} = 0.04$ $f_u = 90$ ksi $\epsilon_{su} = 0.12$ $E_s = 29,000$ ksi	Cantidad de nodos: 120 Cantidad de elementos: 261 Elementos distintivos: 42 Cantidad de losa: 54** (** 6 por piso)

Tabla 1: Características de la estructura estudiada.

Para el análisis comparativo del comportamiento estructural de los distintos casos durante la aplicación de cargas laterales causadas por un terremoto (aplicación de aceleraciones en la base) se seleccionó utilizar los registros de aceleraciones del terremoto El Centro ocurrido en *Imperial Valley*, California en 1940. Este terremoto fue seleccionado por tener aceleraciones comparables con las que pueden ser esperadas en caso de un terremoto fuerte en la región oeste de Puerto Rico, por mantener movimientos fuertes por aproximadamente veintiocho (28) segundos según se observa en las Figura 7. Los análisis fueron computados con la aplicación de 40 segundos de aceleraciones del terremoto. Se aplicaron las aceleraciones en ambas direcciones horizontales *X* y *Y* y el componente vertical simultáneamente. Como se muestra en la figura estos registros contenían aceleraciones máximas de 0.3129g a los 2.15 seg. para la dirección *X*, 0.2148g a los 11.48 seg. para la dirección *Y* y en términos verticales la mayor aceleración registrada fue de 0.205g a los 3.36 segundos.

#### 4 RESULTADOS

Como parte del estudio se comparó la variación en la relación de momento y curvatura para las columnas con hormigón deficiente, así como el cambio en los respectivos diagramas de interacción de carga axial y momento. Se analizó el comportamiento global de la estructura según fue diseñada (sin defectos) y treinta (30) casos con deficiencias en las columnas de acuerdo a una disminución de su capacidad en compresión y la localización de la(s) columna(s) afectada(s). Esto incluyó el cómputo de veinte (20) diagramas de interacción P-M, cincuenta y un (51) diagramas de momento curvatura, setenta y un (71) análisis de empuje lateral inelástico del edificio, y treinta y un (31) análisis dinámicos con la aplicación de las aceleraciones del terremoto El Centro (de 1940, California) en ambas direcciones horizontales de la estructura simultáneamente con las aceleraciones verticales.

La Tabla 2 muestra la identificación de los treinta casos estudiados que consistieron de diez (10) localizaciones distintas de columnas afectadas en el primer piso y tres casos distintos de capacidad del hormigón a compresión. En esta se identifica los distintos análisis: empuje lateral inelástico del edificio en la dirección de *X* ( $F_x$ ), empuje lateral inelástico del edificio en la

dirección de  $Y$  ( $F_y$ ), en dirección opuesta a  $Y$  ( $-F_y$ ) y el análisis dinámico del El Centro (**EC**). Las diez (10) plantas diferentes de deficiencias fueron evaluadas para 50%, 30% y 10% de la capacidad de diseño a compresión del hormigón. Estos valores fueron seleccionados buscando reducir considerablemente su capacidad para identificar variación en su comportamiento. Variaciones de menor magnitud no presentarían diferencias significativas en el comportamiento, ya que la mayoría de las formulaciones más utilizadas y aceptadas para definir capacidades de elementos de hormigón utilizan el valor del radical de la capacidad a compresión. La Tabla 3 muestra las relaciones porcentuales entre la capacidad a compresión y los valores de la raíz de ésta. Al utilizar como ejemplo un hormigón de 4,000 psi y reducir su capacidad a compresión en un 50%, sólo se ha reducido en 29.3% la aportación del hormigón a los comportamientos relacionados con la raíz de la capacidad a compresión. Adicional a esto al decidir el utilizar los 50%, 30% y 10% de la capacidad de diseño se consideró también que los refuerzos de acero tienen gran aportación a la capacidad y comportamiento de los elementos, y las características de estos refuerzos no son disminuidas en este estudio.

