Análisis no lineal tridimensional estático y dinámico de pórticos de hormigón armado con deficiencia en el hormigón de columnas

por

Juan Arnaldo Rodríguez Vargas

Tesis sometida en cumplimiento parcial de los requisitos del grado de

MAESTRÍA EN CIENCIAS en INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO RECINTO UNIVERSITARIO DE MAYAGÜEZ Julio 2015

Aprobado por:

Ricardo R. López Rodríguez, Ph.D. Presidente, Comité Graduado

Luis E. Suarez Colche, Ph.D. Miembro, Comité Graduado

José O. Guevara Guillen, Ph.D. Miembro, Comité Graduado

Fernando Gilbes Santaella, Ph.D. Representante de estudios graduados

Ismael Pagán Trinidad, M.S. Director del Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura Fecha

Fecha

Fecha

Fecha

Fecha

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 Newmark 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 y se compararon las fuerzas internas versus las capacidades por incremento 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.

ABSTRACT

This work consisted in developing and programming a three dimensional non-linear analysis model for reinforced concrete structures using the incremental method for the application of loads or displacements and the Newmark Beta method for the application of seismic accelerations on the base using two horizontal directions and the vertical component. One component elements with rotational springs in both directions were used for modelling inelastic behavior in flexure, with the Takeda hysteretic model. The P-Delta effect was considered and internal forces were compared with the capacities for each increment for the possible elimination of the stiffness of the elements. The model was used for the study of global behavior of frame structures with deficiencies in the concrete of the columns. Deficiencies were defined by means of a decrease in their compression capacity. Three cases of magnitude of deficiency and ten localization cases were considered, completing one hundred and two (102) analysis on thirty (30) case studies showing the effects of these deficiencies in the structure by means of static and dynamic analysis. Structures with a significant number of affected columns showed a competent performance against static lateral loads. The application of earthquake El Centro of 1940 in its three directions caused the collapse of the majority of the structures with deficiency.

TABLA DE CONTENIDO

Res	sumen	ii
Abs	stract	iii
Tab	ola de co	ntenidoiv
List	tado de t	ablasix
List	tado de f	īgurasxi
1.	Introdu	cción1
2.	Trabajo	os previos
	2.1.	Comportamiento inelástico del hormigón4
	2.2.	Comportamiento inelástico del acero
	2.3.	Elementos de un componente, resortes rotacionales
	2.4.	Comportamiento histerético de hormigón reforzado
	2.5.	Metodología incremental para el análisis no-lineal y dinámico9
3.	Modelo	para el análisis
	3.1.	Descripción del sistema de grados de libertad y convención de signos 13
	3.1.1.	Grados de libertad en la estructura17
	3.2.	Características de las secciones computadas previo al modelo de análisis 18
	3.2.1.	Características geométricas de la sección 19
	3.2.2.	Relación de momento vs. curvatura
	3.2.3.	Interacción entre carga axial y momento
	3.3.	Datos requeridos para el modelo de análisis

3.4.	Descripción de los elementos estructurales	28
3.4.1.	Elemento Viga / Columna (elemento de un componente)	29
3.4.1.	1. Resortes rotacionales	29
3.4.1.2	2. Matriz de rigidez del elemento Viga - Columna	30
3.4.1.	3. Modificación de la matriz de rigidez de los elementos por efecto P-Delta	35
3.4.2.	Aportación de rigidez por losa estructural	36
3.5.	Análisis estructural por metodología incremental para cargas aplicadas	37
3.5.1.	Evaluación de la integridad estructural de los elementos, para	
	descontinuar el uso de su rigidez.	45
3.5.1.	1. Inestabilidad del elemento inducida por efecto P-Delta	46
3.5.1.2	2. Capacidad en torsión, para ambos extremos del elemento	47
3.5.1.	3. Capacidad por interacción de torsión y cortante	48
3.5.1.4	4. Capacidad por cortante	49
3.5.1.	5. Capacidad por interacción de carga axial y momentos biaxiales	49
3.6.	Análisis estructural para cargas sísmicas	50
3.6.1.	Condensación de grados de libertad a grados de libertad dinámicos	52
3.6.2.	Matrices de masa y amortiguamiento para el análisis sísmico	53
3.6.3.	Aplicación de aceleración en la base.	55
Diseñ	o de la estructura y parámetros de análisis	59
4.1.	Cargas sobre impuestas en la estructura	61
4.1.1.	Cómputo de cargas de viento para el diseño de la estructura	62
4.1.2.	Computo de cargas sísmicas para el diseño de la estructura	64
4.2.	Diseño de la estructura del estudio	67

4.

	4.2.1.	Diseño de vigas
	4.2.2.	Diseño de columnas
	4.2.3.	Resumen del diseño
	4.3.	Parámetros de análisis
5.	Result	ados
	5.1.	Resultados de análisis para la estructura según diseño
	5.1.1.	Comportamiento de la estructura según diseño99
	5.2.	Relación momento curvatura y diagramas de interacción P-M de columnas con
		deficiencias 103
	5.3.	Caso 1 – Hormigón con 50% f'_c de diseño en la columna A3 107
	5.4.	Caso 2 – Hormigón con 50% f'_c de diseño en la columna B3 110
	5.5.	Caso 3 – Hormigón con 50% f'_c de diseño en la columna B2 113
	5.6.	Caso 4 – Hormigón con 50% f'c de diseño en las columnas del pórtico 3 116
	5.7.	Caso 5 – Hormigón con 50% f'c de diseño en las columnas del pórtico 2 119
	5.8.	Caso 6 – Hormigón con 50% f'c de diseño en las columnas de los pórticos 2 y 3. 122
	5.9.	Caso 7 – Hormigón con 50% f'c de diseño en todas las columnas del piso 125
	5.10.	Caso 8 – Hormigón con 50% f'c de diseño en la columna D1 128
	5.11.	Caso 9 – Hormigón con 50% f'c de diseño en las columnas C1, D1, y D2 131
	5.12.	Caso 10 – Hormigón con 50% f'c de diseño en las columnas B1, C1, D1,
		C2, D2 y D3
	5.13.	Caso 11 – Hormigón con 30% f ² c de diseño en la columna A3 137
	5.14.	Caso 12 – Hormigón con 30% f°c de diseño en la columna B3 140
	5.15.	Caso 13 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna B2 143

5.16.	Caso 14 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas del pórtico 3 146
5.17.	Caso 15 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas del pórtico 2 149
5.18.	Caso 16 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas de los
	pórticos 2 y 3 152
5.19.	Caso 17 – Hormigón con 30% f'c de diseño en todas las columnas del piso 155
5.20.	Caso 18 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna D1 158
5.21.	Caso 19 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas C1, D1 y D2 161
5.22.	Caso 20 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas B1, C1, D1,
	C2, D2 y D3
5.23.	Caso 21 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna A3 167
5.24.	Caso 22 – Hormigón con 10% f°c de diseño en la columna B3 170
5.25.	Caso 23 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna B2 173
5.26.	Caso 24 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas del pórtico 3 176
5.27.	Caso 25 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas del pórtico 2 179
5.28.	Caso 26 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas de los
	pórticos 2 y 3
5.29.	Caso 27 – Hormigón con 10% f'c de diseño en todas las columnas del piso 185
5.30.	Caso 28 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna D1 188
5.31.	Caso 29 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas C1, D1 y D2 191
5.32.	Caso 30 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas B1, C1, D1,
	C2, D2 y D3
Discus	sión de resultados
6.1.	Relación de momento curvatura 197

6.

	6.2.	Interacción del comportamiento axial y flexión	198
	6.3.	Alteración del comportamiento estructural por caso	199
7.	Conclu	siones y recomendaciones	210
8.	Refere	ncias	216

LISTADO DE TABLAS

Tabla 3-1 : Relación entre los grados de libertad por nodos con el sistema de coordenadas
tridimensional
Tabla 3-2 : Definición de la nomenclatura para los grados de libertad de los elementos 16
Tabla 3-3 : Nomenclatura de características relacionadas a la sección del elemento
Tabla 4-1 : Cargas laterales de diseño para viento por piso
Tabla 4-2 : Cargas laterales de diseño sísmico por piso 66
Tabla 4-3 : Distribución de carga lateral por nodo para cada incremento. 79
Tabla 5-1 : Relaciones porcentuales entre la capacidad a compresión y su raíz
Tabla 5-2 : Casos de estudio y analisis efectuados a estos. 85
Tabla 5-3 : Resumen de resultados de análisis de estructura según diseñada. 100
Tabla 5-4 : Resumen de resultados para el caso 1. 108
Tabla 5-5 : Resumen de resultados para el caso 2. 111
Tabla 5-6 : Resumen de resultados para el caso 3. 114
Tabla 5-7 : Resumen de resultados para el caso 4. 117
Tabla 5-8 : Resumen de resultados para el caso 5. 120
Tabla 5-9 : Resumen de resultados para el caso 6. 123
Tabla 5-10 : Resumen de resultados para el caso 7. 126
Tabla 5-11 : Resumen de resultados para el caso 8. 129
Tabla 5-12 : Resumen de resultados para el caso 9. 132
Tabla 5-13 : Resumen de resultados para el caso 10. 135
Tabla 5-14 : Resumen de resultados para el caso 11. 138
Tabla 5-15 : Resumen de resultados para el caso 12. 141

Tabla 5-16 : Resumen de resultados para el caso 13.	144
Tabla 5-17 : Resumen de resultados para el caso 14.	147
Tabla 5-18 : Resumen de resultados para el caso 15.	150
Tabla 5-19 : Resumen de resultados para el caso 16.	153
Tabla 5-20 : Resumen de resultados para el caso 17.	156
Tabla 5-21 : Resumen de resultados para el caso 18.	159
Tabla 5-22 : Resumen de resultados para el caso 19.	162
Tabla 5-23 : Resumen de resultados para el caso 20.	165
Tabla 5-24 : Resumen de resultados para el caso 21.	168
Tabla 5-25 : Resumen de resultados para el caso 22.	171
Tabla 5-26 : Resumen de resultados para el caso 23.	174
Tabla 5-27 : Resumen de resultados para el caso 24.	177
Tabla 5-28 : Resumen de resultados para el caso 25.	180
Tabla 5-29 : Resumen de resultados para el caso 26.	183
Tabla 5-30 : Resumen de resultados para el caso 27.	186
Tabla 5-31 : Resumen de resultados para el caso 28.	189
Tabla 5-32 : Resumen de resultados para el caso 29.	192
Tabla 5-33 : Resumen de resultados para el caso 30.	195

LISTADO DE FIGURAS

Figura 3-1 : Sistema de coordenadas tridimensional, nomenclatura de las direcciones globale	2S
positivas en los ejes ortogonales	14
Figura 3-2 : Alineación de los ejes ortogonales del sistema de coordenada local	
del elemento, y convención para signos positivos	15
Figura 3-3 : Sección trasversal de los elementos, identificación de ejes y caras	16
Figura 3-4 : Diagramas de deformaciones unitarias y fuerzas internas de una sección	
de hormigón reforzado	21
Figura 3-5 : Diagrama de momento – curvatura	22
Figura 3-6 : Ejemplo de diagrama de interacción P – M	23
Figura 3-7 : Simplificación del elemento viga – columna utilizado en el análisis	29
Figura 3-8 : Flujograma simplificado del procedimiento relacionado a la parte	
dinámica del análisis	51
Figura 4-1 : Estructura analizada en este estudio	59
Figura 4-2 : Planta de la estructura del estudio	61
Figura 4-3 : Espectro de aceleraciones de diseño	66
Figura 4-4 : Diagrama de interacción utilizado para diseño de columna	72
Figura 4-5 : Secciones diseñadas para las vigas	74
Figura 4-6 : Secciones diseñadas para las columnas	75
Figura 4-7 : Conexión columna B2 Piso 1 y vigas B12 y B23 Piso 1	76
Figura 4-8 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940),	80
Figura 4-9 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940), dirección	
aplicada en el eje X de la estructura de análisis	81

Figura 4-10 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940),	
dirección aplicada en el eje Y de la estructura de análisis	
Figura 4-11 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940),	
dirección aplicada en el eje Z (vertical) de la estructura de análisis	
Figura 5-1 : Relación de momento curvatura para las vigas A12, A23, B12, B23,	
C12, C23, D12, D23 - PISOS 1, 2, 3	
Figura 5-2 : Relación de momento curvatura para las vigas 1AB, 1BC, 1CD, 2AB,	
2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 1, 2, 3	
Figura 5-3 : Relación de momento curvatura para las vigas A12, A23, B12, B23,	
C12, C23, D12, D23 - PISOS 4, 5, 6	
Figura 5-4 : Relación de momento curvatura para las vigas 1AB, 1BC, 1CD, 2AB,	
2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 4, 5, 6 ; A12, A23, B12, B23, C12,	
C23, D12, D23 - PISOS 7, 8, 9	
Figura 5-5 : Relación de momento curvatura para las vigas 1AB, 1BC, 1CD, 2AB,	
2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 1, 2, 3	
Figura 5-6 : Relación de momento curvatura para las vigas A2, B2, C2, D2 -	
PISOS 1, 2, 3, 4	
Figura 5-7 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de agrietamiento)	
A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4	
Figura 5-8 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de cedencia)	
A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4	
Figura 5-9 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto ultimo)	
A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4	

Figura 5-10 : Relación de momento curvatura para las vigas A1, B1, C1, D1,

Figura 5-11 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de agrietamiento)

A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7 92 Figura 5-12 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de cedencia)

A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7 93

Figura 5-13 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto ultimo)

A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7 93

Figura 5-14 : Relación de momento curvatura para las vigas A1, B1, C1, D1,

Figura 5-15 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de agrietamiento)

A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7 ... 94

Figura 5-16 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de cedencia)

A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7 ... 95

Figura 5-17 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto último) A1, B1, C1, D1, A3,

Figura 5-18 : Relación de momento curvatura para las vigas A1, B1, C1, D1,

Figura 5-19 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de agrietamiento)

Figura 5-20 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto de cedencia)

Figura 5-21 : Relación de momento curvatura para las vigas (punto último)	
A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3 ; PISOS 8, 9	97
Figura 5-22 : Diagrama de interacción carga axial y momento para las columnas	
de la estructura según diseño	98
Figura 5-23 : Diagrama de interacción carga axial y momento para la viga A12, A23,	
B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 1, 2, 3	99
Figura 5-24 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, análisis	
de estructura según diseñada	101
Figura 5-25 : Desplazamiento lateral y vertical del techo durante terremoto El Centro,	
para la estructura según diseñada	102
Figura 5-26 : Carga lateral dirección X en la base durante el terremoto El Centro	102
Figura 5-27 : Carga lateral dirección Y en la base durante el terremoto El Centro	103
Figura 5-28 : Carga lateral dirección Z en la base durante el terremoto El Centro	103
Figura 5-29 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en	
su capacidad a compresión A1, D1, A3, y A3 primer piso	104
Figura 5-30 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en	
su capacidad a compresión B1, C1, B3, C3 primer piso	104
Figura 5-31 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en	
su capacidad a compresión A2, D2 primer piso.	105
Figura 5-32 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su	
capacidad a compresión B2, C2 primer piso	105
Figura 5-33 : Diagrama de interacción axial momento, deficiencias en columnas	
A2, B2, B3, D4 Piso 1	106

Figura 5-34 : Diagrama de interacción axial momento, deficiencias en columnas
A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 Piso 1 106
Figura 5-35 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c , que define el caso de análisis 1 107
Figura 5-36 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 1 109
Figura 5-37 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 1 109
Figura 5-38 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso de análisis 2 110
Figura 5-39 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 2 112
Figura 5-40 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 2 112
Figura 5-41 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso de análisis 3 113
Figura 5-42 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 3 115
Figura 5-43 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 3 115
Figura 5-44 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 4 116
Figura 5-45 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 4 118
Figura 5-46 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 4118
Figura 5-47 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 5 119
Figura 5-48 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 5 121
Figura 5-49 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 5 121
Figura 5-50 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 6 122

XV

Figura 5-51 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 6. 124

Figura 5-52 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el

caso de análisis 6124
Figura 5-53 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 7 125
Figura 5-54 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 7 127
Figura 5-55 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 7127
Figura 5-56 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso de análisis 8 128
Figura 5-57 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 9 130
Figura 5-58 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 8130
Figura 5-59 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 9 131
Figura 5-60 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 9 133
Figura 5-61 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 9133
Figura 5-62 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 10. 134
Figura 5-63 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 10 136
Figura 5-64 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 10136
Figura 5-65 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 11 137
Figura 5-66 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 11 139
Figura 5-67 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el

Figura 5-68 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 12.... 140

Figura 5-69 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 12. ... 142

- Figura 5-71 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 13.... 143
- Figura 5-72 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 13. ... 145

- Figura 5-74 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 14. 146
- Figura 5-75 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 14. ... 148

Figura 5-76 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el

- caso de análisis 14......148
- Figura 5-77 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 15. 149
- Figura 5-78 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 15. ... 151
- Figura 5-80 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 16. 152
- Figura 5-81 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 16. ... 154
- Figura 5-83 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 17.... 155
- Figura 5-84 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 17. ... 157

Figura 5-85 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 17 157
Figura 5-86 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 18 158
Figura 5-87 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 18 160
Figura 5-88 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 18 160
Figura 5-89 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 19 161
Figura 5-90 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 19 163
Figura 5-91 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 19 163
Figura 5-92 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 20. 164
Figura 5-93 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 20 166
Figura 5-94 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 20 166
Figura 5-95 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 21 167
Figura 5-96 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 21 169
Figura 5-97 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 21 169
Figura 5-98 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 22 170
Figura 5-99 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 22 172
Figura 5-100 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 22 172
Figura 5-101 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 23 173

Figura 5-102 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 23. . 175

Figura 5-103 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el

caso de análisis 23 175
Figura 5-104 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el
caso de análisis 24 176
Figura 5-105 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 24 178
Figura 5-106 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 24 178
Figura 5-107 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el
caso de análisis 25 179
Figura 5-108 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 25 181
Figura 5-109 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 25
Figura 5-110 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el
caso de análisis 26
Figura 5-111 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 26 184
Figura 5-112 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el
caso de análisis 26
Figura 5-113 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el
caso de análisis 27
Figura 5-114 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo,
caso de análisis 27 187

Figura 5-115 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el	
caso de análisis 27	
Figura 5-116 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el	
caso de análisis 28	
Figura 5-117 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo,	
caso de análisis 28	190
Figura 5-118 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el	
caso de análisis 28	190
Figura 5-119 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el	
caso de análisis 29	191
Figura 5-120 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo,	
caso de análisis 29	193
Figura 5-121 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el	
caso de análisis 29	193
Figura 5-122 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el	
caso de análisis 30	
Figura 5-123 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo,	
caso de análisis 30	196
Figura 5-124 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el	
caso de análisis 30	196

1. INTRODUCCIÓN

En la industria de la construcción en Puerto Rico es común el conocer de problemas durante la construcción 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 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, inspectores y diseñadores tienden a ser complejas y poco fructíferas deteniendo la obra y ocasionando pérdidas económicas. Al momento en que pruebas de capacidad no cumplen con las expectativas es más alarmante para los diseñadores ya que la experiencia les indica que con una falta de buena inspección las muestras para pruebas son el resultado de una búsqueda del hormigón de mejor apariencia, consistencia y al cual se le ha cuidado su relación agua cemento. No es típico que en una obra se utilice para pruebas ese primer hormigón en llegar al proyecto, al cual inundan de agua para que baje por la chorrera y cae a la bomba donde el operador añade agua para que fluya adecuadamente por las mangas ya mojadas en su interior. Sí es probable, que el destino final de ese hormigón recargado con agua ha de ser la primera formaleta a ser llenada ese día, formaleta que en ocasiones ya tiene algunas pulgadas de agua por la lluvia y sucios. Esta falta de concientización por la importancia en mantener una buena calidad de hormigón por parte de gran número de constructores, levantó el interés en el 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.

Este trabajo comenzó con el objetivo de estudiar cuáles podrían ser los efectos en la estructura global al tener columnas con deficiencias en el hormigón. Con esto en mente se comenzó a delimitar cómo sería un posible modelo de análisis. Al querer observar la variación

del comportamiento a causa de una columna y la ubicación de ésta en planta se requirió de un modelo tridimensional en lugar de uno en dos dimensiones para pórticos. Deseando un modelo que brinde el mejor estimado de comportamiento y permita estudiar situaciones extremas en la estructura (terremoto y vientos huracanados) se optó por un modelo que permita un comportamiento inelástico e incluya la alternativa de aplicación de aceleraciones de terremoto. De forma que para cumplir el objetivo de estudiar la situación de columnas deficiente surgió el objetivo que abarca la primera parte de este trabajo, el desarrollar y programar un modelo de análisis no lineal estático y dinámico enfocado para estructuras de hormigón.