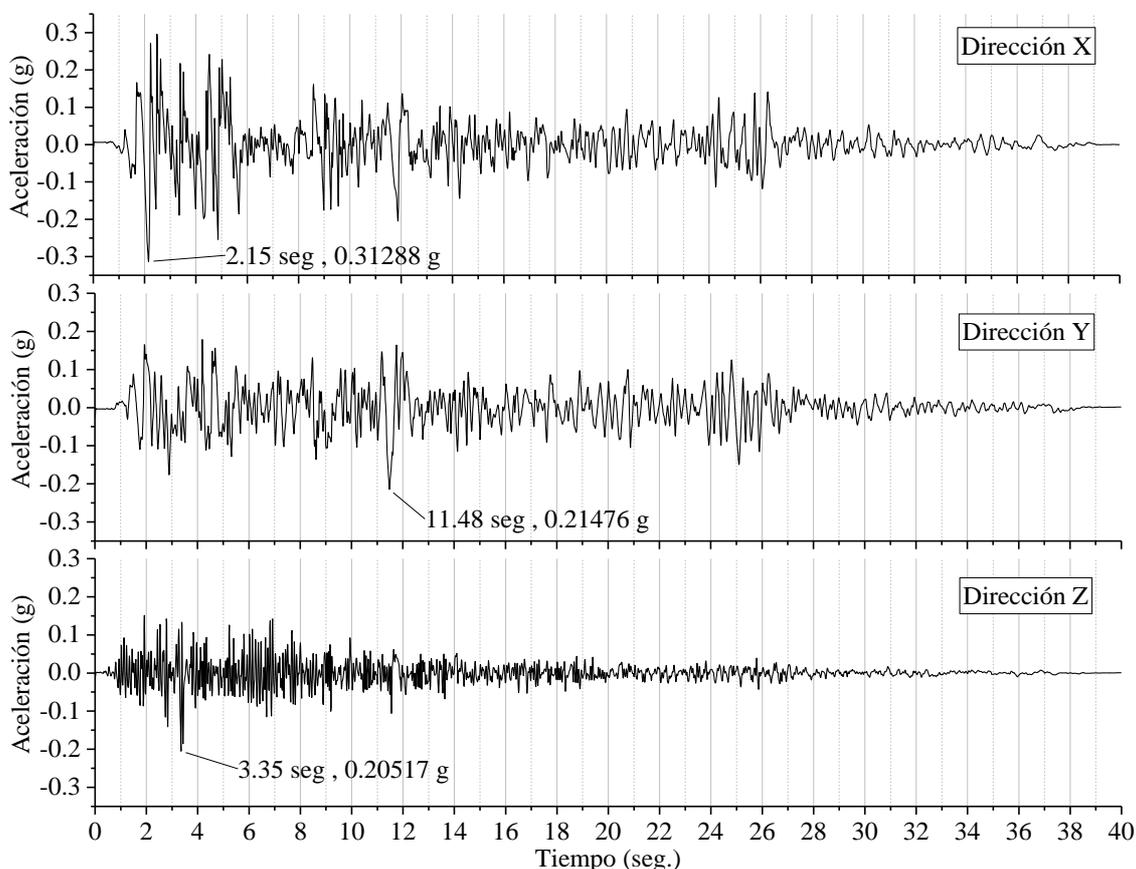


Figura 7: Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940).

La diez (10) localizaciones distintas de columnas afectadas que fueron seleccionadas para considerar los diversos casos fueron: columna de esquina la afectada, del perímetro, del interior, un pórtico perimetral completo, un pórtico interior completo, dos pórticos, todas las columnas de la planta, una columna de esquina en compresión, una sesión de esquina, y media planta en diagonal. Los casos de estudio con deficiencia en las columnas requirieron del cómputo de los respectivos diagramas de momento curvatura para las columnas con deficiencia. La Figura 8 es un ejemplo de los gráficos resultante de esto para una de las columnas del 1er piso con deficiencias.

Núm. de caso	Columnas con deficiencias	Capacidad del hormigón	Análisis completados
1	A3	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
11		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
21		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
2	B3	50% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
12		30% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
22		10% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
3	B2	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
13		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
23		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
4	Eje 3	50% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
14		30% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
24		10% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
5	Eje 2	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
15		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
25		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
6	Ejes 2 y 3	50% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
16		30% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
26		10% $f_c$	Fx, Fy, -Fy, EC
7	Todas	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
17		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
27		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
8	D1	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
18		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
28		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
9	C1, D1, D2	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
19		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
29		10% $f_c$	Fx, Fy, EC
10	B1, C1, D1, C2, D2, D3	50% $f_c$	Fx, Fy, EC
20		30% $f_c$	Fx, Fy, EC
30		10% $f_c$	Fx, Fy, EC

Tabla 2: Identificación de casos de estudio y análisis efectuados a estos.

#### 4.1 Comportamiento de la estructura sin defectos

El análisis no lineal tridimensional estático y dinámico utilizado para este estudio puede generar una gran cantidad de resultados para los distintos casos evaluados. Para el alcance de este trabajo se evaluó el comportamiento global del edificio principalmente en términos de los desplazamientos laterales del techo antes de iniciar fallas importantes y las cargas asociadas a ese instante, o el tiempo en sismo para los análisis dinámicos.

Para la estructura sin defectos la Figura 9 muestra un gráfico de desplazamiento lateral del techo contra carga lateral aplicada para ambas direcciones, correspondiente a los análisis de empuje lateral (*pushover*). En éste se identifican las cargas de diseño laterales tanto sísmicas como de viento (estas cargas de diseño se identifican con la intención que sirvan de

comparación, durante el análisis de empuje lateral no se considera simultáneamente el efecto del viento), se identifican los puntos donde la primera viga forma una articulación plástica y el punto donde falla la primera columna, indicando con esa falla el instante de desplazamiento máximo. Este gráfico sirvió de base para gráficos similares preparados para cada caso estudiado, donde se presenta el comportamiento del caso sobreimpuesto al comportamiento de la estructura sin defectos.

$f_c$ (psi)	% de $f_c$	$\sqrt{f_c}$ (psi)	% de $\sqrt{f_c}$
<b>4000</b>	<b>100.0%</b>	<b>63.25</b>	<b>100.0%</b>
3600	90.0%	60.00	94.9%
3200	80.0%	56.57	89.4%
2800	70.0%	52.92	83.7%
2400	60.0%	48.99	77.5%
<b>2000</b>	<b>50.0%</b>	<b>44.72</b>	<b>70.7%</b>
1600	40.0%	40.00	63.2%
<b>1200</b>	<b>30.0%</b>	<b>34.64</b>	<b>54.8%</b>
800	20.0%	28.28	44.7%
<b>400</b>	<b>10.0%</b>	<b>20.00</b>	<b>31.6%</b>

Tabla 3: Relaciones porcentuales entre la capacidad a compresión y su raíz.

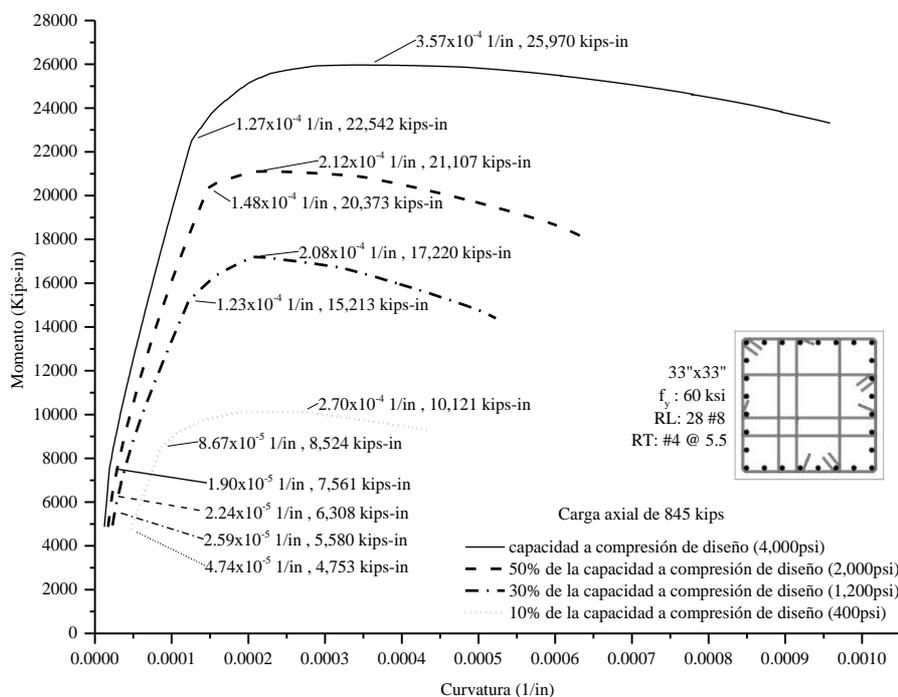


Figura 8: Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su capacidad a compresión B1, C1, B3, C3 1<sup>er</sup> piso..

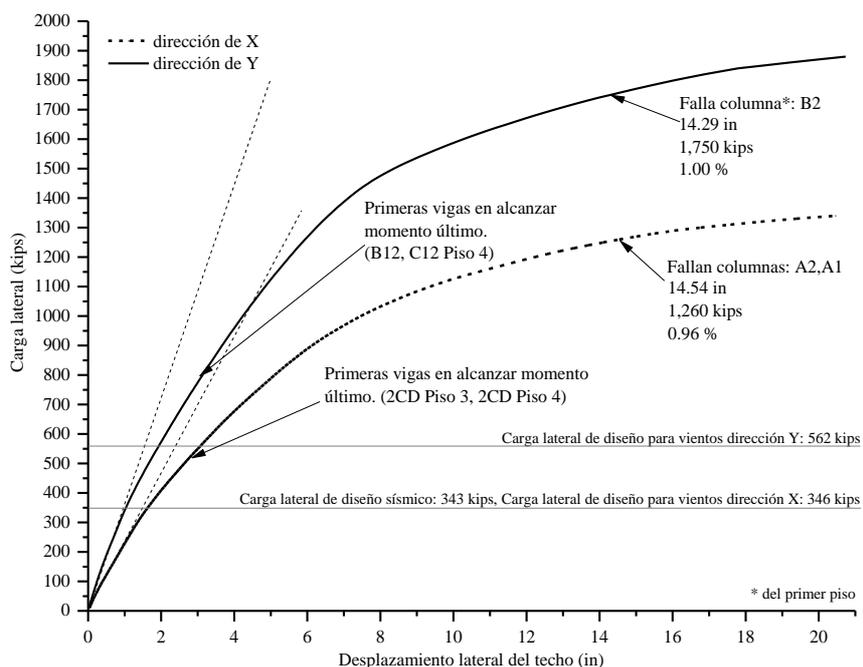


Figura 9: Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, análisis de estructura sin defectos.

Otra herramienta utilizada para evaluar el comportamiento de la estructura para el caso del análisis dinámico es la Figura 10, que muestra los desplazamientos laterales y verticales del techo durante la aplicación del terremoto El Centro. En esta gráfica se incluyen los desplazamientos laterales máximos y se observa que el desplazamiento vertical es mínimo en comparación a los laterales por lo que no se detalla este máximo. Similar a la gráfica asociada a los empujes laterales, ésta grafica de desplazamientos durante el sismo servirá de base para comparar los distintos casos estudiados.