Parte significativa en tiempo y esfuerzo de este trabajo fue desarrollar y programar el modelo de análisis, que 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. Estos trabajos previos en los que se basa el modelo se encuentran en el Capítulo 2. Allí se presenta el comportamiento inelástico y cómo se caracteriza éste para el hormigón y acero; la aportación de esta inelasticidad en los materiales para el comportamiento inelástico de la sección compuesta de hormigón y acero. Se implementó el modelaje de un elemento inelástico por medio de elementos elásticos y resortes. Las metodologías utilizadas para la aplicación de cargas y aceleraciones considerando el comportamiento inelástico fueron basadas en el método incremental.

El proceso computacional del modelo, su alcance y limitaciones se presentan en detalle en el Capítulo 3. Introductoriamente cabe señalar que 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. 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 reduce la rigidez por estos. Además permite el aplicar hasta tres registros de aceleración en tres direcciones.

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 situaciones. El Capítulo 4 presenta los detalles de la estructura seleccionada, sus características y el proceso de diseño en cumplimiento con los códigos aplicables de diseño. Además, en este capítulo se muestran los parámetros utilizados para el análisis de la estructura. En adición 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. Los capítulos 5, 6 y 7 son dedicados a la presentación de resultados, discusión y conclusiones.

2. TRABAJOS PREVIOS

Este capítulo presenta un resumen de trabajos previos en el campo de la ingeniería estructural que sirvieron como base para el desarrollo y programación de modelo de análisis de este estudio. Las metodologías o caracterizaciones de comportamientos aquí descritas fueron utilizadas en conjunto para completar un modelo de análisis que permita evaluar una estructura completa.

2.1. Comportamiento inelástico del hormigón

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 (Capítulo 3) y los resortes rotaciones próximamente discutidos en este capítulo. La inelasticidad del hormigón fue modelada utilizando la relación de esfuerzo deformación del modelo modificado de *Hognestad* (Hognestad, 1951) que se muestra en la Figura 2-1 con parámetros utilizado en este



Figura 2-1 : Modelo modificado de *Hognestad* con parámetros utilizado en este estudio.

trabajo. 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. De la deformación ser en tensión se utilizó el valor de pendiente elástica del hormigón, su módulo de elasticidad (E_c) , para la fibras en compresión pero menor deformación unitaria (ε) a ε_o , (deformación asociada a f_c) se utilizó la ecuación 2-1 provista por el modelo. Si la deformación es mayor a ε_o , se utiliza la pendiente 0.15 f_c /0.002 hasta que la curva alcanza esfuerzo cero.

$$\sigma = f_c^{\cdot} \left(\frac{2\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^2\right) \tag{2-1}$$

2.2. Comportamiento inelástico del acero

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). La Figura 2-2 muestra la relación de esfuerzos y deformaciones para el acero de refuerzo, utilizadas en este estudio para refuerzos Grado 60.



Figura 2-2 : Relación de esfuerzos y deformaciones para el acero de refuerzo (Grado 60)

En esta figura observamos los puntos de cedencia, endurecimiento plástico y esfuerzo último para el acero de refuerzo. Estos puntos definen zonas lineales para establecer el cómputo de 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 a 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.

2.3. Elementos de un componente, resortes rotacionales

El comportamiento inelástico de una estructura depende en gran medida del comportamiento de los elementos que la componen y estos a su vez del comportamiento de los materiales que los forman. Un edifico de pórticos de hormigón reforzado está compuesto estructuralmente en su mayoría de elementos de vigas y columnas, definidas por un sección trasversal con particular forma de hormigón y con varillas de refuerzo en determinadas posiciones. Una pared hormigón de gran tamaño sería un elemento muy rígido y resistente a las cargas que le puedan ser aplicadas, y prácticamente su comportamiento y capacidades dependerían de los esfuerzos internos de cortante y axial. Sin embargo, los elementos de vigas y columnas tienen en común que son elementos esbeltos con una sección transversal de mucho menor tamaño que su largo. Esta esbeltez tiene como resultado que fuerzas aplicadas a lo largo o en el extremo del elemento se traduzcan en momentos de gran magnitud en los extremos. Son estos momentos los

que dictan gran parte del comportamiento no lineal de la estructura ya que una estructura está compuesta de varios elementos esbeltos, tendrá varios puntos de conexión con fuerzas internas de momento. En estas conexiones será donde la estructura tienda a deformase por las cargas aplicadas, donde el elemento comience a rotar a medida que la carga externa es aplicada. Estas rotaciones relacionadas a una fuerza interna de momento dependerán de los materiales que componen la sección (hormigón y acero) y al estos tener un posibilidad de comportamiento inelástico afectará la relación que existe entre la rotación y la fuerza interna de momento, resultando en un comportamiento no lineal para la relación de momento y rotación. La rotación es el resultado de la interacción del elemento con la estructura por lo que conviene definir una relación análoga para la sección transversal del elemento conocida como relación momento curvatura (discutida en el Capítulo 3).

Para modelar este comportamiento no lineal que existe entre la relación de momentos interno de un elemento y la rotación en su apoyo se utiliza la metodología conocida por elemento de un componte. 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 2-3 muestra la simplificación de un elemento de un componente.



Figura 2-3 : Simplificación de un elemento de un componente.

El modelo de análisis utiliza este elemento como tradicionalmente se utilizaría un elemento elástico en una análisis estructural matricial (Sennett, 1994), pero modificando la matriz de rigidez

para considerar los cambios en rigidez provistos por los resortes (las cuales están relacionados a las cargas internas de un instante y acumulados previamente). 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).

2.4. 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 al estar en una estructura. 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 evitaran 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. La Figura 2-4 muestra la idea principal del modelo. Para la implementación del modelo de Takeda se utilizaron una serie de reglas secuenciales (Otani, 1981) que describen los cómputos para implementar el modelo.



Figura 2-4 : Diagrama histerético modelo de Takeda (Imagen por: MIDAS Information Technology Co., Lrd.)

2.5. Metodología incremental para el análisis no-lineal y 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 las cargas internas de los elementos. Estos incrementos en 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 obtienen resultados incrementales; incrementos en desplazamiento, incrementos en fuerzas resultantes e incrementos en fuerzas resultantes y fuerzas internas.

Newmark`s β *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 2-2 y 2-3 que relacionan desplazamiento y velocidad con los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración previa a la aplicación de un pequeño intervalo de tiempo.

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$
(2-2)

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$
(2-3)

Este método permite modelar correctamente la aplicación de aceleraciones siempre que se mantenga incrementos de tiempo de pequeña magnitud en comparación con los periodos. El método *Newmark* es combinado con la ecuación de equilibrio dinámico (López, 1987) para la formulación de ecuaciones matriciales que permitan el cómputo de desplazamientos para incrementos en aceleraciones.

3. 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, conexiones que a la vez de representar un elemento sirven para transmitir cargas estructurales. 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* del 1994, el cual fue una valiosa referencia para este trabajo. Otra referencia utilizada fue el libro *Structural Analysis* por *R.C. Hibbeler* del 2006.

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. Esta parte del modelo (aplicación de sismos) fue basada en el método *Beta* de *Newmark* (*Newmark*, 1959).

El modelo de análisis fue programado para efectuar todos los cómputos 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 parámentros de programación utilizada para este trabajo fue *LF Fortran 95 Language Reference* por *Lahey Computer Systems, Inc.* (2004). El concepto introductorio de la programación en FORTRAN fue estudiado en el libro *Problem Solving and Structured Programmming in FORTRAN 77* por *E. Koffman* y *F. Friedman* (1987). Al programar todas las variables de números reales fueron definidas como variables *REAL King 16 (quad precisión)*, estableciendo así una precisión aproximada de 33 lugares decimales; la precisión computacional es cotejada al inicio de la programación mediante la metodología del *Machine epsilon (Chapra, 2009*). Los cómputos para este estudio se realizaron en computadoras con resultados de *Machine*

epsilon iguales a 1.92×10^{-34} , para los cotejos lógicos $< \theta$ y $> \theta$ el valor contra el cual es cotejado es de 1×10^{-33} , representado éste al cero.

3.1. Descripción del sistema de grados de libertad y convención de signos

El modelo de análisis es uno tridimensional requiriendo así que la ubicación de los nodos se efectúe por medio de su coordenadas cartesianas tridimensionales, defiendo las coordenadas X, Y y Z de cada uno de los nodos. Dada la naturaleza tridimensional cada uno de los nodos pudiera presentar condiciones de fuerzas y desplazamiento en tres dimensiones; paralelamente pueden existir momentos y rotaciones en las tres dimensiones. Estas seis posibilidades de fuerzas/desplazamientos y momento/rotación son conocidas como grados de libertad. Un grado de libertad es donde el modelo permite la aplicación de fuerzas y el monitoreo de desplazamiento (al mencionar fuerzas también se referirá a momentos en dónde aplique, al mencionar desplazamiento también se referirá a rotaciones en dónde aplique). Si por cada nodo se identifican seis grados de libertad, la estructura constará con un número total de grados de libertad igual al número de nodos por seis, como se muestra en la ecuación 3-1, donde el NDOFs es la cantidad de grados de libertad en la estructura, NN es la cantidad de nodos en la estructura. Esta cantidad de grados de libertad por estructura define también la cantidad de ecuaciones del sistema de ecuaciones simultáneas que define la relación entre todas las fuerzas y desplazamiento en la estructura.

$$NDOFs = NN * 6 \tag{3-1}$$

La relación entre las tres direcciones ortogonales del sistema de coordenadas donde se ingresa la estructura se muestra en la Figura 3-1. Las direcciones positivas de los valores de momentos y rotaciones se definen por la regla de la mano derecha (Halliday, Resnick, Walker, 2002). Las relaciones entre los grados de libertad de cada nodo con el sistema de coordenadas se muestran en la Tabla 3-1.



Figura 3-1 : Sistema de coordenadas tridimensional, nomenclatura de las direcciones globales positivas en los ejes ortogonales.

Tabla 3-1 : Relació	n entre los grado	os de libertad por n	odos con
el sistem	a de coordenada	s tridimensional.	

Grados de libertad en los nodos	Descripción
1 ^{ro}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 1 (o X).
2^{do}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 2 (o Y).
3 ^{ro}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 3 (o Z).
4 ^{to}	Momento / rotación alrededor del eje X.
5 ^{to}	Momento / rotación alrededor del eje Y.
6 ^{to}	Momento / rotación alrededor del eje Z.

Los elementos estructurales utilizados en este modelo son localizados por medio de la identificación del nodo dónde éste inicia y el nodo dónde termina. Esto enlaza los grados de libertad propios del elemento a los grados de libertad de ambos nodos. Dado que los elementos pueden ser localizados en distintas posiciones para formar la estructura, rigideces que atan el comportamiento entre los distintos grados de libertad en el elemento se desarrollan a base de un sistema de coordenadas local del elemento. Este causa que al momento de enlazar los grados de libertad de los elementos con los de la estructura se requiera una transformación de coordenada para armonizar ambos sistemas de coordenadas. A su vez el poder tener su sistema de coordenada local en los elementos, esto permite estudiar las cargas internas en el elemento alineadas a los ejes principales del elemento (Ej. fuerza axial, fuerza cortante, momentos flectores en ambas direcciones y momento torsional). La Figura 3-2 muestra la alineación de los ejes ortogonales del sistema de coordenadas local con el elemento y las direcciones positivas. Las direcciones de los momentos y rotaciones son definidas por la regla de la mano derecha. También se muestra un punto llamado punto direccional; éste es un punto arbitrario que se encuentra en el plano $\underline{x-y}$ del elemento, y se utiliza para poder alinear correctamente los ejes <u>y</u> y <u>z</u> del elemento en la trasformación de coordenadas. La Tabla 3-2 define los grados de libertad utilizados en cada elemento.



Figura 3-2 : Alineación de los ejes ortogonales del sistema de coordenada local del elemento, y convención para signos positivos.

Grados de libertad en los elemento	Descripción
1 ^{ro}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 1 en el nodo de inicio.
2 ^{do}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 2 en el nodo de inicio.
3 ^{ro}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 3 en el nodo de inicio.
4 ^{to}	Momento torsional / rotación alrededor del eje x en el nodo de inicio.
5 ^{to}	Momento flector / rotación alrededor del eje y en el nodo de inicio.
6 ^{to}	Momento flector / rotación alrededor del eje z en el nodo de inicio.
7 ^{to}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 1 en el nodo de terminación.
8 ^{vo}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 2 en el nodo de terminación.
9 ^{no}	Fuerza / desplazamiento en la dirección 3 en el nodo de terminación.
10 ^{mo}	Momento torsional / rotación alrededor del eje x en el nodo de terminación.
11 ^{mo}	Momento flector / rotación alrededor del eje y en el nodo de terminación.
12 ^{mo}	Momento flector / rotación alrededor del eje z en el nodo de terminación.

Tabla 3-2 : Definición de la nomenclatura para los grados de libertad de los elementos.

Al momento de definir las características del elemento algunas de ellas se relacionan a la sección trasversal del elemento y son distintas para cada dirección de aplicación. La Figura 3-3 y Tabla 3-3 muestran la nomenclatura utilizada para estas características.



Figura 3-3 : Sección trasversal de los elementos, identificación de ejes y caras
Nomenclatura	Descripción
Iz	Momentos de inercia de área alrededor del eje z
$\mathbf{I}_{\mathbf{y}}$	Momentos de inercia de área alrededor del eje y
$J_{\rm x}$	Momentos de inercia polar de áreas alrededor del eje x
MomCu A	Relación de Momento – Curvatura, donde la cara A coincide con la fibra extrema en compresión.
MomCu B	Relación de Momento – Curvatura, donde la cara B coincide con la fibra extrema en compresión.
MomCu C	Relación de Momento – Curvatura, donde la cara C coincide con la fibra extrema en compresión.
MomCu D	Relación de Momento – Curvatura, donde la cara D coincide con la fibra extrema en compresión.
Interc P-M A	Interacción entre momento flector y carga axial, donde la cara A coincide con la fibra extrema en compresión.
Interc P-M B	Interacción entre momento flector y carga axial, donde la cara B coincide con la fibra extrema en compresión.
Interc P-M C	Interacción entre momento flector y carga axial, donde la cara C coincide con la fibra extrema en compresión.
Interc P-M D	Interacción entre momento flector y carga axial, donde la cara D coincide con la fibra extrema en compresión.

Tabla 3-3 : Nomenclatura de características relacionadas a la sección del elemento.

3.1.1. Grados de libertad en la estructura

Para este modelo de análisis que consta de seis grados de libertad por nodo, los grados de libertad de la estructura globales son definidos secuencialmente en orden de la numeración de nodos. Los grados de libertad 1 al 6 para el primer nodo, del 7 al 12 para el segundo, y así sucesivamente. Las ecuaciones 3-2 relacionan el grado de libertad según el nodo y dirección, donde *DOF* es el número de identificación del grado de libertad en la estructura y *Nodo* es el número que identifica el nodo.

Fuerza / desplazamiento en la dirección X:

$$DOF = (Nodo * 6) - 5 \tag{3-2a}$$

Fuerza / desplazamiento en la dirección Y:

$$DOF = (Nodo * 6) - 4 \tag{3-2b}$$

Fuerza / desplazamiento en la dirección Z:

$$DOF = (Nodo * 6) - 3 \tag{3-2c}$$

Momento / rotación alrededor del eje *X*:

$$DOF = (Nodo * 6) - 2 \tag{3-2d}$$

Momento / rotación alrededor del eje Y:

$$DOF = (Nodo * 6) - 1$$
 (3-2e)

Momento / rotación alrededor del eje Z:

$$DOF = (Nodo * 6) \tag{3-2f}$$

3.2. Características de las secciones computadas previo al modelo de análisis

Previo a iniciar el modelo de análisis para el comportamiento de la estructura ciertas características de la sección de los elementos son computadas para posteriormente ser utilizadas durante el análisis. Estas características son: geometría de la sección, relación de momento curvatura y la interacción en términos de capacidad entre las cargas de momentos y cargas axiales. Dado que en una estructura pueden existir varios elementos iguales en localizaciones diferentes, este modelo computarizado permite la entrada de todas las características de los elementos bajo el nombre de elemento característico. Se pueden definir varios elementos característicos para luego identificar las características de cada elemento por medio de identificar su elemento característico.

3.2.1. Características geométricas de la sección

Como parte del modelo de análisis es necesario computar ciertas características geométricas de la sección trasversal de cada elemento característico, éstas son:

- $A en in^2$, área seccional
- I_z en in^4 , momentos de inercia de área alrededor del eje z
- I_y en in^4 , momentos de inercia de área alrededor del eje y
- J_x en in^4 , momentos de inercia polar de áreas alrededor del eje x

3.2.2. 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 de localización de la fibra extrema en compresión. Para este cómputo 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 de los materiales:

<u>Hormigón</u>: (Para la definición de las características del hormigón se utilizó el modelo modificado de *Hognestad* presentado en el Capítulo 2.)

- f_c en *psi*, esfuerzo máximo en compresión
- f_t en *psi*, esfuerzo máximo en tensión
- ε_{c0} , deformación unitaria del hormigón para el punto de máximo esfuerzo en compresión.

*m*_{0→u}, pendiente en el gráfico de esfuerzo deformación del hormigón desde el punto de máxima capacidad hasta el punto de falla.

Acero:

- f_y en *psi*, esfuerzo de cedencia del acero
- ε_{sp} , deformación unitaria del acero al inicio del endurecimiento plástico
- f_u en *psi*, esfuerzo último del acero
- ε_{su} , deformación unitaria del acero para el punto de ruptura
- *E*_s en *psi*, módulo de elasticidad del acero de refuerzo

Una vez definidas las características de la sección, el análisis de la relación momento curvatura se computa dividiendo la sección en capas de pequeña altura; 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, con los esfuerzos internos de las capas y del acero de refuerzo se computa un momento para esa dirección del eje neutro se computa la curvatura. La Ilustración 3-4 presenta un ejemplo de las deformaciones unitarias y fuerzas internas que son parte de una sección de hormigón reforzado. Estas son utilizadas para el cómputo de la relación de momento curvatura. La curvatura se computa según la ecuación 3-4 y el momento según la 3-5, luego de satisfecha la ecuación 3-3.

$$\sum F_{Si} + \sum F_{Ci} + P = 0 \tag{3-3}$$

$$\oint = \frac{\varepsilon_{ex\,c}}{x} \tag{3-4}$$

21

$$M = \sum F_{Si} * d_{Si} + \sum F_{Ci} * d_{Ci} + P * d_p$$
(3-5)

donde:

ΣF_{Si}	=	sumatoria de fuerzas en las camadas de acero de refuerzo
ΣF_{Ci}	=	sumatoria de fuerzas en la capas de hormigón
Р	=	carga axial
Ø	=	curvatura
Е _{ех с}	=	deformación unitaria en la fibra extrema en compresión
X	=	distancia de la fibra extrema en compresión hasta el eje neutro
М	=	momento interno de la sección
$\Sigma F_{Si} * d_{Si}$	=	sumatoria de fuerzas en las camadas de acero de refuerzo multiplicadas por sus respectivas distancias del brazo de momento
$\Sigma F_{Ci} * d_{Ci}$	=	sumatoria de fuerzas en las capas de hormigón multiplicadas por sus respectivas distancias del brazo de momento
$P * d_p$	=	carga axial multiplicada por la distancia de brazo de momento



Figura 3-4 : Diagramas de deformaciones unitarias y fuerzas internas de una sección de hormigón reforzado.

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. La Figura 3-5 presenta un ejemplo de diagrama de momento – curvatura para un elemento de viga, las distintas gráficas corresponden a la aplicación de flexión en ambos direcciones para los ejes principales según se definieron en la Figura 3-3 y Tabla 3-3.



Figura 3-5 : Diagrama de momento - curvatura

3.2.3. Interacción entre carga axial y momento

La interacción entre momentos flectores y la carga axial es una característica importante a la hora de evaluar un elemento de hormigón, más significativamente en columnas. Uno de los datos requeridos antes de comenzar los cómputos del modelo de análisis son los diagramas de interacción de carga axial y momento de las secciones de los elementos. Al igual que las características de momento – curvatura se requiere el cómputo de cuatro casos para cada sección, correspondientes a cuál de las caras del elemento posee la fibra extrema en compresión. La Figura 3-6 muestra un ejemplo de un diagrama de interacción utilizado para un elemento viga en forma de L. Aunque no es común el uso de diagramas de interacción al momento de diseñar vigas, éste es utilizado como parte del cotejo de capacidad de los elemento en cada incremento o intérvalo de tiempo.



Figura 3-6 : Ejemplo de diagrama de interacción P – M

El diagrama de interacción está compuesto por puntos que definen la capacidad máxima de la sección de hormigón reforzado en términos de carga axial y momento flector. Para el cómputo de estos puntos se localiza la fibra extrema en compresión en la deformación unitaria de falla del hormigón. Se varía la deformación unitaria de la camada de acero de refuerzo más lejana a la fibra extrema en compresión, desde su máxima deformación para compresión (todo el acero se mantiene en compresión); luego comenzar a estar en tensión; sobrepasar la deformación de cedencia; hasta una deformación que implica que la camada de acero más cercana a la fibra extrema en compresión ha llegado a cedencia. Para cada una de estas variaciones se computa la localización del eje neutro de la sección. (Wight, MacGregor, 2009).

Conociendo la localización del eje neutro se computa la carga axial de acuerdo a las condiciones de cargas de los aceros de refuerzo, y la aportación en compresión del hormigón según la simplificación del rectángulo equivalente de *Whitney* (Wight, MacGregor, 2009). Para el cómputo del momento se utiliza las condiciones de cargas antes mencionadas con sus respectivos brazos de momento.

3.3. Datos requeridos para el modelo de análisis

A continuación se presenta un resumen de los datos requeridos para completar el modelo de análisis según es presentado en este capítulo. Estos datos dan una idea de la versatilidad del modelo tridimensional.

Geometría de la estructura:

- Cantidad de nodos
- Cantidad de puntos direccionales
- Cantidad de elementos

- Cantidad de elementos característicos
- Cantidad de losas

General:

- Considerar efecto P-delta (Si o No)
- Considerar rigidez adicional por efecto de losas (Si o No)

General para procedimental incremental:

- Cantidad máxima de incrementos
- Grupo de cargas / desplazamiento # 1 / # 2 / # 3
 - Incremento de inicio (para cada grupo)
 - Incremento de terminación (para cada grupo)

Relacionado a la aplicación de sismo:

- Opción de aplicación de aceleración en la base
 - Opciones: (Sismo en dirección X, Sismo en dirección Y, Sismo en dirección
 - Z, Sismo en dirección X y Y, Sismo en dirección X, Y y Z
- Cantidad de datos de aceleración en el registro del sismo
- Intérvalo de tiempo entre datos de aceleración
- Cantidad de incrementos para dividir un dato de aceleración del registro (metodología incremental, Newmark)
- Identificación del registro de aceleraciones por dirección.
- Factores para escalar los registros de aceleraciones (uno por dirección)
- Consideración de amortiguamiento proporcional a la masa y rigidez
 - Tipo de estructura (Pórtico / Paredes)
 - Número de pisos

- o Altura de la estructura
- Razón de amortiguamiento

Nodos:

- Coordenadas X, Y y Z por nodo
- Masa por nodo
- Condiciones de cargas y desplazamiento para sus seis grados de libertad, separados en tres grupos de cargas.
 - Aplicación de fuerzas o momentos
 - Aplicación de desplazamientos o rotaciones

Puntos direccionales:

• Coordenadas X, Y y Z por punto direccional

Elementos:

- Nodo de inicio y nodo de terminación
- Punto direccional
- Elemento característico
- Condiciones de cargas y desplazamiento para sus doce grados de libertad, separados en tres grupos de cargas.
 - Aplicación de fuerzas o momentos

Elementos Característicos:

- f_c en *psi*, esfuerzo máximo en compresión
- Poisson's ratio
- *d* en *in*, profundidad efectiva
- b_w en *in*, ancho del alma de la viga

- Características geométricas de la sección (ver 3.2.1)
- $A_{\nu 2}$ en in^2 , área del refuerzo de acero transversal que aporta a la capacidad en cortante para la dirección 2
- A_{v3} en in², área del refuerzo de acero transversal que aporta a la capacidad en cortante para la dirección 3
- A_{oh} en in², área encerrada por la línea de centro del refuerzo de acero transversal (detalles en figura R 22.7.6.1.1, ACI 318-14)
- *A_t* en *in²*, área de uno de los lados del refuerzo de acero transversal en el alma del elemento
- A_l en in^2 , área del refuerzo de acero longitudinal para torsión del elemento
- *p_h* en *in*, perímetro de la línea de centro del refuerzo de acero transversal de confinamiento, del aro exterior.
- f_{yt} en ksi, esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo transversal
- f_y en *ksi*, esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo longitudinal
- *s* en *in*, espaciamiento de centro a centro del refuerzo de acero transversal
- Identificación de archivo con diagramas de interacción P–M para la sección del nodo de inicio.
- Identificación de archivo con diagramas de interacción P–M para la sección del nodo de terminación.
- Características de relación momento curvatura
 - Nodo de inicio
 - Momento y curvatura de agrietamiento (x 4, para cada cara)
 - Momento y curvatura de cedencia (x 4, para cada cara)

- Momento y curvatura de falla (x 4, para cada cara)
- o Nodo de terminación
 - Momento y curvatura de agrietamiento (x 4, para cada cara)
 - Momento y curvatura de cedencia (x 4, para cada cara)
 - Momento y curvatura de falla (x 4, para cada cara)

Losas:

- Factor del ancho de rigidez
- Características por losa
 - Nodos enlazados por la losa
 - o Módulo de elasticidad
 - o Espesor

3.4. Descripción de los elementos estructurales

El modelo de análisis está enfocado principalmente al estudio de estructuras de pórticos en su mayoría compuestos por elementos de viga y columnas, por lo cual el elemento de mayor uso es uno denominado elemento viga/columna. Permite el análisis de estructuras de paredes con la formación de elementos verticales de viga/columna con las características propias de la pared en el sentido vertical, y elementos horizontales viga/columnas de marcada profundidad (h = altura del piso) que transfieren las cargas de las vigas a las paredes y ajustan las dimensiones para considerar el ancho de las paredes. Adicional al elemento viga/columna se incluyó en el modelo un elemento con considere la aportación en rigidez que puede aportar una losa de hormigón entre vigas y columnas. Este elemento de losa, solo aporta a las rigidez en la estructura no se aplican cargas sobre ellas ni presenta resultados de cargas internas.

3.4.1. <u>Elemento Viga / Columna (elemento de un componente)</u>

De este elemento depende la gran mayoría del comportamiento no lineal del modelo de análisis. Este elemento es conocido como elemento de un componente, donde en un mismo elemento se combina un comportamiento elástico a lo largo del elemento y un comportamiento inelástico provisto por resortes en los extremos del mismo.

3.4.1.1. Resortes rotacionales

El elemento viga / columna contiene un total de cuatro resortes rotacionales, uno para cada dirección de momento flector en cada uno de los extremos del elemento, como se muestra en la Figura 3-7. La aportación de los resortes es a base de su flexibilidad. Estas flexibilidades son el inverso de la rigidez definidas por la relación entre momento y rotación de la sección, sus condiciones actuales de cargas, y sus pasadas condiciones de cargas. Para las rigideces de cada uno de los resortes se utiliza un modelo de comportamiento histerético (Takeda), el cual se presentó en el Capítulo 2.



Figura 3-7 : Simplificación del elemento viga – columna utilizado en el análisis.

3.4.1.2. Matriz de rigidez del elemento Viga - Columna

La matriz de rigidez para el elemento Viga/Columna que relaciona el comportamiento entre sus doce grados de libertad se formó desarticulando sus cuatro comportamientos;

- axial (grados de libertad 1 y 7)
- momento torsional (grados de libertad 4 y 10)
- momentos flectores alrededor del eje z (grados de libertad 6 y 12) con fuerzas cortantes paralelas al eje y (grados de libertad 2 y 8)
- momentos flectores alrededor del eje y (grados de libertad 5 y 11) con fuerzas cortantes paralelas al eje z (grados de libertad 3 y 9).

Desarticulando estos comportamientos se obtiene una matriz de rigidez (ecuación 3-6) con doce grados de libertad donde las relaciones de grados de libertad entre comportamientos desarticulados son cero (Ej. k_{1-10} , relación de rigidez entre la carga axial en el nodo de inicio con el momento torsional en el nodo de terminación, comportamientos no relacionados entre sí, k = 0).

$$k_{e} = \begin{bmatrix} k_{1-1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{1-7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & k_{2-2} & 0 & 0 & 0 & k_{2-6} & 0 & k_{2-8} & 0 & 0 & 0 & k_{2-12} \\ 0 & 0 & k_{3-3} & 0 & k_{3-5} & 0 & 0 & 0 & k_{3-9} & 0 & k_{3-11} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & k_{4-4} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{4-10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{5-3} & 0 & k_{5-5} & 0 & 0 & 0 & k_{5-9} & 0 & k_{5-11} & 0 \\ 0 & k_{6-2} & 0 & 0 & 0 & k_{6-6} & 0 & k_{6-8} & 0 & 0 & 0 & k_{6-12} \\ k_{7-1} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{7-7} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{6-12} \\ 0 & 0 & k_{9-3} & 0 & k_{9-5} & 0 & 0 & 0 & k_{9-9} & 0 & k_{9-11} & 0 \\ 0 & 0 & k_{10-4} & 0 & 0 & 0 & 0 & k_{10-10} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_{11-3} & 0 & k_{11-5} & 0 & 0 & 0 & k_{11-9} & 0 & k_{11-11} & 0 \\ 0 & k_{12-2} & 0 & 0 & 0 & k_{12-6} & 0 & k_{12-8} & 0 & 0 & 0 & k_{12-12} \end{bmatrix}$$

Comportamiento de fuerzas y desplazamientos axiales:

Partiendo de la definición para los coeficientes de rigidez, donde k_{ij} es; para mantener equilibrio en el nodo i, la fuerza F_i necesaria para un desplazamiento unitario en el grado de libertad j. Junto con la definición propia del módulo de elasticidad, relacionada junto con el área seccional y largo del elemento; se obtienen las ecuaciones 3-7a a la 3-7c como los coeficientes de rigidez para el comportamiento axial. Por simetría de la diagonal principal se obtienen las ecuaciones 3-7d.

$$k_{1-1} = \frac{EA}{L}$$
(3-7a)

$$k_{1-7} = \frac{-EA}{L}$$
(3-7b)

$$k_{7-7} = \frac{EA}{L}$$
(3-7c)

$$k_{7-1} = k_{1-7} = k_{1-1}$$
(3-7d)

Comportamiento de momentos y rotaciones torsionales:

Los coeficientes de rigidez para el comportamiento torsional están dados por las ecuaciones 3-8a a la 3-8c. Por simetría de la diagonal principal se obtienen las ecuaciones 3-8d.

$$k_{4-4} = \frac{GJ_x}{L}$$
(3-8a)

$$k_{4-10} = \frac{-GJ_x}{L}$$
(3-8b)

$$k_{10-10} = \frac{GJ_x}{L}$$
(3-8c)

$$\mathbf{k}_{10-4} = \mathbf{k}_{4-10} = -\mathbf{k}_{4-4} \tag{3-8d}$$

Comportamiento de momentos y rotaciones alrededor del eje \underline{z} con fuerzas y desplazamiento en el eje \underline{y} :

Para derivar los coeficientes de rigidez se aplicaron desplazamientos unitarios en los dos grados de libertad de desplazamiento vertical en los extremos, y rotaciones unitarias en los grados de libertad de rotación en los extremos (por separado). A medida que se aplicaba alguno de los desplazamientos antes mencionados los restantes grados de libertad se mantenían sin desplazamientos. Para cada uno de los desplazamientos unitarios aplicados se computaron los diagramas de momentos por partes y con estos se obtuvieron diagramas de curvatura por partes.

Al tener los diagramas de curvatura, las resultantes del diagrama (como si fueran cargas distribuidas) se aplicaron a la viga conjugada, con las curvaturas o rotaciones aplicables para el desplazamiento unitario aplicado. Con estas condiciones de cargas en la viga conjugadas se definieron las ecuaciones de equilibrio, sumatoria de fuerzas verticales y sumatoria de momento.

De las ecuaciones de equilibrio de la viga conjugadas se obtuvieron las relaciones entre las fuerzas (o momentos) y desplazamientos (o rotaciones) aplicables para la deformación unitaria aplicada. De este procedimiento resultaron las ecuación de 3-9a a 3-9j como los coeficientes de rigidez para el comportamiento de flexión alrededor del eje \underline{z} con fuerzas y desplazamiento en el eje \underline{y} . Por simetría de la diagonal principal se obtienen las ecuaciones 3-9k a 3-9p.

$$k_{3-3} = \frac{12EI_{Y}(L + EI_{Y}f_{55} + EI_{Y}f_{511})}{L^{2}(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))}$$
(3-9a)

$$k_{3-5} = \frac{-6EI_{Y}(L + 2EI_{Y}f_{511})}{L(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))}$$
(3-9b)

$$k_{3-9} = \frac{-12EI_{Y}(L + EI_{Y}f_{55} + EI_{Y}f_{511})}{L^{2}(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))} = -k_{3-3}$$
(3-9c)

$$k_{3-11} = \frac{-6EI_{Y}(L + 2EI_{Y}f_{55})}{L(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))}$$
(3-9d)

$$k_{5-5} = \frac{4EI_{Y}(L + 3EI_{Y}f_{511})}{4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511})}$$
(3-9e)

$$k_{5-9} = \frac{6EI_{Y}(L + 2EI_{Y}f_{511})}{L(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))} = -k_{3-5}$$
(3-9f)

$$k_{5-11} = \frac{2EI_{Y}L}{4EI_{Y}f_{55}(L+3EI_{Y}f_{511}) + L(L+4EI_{Y}f_{511})}$$
(3-9g)

$$k_{9-9} = \frac{12EI_{Y}(L + EI_{Y}f_{55} + EI_{Y}f_{511})}{L^{2}(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))} = k_{3-3}$$
(3-9h)

$$k_{9-11} = \frac{6EI_{Y}(L + 2EI_{Y}f_{55})}{L(4EI_{Y}f_{55}(L + 3EI_{Y}f_{511}) + L(L + 4EI_{Y}f_{511}))} = -k_{3-11}$$
(3-9i)

$$k_{11-11} = \frac{4EI_{Y}(L+3EI_{Y}f_{55})}{4EI_{Y}f_{55}(L+3EI_{Y}f_{511}) + L(L+4EI_{Y}f_{511})}$$
(3-9j)

$$k_{5-3} = k_{3-5} \tag{3-9k}$$

$$k_{9-3} = k_{3-9} = -k_{3-3} \tag{3-91}$$

$$k_{9-5} = k_{5-9} = -k_{3-5} \tag{3-9m}$$

$$k_{11-3} = k_{3-11} \tag{3-9n}$$

$$k_{11-5} = k_{5-11} \tag{3-90}$$

$$k_{11-9} = k_{9-11} = -k_{3-11} \tag{3-9p}$$

Comportamiento de momentos y rotaciones alrededor del eje <u>y</u> con fuerzas y desplazamiento en el eje <u>z</u> :

Las ecuaciones computadas para el comportamiento en flexión alrededor del eje \underline{z} , se correlacionan para el comportamiento en flexión alrededor del eje \underline{y} , resultando las ecuaciones del 3-10a al 3-10j como los coeficientes de rigidez para el comportamiento de flexión alrededor del eje \underline{y} con fuerzas y desplazamiento en el eje \underline{z} . Por simetría de la diagonal principal se obtienen las ecuaciones 3-10k a 3-10p.

$$k_{2-2} = \frac{12EI_{z}(L + EI_{z}f_{s6} + EI_{z}f_{s12})}{L^{2}(4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12}))}$$
(3-10a)

$$k_{2-6} = \frac{6EI_{z}(L + 2EI_{z}f_{s12})}{L(4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12}))}$$
(3-10b)

$$k_{2-8} = \frac{-12EI_{Z}(L + EI_{Z}f_{s6} + EI_{Z}f_{s12})}{L^{2}(4EI_{Z}f_{s6}(L + 3EI_{Z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{Z}f_{s12}))} = -k_{2-2}$$
(3-10c)

$$k_{2-12} = \frac{6EI_{z}(L + 2EI_{z}f_{s6})}{L(4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12}))}$$
(3-10d)

$$k_{6-6} = \frac{4EI_{Z}(L+3EI_{Z}f_{S12})}{4EI_{Z}f_{S6}(L+3EI_{Z}f_{S12}) + L(L+4EI_{Z}f_{S12})}$$
(3-10e)

$$k_{6-8} = \frac{-6EI_z(L + 2EI_z f_{s12})}{L(4EI_z f_{s6}(L + 3EI_z f_{s12}) + L(L + 4EI_z f_{s12}))} = -k_{2-6}$$
(3-10f)

$$k_{6-12} = \frac{2EI_{Z}L}{4EI_{Z}f_{S6}(L+3EI_{Z}f_{S12}) + L(L+4EI_{Z}f_{S12})}$$
(3-10g)

$$k_{8-8} = \frac{12EI_{z}(L + EI_{z}f_{s6} + EI_{z}f_{s12})}{L^{2}(4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12}))} = k_{2-2}$$
(3-10h)

$$k_{8-12} = \frac{-6EI_{z}(L + 2EI_{z}f_{s6})}{L(4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12}))} = -k_{2-12}$$
(3-10i)

$$k_{12-12} = \frac{4EI_{z}(L + 3EI_{z}f_{s6})}{4EI_{z}f_{s6}(L + 3EI_{z}f_{s12}) + L(L + 4EI_{z}f_{s12})}$$
(3-10j)

$$k_{6-2} = k_{2-6} \tag{3-10k}$$

$$\mathbf{k}_{8-2} = \mathbf{k}_{2-8} = -\mathbf{k}_{2-2} \tag{3-101}$$

$$\mathbf{k}_{8-6} = \mathbf{k}_{6-8} = -\mathbf{k}_{2-6} \tag{3-10m}$$

$$k_{12-2} = k_{2-12} \tag{3-10n}$$

$$k_{12-6} = k_{6-12} \tag{3-100}$$

$$\mathbf{k}_{12-8} = \mathbf{k}_{8-12} = -\mathbf{k}_{2-12} \tag{3-10p}$$

3.4.1.3. Modificación de la matriz de rigidez de los elementos por efecto P-Delta

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 que 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 cómputos de elementos finitos para un elemento elástico (Chen, Lui, 1991) (Gallagher, Padlog, 1963), donde se obtienen coeficientes que modifican la rigidez de los grados de libertar relacionados al comportamiento en flexión. Las ecuaciones 3.11 muestran la matriz de modificación que es suma a la matriz de los elementos (la carga axial, P, es negativa para compresión).

$$k_a = \frac{6P}{5L} \tag{3-11a}$$

$$k_b = \frac{-P}{10} \tag{3-11b}$$

$$k_c = \frac{2PL}{15} \tag{3-11c}$$

$$k_d = \frac{-\mathrm{PL}}{30} \tag{3-11d}$$

	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	\mathbf{k}_{a}	0	0	0	k_{b}	0	- k _a	0	0	0	$\mathbf{k}_{\mathbf{b}}$	
	0	0	k _a	0	k_{b}	0	0	0	- k _a	0	$\mathbf{k}_{\mathbf{b}}$	0	-
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	k_{b}	0	k _c	0	0	0	- k _b	0	\mathbf{k}_{d}	0	
1-	0	k_{b}	0	0	0	k _c	0	- k _b	0	0	0	k_d	(3-11
$\kappa_e =$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	- k _a	0	0	0	- k _b	0	k_a	0	0	0	-k _b	
	0	0	- k _a	0	- k _b	0	0	0	k_a	0	- k _b	0	
	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	0	0	k_{b}	0	\mathbf{k}_{d}	0	0	0	- k _b	0	k _c	0	
	0	k _b	0	0	0	k _d	0	- k _b	0	0	0	k _c	

3.4.2. Aportación de rigidez por losa estructural

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 cómputos 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

36

denominado *elemento losa* el cual se define por medio de cuatros 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. Para los análisis efectuados el módulo de elasticidad fue definido como el módulo de elasticidad del hormigón según el f'_c especificado, utilizando $E_c(psi) = 57,000\sqrt{f'_c(psi)}$ recomendado por la sección 19.2.2.1 ACI 318-14.

3.5. 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 (sección 3.6). 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 de del procedimiento utilizado durante el análisis.