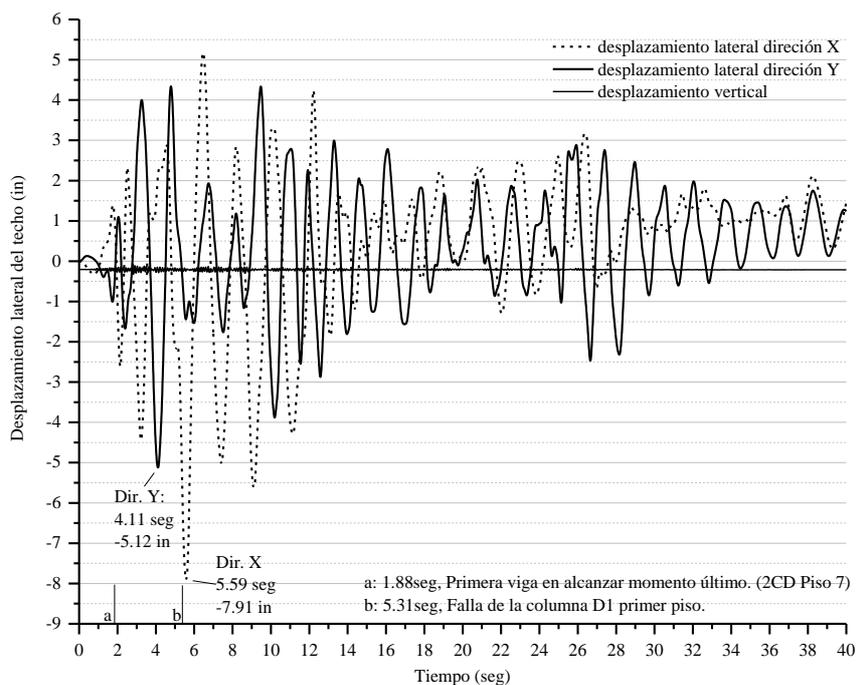


Figura 10: Desplazamiento lateral y vertical del techo durante terremoto El Centro, para la estructura sin defectos.

#### 4.2 Ejemplo de caso (#4), hormigón con 50% $f'_c$ en las columnas del pórtico eje 3.

En el caso con deficiencias que resulta en que tengan sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión en las columnas del pórtico eje 3 1er piso, se completaron cuatro análisis, empuje lateral en la dirección de **X**, empuje lateral en la dirección de **Y**, empuje lateral en la dirección **Y negativa** y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La Figura 11 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en las direcciones **X** y **Y**. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos sin deficiencia. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de **X** es similar al de la estructura sin deficiencias con sólo una disminución de un 1.6% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 0.44 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral **X**, y su capacidad lateral es 358% la carga de diseño lateral. En la dirección **Y negativa** el comportamiento muestra una disminución de un 19.4% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 0.82 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de la carga de diseño lateral **Y**, y su capacidad lateral es 250% la carga de diseño lateral.

La Figura 12 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en el techo (líneas sólidas) contra el comportamiento de la estructura según diseñada (líneas entrecortadas). El comportamiento dinámico mostró un comportamiento muy similar al de la estructura sin deficiencias, con desplazamientos prácticamente iguales en la dirección de **Y** y mayor por 0.19 pulgadas en la dirección de **X**.

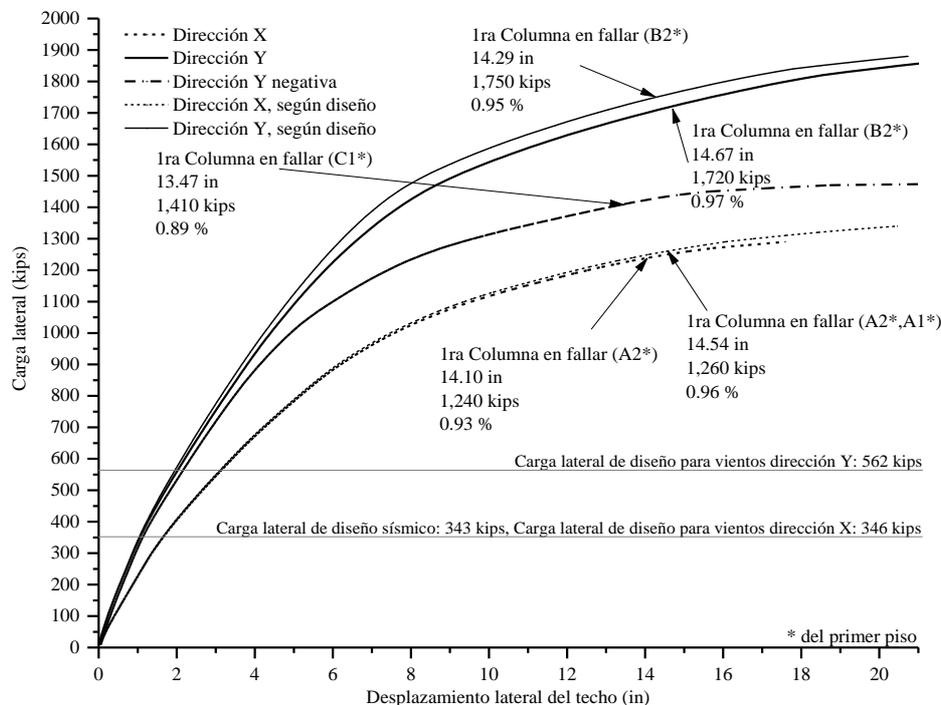


Figura 11: Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis núm. 4.