1. Cómputos de las características de los elementos característicos, Cómputo de módulo de elasticidad, módulo de cortante, capacidad a cortante ambas direcciones, capacidad a torsión. Utilizando las ecuaciones 3-12 (ver listado de variables).

$$E_c(ksi) = 57\sqrt{f_c'(psi)}$$
(3-12a)

$$G_c = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \tag{3-12b}$$

$$V_{Sn2} = \frac{A_{\nu2} * f_{yt} * d_2}{s}$$
(3-12c)

$$V_{Sn3} = \frac{A_{\nu_3} * f_{\nu_t} * d_3}{s}$$
(3-12d)

$$V_{cn2}(kips) = 2\sqrt{f_c'(psi)} * b_{w3}(in) * d_3(in) * \frac{1}{1000}$$
(3-12e)

$$\sqrt{f_c'(psi)} \ge 100 \ psi$$
 .

$$V_{cn3}(kips) = 2\sqrt{f_c'(psi)} * b_{w2}(in) * d_2(in) * \frac{1}{1000}$$
(3-12f)

$$\sqrt{f_c'(psi)} \ge 100 \ psi$$

- 2. Grados de libertad, índice de grados de libertad por nodos y por elemento
- **3.** Cómputos de largos de los elementos. Utilizando la ecuación 3-13 (ver listado de variables).

$$L = \sqrt{(x_{ni} - x_{nt})^2 + (y_{ni} - y_{nt})^2 + (z_{ni} - z_{nt})^2}$$
(3-13)

4. Cómputos de la matriz de transformación de coordenadas (Beta) por elemento

Para la transformación del sistema de coordenadas locales de los elementos, sistema en que se definen los coeficientes de rigidez de los elementos y sus cargas internas, al sistema de coordenadas globales como se define las matriz de rigidez de la estructuras, y las fuerzas y desplazamiento en los grados de libertad de los nodos; se utiliza la matriz de transformación de coordenadas conocida en el área del análisis matricial de estructuras como la matriz *beta*, [β]. Para este cómputo se requiere de las coordenadas de los nodos de inicio y terminación del elemento para la alineación del eje axial del elemento (x) y las coordenadas del denominado punto direccional. El set de ecuaciones 3-14 muestra los cómputos para obtener la matriz *beta*, [β], (Sennett, 1994). Donde x_{ni} , y_{ni} y z_{ni} son la coordenadas globales (de la estructura) del nodo de inicio; x_{nt} , y_{nt} y z_{nt} son la

coordenadas globales del nodo de terminación; y x_{pd} , y_{pd} y z_{pd} son la coordenadas globales del punto direccional.

$$[\beta] = \begin{bmatrix} [L] & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [L] & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [L] & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [L] \end{bmatrix}$$
(3-14a)

$$[L] = \begin{bmatrix} l_{11} & l_{12} & l_{13} \\ l_{21} & l_{22} & l_{23} \\ l_{31} & l_{32} & l_{33} \end{bmatrix}$$
(3-14b)

$$l_{11} = (x_{nt} - x_{ni})/L \tag{3-14c}$$

$$l_{12} = (y_{nt} - y_{ni})/L \tag{3-14d}$$

$$l_{13} = (z_{nt} - z_{ni})/L \tag{3-14e}$$

$$Z_x = (y_{nt} - y_{ni})(z_{pd} - z_{ni}) - (z_{nt} - z_{ni})(y_{pd} - y_{ni})$$
(3-14f)

$$Z_{y} = (z_{nt} - z_{ni})(x_{pd} - x_{ni}) - (x_{nt} - x_{ni})(z_{pd} - z_{ni})$$
(3-14g)

$$Z_{z} = (x_{nt} - x_{ni})(y_{pd} - y_{ni}) - (y_{nt} - y_{ni})(x_{pd} - x_{ni})$$
(3-14h)

$$Z = \sqrt{Z_x^2 + Z_y^2 + Z_z^2}$$
(3-14i)

$$l_{31} = Z_x/Z$$
 (3-14j)

$$l_{32} = Z_y / Z$$
 (3-14k)

$$l_{33} = Z_z / Z (3-141)$$

$$Y_x = l_{13}l_{32} - l_{12}l_{33} \tag{3-14m}$$

$$Y_{y} = l_{11}l_{33} - l_{13}l_{31} \tag{3-14n}$$

$$Y_z = l_{12}l_{31} - l_{11}l_{32} \tag{3-140}$$

$$Y = \sqrt{Y_x^2 + Y_y^2 + Y_z^2}$$
(3-14p)

$$l_{21} = Y_x / Y (3-14q)$$

$$l_{22} = Y_y / Y$$
 (3-14r)

$$l_{23} = Y_Z / Y (3-14s)$$

5. Cómputo de relación momento – rotación por elemento característicos.

Para la consideración del comportamiento histerético, este modelo de análisis requiere los momentos y curvatura en los puntos de agrietamiento, cedencia, y último de las secciones. Para estos puntos se computa la relación de momento y rotación. Para utilizar estas relaciones de momento y rotación en los resortes rotacionales se resta la aportación del comportamiento elástico ya que este se considera fuera de la flexibilidad de los resortes en los factores de rigidez que conforman la matriz de rigidez. Para estos cómputos no se consideró el efecto de resbalamiento de varillas de refuerzo en los soportes. Las ecuaciones 3-15 muestran los cómputos efectuados para el cómputo de rotaciones según los puntos de momento – curvatura.

Punto de Agrietamiento

La rotación relacionada el punto de agrietamiento para los resortes rotaciones es cero, ya que antes del punto de agrietamiento es un comportamiento elástico que es considerado fuera de los resortes.

$$\theta_{cr} = 0 \tag{3-15a}$$

Punto de Cedencia

$$\theta_y = \frac{L}{6} \left(\left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^2 \phi_{cr} + \left(1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_y} \right)^3 \right) \phi_y \right) - \frac{M_y * L}{6 * E * I}$$
(3-15b)

Punto de Falla

$$\alpha_1 = \frac{M_{cr}}{M_u} \tag{3-15c}$$

$$\alpha_2 = \frac{M_y}{M_u} \tag{3-15d}$$

$$u = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} * \frac{\phi_y}{M_y}$$
(3-15e)

$$\theta_{u} = \left(\frac{L}{12}\right) * \left(\left(\left(\frac{((2+\alpha_{2})(1-\alpha_{2})(u*\alpha_{2}+1-\alpha_{2}))}{u}\right) + \alpha_{2}(1+\alpha_{2}) - 2*\alpha_{1}^{3} \right) * \right)$$

$$\left(\frac{\theta_{y}}{\alpha_{2}}\right) + 2 * \alpha_{1}^{3} * \theta_{cr} - \frac{M_{y}*L}{6*E*I}$$
(3-15f)

- 6. Cómputos de los factores de rigidez por aportación en rigidez de losa, sección 3.4.2
- 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 (para cada grupo de carga)
- 9. Cómputo de vectores de Fuerzas Fijas Equivalentes para cada elemento en coordenadas globales (para cada grupo de carga)

$$\{P_{FFE \ global}\} = [\beta]^T \{P_{FFE \ local}\}$$
(3-16)

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.

La programación del modelo permite el dividir las cargas estáticas aplicadas en tres grupos diferentes, permite el decidir en cuantos incrementos dividir cada grupo de cargas y en qué orden aplicar las mismas. Para los análisis de este trabajo se aplicaron primero las cargas muertas divididas en 50 incrementos, y posteriormente se aplicaron el 75% de las cargas vivas divididas en 50 incrementos. Para los análisis para cargas de empuje lateral, ésta fue una carga lateral total de 2,000 kips aplicada en 200 incrementos, 10kips por incremento.

13. Reorganización de grados de libertad con incrementos en fuerzas conocidas, incrementos en desplazamientos conocidos y desplazamientos iguales a cero.

Para la solución de los desplazamientos desconocidos se utilizó una reorganización matricial en donde no se utilizan los grados de libertad con cero desplazamiento y se separan los desplazamientos conocidos de los desconocidos. Esta reorganización matricial es presentada en el segundo capítulo de (Sennett, 2000) con la ecuación matricial 3-17. Donde $\{F_p\}$ y $\{u_p\}$ corresponden a los grados de libertad donde son conocidas las fuerzas aplicadas, y $\{F_s\}$ y $\{u_s\}$ corresponde a los grado de libertad donde se conocen los desplazamientos. De esta reorganización matricial se obtienen dos ecuaciones matriciales que pueden ser solucionadas simultáneamente para obtener los desplazamientos en los grados de libertad de desplazamientos desconocidos, $\{u_p\}$, resultantes de la aplicación de las cargas y desplazamientos conocidos, esta solución se presenta en la ecuación 3-18.

$$\begin{cases} \{F_p\} \\ \{F_s\} \end{cases} = \begin{bmatrix} [K_{pp}] & [K_{ps}] \\ [K_{sp}] & [K_{ss}] \end{bmatrix} \begin{cases} \{u_p\} \\ \{u_s\} \end{cases}$$
(3-17)

$$\{u_p\} = [K_{pp}]^{-1}(\{F_p\} - [K_{ps}]\{u_s\})$$
(3-18)

Por la naturaleza de la metodología incremental, esta formulación es utilizada con incrementos de cargas o desplazamientos conocidos, para a su vez obtener los incrementos de los desplazamientos en los grados de libertad de desplazamientos desconocidos, $\{u_p\}_{incr}$, ecuación 3.19. Donde el vector $\{F_p\}_{incr}$ considera la suma de las fuerzas aplicadas en los nodos y las fuerzas fijas equivalentes aplicadas en los elementos.

$$\{u_p\}_{incr} = [K_{pp}]^{-1} (\{F_p\}_{incr} - [K_{ps}]\{u_s\}_{incr})$$
(3-19)

- 14. Formación del vector $\{F_p\}_{incr} y \{u_s\}_{incr}$ según incremento y grupos de cargas.
- **15. Computo de rigidez en los resortes rotacionales,** utilización del diagrama histerético de Takeda (Capítulo 2).
- 16. Cómputo de la matriz de rigidez de los elementos, sección 3.4.1.2.
- **17.** Modificación de la matriz de rigidez de los elementos por efecto P-Delta, sección 3.4.1.3.
- 18. Cotejo de las cargas internas de los elementos contra la capacidad de los mismos para la eliminación de rigidez de elementos para futuros incrementos, sección 3.5.1.
- 19. Ensamblaje de la matriz de rigidez global de la estructura.
- **20. Formación de las matrices** $[K_{pp}]$, $[K_{ps}]$ y solución de $\{u_p\}_{incr}$, según definidas en el proceso 13.
- 21. Formación del vector de desplazamientos (y rotaciones) incrementales para el estructura $\{D\}_{incr}$, utilizando los $\{u_p\}_{incr}$ y $\{u_s\}_{incr}$ con sus respectivos grados de libertad.
- 22. Cómputo del incremento de fuerzas resultantes {R}_{incr}, ecuación 3-20.

$$\{R\}_{incr} = [K]\{D\}_{incr} - \{F_{FFE}\}_{incr}$$
(3-20)

donde: [*K*] es la matriz de rigidez de la estructura

 $\{F_{FFE}\}_{incr}$ es el vector de fuerzas fijas equivalentes de la estructura.

23. Cómputo de incremento en fuerzas internas de los elementos $\{P\}_{incr_i}$, ecuación 3-21.

$$\{P\}_{incr_i} = [\beta]_i [K_{elem}]_i \{D\}_{incr_{elem_i}} - \{F_{FFE}\}_{incr_{elem_i}}$$
(3-21)

donde: *i* es la identificación del elemento (computo por elemento)

 $[\beta]_i$ es la matriz de transformación de coordenadas para el elemento *i*

$$[K_{elem}]_i$$
es la matriz de rigidez del elemento i , en coordenadas
globales $\{D\}_{incr_{elem_i}}$ es el vector de incrementos en desplazamientos para el
elemento i , en coordenadas globales $\{F_{FFE}\}_{incr_{elem_i}}$ es el vector de incrementos en fuerzas fijas equivalentes
para el elemento i , en coordenadas globales

24. Cómputos de desplazamientos, fuerzas resultantes, y fuerzas internas (acumuladas); $\{D\}, \{R\}, \{P\}_i$.

$$\{D\} = \{D\} + \{D\}_{incr}$$
(3.22)

$$\{R\} = \{R\} + \{R\}_{incr}$$
(3.23)

$$\{P\}_i = \{P\}_i + \{P\}_{incr_i}$$
(3.24)

($\{P\}_i$, computo por cada elemento)

25. Acumulación de momento y rotación en los resortes rotacionales. Suma del incremento en carga interna del elemento parar el grado de libertad el resorte, a la carga actual del resorte. Suma del incremento en carga interna del elemento multiplicado por la flexibilidad actual del resorte, al desplazamiento actual del resorte.

26. 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 almacenando los resultados de la acumulación del proceso incremental para ser 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.

3.5.1. Evaluación de la integridad estructural de los elementos, para descontinuar el uso de su rigidez.

Durante cada incremento de carga o aceleración luego de computadas las matrices de rigidez para cada elemento viga / columna todos los elementos pasan por una evaluación de 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 despreciar 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 los comportamiento axiales en compresión, cortante en ambas direcciones, y torsión. Aunque es importante señalar que en este modelo una falla en cualquiera de los comportamiento 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, para ambos extremos del elemento, para elementos en compresión con cargas axiales mayores a una especificada.
 (Para los análisis de este trabajo se especificó 150 kips, que es 7.4% de la capacidad a compresión del elemento más débil utilizado en el modelo.)

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 de puede estudiar el progreso de un posible colapso en la estructura.

3.5.1.1. Inestabilidad del elemento inducida por efecto P-Delta

Como fue presentado en la sección 3.4.1.3 las rigideces que relacionan los distintos comportamientos dentro del elemento son modificadas para considerar el efecto de P-Delta del

elemento. Casos extremos pudieran ocasionar que esta reducción sea mayor que la aportación propia del elemento en términos de rigidez para ese comportamiento. Esta situación pudiera ocasionar una inestabilidad del elemento donde éste muestre desplazamiento en dirección opuesta a las fuerza. Este cotejo evalúa la matriz de rigidez del elemento en búsqueda de coeficientes que ocasionen dicho comportamiento, en caso de identificar alguno, el elemento es considerado como fallado y dejará de aportar rigidez para futuros incrementos o tiempos.

3.5.1.2. <u>Capacidad en torsión, para ambos extremos del elemento.</u>

El cotejo utilizado compara las magnitudes de cargas internas para los grados de libertad 4 y 10, momentos torsionales, contra la capacidad nominal de momento torsional, T_n , definida por la sección 22.7.6.1 del ACI318-14. Siendo esta capacidad el menor valor entre las ecuaciones 3-25a y 3-25b. De identificar algún elemento con cargas mayores a la capacidad nominal será considerado como fallado y dejará de aportar rigidez para futuros incrementos o tiempos.

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_{yt}}{s} \cos\theta \tag{3-25a}$$

$$T_n = \frac{2A_o A_l f_{yt}}{p_h} \cos\theta \tag{3-25b}$$

donde:

- $A_o = 0.85 A_{oh}$
- A_{oh} = área encerrada por la línea de centro del refuerzo de acero transversal (detalles en figura R 22.7.6.1.1, ACI 318-14)
- A_t = área de uno de los lados del refuerzo de acero transversal del elemento, el extremo a una de las caras
- $f_{yt} = esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo transversal$
- $f_y = esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo longitudinal$
- s = espaciamiento de centro a centro del refuerzo de acero transversal

- p_h = perímetro de la línea de centro del refuerzo de acero transversal
- $\theta = 45^{\circ}$

3.5.1.3. Capacidad por interacción de torsión y cortante

Este cotejo evalúa la interacción de cargas internas de momentos torsionales con cortante, grados de libertad 4 (T) con 2 (V2) y 3 (V3), y 10 (T) con 8 (V2) y 9 (V3). Para compararlos contra el criterios definido por la sección 22.7.7 del ACI318-14. La ecuación 3-26 muestra el criterio a cumplir, este se evalúa para ambos cortante (V2 y V3) en ambos extremos del elemento. De identificar algún elemento que no cumple con esta ecuación será considerado como fallado y dejará de aportar rigidez para futuros incrementos o tiempos.

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7A_{oh}^2}\right)^2} \le \left(\frac{V_c}{b_w d} + 8\sqrt{f_c'}\right) \tag{3-26}$$

donde:

- $V_u = carga$ cortante interna de acuerdo a la dirección y extremo del cotejo
- b_w = base del alma de la viga de acuerdo a la dirección del cotejo
- d = profundidad efectiva de acuerdo a la dirección del cotejo
- T_u = momento torsional interno de acuerdo al extremo del cotejo
- p_h = perímetro de la línea de centro del refuerzo de acero transversal
- A_{oh} = área encerrada por la línea de centro del refuerzo de acero transversal (detalles en figura R 22.7.6.1.1, ACI 318-14)
- V_c = capacidad a cortante provista por el hormigón de acuerdo a la dirección y extremo del cotejo

3.5.1.4. Capacidad por cortante

Este cotejo compara las magnitudes de cargas internas para los grados de libertad 2, 3, 8, y 9, cortantes en ambas direcciones, contra la capacidad nominal a cortante definida por la sección 25.5 del ACI318-14. Siendo esta capacidad el menor valor entre las ecuaciones 3-27a y 3-27b. De identificar algún elemento con cargas mayores a la capacidad nominal será considerado como fallado y dejará de aportar rigidez para futuros incrementos o tiempos. En estas ecuaciones los valores de b_w , $d y A_v$ varían de acuerdo a la dirección de cortante y es extremo del elemento que es cotejado.

$$V_n = 10\sqrt{f_c'}b_w d \tag{3-27a}$$

$$V_n = 2\sqrt{f_c'}b_w d + \frac{A_v f_{yt} d}{s}$$
(3-27b)

donde:

- $\sqrt{f_c'} \le 100 \ psi$
- b_w = base del alma de la viga de acuerdo a la dirección del cotejo
- d = profundidad efectiva de acuerdo a la dirección del cotejo
- A_{v2} = área del refuerzo de acero transversal que aporta a la capacidad de acuerdo a la dirección del cotejo
- $f_{yt} = esfuerzo de cedencia del acero de refuerzo transversal$
- s = espaciamiento de centro a centro del refuerzo de acero transversal

3.5.1.5. <u>Capacidad por interacción de carga axial y momentos biaxiales</u>

La sección 3.2.3 menciona la necesidad y la metodología para preparación de diagramas de interacción de carga axial y momentos biaxiales para todos los elementos y sus distintas posibilidades de flexión en ambos ejes, y para ambos extremos. Para los análisis de este estudio por medio de la programación preparada se crearon los distintos diagramas de interacción P – M

para los elementos. Durante el proceso incremental y de aplicación de aceleraciones el modelo evalúa las condiciones de cargas de los elementos en términos de las excentricidades para ambas flexiones de acuerdo a las magnitudes de momentos a la carga axial presente. Según las excentricidades y las caras del elemento con las fibras extremas en compresión se identifican en los diagramas de interacción la capacidad máxima en compresión para las respectivas excentricidades. Con estas capacidades máximas se utiliza *Bresler reciprocal load method* (Wight, MacGregor, 2009), donde de cumplirse la ecuación 3-28 para algún elemento será considerado como fallado y dejará de aportar rigidez para futuros incrementos o tiempos.

$$\frac{1}{P} < \frac{1}{P_{n2}} + \frac{1}{P_{n3}} - \frac{1}{P_{n0}}$$
(3-28)

Cotejo especial para excentricidades muy grandes, una combinación de un momento flector muy grande y una baja carga axial, podrían producir excentricidades muy cercanas a la condición de momento sin carga axial. De existir tal situación el modelo cotejará directamente contra el valor de capacidad de momento último para dicha condición de flexión, y considerar así falla en el elemento. Recordando que este cotejo sólo se dará, si el elemento muestra una carga axial mayor a la especificada (150 kips para los análisis de este estudio).

3.6. Análisis estructural para cargas sísmicas

Luego de aplicadas todas la cargas estáticas en la cantidad de incrementos seleccionados, el modelo de análisis permite 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, Yo 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. 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 3-8 presenta un flujograma simplificado del procedimiento del modelo durante la aplicación de las cargas sísmicas.



Figura 3-8 : 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 bosquejo inicial de la sección 3.5. Las variaciones más significativas son la condensación de grados de libertad discutidás en la sección 3.6.1 y la solución de los incrementos en desplazamiento discutida en la sección 3.6.3. 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 consensados. Luego de obtenida la solución de incremento en desplazamiento a causa del incremento en aceleración para los grados de libertad dinámicos se computaban las rotaciones en los restantes grados de libertad por medio de la fórmulas de condensación. Una vez obtenidos todos los incrementos en desplazamiento para todos los grados de libertad se computa los incrementos en reacciones y cargas internas de los elementos.

3.6.1. 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. Para poder solucionar se parte de la relación entre fuerzas y desplazamientos (ecuación 3-28a), se reorganiza los grados de libertad para separar los que serán acelerados por sismos y los que no (ecuación 3-28b), y se manipula matemáticamente para tener una formulación que relacione sólo las fuerzas por aceleración con los desplazamiento por aceleración; éste se conoce como condensación de grados de libertad.

$$\{F\} = [K]\{u\}$$
(3-28a)

$$\begin{cases} \{F_A\} \\ \{0\} \end{cases} = \begin{bmatrix} [K_{AA}] & [K_{AE}] \\ [K_{EA}] & [K_{EE}] \end{bmatrix} \begin{cases} \{u_A\} \\ \{u_E\} \end{cases}$$
(3-28b)

Se reorganiza la ecuación matricial 3-28b en el sistema de ecuaciones matriciales. Se muestra en las ecuaciones 3-28c y 3-28d.

$$\{F_A\} = [K_{AA}]\{u_A\} + [K_{AE}]\{u_E\}$$
(3-28c)

$$\{0\} = [K_{EA}]\{u_A\} + [K_{EE}]\{u_E\}$$
(3-28d)

Despejando la ecuación 3-28d para los desplazamientos condensados:

$$\{\mathbf{u}_E\} = -[K_{EE}]^{-1}[K_{EA}]\{\mathbf{u}_A\}$$
(3-28e)
donde :
$$[K_{EA}] = [K_{AE}]^T$$
 (3-28f)

$$\{\mathbf{u}_E\} = -[K_{EE}]^{-1}[K_{AE}]^T \{\mathbf{u}_A\}$$
(3-28g)

Sustituyendo la ecuación 3-28g en la 3-28c:

$$\{F_A\} = [K_{AA}]\{u_A\} + [K_{AE}]\{-[K_{EE}]^{-1}[K_{AE}]^T\{u_A\}\}$$
(3-28h)

$$\{F_A\} = \left[[K_{AA}] - [K_{AE}] [K_{EE}]^{-1} [K_{AE}]^T \right] \{u_A\}$$
(3-28i)

Del arreglo en la ecuación 3-28i se determina lo que es la matriz de rigidez condensada para los grados de libertad dinámicos (3-28j). Para el cómputo de desplazamiento en los grados de libertad no acelerados por el sismo se utiliza la ecuación 3-28g. Esta matriz de rigidez condensada es la utilizada en la ecuación de equilibrio dinámico (3-29) para la solución de los desplazamientos en los nodos acelerados por el sismo en la base.

$$[K_{ND}] = [K_{AA}] - [K_{AE}][K_{EE}]^{-1}[K_{AE}]^T$$
(3-28j)

3.6.2. Matrices de masa y amortiguamiento para el análisis sísmico

La solución de los desplazamientos nodales para la aplicación de aceleraciones en la base se basa en la ecuación de equilibrio dinámico, ecuación 3-29. Como para de esta solución es imprescindible la matriz de masas, [M], y para considerar amortiguamiento la matriz de amortiguamiento, [C]. La matriz de masas es un arreglo donde se encuentran la masa relacionada a cada grado de libertad asociado a una aceleración, colocando los valores de masa en la diagonal principal de la matriz. Para los análisis de este trabajo con 360 grados de libertad dinámicos, la matriz de masa resulta en una 360x360. La ecuación 3-30 muestra la forma general de la matriz de masa para la estructura de análisis de este trabajo, donde m_1 , m_2 y m_3 serían iguales a la masa asociada al primer nodo con grados de libertad dinámicos (tres masa igual, por tres movimiento asociados al mismo nodo). Recordando que este modelo concentra la masa en los nodos, el análisis

53

de la estructura de estudio se efectuó computando la masa para cada nodo de acuerdo a las cargas gravitarías muertas y 75% de las vivas que llegan al nodo por piso y la aportación en peso la columna.

$$[M]\{\Delta \ddot{u}_n\} + [C]\{\Delta \dot{u}_n\} + [K]\{\Delta u_n\} = -[M]\{\Delta \ddot{u}_g\}$$
(3-29)
$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{359} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_{360} \end{bmatrix}$$
(3-30)

Como parte de la solución dinámica se encuentra una matriz de amortiguamiento la cual busca considerar aproximadamente las pérdidas de energía existente en un movimiento. Resulta evidente que una estructura que inició un movimiento a causa de aceleraciones de un sismo eventualmente una vez terminado el sismo llegará nuevamente a reposo, esto a causa de la velocidades que ocasionan los movimientos irán perdiendo intensidad. Esta pérdida de intensidad (energía) a causa de diversos factores (agrietamiento, ruido, rupturas elementos estructurales y no estructurales, calor) es lo que busca representar la matriz de amortiguamiento. Para este modelo se utilizó una matriz amortiguamiento proporcional a la masa y la rigidez, ecuación 3.31 (López, 1987). Donde la [*M*] es la matriz de masa previamente discutida, y [*K*] la matriz de rigidez para los grados de libertad dinámicos según fue condensada, ésta puede variar para cada intervalo de tiempo según las condición de rigidez de cada elemento. Se considera las frecuencias angulares, ω_1 y ω_2 , para los primeros modos dinámicos, ξ_1 y ξ_2 son factores de amortiguación para los modos 1 y 2 respectivamente.

$$[C] = c_1[M] + c_2[K]$$
(3-31a)

$$c_1 = \frac{2\omega_1\omega_2(\xi_2\omega_1 - \xi_1\omega_2)}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)}$$
(3-31b)

$$c_2 = \frac{2(\xi_1 \omega_1 - \xi_2 \omega_2)}{(\omega_1^2 - \omega_2^2)}$$
(3-31c)

Para el cómputo de las frecuencias angulares, el modelo utiliza el periodo aproximado según la sección 12.8.2.1 del código ASCE 07. Para esto es que el modelo utiliza el tipo de estructura entre *pórtico de hormigón resistente a momento* y *pórtico de hormigón con paredes*. Utilizando el periodo aproximado, el modelo computa las frecuencias mediante la utilización de las ecuaciones 3-32a y 3-32b, donde T es el periodo aproximado y n_p es el número de pisos. Uno de los parámetros de entrada del modelo es el porciento de amortiguamiento (para los análisis efectuado para este estudio se utilizó un 2%) este es el valor que utiliza para ambos son factores de amortiguación ξ_1 y ξ_2 .

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{T} \tag{3-32a}$$

$$\omega_2 = \left(\frac{\omega_1}{\sin\left(\frac{\pi}{2(2n_p+1)}\right)}\right) * \sin\left(\frac{3\pi}{2(2n_p+1)}\right)$$
(3-32b)

3.6.3. Aplicación de aceleración en la base.

Para la aplicación de la aceleración en la base se utilizó el método de incrementos en el tiempo conocido como *Newmark`s Method (Newmark, 1959)* y la ecuación de equilibrio dinámico. Este método es presentado con las ecuaciones 3-33a y 3-33b, que relacionan desplazamiento y velocidad con los valores de desplazamiento, velocidad y aceleración previa a la aplicación de un pequeño intérvalo de tiempo. Este método puede modelar correctamente la aplicación de aceleraciones siempre que se mantenga incrementos de tiempo de pequeña magnitud en comparación con los periodos. Para los estudios efectuados en este trabajo se utilizaron incrementos de $\frac{1}{100}$ segundos. Referencias sobre el método *Newmark* se utilizó el libro *Dynamics of Structures* por *Chopra (1995)*, para la aplicación y combinación con la ecuación de equilibrio

se utilizó la disertación doctoral *A numerical model for nonlinear response of R/C frame-wall structures* por López, (1987).

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1}$$
(3-33a)

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1}$$
(3-33b)

Utilizando los valores recomendados por la literatura (Chopra, 1995) de $\gamma = \frac{1}{2} \text{ y } \beta = \frac{1}{4} \text{ y sustituyendo}$ en las ecuaciones 3-33a y 3-33b se obtiene:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_{i+1}$$
(3-33c)

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_{i+1}$$
(3-33d)

Relacionando las velocidades, se define y despeja para el incremento en velocidad en la ecuación 3-33c:

$$\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i = \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_{i+1}$$
(3-33e)

$$\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i = \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) (\ddot{u}_i + \Delta \ddot{u})$$
(3-33f)

$$\dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i = \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \Delta \ddot{u}$$
(3-33g)

$$\Delta \dot{u} = (\Delta t) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \Delta \ddot{u}$$
(3-33h)

Relacionando los desplazamientos se define el incremento en desplazamiento, y se despeja para el incremento en aceleración en la ecuación 3-33d:

$$u_{i+1} - u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_{i+1}$$
(3-33i)

$$u_{i+1} - u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right](\ddot{u}_i + \Delta \ddot{u})$$
(3-33j)

$$u_{i+1} - u_i = (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\ddot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right](\ddot{u}_i)\left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right](\Delta \ddot{u})$$
(3-33k)

57

$$\Delta u = (\Delta t)\dot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{2}\right]\ddot{u}_i + \left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\Delta\ddot{u}$$
(3-33l)

$$\left[\frac{(\Delta t)^2}{4}\right]\Delta \ddot{u} = -(\Delta t)\dot{u}_i - \left[\frac{(\Delta t)^2}{2}\right]\ddot{u}_i + \Delta u \qquad (3-33m)$$

$$\Delta \ddot{u} = -(\Delta t) \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \dot{u}_i - \left[\frac{(\Delta t)^2}{2}\right] \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \ddot{u}_i + \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \Delta u$$
(3-33n)

$$\Delta \ddot{u} = -\left[\frac{4}{\Delta t}\right] \dot{u}_i - 2\ddot{u}_i + \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \Delta u$$
(3-330)

Sustituyendo incremento en aceleración 3-330 en ecuación 3-33h:

$$\Delta \dot{u} = (\Delta t) \ddot{u}_i + \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \left\{ -\left[\frac{4}{\Delta t}\right] \dot{u}_i - 2\ddot{u}_i + \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \Delta u \right\}$$
(3-33p)

$$\Delta \dot{u} = (\Delta t) \ddot{u}_i - \left[\frac{4}{\Delta t}\right] \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \dot{u}_i - 2\left(\frac{\Delta t}{2}\right) \ddot{u}_i + \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \left(\frac{\Delta t}{2}\right) \Delta u$$
(3-33q)

$$\Delta \dot{u} = (\Delta t) \ddot{u}_i - 2\dot{u}_i - (\Delta t)\ddot{u}_i + \left(\frac{2}{\Delta t}\right)\Delta u$$
(3-33r)

$$\Delta \dot{u} = -2\dot{u}_i + \left(\frac{2}{\Delta t}\right)\Delta u \tag{3-33s}$$

Definido los incrementos en velocidades (3-33s) e incrementos en aceleraciones (3-33o), se utiliza la ecuación de equilibrio dinámico con aceleración en la base de un sistema amortiguado (ecuación 3-29) (Chopra, 1995) para el cómputo del incremento en desplazamiento. Esta formulación se efectúa en términos matriciales para poder considerar sistemas de múltiples nodos y grados de libertad.

$$[M]\{\Delta \ddot{u}_n\} + [C]\{\Delta \dot{u}_n\} + [K]\{\Delta u_n\} = -[M]\{\Delta \ddot{u}_g\}$$
(3-29)

Sustitución:

$$[M] \left\{ - \left[\frac{4}{\Delta t}\right] \dot{u}_{n\,i} - 2\ddot{u}_{n\,i} + \left[\frac{4}{(\Delta t)^2}\right] \Delta u_n \right\} + [C] \left\{ -2\dot{u}_{n\,i} + \left(\frac{2}{\Delta t}\right) \Delta u_n \right\} + [K] \{\Delta u_n\} = -[M] \{\Delta \ddot{u}_g\}$$
(3-33t)
$$-[M] \left\{ \left(\frac{4}{\Delta t}\right) \dot{u}_{n\,i} \right\} - [M] \{2\ddot{u}_{n\,i}\} + [M] \left\{ \left(\frac{4}{(\Delta t)^2}\right) \Delta u_n \right\} - [C] \{-2\dot{u}_{n\,i}\} + [C] \left\{ \left(\frac{2}{\Delta t}\right) \Delta u_n \right\} + [K] \{\Delta u_n\} = -[M] \{\Delta \ddot{u}_g\}$$
(3-33u)
$$[M] \left\{ \left(\frac{4}{(\Delta t)^2}\right) \Delta u_n \right\} + [C] \left\{ \left(\frac{2}{\Delta t}\right) \Delta u_n \right\} + [K] \{\Delta u_n\} = -[M] \{\Delta \ddot{u}_g\} + [M] \{\Delta \ddot{u$$

$$[M]\left\{\left(\frac{4}{\Delta t}\right)\dot{u}_{n\,i}\right\} + [M]\left\{2\ddot{u}_{n\,i}\right\} - [C]\left\{-2\dot{u}_{n\,i}\right\}$$
(3-33v)

$$\{\Delta u_n\}\left([M]\left(\frac{4}{(\Delta t)^2}\right) + [C]\left(\frac{2}{\Delta t}\right) + [K]\right) = [M]\left\{-\Delta \ddot{u}_g + \left(\frac{4}{\Delta t}\right)\dot{u}_{n\,i} + 2\ddot{u}_{n\,i}\right\} + [C]\{(2)\dot{u}_{n\,i}\}$$
(3-33w)

$$\{\Delta u_n\} = \frac{[M] \{-\Delta \ddot{u}_g + (\frac{4}{\Delta t}) \dot{u}_{n\,i} + 2\ddot{u}_{n\,i}\} + [C] \{(2) \dot{u}_{n\,i}\}}{[M] (\frac{4}{(\Delta t)^2}) + [C] (\frac{2}{\Delta t}) + [K]}$$
(3-33x)

Por conveniencia de la matemática matricial y facilidad para completar la programación del modelo, la ecuación 3-33x se traduce en términos de la matriz A y el vector B, como se muestra en las ecuaciones 3-34. Estas a su vez resumen el cómputo que relaciona los incrementos en desplazamientos nodales con los incrementos en aceleraciones en la base.

$$\{\Delta u_n\} = [A]^{-1}\{B\}$$
(3-34a)

$$[A] = [M] \left(\frac{4}{(\Delta t)^2}\right) + [C] \left(\frac{2}{\Delta t}\right) + [K]$$
(3-34b)

$$\{B\} = [M] \left\{ -\Delta \ddot{u}_g + \left(\frac{4}{\Delta t}\right) \dot{u}_{n\,i} + 2\ddot{u}_{n\,i} \right\} + 2[C] \{\dot{u}_{n\,i}\}$$
(3-34c)

4. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA Y PARÁMETROS DE ANÁLISIS.

Para estudiar el comportamiento general de una estructura construida con columnas con hormigón deficiente 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 4-1 muestra una vista tridimensional de la estructura seleccionada para este análisis.



Figura 4-1 : Estructura analizada en este estudio.

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 edifico funcional y completo enfocado a un uso de oficina. Se seleccionó una 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. Lo que resulto en una altura bajo el techo acústico entre 10 pies a 12 pies, alturas de techo apropiadas para uso de oficina. Estos elementos en los techos, cerámica en los pisos (incluyendo material para nivelación), paredes de yeso y las fachadas con ventanales del perímetro fueron incluidos en los cómputos 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.

La Figura 4-2 muestra la planta por piso la cual tiene aproximadamente 3,875 ft² de piso, doce columnas, y diecisiete vigas distribuidas en ambas direcciones. Para la identificación de elementos en la estructura se identificaron los pórticos paralelos a la dirección Y por medio de números, y los paralelos a la dirección X por medio de letras. Esto sirvió para identificar las columnas según los pórticos en común y el número de piso, por ejemplo la columna en la Figura 4-2 en la esquina superior izquierda seria la **A1 Piso 1**. Para identificar las vigas se nombró el pórtico al cual pertenece, los dos pórticos entre cuales se encuentra y el número de piso, por ejemplo la viga que se encuentra en el centro de la Figura 4-2 corresponde a la **2BC Piso 1**.



Figura 4-2 : Planta de la estructura del estudio.

4.1. 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* en conjunto con el *Puerto Rico Building Code 2011*. A continuación se muestra un bosquejo de las cargas utilizadas indicando la referencia de cada una de éstas.

• Carga muerta propia de los elementos, considerando en peso unitario del hormigón reforzado de 150 pcf (Tabla C3-2, ASCE/SEI 7-05).

- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de cerámica de piso y nivelación de 16 psf (Tabla C3-1, ASCE/SEI 7-05).
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de techos acústicos, iluminación y conductos de 10 psf (Tabla C3-1, ASCE/SEI 7-05).
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de piso por concepto de paredes interiores de yeso de 15 psf (Tabla C3-1 y Sec. 4.2.2, ASCE/SEI 7-05).
- Carga muerta sobre impuesta en las vigas del perímetro por conceptos de ventanas y fachada de 112 lb/ft (Tabla C3-1, ASCE/SEI 7-05).
- Carga muerta sobre impuesta en la losa de techo por concepto de impermeabilización de techos de 5.5 psf (Tabla C3-1, ASCE/SEI 7-05).
- Carga viva sobre impuesta en la losa de piso de 50 psf (Tabla 4-1, ASCE/SEI 7-05).
- Carga viva sobre impuesta en la losa de techo de 40 psf (Sec. 1607.1, 2011 Puerto Rico Building Code).
- Carga de viento según el capítulo 6 del ASCE/SEI 7-05 (utilizada para el diseño de la estructura).
- Carga sísmica según el capítulo 12 del código ASCE/SEI 7-05, (utilizada para el diseño de la estructura).

4.1.1. <u>Cómputo de cargas de viento para el diseño de la estructura</u>

Esta sección presenta los detalles relacionados al cómputo de las cargas laterales requeridas para el diseño de la estructura utilizando el método analítico del capítulo de 6 del código ASCE/SEI 7-05. Estas cargas en adición a ser utilizadas durante el proceso de diseño, sirven como base al momento del análisis de capacidad a carga lateral que se efectúa a las estructuras bajo los distintos casos de posibles deficiencias, en término de una línea de referencia para comparar si el caso con deficiencia mantiene o no un comportamiento competente sobre las cargas esperadas de viento. El siguiente listado presenta un bosquejo del protocolo para la determinación de las cargas laterales de diseño de viento según el método analítico (incluye la referencia en los valores obtenidos).

- Identificación de la velocidad básica del viento para la zona, V = 145 mph (Fig. 6-1, ASCE/SEI 7-05).
- 2. Factor direccional del viento, $K_d = 0.85$ (Tabla 6-4, ASCE/SEI 7-05).
- Factor de importancia de la estructura, I = 1 (Categoría II, Tabla 1-1, ASCE/SEI 7-05) (Tabla 6-1, ASCE/SEI 7-05).
- 4. Factor relacionado a la exposición y altura del techo, K_h = 1.325 (Tabla 6-3, ASCE/SEI 7-05). {Categoría de exposición: C, z_g = 900ft, α = 9.5, Tabla 6-2, ASCE/SEI 7-05)}
- 5. Factor por topografia del lugar, $K_{zt} = 1$ (No se consideró efecto de la topografía.)
- 6. Factor por rigidez de la estructura, gust-effect, G = 0.85, para estructura rígidas con frecuencia natural fundamental mayor a 1Hz (Sec. 6.5.8.1, ASCE/SEI 7-05).
- 7. Estructura cerrada, coeficiente de presiones internas, $GC_{pi} = \pm 0.18$ (Sec. 6.5.11.1, ASCE/SEI 7-05).
- 8. Coeficientes de presiones externas, C_p (Fig. 6-6, ASCE/SEI 7-05).
 - a. Viento en la dirección X :
 - i. Pared de barlovento, $C_p = 0.8$
 - ii. Paredes laterales, $C_p = -0.7$
 - iii. Pared sotavento, $C_p = -0.4$

- b. Viento en la dirección Y:
 - i. Pared de barlovento, $C_p = 0.8$
 - ii. Paredes laterales, $C_p = -0.7$
 - iii. Pared sotavento, $C_p = -0.5$
- Resultante en cargas lateral según la presiones en paredes exteriores de barlovento y succiones en paredes de sotavento (Sec. 6.5.10 - 12, ASCE/SEI 7-05). Se presentan por piso en la Tabla 4-1.