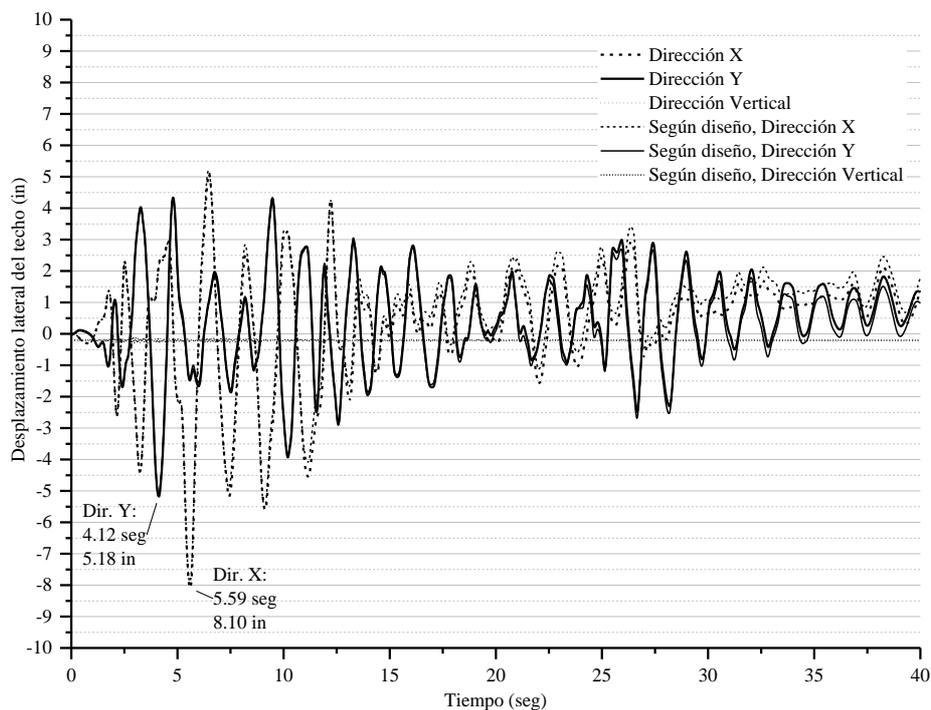


Figura 12: Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro, caso de análisis núm. 4.

#### 4.3 Ejemplo de caso (#5), hormigón con 50% $f'_c$ en las columnas del pórtico eje 2.

Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de  $X$ , empuje lateral en la dirección de  $Y$  y análisis dinámico con el terremoto El Centro. La Figura 13 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en las direcciones  $X$  y  $Y$ , similar a la comparación anterior. El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de  $X$  es similar al de la estructura sin deficiencias con una disminución de un 3.2% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 1.01 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral  $X$ , y su capacidad lateral es 353% la carga de diseño lateral. En la dirección  $Y$  el comportamiento muestra una disminución de un 7.4% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 2.51 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral  $Y$  y su capacidad lateral es 288% la carga de diseño lateral.

La Figura 14 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias para el caso núm. 5 por medio de los desplazamientos en el techo (líneas sólidas) contra el comportamiento de la estructura según diseñada (líneas entrecortadas). El comportamiento dinámico coincidió por los primeros 5.31 segundos al de la estructura sin deficiencias, pero se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso de la estructura aproximadamente a los 7.5 segundos.

#### 4.4 Ejemplo de caso (#27), hormigón con 10% $f'_c$ en todas las columnas del 1er piso.

Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de  $X$ , empuje lateral en la dirección de  $Y$  y análisis dinámico con el terremoto El Centro para una estructura que sólo tiene un 10% (400 psi) de la capacidad de diseño del hormigón a compresión en todas las columnas del 1<sup>er</sup> piso. La Figura 15 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en las direcciones  $X$  y  $Y$ , similar a la comparación anterior. El

comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de **X** en comparación al de la estructura sin deficiencias con una disminución de un 35.6% en la capacidad, una disminución en desplazamiento de 8.63 pulgadas y su capacidad lateral es 234% la carga de diseño lateral. En la dirección **Y** el comportamiento muestra una disminución de un 56.6% en la capacidad, una disminución en desplazamiento de 10.9 pulgadas. y su capacidad lateral es 135% la carga de diseño lateral.

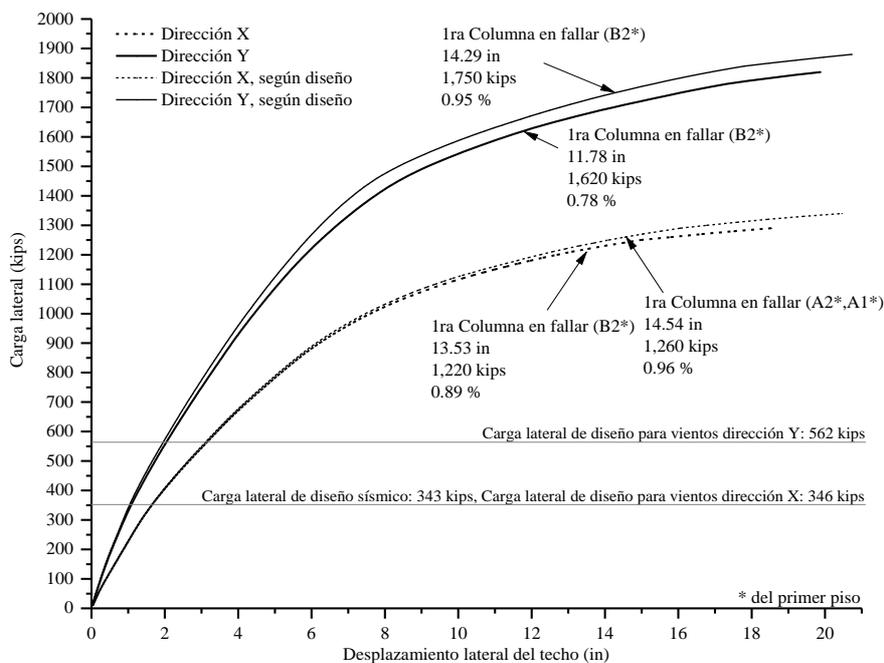


Figura 13: Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis núm. 5.