Piso	Carga lateral por viento, dirección X (kips)	Carga lateral por viento, dirección Y (kips)
1	34.053	56.076
2	36.735	60.056
3	38.676	62.937
4	40.158	65.135
5	41.370	66.934
6	42.404	68.468
7	43.310	69.812
8	44.118	71.012
9	25.629	41.199
Total:	346.453	561.629

Tabla 4-1 : Cargas laterales de diseño para viento por piso

4.1.2. Computo de cargas sísmicas para el diseño de la estructura

Las cargas laterales de diseño sísmico se computaron según el Capítulo 12 del código ASCE/SEI 7-05. Estas cargas fueron utilizadas junto con otras según las combinaciones de cargas

(sección 4.2.1) para definir las fuerzas internas máximas en los componentes estructurales. El listado a continuación presenta el protocolo de acuerdo al código para la obtención de las cargas.

- Identificación de las aceleraciones espectrales para la zona (Sec. 1613.5, 2011 Puerto Rico Building Code).
 - a. Aceleración de respuesta espectral a 0.2 seg, $S_S = 1.19g$
 - b. Aceleración de respuesta espectral a 1.0 seg, $S_1 = 0.39g$
- 2. Coeficientes por tipo de suelo *D* (Tabla 11.4-1 y 11.4-2, ASCE/SEI 7-05).
 - a. Coeficientes por tipo de suelo, $F_a = 1.024$
 - b. Coeficientes por tipo de suelo, $F_v = 1.620$
- 3. Aceleraciones espectrales de diseño (Sec. 11.4.3 y 11.4.4, ASCE/SEI 7-05).
 - a. Aceleración de respuesta espectral de diseño a 0.2 seg, $S_{DS} = 0.8124 \text{ g}$
 - b. Aceleración de respuesta espectral de diseño a 1.0 seg, $S_{D1} = 0.4212$ g
- 4. Espectro de respuesta de diseño (Sec. 11.4.5, ASCE/SEI 7-05), ver Figura 4-3.
 - a. $T_0 = 0.10$ seg.
 - b. $T_S = 0.52$ seg.
 - c. $T_L = 12 \text{seg}$ (Fig. 22-19, ASCE/SEI 7-05)
- 5. Período fundamental aproximado, $T_a = 1.24 \text{ seg}$ (Sec. 12.8.2.1, ASCE/SEI 7-05).
- 6. Coeficiente de respuesta sísmica, $C_s = 0.0424$ (Sec. 12.8.1.1, ASCE/SEI 7-05).
- 7. Cortante sísmico en la base, V = 342.7 kips (Sec. 12.8.1, ASCE/SEI 7-05).



Figura 4-3 : Espectro de aceleraciones de diseño

8. Distribución vertical de la fuerza lateral sísmica, Tabla 4-2 (Sec. 12.8.3, ASCE/SEI 7-05).

Piso	F_E (kips)		
1	4.3		
2	11.2		
3	19.6		
4	27.9		
5	37.9		
6	48.6 57.5		
7			
8	69.1		
9	66.5		
Total:	342.7		

Tabla 4-2 : Cargas laterales de diseño sísmico por piso

9. Efecto sísmico vertical, $E_v = 0.1625 D$ (Sec. 12.4.2.2, ASCE/SEI 7-05).

4.2. Diseño de la estructura del estudio

Una vez cuantificadas las cargas muertas, vivas, de viento y de terremoto se efectuó un análisis estático elástico de la estructura para el diseño de la misma. Para este análisis se consideraron las diversas combinaciones de cargas provistas por la sección 2.3.2 del ASCE/SEI 7-05. Las combinaciones de cargas provistas por el código fueron ajustadas para considerar la aplicación de las cargas vivas intercalando las luces cargadas y descargadas, por tal razón se utiliza las cargas vivas mediante L_1 y L_2 en conjunto de ecuaciones (4-1) de combinaciones de cargas. Para las combinaciones 4-1n, 4-1o, 4-1r, 4-1s, 4-1z, 4-1aa, 4-1ad y 4-1ae se modifica el factor relacionado con la carga muerta, D, para considerar el efecto vertical de las cargas sísmicas, y se considera la aplicación de las cargas de terremoto en los dos ejes principales, E_{hX} y E_{hY} . Una cantidad significativa de las combinaciones son equivalentes pero variando la dirección de aplicación de las cargas laterales, o la dirección del efecto sísmico vertical. L_r corresponde a la carga viva en techo, y W_x y W_y carga de viento en las direcciones X y Y, respectivamente.

$$1.2 D + 1.6 L_l + 0.5 L_r \tag{4-1b}$$

$$1.2 D + 1.6 L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1c}$$

$$1.2 D + 1.6 L_1 + 1.6 L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1d}$$

$$1.2 D + 1.6 L_r + L_1 \tag{4-1e}$$

$$1.2 D + 1.6 L_r + L_2 \tag{4-1f}$$

$$1.2 D + 1.6 L_r + L_1 + L_2 \tag{4-1g}$$

$$1.2 D + 1.6 W_x + L_1 + 0.5 L_r \tag{4-1h}$$

$$1.2 D + 1.6 W_x + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1i}$$

$$1.2 D + 1.6 W_x + L_1 + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1j}$$

$$1.2 D + 1.6 W_y + L_l + 0.5 L_r \tag{4-1k}$$

$$1.2 D + 1.6 W_y + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-11}$$

$$1.2 D + 1.6 W_y + L_1 + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1m}$$

$$1.3625 D + E_{hX} + 0.3 E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$

$$(1.2 D + E_v + E_{hX} + 0.3 E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2, E_v = 0.1625 D)$$

$$(4-1n)$$

$$1.3625 D + 0.3 E_{hX} + E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$

$$(1.2 D + E_v + 0.3 E_{hX} + E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2, E_v = 0.1625 D)$$

$$(4-10)$$

$$0.9 D + 1.6 W_x$$
 (4-1p)

$$0.9 D + 1.6 W_y$$
 (4-1q)

$$0.7375 D + E_{hX} + 0.3 E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$

$$(0.9 D - E_v + E_{hX} + 0.3 E_{hY}, E_v = 0.1625 D)$$

$$(4-1r)$$

$$0.7375 D + 0.3 E_{hX} + E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$

$$(0.9 D - E_v + E_{hX} + E_{hY}, E_v = 0.1625 D)$$

$$(4-1s)$$

$$1.2 D - 1.6 W_x + L_1 + 0.5 L_r \tag{4-1t}$$

$$1.2 D - 1.6 W_x + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1u}$$

$$1.2 D - 1.6 W_x + L_1 + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1v}$$

$$1.2 D - 1.6 W_y + L_1 + 0.5 L_r \tag{4-1w}$$

$$1.2 D - 1.6 W_y + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1x}$$

$$1.2 D - 1.6 W_y + L_1 + L_2 + 0.5 L_r \tag{4-1y}$$

$$1.3625 D - E_{hX} - 0.3 E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$
(4-1z)

$$1.3625 D - 0.3 E_{hX} - E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$
 (4-1aa)

$$0.9 D - 1.6 W_x$$
 (4-1ab)

$$0.9 D - 1.6 W_y$$
 (4-1ac)

$$0.7375 D - E_{hX} - 0.3 E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$
(4-1ad)

$$0.7375 D - 0.3 E_{hX} - E_{hY} + 0.5 L_1 + 0.5 L_2$$
(4-1ae)

El conjunto de ecuaciones 4-1 comprende un total de treinta y una (31) combinaciones de carga, que fueron utilizadas para identificar las fuerzas internas máximas para el diseño de los elementos.

4.2.1. Diseño de vigas

Los valores máximos entre las combinaciones de carga para las fuerzas internas de momento flector (alrededor eje 3) en los extremos y cortante (eje 2) en los extremos de los elementos fueron los requisitos principales para el diseño de las distintas vigas que componen la estructura. Las cargas resultantes de las combinaciones para los comportamientos axiales, flexión alrededor del eje 2, cortante en el eje 3 y torsión fueron de magnitud despreciable y los elementos diseñados tienen capacidad suficiente para tales cargas. Para simplificar el diseño y las especificaciones de construcción se agruparon vigas con características de fuerzas internas similares. Las vigas paralelas al eje Y requerían un diseño de mayor capacidad que aquellas en la dirección X. Esto fue a causa de las combinaciones relacionadas a cargas laterales por viento donde las cargas en la dirección Y fueron de mayor magnitud que en X. Por tal razón las vigas fueron diseñadas respectivamente para la dirección $X ext{ y } Y$ y las vigas en un mismo piso alineadas a una misma dirección fueron diseños iguales, aunque los pórticos exteriores resultan con fuerzas internas menores no fueron diseñadas distintos para disminuir los efectos de pórticos con rigideces diferentes en una misma dirección. En términos verticales, las vigas fueron diseñadas iguales por grupos de tres pisos. En resumen se obtuvo un diseño de viga para cada dirección principal X y Y, por cada 3 pisos.

Para el diseño de las vigas como para el diseño completo de la estructuras, se utilizaron las provisiones de diseño estructuras de hormigón reforzado del código ACI318-14 (American

Concrete Institute, Committee 318, 2014), incluyendo todos requisitos aplicables a zonas de diseño sísmico. A continuación se hace mención de características significativas del diseño de las vigas 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.
- Dimensiones de 16 pulgadas de base y entre 34 y 26 pulgadas de profundidad.
- Razón de refuerzos que garantiza una deformación unitaria del acero de 0.005 antes de falla, factor de reducción de capacidad ϕ =0.90.
- Vigas de mayor capacidad, 34" x 16", 11#8 (arriba), 8#7 (abajo), #4@3.5" (aros).
- Vigas de menor capacidad, 26" x 16", 8#7 (arriba), 4#7 (abajo), #4@5.5" (aros).
- El diseño por cortante incluyo consideraciones sísmicas de momentos máximos probables en el elemento para la selección de refuerzo transversal.

Losa de piso

La estructura está diseñada con una losa de piso de hormigón reforzado de nueve pulgadas (9") de espesor. Aunque no se muestran detalles de diseño para la losa el espesor fue seleccionado tomando en cuenta los requisitos de deformación permitida para losas que distribuyen cargas en dos direcciones. El diseño de la losa para cargas en dos direcciones fue corroborado para asegurar que el refuerzo requerido pueda ser varillas #4 y que, éste pueda ser instalado con un espaciamiento razonable.

4.2.2. Diseño de columnas

Similar al diseño de vigas para el diseño de columna se cumplieron los requerimientos del código ACI318-14 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 fueron utilizadas 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 (las columnas al tener diseños a ser utilizados en diferentes elementos de la estructura se consideró todas la combinaciones aplicables). Una vez seleccionada las dimensiones de las columnas y el correspondiente refuerzo se corroboró con la preparación de un diagrama de interacción más detallado. La Figura 4-4 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 4-4 : Diagrama de interacción utilizado para diseño de columna (A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3 y D3; Pisos 1, 2 y 3 / A2, B2, C2 y D2; Pisos 5, 6, 7)

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 varían de 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 mayores en la dirección de *Y*, requirieron de vigas más resistentes en esa dirección. El requerimiento de columnas más resistentes que vigas controló la gran mayoría (primeros 7 pisos) de los diseños de columnas, por lo cual la agrupación de columnas similares en un mismo diseño dependió grandemente de este requerimiento. Se especificaron en diseños de columnas iguales para el eje 2, y diseños iguales para los ejes 1 y 3, variando el diseño en tres ocasiones a lo alto de la estructura.

4.2.3. Resumen del diseño

En resumen, la estructura del estudio fue diseñada con hormigón con capacidad a compresión de 4,000 psi, reforzado con varillas grado 60. Todos los aros de refuerzo transversal y confinamiento son con varillas # 4. Se utilizan varillas # 9, # 8 y # 7, como refuerzo longitudinal en columnas, y # 8 y # 7 como refuerzo longitudinal en vigas. Las Figuras 4-5 y 4-6 muestran las secciones diseñadas para las vigas y columnas respectivamente, identificando el elemento de la estructura donde fue utilizada. Las conexiones entre vigas y columnas continúan el refuerzo de acero longitudinal de los respectivos elementos, la Figura 4-7 ejemplifica el refuerzo de acero en una conexión viga-columna.



A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 1, 2, 3



7 #8 28"x16" f'c: 4ksi fy: 60ksi + #4 @ 4.5" 4 #8

1AB, 1BC, 1CD, 2AB, 2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 1, 2, 3



A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 4, 5, 6





1AB, 1BC, 1CD, 2AB, 2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 1, 2, 3

Figura 4-5 : Secciones diseñadas para las vigas



A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4



A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7



Figura 4-6 : Secciones diseñadas para las columnas



Figura 4-7 : Conexión columna B2 Piso 1 y vigas B12 y B23 Piso 1.

4.3. Parámetros de análisis

Durante la descripción del modelo de análisis en el Capítulo 3 se presentó el procedimiento de análisis y parámetros de entrada que pueden utilizarse durante los cómputos de análisis según fue programado. Aunque en algunas secciones a medida que se explicaba el procedimiento de análisis se indicaron algunos de los parámetros utilizados para este estudio. En esta sección se agrupan las características definidas para los cómputos de los casos estudiados en este trabajo.

Diagramas de interacción P-M

Según explicado previamente, el modelo de análisis utilizado requiere de los diagramas de interacción del comportamiento axial y flexión para todos los elementos presentes en la estructura. La construcción de estos diagramas se basó en el procedimiento de la sección 3.2.3, donde la capacidad máxima del hormigón se definió con una deformación unitaria de **0.003**, lo cual es el indicativo de falla del ACI 318.

Diagramas de momento curvatura

Vigas de la estructura que fueron diseñadas iguales no significa que son elementos con la misma definición de características para el modelo de análisis. Los diagramas de momento curvatura definidos para los comportamientos en flexión y asociados a la dirección de la gravedad en las vigas consideraron una porción de la losa de piso, resultando en elementos de vigas con forma T y otras forma L. Esta sección de losa considerada fue una extensión desde las caras verticales de las vigas hasta una distancia igual a profundidad de la viga que sobresale de la losa (formando un ángulo de 45° en sección). El comportamiento de momento curvatura depende de la magnitud de cargas axial presente en el elemento. Para los elementos de viga se computaron sin carga axial, para los elementos de columna se computaron con las cargas axiales resultantes de las cargas muertas y un 75% de las cargas vivas presentes en la estructura. Los diagramas fueron preparados con el cómputo de 1,000 deformaciones unitarias en la fibra extrema en compresión, que iniciaban desde el valor más pequeño de deformación unitaria donde las fuerzas internas de la sección alcanzaran equilibrio, hasta un valor de deformación unitaria de 0.012. Los esfuerzo del hormigón para determinada deformación unitaria se basó en el modelo modificado de Hognestad (Capítulo 2). Parámetros del hormigón utilizados para el análisis para el hormigón (definidos en la sección 3.2.2):

- $f_c = 4$ ksi (varía para los casos de estudios en columnas con deficiencia)
- $f_t = 0.4$ ksi (varía para los casos de estudios en columnas con deficiencia)
- $\varepsilon_{c0} = 0.002219$ (varía para los casos de estudios en columnas con deficiencia)

• $m_{0 \rightarrow u}$, = 300 (varía para los casos de estudios en columnas con deficiencia) para el acero de refuerzo:

- $f_y = 60 \text{ ksi}$ $f_u = 90 \text{ ksi}$ $E_s = 29,000 \text{ ksi}$
- $\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{sp}} = 0.04$ $\boldsymbol{\varepsilon}_{\boldsymbol{su}} = 0.12$

Datos generales propios de la estructura del estudio

- Cantidad de nodos: 120
- Cantidad de puntos direccionales: 8
- Cantidad de elementos: 261
- Cantidad de definición de características de elemento: 42 (para la estructura según diseñada)
- Cantidad de elementos de losa: 54 (6 por piso, se forman entre cuatro nodos)

Tres análisis

Para estudiar el comportamiento global de una estructura con deficiencias en columnas se estudiaron los distintos casos por medio de tres análisis (2 estáticos y uno dinámico); el primero empuje lateral global de la estructura en la dirección X y el segundo empuje lateral global de la estructura en la dirección Y. Con el objetivo de comparar mejor casos con deficiencias expuestos a una mayor compresión se efectuaron análisis de empuje lateral global de la estructura en la dirección Y negativa. Tercero aplicación de aceleración de terremoto en la base en las direcciones X, Y y vertical.

Aplicación de cargas

Todos los análisis efectuados consideraron la aplicación de las cargas gravitaciones antes que las laterales Estas fueron aplicadas en dos grupos; el total de las cargas muertas fueron distribuidas y aplicadas en cincuenta (50) incrementos. Posterior a las cargas muertas se aplicaron el 75% de las cargas vivas en cincuenta (50) incrementos. Una vez cargada las estructuras de estudio con las cargas muertas y vivas, se aplicaban las cargas laterales. En los análisis que consideran cargas de empuje global 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 asignado importancia en la distribución a peso del piso y por 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. La Tabla 4-3 presenta esta distribución.

Diso	Carga lateral	Carga lateral por nodo (kips)			
1 150	por piso (kips)	de esquina	del perímetro	interno	
1	0.127	0.0053	0.0106	0.0211	
2	0.328	0.0137	0.0274	0.0547	
3	0.572	0.0239	0.0477	0.0954	
4	0.814	0.0339	0.0678	0.1356	
5	1.105	0.0460	0.0921	0.1842	
6	1.419	0.0591	0.1183	0.2365	
7	1.678	0.0699	0.1399	0.2797	
8	2.016	0.0840	0.1680	0.3360	
9	1.940	0.0808	0.1617	0.3234	
Total	10.000				

Tabla 4-3 : Distribución de carga lateral por nodo para cada incremento.

Aplicación de aceleraciones

Para el análisis comparativo del comportamiento estructural de los distintos casos durante la aplicación de cargas laterales causadas por un terremoto se seleccionó utilizar 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 Figuras 4-8 a 4-11. 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 4-8, la aceleración mayor fue de 0.313g presente en el registro de la dirección X, en términos verticales la mayor aceleración registrada fue de 0.205g, ambos picos ocurren al inicio de terremoto (primeros 4 segundos). Tal como se identifican los registros en la Figuras 4-9 y 4-10 se aplicaron las aceleraciones en los correspondientes ejes de la estructura, nótese que el registro con mayor aceleración fue el aplicado en la dirección que requirió menor diseño a cargas laterales, X.



Figura 4-8 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940),



Figura 4-9 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940), dirección aplicada en el eje X de la estructura de análisis.



Figura 4-10 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940), dirección aplicada en el eje Y de la estructura de análisis.



Figura 4-11 : Registro de aceleraciones durante terremoto El Centro (1940), dirección aplicada en el eje Z (vertical) de la estructura de análisis.

5. **RESULTADOS**

Este capítulo presenta los resultados del análisis para diversos casos con deficiencias en el hormigón de columnas del primer piso de un edificio de pórtico de hormigón armado de nueve pisos. Se incluye una comparación entre las relaciones de momento y curvatura, y diagramas de interacción del comportamiento axial y flexión, para las columnas con hormigón deficiente. Los resultados del comportamiento global de la estructura según fue diseñada y los resultados de treinta (30) casos en donde se muestran deficiencias de columnas de acuerdo a una disminución de su capacidad en compresión y la localización de la(s) columna(s) afectada(s). Para esto se computaron 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 aceleraciones del terremoto El Centro (de 1940, California) en ambas direcciones horizontales de la estructura simultáneamente con las aceleraciones verticales. Estos cómputos efectuados con el modelo de análisis discutido en el Capítulo 3, programado en FORTRAN 95, requirieron sobre 450 horas de operaciones computaciones efectuadas por computadoras con procesadores Inter Core i5-4570 3.20GHz (8.00GB RAM, Win7Pro 64bit).

Los treinta (30) casos que se utilizaron para estudiar el comportamiento global del edificio antes cargas laterales fueron el resultado de diez (10) localizaciones distintas de columnas afectadas en el primer piso y tres casos distintos de capacidad del hormigón a compresión para cada caso. 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 hormigón utilizan el valor del radical de la capacidad a compresión. La Tabla 5-1 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.

f _c (psi)	% de f_c	$\sqrt{f_c}$ (psi)	% de $\sqrt{f_c}$
4000	100.0%	63.25	100.0%
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%
2000	50.0%	44.72	70.7%
1600	40.0%	40.00	63.2%
1200	30.0%	34.64	54.8%
800	20.0%	28.28	44.7%
400	10.0%	20.00	31.6%

Tabla 5-1 : Relaciones porcentuales entre la capacidad a compresión y su raíz

La diez (10) localizaciones distintas de columnas afectadas que fueron seleccionadas para considerar los diversos casos lo fueron columnas de esquinas las afectadas, del perímetro, interiores, 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. La Tabla 5-2 presenta los diversos casos y los análisis efectuados a estos.

Localización de columnas con deficiencia	Columnas con deficiencias	% f`c en columnas con deficiencias	ID Caso	Análisis estudiados
		50% f [`] c	1	<u>Fx, Fy, EC</u>
	A3	30% f [°] c	11	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f`c	21	<u>Fx, Fy, EC</u>
	В3	50% f [°] c	2	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
		30% f [°] c	12	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
н — — — — — — — — — — — — — — — — — — —		10% f`c	22	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
	B2	50% f`c	3	<u>Fx, Fy, EC</u>
		30% f [°] c	13	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f`c	23	<u>Fx, Fy, EC</u>
	A3, B3, C3, D4	50% f [°] c	4	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
		30% f [°] c	14	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
		10% f [`] c	24	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
	A2, B2, C2, D2	50% f [°] c	5	Fx, Fy, EC
		30% f [°] c	15	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f [°] c	25	Fx, Fy, EC

Tabla 5-2 : Casos de estudio y analisis efectuados a estos.

tabla continúa en la próxima pagina

Localización de columnas con deficiencia	Columnas con deficiencias	% f`c en columnas con deficiencias	ID Caso	Análisis estudiados
	A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3	50% f`c	6	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
		30% f`c	16	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
		10% f`c	26	<u>Fx, Fy, -Fy, EC</u>
	A1 B1 C1	50% f`c	7	<u>Fx, Fy, EC</u>
Set of the set of	A1, B1, C1, D1, A2, B2,	30% f`c	17	<u>Fx, Fy, EC</u>
	B3, C3, D3	10% f`c	27	<u>Fx, Fy, EC</u>
	D1	50% f`c	8	<u>Fx, Fy, EC</u>
		30% f [`] c	18	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f`c	28	<u>Fx, Fy, EC</u>
		50% f`c	9	<u>Fx, Fy, EC</u>
	C1, D1, D2	30% f`c	19	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f [`] c	29	<u>Fx, Fy, EC</u>
	B1, C1, D1, C2, D2, D3	50% f`c	10	<u>Fx, Fy, EC</u>
		30% f [°] c	20	<u>Fx, Fy, EC</u>
		10% f [°] c	30	<u>Fx, Fy, EC</u>

Tabla 5-2 Continuación : Casos de estudio y análisis efectuados a estos.

En la Tabla 5-2 los análisis Fx, Fy, -Fy y EC se refieren a análisis de empuje lateral inelástico en la dirección de X, empuje lateral inelástico en la dirección de Y, empuje lateral

inelástico en la dirección negativa de Y, análisis dinámico de aceleraciones del terremoto El Centro en ambas direcciones horizontales (X, Y) simultáneamente con las aceleraciones verticales.

5.1. <u>Resultados de análisis para la estructura según diseño</u>

Los primeros análisis en completarse fueron los relacionados a la estructura según fue diseñada. Estos resultados sirvieron como base de comparación para los distintos casos con deficiencias. Según fue explicado en el Capítulo 3 para iniciar la secuencia principal de análisis estructural se requiere de los diagramas de momento curvatura para identificar los principales puntos de cambio de rigidez: agrietamiento, cedencia y último. A continuación se presenta los resultados de los cómputos de la relación de momento curvatura para las vigas que componen la estructura, Figuras 5-1 a 5-5., y para las columnas Figuras 5-6 a la 5-21.



Figura 5-1 : Relación de momento curvatura para las vigas A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 1, 2, 3







Figura 5-3 : Relación de momento curvatura para las vigas A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 4, 5, 6


Figura 5-4 : Relación de momento curvatura para las vigas 1AB, 1BC, 1CD, 2AB, 2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 4, 5, 6 ; A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 7, 8, 9



Figura 5-5 : Relación de momento curvatura para las vigas 1AB, 1BC, 1CD, 2AB, 2BC, 2CD, 3AB, 3BC, 3CD - PISOS 1, 2, 3



Figura 5-6 : Relación de momento curvatura para las columnas A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4



Figura 5-7 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de agrietamiento) A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4



Figura 5-8 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de cedencia) A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4



Figura 5-9 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto ultimo) A2, B2, C2, D2 - PISOS 1, 2, 3, 4



Figura 5-10 : Relación de momento curvatura para las columnas A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7



Figura 5-11 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de agrietamiento) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7



Figura 5-12 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de cedencia) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7



Figura 5-13 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto ultimo) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 5, 6, 7



Figura 5-14 : Relación de momento curvatura para las columnas A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7



Figura 5-15 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de agrietamiento) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7



Figura 5-16 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de cedencia) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7



Figura 5-17 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto último) A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 - PISOS 1, 2, 3 ; A2, B2, C2, D2 - PISOS 4, 5, 6, 7



Figura 5-18 : Relación de momento curvatura para las columnas A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3 ; PISOS 8, 9



Figura 5-19 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de agrietamiento) A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3 ; PISOS 8, 9



Figura 5-20 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto de cedencia) A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3 ; PISOS 8, 9



Figura 5-21 : Relación de momento curvatura para las columnas (punto último) A1, B1, C1, D1, A2, B2, C2, D2, A3, B3, C3, D3 ; PISOS 8, 9

Como parte del proceso de análisis del modelo los elementos con carga axial se revisan constantemente para identificar si todavía son elementos competentes. Para esto se requiere computar los diagramas de interacción de los elementos que componen la estructura. La Figura 5-22 muestra los diagramas de interacción para las columnas utilizada en la estructura según diseñada. La Figura 5-23 a manera de ejemplo los diagramas de interacción de una de las vigas.



columnas de la estructura según diseño.



Figura 5-23 : Diagrama de interacción carga axial y momento para la viga A12, A23, B12, B23, C12, C23, D12, D23 - PISOS 1, 2, 3

5.1.1. Comportamiento de la estructura según diseño

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 el sismo para los análisis dinámicos. Como medio de organización de resultados para facilitar la comparación de resultados entre casos, se resumieron las características importantes para cada caso de análisis por medio de una tabla que muestra: la cargas lateral o tiempo en el sismo donde la primera viga alcanza el momento último, cantidad de vigas en las que se forman articulaciones plásticas antes de la falla de la primera columna, momento en que falla la primera columna e identificación de la misma, desplazamiento lateral del techo para el inicio de

falla en casos de los empujes laterales y desplazamiento máximo lateral del techo durante el sismo. También se tabula la inclinación (*drift*) del edificio para los desplazamientos máximos y la secuencia de fallas en los elementos que continúan luego de registrado el primer elemento en fallar. La Tabla 5-3 muestra este resumen para la estructura según fue diseñada.

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)	
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 2CD Piso 4 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)	
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	58	59	132	
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2, A1 (1,260 kips)	B2 (1,750 kips)	D1 (5.31 seg.)	
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.54 in	14.29 in	<u>Dir. X</u> 7.91 in (5.59 seg.) <u>Dir. Y</u> 5.12 in (4.11 seg.)	
Drift	0.94 %	1.00 %	Dir. X: 0.52 % Dir. Y: 0.34 %	
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B2 (1,290 kips) Col. B3, C3, C2, C1 (1,300 kips) Col. B1 (1,310 kips) Col D2. (1,330 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (1,760 kips) Col. A2 (1,790 kips) Col. D2, B1 (1,810 kips) Col. C1 (1,830 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Ninguna	

Tabla 5-3 : Resumen de resultados de análisis de estructura según diseñada.

Para la estructura según diseño la Figura 5-24 muestra un gráfico de desplazamiento lateral del techo contra carga lateral aplicada para ambas direcciones En éste se identifican las cargas de diseño laterales tanto sísmicas como de 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. Esta gráfica sirvió de base para gráficas similares preparadas para cada caso estudiado, donde se presenta el comportamiento del caso sobreimpuesto al comportamiento de la estructura según fue diseñada.



Figura 5-24 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, análisis de estructura según diseñada.

Otra herramienta utilizada para evaluar el comportamiento de la estructura para el caso del análisis dinámico es la Figura 5-25, que muestra los desplazamientos laterales y verticales del techo durante la aplicación del terremoto El Centro. En esta gráfica se incluye los desplazamientos laterales máximos y se observa que el desplazamiento vertical es prácticamente depreciable 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 los comparar los distintos casos estudiados.



Figura 5-25 : Desplazamiento lateral y vertical del techo durante terremoto El Centro, para la estructura según diseñada.

Para el caso de la estructura según fue diseñada se muestra en el grafico el primer momento donde una viga forma una articulación plástica y los momentos donde falla alguna columna. Para el análisis dinámico de la estructura según ha sido diseñada se incluyen las Figuras 5-26 a la 5-28 donde se muestran los resultados de cargas en la base durante la aplicación del terremoto.



Figura 5-26 : Carga lateral dirección X en la base durante el terremoto El Centro



Figura 5-27 : Carga lateral dirección Y en la base durante el terremoto El Centro



Figura 5-28 : Carga lateral dirección Z en la base durante el terremoto El Centro

5.2. <u>Relación momento curvatura y diagramas de interacción P-M de columnas con</u> <u>deficiencias.</u>

Los casos de estudio con deficiencia en las columnas requieren del cómputo de los respectivos diagramas de momento curvatura y diagramas de interacción P-M para las columnas con deficiencia. Las Figuras 5-29 a la 5-34 muestran los resultados de estos para las columnas con deficiencias utilizadas en los distintos casos de análisis.



Figura 5-29 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su capacidad a compresión A1, D1, A3, y A3 primer piso.



Figura 5-30 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su capacidad a compresión B1, C1, B3, C3 primer piso.



Figura 5-31 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su capacidad a compresión A2, D2 primer piso.



Figura 5-32 : Relación de momento curvatura para las columnas con reducción en su capacidad a compresión B2, C2 primer piso.



Figura 5-33 : Diagrama de interacción axial momento, deficiencias en columnas A2, B2, B3, D4 Piso 1



Figura 5-34 : Diagrama de interacción axial momento, deficiencias en columnas A1, B1, C1, D1, A3, B3, C3, D3 Piso 1



5.3. <u>Caso 1 – Hormigón con 50% f²c de diseño en la columna A3.</u>

Figura 5-35 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso 1.

La Figura 5-35 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 1. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-4 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-36 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)	
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)	
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	57	58	133	
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1250 kips)	B2 (1740 kips)	D1 (5.31 seg.)	
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.21 in	15.05 in	<u>Dir. X</u> 7.92 in (5.59 seg.) <u>Dir. Y</u> 5.13 in (4.12 seg.)	
Drift	0.94 %	1.00 %	Dir. X: 0.52 % Dir. Y: 0.34 %	
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1260 kips) Col. B2 (1280 kips) Col. B3, C2 (1290 kips) Col. C3, B1, C1 (1,300 kips)	Col. C2 (1760 kips) Col. A2 (1780 kips) Col. B1 (1810 kips) Col. D2 (1820 kips)	Ninguna	
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.		

Tabla 5-4 : Resumen de resultados para el caso 1.



Figura 5-36 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 1.



Figura 5-37 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 1.

5.4. Caso 2 – Hormigón con 50% f'c de diseño en la columna B3.



Figura 5-38 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'c que define el caso de análisis 2.

La Figura 5-38 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 2. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio se completaron cuatro análisis, empuje lateral en la dirección de *X*, empuje lateral en la dirección de *Y*, empuje lateral en la dirección de *Y negativa* y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La Tabla 5-5 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-39 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-40 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	A23 Piso 4 (800 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	58	59	44	132
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2, A1 (1260 kips)	B2 (1750 kips)	C1 (1440 kips)	D1 (5.31 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.54 in	15.28 in	14.40 in	Colapso de la estructura. (12.5 seg.)
Drift	0.96 %	1.01 %	0.95 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B2 (1290 kips) Col. B3, C3, C2, C1 (1300 kips) Col. B1 (1310 kips) Col. D2 (1330 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (1760 kips) Col. A2 (1790 kips) Col. D2, B1 (1810 kips) Col. C1 (1830 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B1 (1460 kips) Col. C2 (1530 kips) Col. B2, D2 (1540 kips) Col. C3 (1550 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D3 (5.32 seg.) Col. C1 (10.16 seg.) Col. B1 (10.17 seg.) Col. D2 (11.07 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-5 : Resumen de resultados para el caso 2.



Figura 5-39 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 2.



Figura 5-40 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 2.

5.5. Caso 3 – Hormigón con 50% f²c de diseño en la columna B2.



Figura 5-41 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso de análisis 3.

La Figura 5-41 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 3. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. análisis La V Tabla 5-6 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-42 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones $X ext{ y } Y$. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-43 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)	
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2CD Piso 7 (1.87 seg.)	
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	56	59	132	
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1250 kips)	B2 (1750 kips)	D1 (5.31 seg.)	
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.27 in	15.28 in	<u>Dir. X</u> 7.94 in (5.59 seg.) <u>Dir. Y</u> 5.11 in (4.11 seg.)	
Drift	0.94 %	1.01 %	Dir. X: 0.53 % Dir. Y: 0.34 %	
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B2, A1 (1,260 kips) Col. C2 (1,280 kips) Col. B3, C3, B1, C1 (1,290 kips) Col. D2, D1	Col. C2 (1,760 kips) Col. A2 (1,790 kips) Col. D2, B1 (1,810 kips) Col. C1	Ninguna	
	(1,320 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	(1,830 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.		

Tabla 5-6 : Resumen de resultados para el caso 3.



Figura 5-42 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 3.



Figura 5-43 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 3.





Figura 5-44 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'c que define el caso de análisis 4.

La Figura 5-44 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tengan sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 4. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-7 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-45 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-46 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	A23 Piso 4 (800 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	55	57	64	132
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1240 kips)	B2 (1720 kips)	C1 (1440 kips)	D1 (5.31 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.10 in	14.67 in	13.47 in	<u>Dir. X</u> 8.10 in (5.59 seg.) <u>Dir. Y</u> 5.18 in (4.12 seg.
Drift	0.93 %	0.97 %	0.89 %	Dir. X: 0.53 % Dir. Y: 0.34 %
	Col. C3, A1 (1250 kips)	Col. C2 (1730 kips)	Col. B1 (1430 kips)	
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	(1260 kips)	(1760 kips)	(1440 kips)	
	Col. B2 (1270 kips)	Col. B1 (1790 kips)	Col. B2 (1450 kips)	Ninguna
	Col. C2, B1, C1 (1280 kips)	Col. D2 (1800 kips)	Col. D3 (1460 kips)	G a ca
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	

Tabla 5-7 : Resumen de resultados para el caso 4.



Figura 5-45 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 4.



Figura 5-46 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 4.





Figura 5-47 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 5.

La Figura 5-47 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 5. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron cuatro análisis, empuje lateral en la dirección de *X*, empuje lateral en la dirección de *Y*, empuje lateral en la dirección de *Y negativa* y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La Tabla 5-8 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-48 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-49 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 4 (550 kips)	B12 Piso 4 (760 kips)	1AB Piso 7 (2.13 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	54	48	132
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2, A1 (1220 kips)	B2 (1620 kips)	D3, B2, D1 (5.31 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.53 in	11.78 in	Colapso de la estructura. (7.5 seg.)
Drift	0.89 %	0.78 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)Col. C2 (1240 kips Col. D2 (1250 kips Col. B3, C3 A2, B1, C1 (1260 kips Col. D1 (1290 kips Continúan la fallas, colapi inminente.		Col. C2 (1650 kips) Col. A2 (1700 kips) Col. D2 (1720 kips) Col. B1 (1760 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D2 (6.26 seg.) Col. C2 (6.30 seg.) Col. A3 (6.33 seg.) Col. B3, B1 (6.34 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-8 : Resumen de resultados para el caso 5.



Figura 5-48 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 5.



Figura 5-49 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 5.





Figura 5-50 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 6.

La Figura 5-50 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 6. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-9 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-51 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-52 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (550 kips)	B12 Piso 4 (760 kips)	A23 Piso 4 (790 kips)	2CD Piso 7 (1.89 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	54	45	31	90
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2 (1200 kips)	B2 (1570 kips)	C1 (1370 kips)	B1, C1 (3.94 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.40 in	10.77 in	12.25 in	Colapso de la estructura. (5 seg.)
Drift	0.89 %	0.71 %	0.81 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B3, C3, A1 (1210 kips)	Col. C2 (1610 kips)	Col. B1 (1390 kips)	Col. D3 (3.95 seg.)
	Col. D1, C2 (1220 kips)	Col. A2 (1670 kips)	Col. A3, C3 (1400 kips)	Col. A3 (3.97 seg.)
	Col. A2, D2 (1230 kips)	Col. D2 (1700 kips)	Col. B2 (1410 kips)	Col. C2 (4.68 seg.)
	Col. B1, C1 (1240 kips)	Col. B1 (1740 kips)	Col. D3, B2, C2, (1420 kips)	Col. D2 (4.69 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-9 : Resumen de resultados para el caso 6.



Figura 5-51 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 6.



Figura 5-52 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 6.


5.9. Caso 7 – Hormigón con 50% f'c de diseño en todas las columnas del piso.

Figura 5-53 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 7.

La Figura 5-53 muestra la localización de las columnas (todas del piso) con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 7. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-10 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-54 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 2CD Piso 4 (550 kips)	B12 Piso 4 (770 kips)	2BC Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	53	44	97
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2 (1170 kips)	B1 (1490 kips)	C3 (3.98 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	12.39 in	9.29 in	Colapso de la estructura. (5.5 seg.)
Drift	0.82 %	0.61 %	Colapso
	Col. C3, D3, C2, A1 (1180 kips)	Col. C1 (1520 kips)	Col. B3 (3.99 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B3, B1, C1 (1,190 kips)	Col. B2 (1530 kips)	Col. B2 (4.02 seg.)
	Col. A2,D2 (1,200 kips)	Col. C2 (1560 kips)	Col. C1 (5.01 seg.)
	Col. D1 (1,210 kips)	Col. D1 (1590 kips)	Col. A1 (5.07 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-10 : Resumen de resultados para el caso 7.



Figura 5-54 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 7.



Figura 5-55 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 7.

5.10. Caso 8 – Hormigón con 50% f'c de diseño en la columna D1.



Figura 5-56 : Diagrama de columna afectada a un 50% f'_c que define el caso de análisis 8.

La Figura 5-56 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 8. Con la capacidad a compresión de 2,000 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. análisis La У Tabla 5-11 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-57 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-58 presenta el gráfico del comportamiento dinámico de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en el techo (líneas solidas) contra el comportamiento de la estructura según diseñada (líneas entrecortadas).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 2CD Piso 4 (550 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2BC Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	57	56	133
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1250 kips)	D1 (1720 kips)	D3 (5.32 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.21 in	14.45 in	Colapso de la estructura. (11 seg.)
Drift	0.94 %	0.96 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1260 kips) Col. B2 (1280 kips) Col. B3, C2 (1290 kips) Col. C3 (1300 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B2 (1,740 kips) Col. C2 (1,750 kips) Col. A2 (1,780 kips) Col. A2 (1,800 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C1, D1 (10.15 seg.) Col. B1 (10.16 seg.) Col. A2p4 Tor (10.58 seg.) Col. B2p4 , C2p4 Tor (10.59 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-11 : Resumen de resultados para el caso 8.



Figura 5-57 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 9.



Figura 5-58 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 8.





Figura 5-59 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 9.

La Figura 5-59 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 9. Con la capacidad a compresión de 2,000 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-12 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-60 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y, también muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 2CD Piso 4 (550 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	1AB Piso 7 (2.12 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	55	48	132
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,230 kips)	C1 (1,630 kips)	D3 (5.32 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.69 in	11.97 in	Colapso de la estructura. (11 seg.)
Drift	0.91 %	0.79 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,240 kips) Col. B2 (1,260 kips) Col. D2, C1 (1,270 kips) Col. B3, C2, C2, B2 (1,280 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D1 (1,690 kips) Col. B2 (1,710 kips) Col. c2 (1,720 kips) Col. D2 (1,740 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D1 (10.15 seg.) Col. D2, B1 (10.16 seg.) Col. C1 (10.17 seg.) Col. B2p5, Tor C2p5 Tor (10.53 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-12 : Resumen de resultados para el caso 9.



Figura 5-60 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 9.



Figura 5-61 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 9.





Figura 5-62 : Diagrama de columnas afectadas a un 50% f'_c que define el caso de análisis 10.