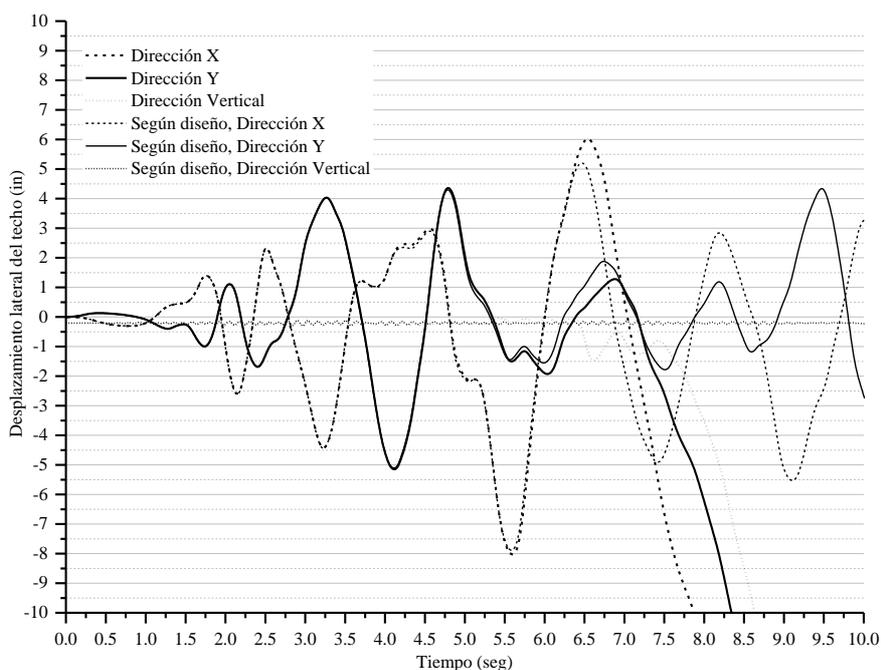


Figura 14: Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro, caso de análisis núm. 5.

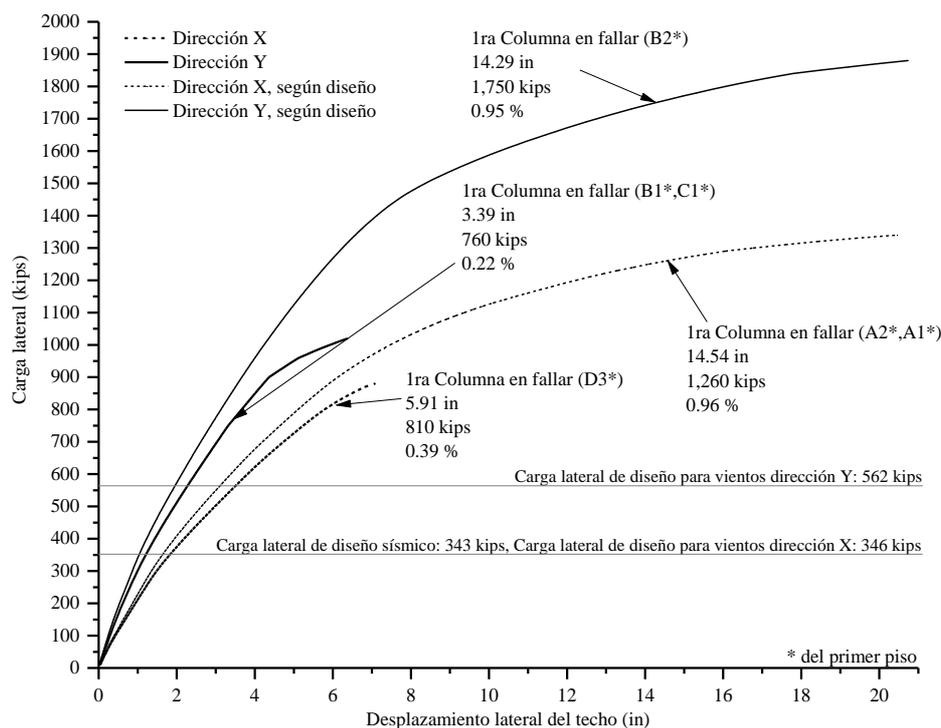


Figura 15: Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis núm. 27.

La Figura 16 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias de  $10\% f'_c$  en todas las columnas del 1er piso por medio de los desplazamientos en el techo (líneas sólidas) contra el comportamiento de la estructura según diseñada (líneas entrecortadas). Los casos evaluados para la condición de  $10\% f'_c$  muestran un comportamiento semejante en tendencia a la de sus casos similares en planta con deficiencias de menor magnitud. La tendencia es una disminución de la capacidad a cargas laterales de empuje, y una disminución en la deformación lateral del techo asociada al inicio de falla de la estructura. Casos con una sola columna con deficiencias mantienen comportamiento competente en los análisis de empuje lateral. Los casos 26 y 27 donde un gran número de columnas contienen deficiencias muy significativas muestran un comportamiento muy poco dúctil, pero mantienen capacidades de carga laterales por encima de las cargas laterales de diseño. Para los análisis dinámicos de aplicación del terremoto los diez casos con  $10\% f'_c$  comenzaron con un comportamiento muy similar al de la estructura sin deficiencia, pero a los pocos segundos comenzaron secuencias de fallas que ocasionaban el colapso de la estructura. En comparación a lo relacionado a los tiempos, estos colapsos ocurrieron a menor tiempo que sus casos homólogos con menor magnitud de deficiencia.

## 5 CONCLUSIONES

En términos del comportamiento aislado de elementos afectados es importante reconocer que los cambios en comportamiento momento curvatura se agudiza en elementos con deficiencias en hormigón a medida que aumenta la carga axial del elemento, ocasionando que el elemento sea uno menos dúctil y resistente. En relación a la interacción de fuerzas internas axiales y momentos para una columna, una pérdida del 90% de la capacidad del hormigón no necesariamente se traduce a una pérdida del 90% de la capacidad a resistir fuerzas aplicada al elemento, ya que las aportaciones de capacidad provista por el acero de refuerzo pueden ser significativa. Relacionar una deficiencia en el hormigón con una pérdida en capacidad a resistir

fuerzas del elemento no es independiente de la razón de refuerzo del elemento y las características geométricas y localización del refuerzo de la sección.

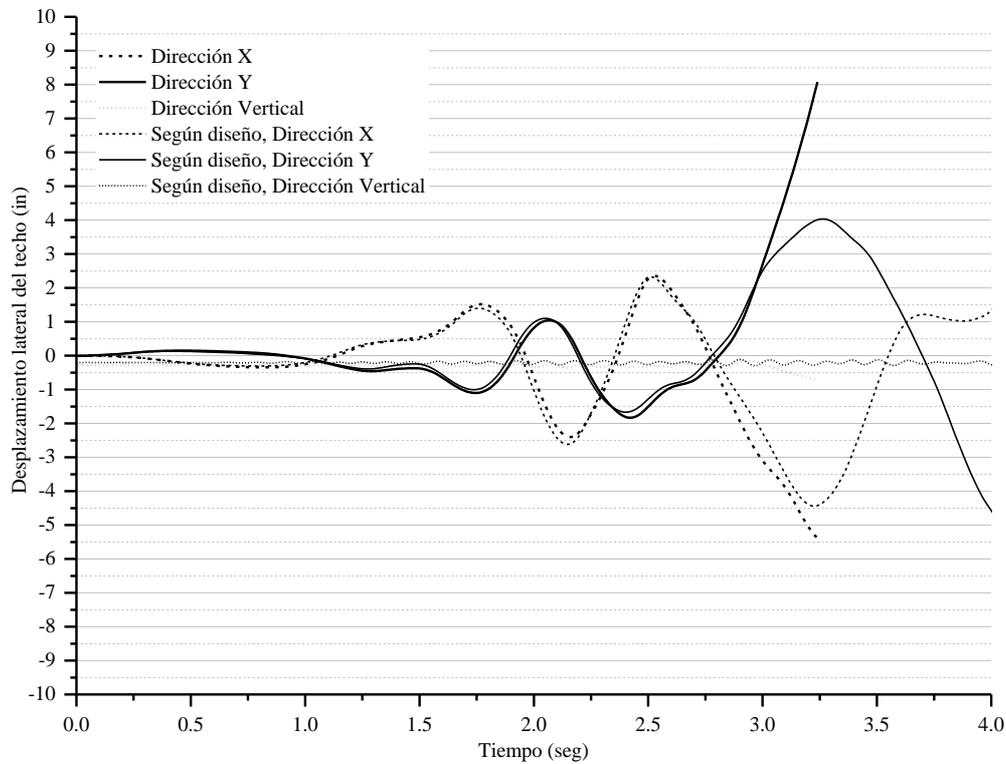


Figura 16: Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro, caso de análisis núm. 27.

En términos del comportamiento general de la estructura con deficiencia en las columnas lo primero a observar es que todos los casos estudiados fueron capaces de soportar las cargas gravitacionales sin presentar diferencias significativas en su comportamiento al compararlas con la estructura sin deficiencias. **Estructuras correctamente diseñadas con los códigos de construcción modernos son capaces de soportar las cargas gravitatorias, aunque posean un gran número de columnas construidas con deficiencias en el hormigón.**

Observando el comportamiento general de todos los casos la presencia de deficiencias en columnas disminuye la capacidad de la estructura a sostener cargas laterales a medida que aumentan el número de columnas afectadas y la magnitud de la deficiencia. La mayor tendencia entre los casos fue a presentar un menor desplazamiento lateral del techo al momento de falla a medida que se aumentaban las deficiencias, mostrando una estructura de menor ductilidad con los aumentos en deficiencias. Al observar los resultados relacionados a desplazamiento laterales del techo asociado al instante de falla es importante reconocer que las disminuciones en estos desplazamientos a medida que la estructura es afectada por deficiencias no implica un aumento en la rigidez de la misma, sino una disminución a su capacidad a deformarse y una menor ductilidad global de la estructura. **Un aumento en la cantidad de columnas con deficiencias y la magnitud de estas deficiencias disminuye la capacidad global de la estructura a resistir cargas laterales y disminuye la ductilidad de la estructura.**

Con los análisis relacionados a empuje lateral se observa que estructuras con varias columnas afectadas mantienen buena capacidad a cargas laterales y desempeño adecuado en caso de cargas continuas y en una misma dirección. Casos extremos de deficiencias (caso núm. 27, 90% de reducción de la capacidad del hormigón) para todas las columnas, aún son capaces de sostener todas las cargas gravitacionales y tener una capacidad lateral mayor de las cargas de

diseño requeridas (sin los factores de combinación de cargas), aunque con un comportamiento de baja ductilidad, baja capacidad a desplazamientos laterales y una baja redundancia estructural que pudiera aportar a un sentido de inseguridad en la estructura. **Análisis de empuje lateral sugieren que una estructura correctamente diseñada con los códigos de construcción modernos, aún con marcadas deficiencias en varias columnas, puede mantener un comportamiento competente ante la aplicación de las cargas laterales continuas en la misma dirección.**

Lo observado con la diferencia en comportamiento entre las direcciones X y Y para algunos de los casos sugieren que el efecto de una columna con defectos es más perjudicial para la dirección de menor columnas por pórtico, aunque tenga mayor cantidad de pórticos. Con el comportamiento de otros casos se observa que las columnas con deficiencias localizadas en los extremos del pórtico en compresión causada por carga lateral, causa una disminución a la capacidad lateral de la estructura de entre un 17% a 30% más que si están localizan en el perímetro opuesto de la estructura (tensión por carga lateral). **Defectos en una columna es más crítico en extremos de pórticos donde la carga lateral aumenta la compresión en la columna, que en el extremo donde la carga lateral ocasiona una disminución en compresión.**

Del comportamiento entre las direcciones X y Y de varios casos analizados se observan que una estructura tiene mejor comportamiento frente a cargas laterales a medida que aumenta el número de columnas por pórtico frente a una con menor número de columnas y mayor número de pórticos. Algunos de los casos de análisis sugieren que columnas deficientes en pórticos de pocas columnas, son menos perjudiciales al estar en el interior del pórtico que en el perímetro del mismo. **Defectos en una columna es más crítico para direcciones o pórticos con un menor número de columnas, aunque se posea mayor número de pórticos, que en pórticos con mayor número de columnas.**

En resumen, de lo antes mencionado y conclusión general de los análisis de empuje lateral; deficiencias disminuyen la capacidad a resistir cargas laterales, pero aun así se podría tener un número significativo de columnas con deficiencias importantes y poder soportar una carga lateral unidireccional hasta tres veces la carga lateral de diseño, pero sólo al no aplicar carga significativa en la otra dirección. Sin embargo, resultados de los análisis dinámicos sugieren una conclusión más conservadora, adecuada ya que es un análisis en condiciones más críticas al aplicar simultáneamente cargas en ambas direcciones horizontales a través de aceleraciones e incluir aumentos y disminuciones de cargas axiales en las columnas a causa del componente de aceleraciones verticales. **Una deficiencia en una columna puede modificar la rigidez de la estructura de forma tal que se altere drásticamente el comportamiento dinámico.**

La estructura de estudio sin deficiencia logró resistir el terremoto aplicado (El Centro, 1940) con daños menores (falla en una columna de esquina) y con un buen desempeño manteniendo bajos desplazamientos laterales y verticales. Cuatro de los casos estudiados resistieron el terremoto con resultados similares a la estructura según diseñada; estos mantenían deficiencias no extremas y para uno de los casos la deficiencia colaboró a un mejor desempeño de edificio durante el terremoto. Sin embargo, estructuras con deficiencias similares en donde la variación podía ser sólo la localización de la columna afectada (en término de intercambiar posición con la columna del lado) mostraron comportamientos dinámicos significativamente diferentes, una con buen desempeño versus un colapso de la estructura. Estas muestras de comportamiento obligan a concluir que el comportamiento de una estructura ante los irregulares y variantes movimientos de un terremoto fuerte es peculiar para cada estructura y que es drásticamente cambiante para pequeños cambios en la estructura. Por lo cual se requiere de análisis dinámicos

no lineales para evaluar el comportamiento estructuras con deficiencias en las columnas. **El estudio dinámico no lineal en tres direcciones permite observar comportamientos y riesgos que no pueden ser identificados en los análisis no lineales estáticos.**

## 6 REFERENCIAS

American Concrete Institute, (2014), “Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-14)” / “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14)”, ISBN: 978-0-87031-930-3

American Society of Civil Engineers, Structural Engineering Institute, (2006), “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-05”, ISBN: 0-7844-0831-9

Chapra, Steven C., Canale, Raymond P. , (2009), “Numerical Methods for Engineers, 6<sup>th</sup> Edition”, McGraw – Hill Primis, ISBN: 0-39-095080-7, Págs. 65 – 70

Chen W.F. , Lui, E. M. , (1991), “Stability Design of Steel Frames”, CRC Press, ISBN: 0-8493-8606-3, Págs. 157-164

Desai, C. S., Abel, John F. (1972), “Introduction to the Finite Element Method : A Numerical Method for Engineering Analysis”, Van Nostrand Reinhold Co., ISBN: 0-442-22083-9

Giberson, M. F. , (1967), "The Response of Nonlinear Multistory Structures Subjected to Earthquake Excitation." , California Institute of Technology

Gobierno de Puerto Rico, (2012), “2011 Puerto Rico Building Code”, Reglamento Num. 8222 Registrado en el Departamento de Estado, enmienda el Num. 7965 del 2010

Hognestad, Eivind , (1951) “A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members”, Bulletin 399, University of Illinois, Experiment Station, Urbana III

Lahey Computer Systems, Inc., (2004), “LF Fortran 95 Language Reference, Revision G.02”, Lahey Computer Systems, Inc., 865 Tahoe Boulevard, P.O. Box 6091, Incline Village, NV 89450-6091

Lopez, Ricardo Rafael , (1987), “A numerical model for nonlinear response of R/C frame-wall structures”, Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign

Mamlouk, Michael S. , Zaniwski, John P , (2006), “Materials for Civil and Construction Engineers, Second Edition”, Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-147714-5

Newmark, N.M. , (1959), “A method of computation for structural dynamics”, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, 85 (EM3) 67-94

Otani, S., (1981), “Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis” Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo

Saiidi, M. and Sozen, M. A., "Simple and Complex Models for Nonlinear Seismic Response of Reinforced Concrete Structures", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 512, University of Illinois, Urbana, November 1983

Sennett, Robert E. , (1994), “Matrix Analysis of Structures”, Waveland Press Inc, ISBN: 1-55766-143-5

Wight, James K , MacGregor, James G , (2009), “Reinforced Concrete Mechanics And Design 5<sup>th</sup> Edition”, Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-228141-4