La Figura 5-62 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 50% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 10. Con la capacidad a compresión de 2,000 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico análisis el terremoto El Centro las direcciones. con tres en У La Tabla 5-13 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-63 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-64 presenta el grafico 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (550 kips)	B12 Piso 4 (790 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	54	46	93
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2, A1 (1,210 kips)	B1 (1,590 kips)	A1 (3.97 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.24 in	11.14 in	Colapso de la estructura. (6 seg.)
Drift	0.88 %	0.74 %	Colapso
	Col. D3, C2 (1,230 kips)	Col. C1 (1,600 kips)	Col. B1 (5.14 seg.)
	Col. B2, D2, B1, C1 (1,240 kips)	Col. C2 (1,630 kips)	Col. A3 (5.15 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B3, C3, D1 (1,250 kips)	Col. D1 (1,650 kips)	Col. B3 (5.17 seg.)
	Col. A3 (Torc.) (1,270 kips)	Col. B2 (1,670 kips)	Col. C1 (5.29 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-13 : Resumen de resultados para el caso 10.



Figura 5-63 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 10.



Figura 5-64 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 10.

5.13. Caso 11 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna A3.



Figura 5-65 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 11.

La Figura 5-65 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 11. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-14 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-66 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias por medio de los desplazamientos en el techo (líneas solidas) contra el comportamiento de la estructura según diseñada (líneas entrecortadas).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 4 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	57	59	134
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,250 kips)	B2 (1,740 kips)	D1 (5.31 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.25 in	15.15 in	Colapso de la estructura. (12 seg.)
Drift	0.94 %	1.00 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,260 kips) Col. B2 (1,280 kips) Col. B3, C3, C2 (1,290 kips) Col. B1, C1 (1,300 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (1,750 kips) Col. A2 (1,770 kips) Col. B1 (1,800 kips) Col. D2 (1,810 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D3 (5.32 seg.) Col. C1 (10.16 seg.) Col. B1 (10.17 seg.) Col. A1 (10.32 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-14 : Resumen de resultados para el caso 11.



Figura 5-66 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 11.



Figura 5-67 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 11.

5.14. Caso 12 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna B3.



Figura 5-68 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 12.

La Figura 5-68 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 12. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-15 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-69 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-70 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 4 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	A23 Piso 4 (790 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	55	46	36	80
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B3 (1,240 kips)	A1 (1,580 kips)	B3 (1,390 kips)	B3 (3.89 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.90 in	10.69 in	12.51 in	Colapso de la estructura. (6.5 seg.)
Drift	0.92 %	0.71 %	0.83 %	Colapso
	Col. A2, A1 (1250 kips) Col. B2 (1270 kips)	Col. B2 (1720 kips) Col. A2 (1760 kips)	Col. C1 (1,430 kips) Col. B1 (1440 kips)	Col. A3 (5.14 seg.) Col. D3 (5.29 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	Col. C3, C2 (1280 kips)	Col. B1 (1790 kips)	Col. B2, C2 (1,510 kips)	(5.2) seg.) Col. C3, D1 (5.31 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. B1 (1290 kips)	Col. D2, C1 (1740 kips)	Col. D2 (1,520 kips)	Viga D23p1 (6.04 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-15 : Resumen de resultados para el caso 12.



Figura 5-69 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 12.



Figura 5-70 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 12.

5.15. Caso 13 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna B2.



Figura 5-71 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 13.

La Figura 5-71 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 13. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-16 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-72 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (740 kips)	2CD Piso 7 (1.87 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	56	45	92
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2 (1,230 kips)	B2 (1,580 kips)	B2 (4.02 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.53 in	10.74 in	Colapso de la estructura. (11 seg.)
Drift	0.89 %	0.71 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A2 (1,240 kips) Col. A1 (1,250 kips) Col. B3, C3, C2, B1, C1 (1,280 kips) Col. D2 (1,230 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (1,730 kips) Col. A2 (1,760 kips) Col. B1 (1,780 kips) Col. D2 (1,790 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D3, D1 (5.31 seg.) Col. B3 (9.26 seg.) Col. B1, C1 (10.15 seg.) Col. C2 (10.20 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-16 : Resumen de resultados para el caso 13.



Figura 5-72 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 13.



Figura 5-73 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 13.





Figura 5-74 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 14.

La Figura 5-74 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 14. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-17 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-75 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-76 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 4 (550 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	A23 Piso 4 (790 kips)	1AB Piso 7 (2.13 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	51	55	21	81
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	C3 (1,180 kips)	B2 (1,680 kips)	C3 (1,330 kips)	B3, C3 (3.88 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	12.13 in	13.65 in	10.71 in	Colapso de la estructura. (5.5 seg.)
Drift	0.80 %	0.90 %	0.71 %	Colapso
	Col. B3, D3 (1,190 kips) Col. A2, A1 (1,210 kips)	Col. C2 (1,710 kips) Col. A2 (1730 kips)	Col. A3 (1,340 kips) Col. B3 (1340 kips)	Col. A1 (3.97 seg.) Col. B2 (5.09 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	Col. B2 (1,230 kips)	Col. B1 (1,760 kips)	Col. D3, C1 (1,380 kips)	Col. A2 (5.11 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. C2 (1,250 kips)	Col. D2 (1770 kips)	Col. B1 (1,390 kips)	Col. C2 (5.12 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-17 : Resumen de resultados para el caso 14.



Figura 5-75 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 14.



Figura 5-76 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 14.





Figura 5-77 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 15.

La Figura 5-77 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 15. Con la capacidad a compresión de 1,200 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico con el terremoto El Centro en las tres análisis direcciones. La y Tabla 5-18 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-78 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones $X ext{ y } Y$. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-79 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (550 kips)	B12 Piso 4 (740 kips)	2CD Piso 7 (1.89 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	53	44	39
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2 (1,180 kips)	B2 (1,510 kips)	B2 (2.99 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	12.33 in	9.46 in	Colapso de la estructura. (5 seg.)
Drift	0.82 %	0.63 %	Colapso
	Col. C2, D2, A1 (1,190 kips)	Col. A3 (1,520 kips)	Col. C2 (3.24 seg.)
	Col. B3, C3 (1,220 kips)	Col. C2 (1,540 kips)	Col. D2, A1 (3.90 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	Col. B1, C1 (1,230 kips)	Col. A2 (1,630 kips)	Col. B1, D1 (3.91 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. A2 (1,240 kips)	Col. D2 (1,640 kips)	Col. C1 (3.92 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-18 : Resumen de resultados para el caso 15.



Figura 5-78 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 15.



Figura 5-79 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 15.

5.18. <u>Caso 16 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas de los pórticos 2 y 3.</u>



Figura 5-80 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 16.

La Figura 5-80 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 16. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron cuatro análisis, empuje lateral en la dirección de *X*, empuje lateral en la dirección de *Y*, empuje latera en la dirección *Y negativa* y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La Tabla 5-19 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-81 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-82 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (540 kips)	B12 Piso 4 (740 kips)	A23 Piso 4 (790 kips)	1AB Piso 7 (2.12 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	46	42	18	36
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B3, C3 (1,100 kips)	B2 (1,430 kips)	C3 (1,260 kips)	B2 (2.98 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	10.25 n	8.33 in	8.91 in	Colapso de la estructura. (4.5 seg.)
Drift	0.68 %	0.55 %	0.59 %	Colapso
	Col. D3, B2 (1,120 kips) Col. C2 (1,130 kips)	Col. C2 (1,470 kips) Col. A2 (1,560 kips)	Col. B3 (1,270 kips) Col. A3 (1,280 kips)	Col. C2 (3.22 seg.) Col. B3, C3 (3.87 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. D2, A1 (1,140 kips) Col. B1, C1 (1,170 kips)	Col. A3 (1,580 kips) Col. D2 (1,590 kips)	Col. B2, C2 (1,300 kips) Col. C1 (1,310 kips)	Col. D3 (3.88 seg.) Col. A3, A2, D2, A1 (3.89 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-19 : Resumen de resultados para el caso 16.



Figura 5-81 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 16.



Figura 5-82 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 16.



5.19. Caso 17 – Hormigón con 30% f'c de diseño en todas las columnas del piso.

Figura 5-83 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 17.

La Figura 5-83 muestra la localización de las columnas (todas del piso) con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 17. Con la capacidad a compresión de 1,200 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-20 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-84 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 2CD Piso 4 (540 kips)	B12 Piso 4 (760 kips)	1AB Piso 7 (2.14 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	45	39	31
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B2, C3 (1,050 kips)	B1 (1,210 kips)	B2 (2.97 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	9.42 in	6.18 in	Colapso de la estructura. (4 seg.)
Drift	0.62 %	0.41 %	Colapso
	Col. B3, D3, B1 (1,060 kips)	Col. C1 (1,220 kips)	Col. C2 (2.98 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. C2, D2, C1 (1,070 kips)	Col. B2 (1,310 kips)	Col. B1 (2.99 seg.)
	Col. D1 (1,090 kips)	Col. C2 (1,330 kips)	Col. C1 (3.01 seg.)
	Col. A1 (1,150 kips)	Col. D1 (1,350 kips)	Col. A1 (3.02 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-20 : Resumen de resultados para el caso 17.



Figura 5-84 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 17.



Figura 5-85 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 17.

5.20. Caso 18 – Hormigón con 30% f'c de diseño en la columna D1.



Figura 5-86 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 18.

La Figura 5-86 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 18. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron totas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-21 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-87 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	1AB Piso 7 (2.12 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	55	57	143
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,240 kips)	D3 (1,600 kips)	Ninguno
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.88 in	11.20 in	<u>Dir. X</u> 7.87 in (5.58 seg.) <u>Dir. Y</u> 5.12 in (4.11 seg.
Drift	0.92 %	0.74 %	Dir. X: 0.52 % Dir. Y: 0.34 %
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,250 kips) Col. B2, D1 (1,280 kips) Col. B3, C3, C2, B1, C1 (1,290 kips) Col. D2 (1,310 kips) Continúan las fallas, colapso inminente	Col. B2 (1,720 kips) Col. C2 (1,730 kips) Col. A2 (1,770 kips) Col. D2, B1 (1,790 kips) Continúan las fallas, colapso inminente	Ninguno

Tabla 5-21 : Resumen de resultados para el caso 18.



Figura 5-87 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 18.



Figura 5-88 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 18.


5.21. Caso 19 – Hormigón con 30% f'c de diseño en las columnas C1, D1 y D2

Figura 5-89 : Diagrama de columna afectada a un 30% f'_c que define el caso de análisis 19.

La Figura 3-89 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 19. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico con el terremoto El Centro en las tres análisis direcciones. La У Tabla 5-22 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-90 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-91 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (580 kips)	B12 Piso 4 (770 kips)	1AB Piso 7 (2.13 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	54	42	64
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2, D2 (1,210 kips)	C1 (1,430 kips)	C1 (3.17 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.18 in	8.13 in	Colapso de la estructura. (5.5 seg.)
Drift	0.87 %	0.54 %	Colapso
	Col. A1, C1 (1,220 kips)	Col. D1 (1,540 kips)	Col. D2 (3.89 seg.)
	Col. D1 (1,230 kips)	Col. D2 (1,650 kips)	Col. B1 (3.91 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B2 (1,240 kips)	Col. B2 (1,670 kips)	Col. D1 (5.10 seg.)
	Col. B3 (1,250 kips)	Col. C2 (1,680 kips)	Col. C3 (5.12 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-22 : Resumen de resultados para el caso 19.



Figura 5-90 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 19.



Figura 5-91 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 19.





Figura 5-92 : Diagrama de columnas afectadas a un 30% f'_c que define el caso de análisis 20.

La Figura 5-92 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 30% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 20. Con la capacidad a compresión de 1,200 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Yanálisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La y Tabla 5-23 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-93 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-94 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (540 kips)	B12 Piso 4 (790 kips)	2CD Piso 7 (1.89 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	50	41	43
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D3 (1,150 kips)	C1 (1,350 kips)	C1 (3.05 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	11.53 in	7.31 in	Colapso de la estructura. (5 seg.)
Drift	0.76 %	0.48 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. D2, B1 (1,160 kips) Col. A2, C2, A1, C1 (1,170 kips) Col. D1 (1,180 kips) Col. B2 (1,190 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B1 (1,360 kips) Col. D1 (1,470 kips) Col. C3 (1,480 kips) Col. D2 (1,550 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B1 (3.06 seg.) Col. C2 (3.23 seg.) Col. D3, D2 (3.86 seg.) Col. B2 (3.91 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-23 : Resumen de resultados para el caso 20.



Figura 5-93 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 20.



Figura 5-94 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 20.

5.23. Caso 21 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna A3.



Figura 5-95 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 21.

La Figura 5-95 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 21. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-24 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-96 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 4 (560 kips)	B12 Piso 4 (780 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	56	57	92
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,240 kips)	B2 (1,720 kips)	A3 (3.98 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.98 in	14.63 in	Colapso de la estructura. (11 seg.)
Drift	0.92 %	0.97 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,250 kips) Col. B2 (1,270 kips) Col. B3, C2, C3 (1,280 kips) Col. B1, C1 (1,290 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (1,740 kips) Col. A2 (1,760 kips) Col. B1 (1,780 kips) Col. D2 (1,800 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D3 (5.30 seg.) Col. B3 (9.43 seg.) Col. A1 (10.12 seg.) Col. A2 (10.16 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-24 : Resumen de resultados para el caso 21.



Figura 5-96 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 21.



Figura 5-97 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 21.

5.24. Caso 22 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna B3.



Figura 5-98 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 22.

La Figura 3-98 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 22. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-25 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-99 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones *X* y *Y*. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-100 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (740 kips)	A23 Piso 4 (790 kips)	2CD Piso 7 (1.88 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	57	46	18	77
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,240 kips)	A3 (1,570 kips)	B3 (1,200 kips)	B3 (3.87 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.06 n	10.53 in	7.37 in	Colapso de la estructura. (6.5 seg.)
Drift	0.93 %	0.70 %	0.49 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,250 kips) Col. B3, B2 (1,260 kips) Col. C2 (1,270 kips) Col. C3, B1, C1 (1,280 kips) Continúan las fallas, colapso	Col. B2 (1,710 kips) Col. C2 (1,730 kips) Col. A2 (1,740 kips) Col. B1 (1,760 kips) Continúan las fallas, colapso	Col. C1 (1,420 kips) Col. B1 (1,440 kips) Col. B2, C2 (1,500 kips) Col. D2 (1,510 kips) Continúan las fallas, colapso	Col. D3 (5.29 seg.) Col. C3, D1 (5.31 seg.) Viga D23p1 (6.15 seg.) Col. A3 (6.22 seg.) Continúan las fallas colapso

Tabla 5-25 : Resumen de resultados para el caso 22.



Figura 5-99 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 22.



Figura 5-100 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 22.

5.25. Caso 23 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna B2.



Figura 5-101 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 23.

La Figura 5-101 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 23. Con la capacidad a compresión de 400 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y dinámico con el terremoto El Centro en las tres análisis direcciones. La У Tabla 5-26 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-102 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-103 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2BC Piso 3 (530 kips)	B12 Piso 4 (700 kips)	2CD Piso 7 (1.87 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	58	45	79
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2 (1,230 kips)	A3 (1,5500 kips)	B2 (3.90 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	13.71 in	10.14 in	Colapso de la estructura. (11 seg.)
Drift	0.91 %	0.67 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,240 kips) Col. C2 (1,260 kips) Col. B3, C3, B2, B1, C1 (1,270 kips) Col. D2, A1 (1,300 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B2 (1,590 kips) Col. C2 (1,710 kips) Col. A2 (1,730 kips) Col. B3 (1,750 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. D3 (5.31 seg.) Col. D1 (5.31 seg.) Col. B1, C1 (10.16 seg.) Col. A1 (10.32 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-26 : Resumen de resultados para el caso 23.



Figura 5-102 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 23.



Figura 5-103 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 23.

5.26. Caso 24 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas del pórtico 3.



Figura 5-104 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 24.

La Figura 5-104 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 24. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-27 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-105 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-106 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (550 kips)	B12 Piso 4 (790 kips)	A23 Piso 4 (820 kips)	1AB Piso 7 (2.14 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	45	52	13	77
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D3 (1,040 kips)	B2 (1,640 kips)	B3, C3 (1,050 kips)	B3, C3 (3.85 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	8.56 in	12.84 in	5.59 in	Colapso de la estructura. (5 seg.)
Drift	0.57 %	0.85 %	0.40 %	Colapso
	Col. C3 (1,120 kips) Col. B3	Col. C2 (1,660 kips) Col. A2	Col. A3 (1,130 kips) Col. D3	Col. D3 (3.87 seg.) Col. A3
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	(1,150 kips) Col. A2, A1 (1,160 kips)	(1,070 kips) Col. B1 (1,700 kips)	(1,220 kips) Col. C3 (1,280 kips)	(3.88 seg.) Col. B1, C1 (3.93 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. B2 (1,190 kips)	Col. D2 (1,710 kips)	Col. B1 (1,290 kips)	Col. A2, D1 (3.95 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-27 : Resumen de resultados para el caso 24.



Figura 5-105 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 24.



Figura 5-106 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 24.





Figura 5-107 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 25.

La Figura 5-107 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 25. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y análisis dinámico El Centro direcciones. con el terremoto las tres y en La Tabla 5-28 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-108 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-109 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2BC Piso 3 (530 kips)	B12 Piso 4 (700 kips)	1AB Piso 7 (2.12 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	52	43	38
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D2 (1,140 kips)	B2 (1,430 kips)	B2 (3.00 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	11.51 in	8.36 in	Colapso de la estructura. (4.5 seg.)
Drift	0.76 %	0.55 %	Colapso
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. A1 (1,150 kips) Col. B2 (1,170 kips) Col. B3, C1, C3, C2, B1 (1,180 kips) Col. D1 (1,220 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. B3 (1,440 kips) Col. A3, C2, C3 (1,460 kips) Col. D2 (1,550 kips) Col. A2 (1,560 kips) Continúan las fallas, colapso inminente.	Col. C2 (3.20 seg.) Col. A2 (3.21 seg.) Col. B1, D1 (3.91 seg.) Col. A3 (3.92 seg.) Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-28 : Resumen de resultados para el caso 25.



Figura 5-108 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 25.



Figura 5-109 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 25.





Figura 5-110 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 26.

La Figura 3-110 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 26. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio 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 Tabla 5-29 muestra un resumen de resultados de estos cuatro análisis. La Figura 5-111 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-112 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Empuje lateral en la dirección Y negativa	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (520 kips)	B12 Piso 4 (690 kips)	A23 Piso 4 (770 kips)	1AB Piso 7 (2.15 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	41	43	15	31
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	B3 (880 kips)	B2 (1,330 kips)	A3 (1,040 kips)	A2 (2.97 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	6.45 in	7.33 in	5.70 in	Colapso de la estructura. (4.5 seg.)
Drift	0.43 %	0.48 %	0.38 %	Colapso
	Col. C3, D3 (890 kips)	Col. C2 (1,380 kips)	Col. B3 (1,140 kips)	Col. B3, B2 (2.98 seg.)
	Col. D2 (990 kips)	Col. A2 (1,460 kips)	Col. C3, D3 (1,150 kips)	Col. C2 (3.00 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	Col. B2 (1,010 kips)	Col. B3 (1,480 kips)	Col. B2 (1,160 kips)	Col. C3 (3.84 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. C2, A1 (1,020 kips)	Col. D2 (1,490 kips)	Col. C2 (1,180 kips)	Col. D3 (3.87 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-29 : Resumen de resultados para el caso 26.



Figura 5-111 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 26.



Figura 5-112 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 26.



5.29. Caso 27 - Hormigón con 10% f'c de diseño en todas las columnas del piso.

Figura 5-113 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 27.

La Figura 5-113 muestra la localización de las columnas (todas las del piso) con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 27. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-30 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-114 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-115 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (510 kips)	B12 Piso 4 (740 kips)	1AB Piso 7 (2.12 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	38	1	6
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D3 (810 kips)	B1,C1 (760 kips)	B3 (3.22 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	5.91 in	3.39 in	Colapso de la estructura. (3 seg.)
Drift	0.39 %	0.22 %	Colapso
	Col. C3 (820 kips)	Col. A1, D1 (910 kips)	Col. C3 (2.22 seg.)
	Col. B1 (830 kips)	Col. B2, C2 (970 kips)	Col. D1 (2.56 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	Col. B3 (850 kips)	Col. A2,D2 (1,030 kips)	Col. C2 (2.60 seg.)
tiempo relacionado.)	Col. C1 (860 kips)	Col. A3 (1,160 kips)	Col. B1 (2.84 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-30 : Resumen de resultados para el caso 27.



Figura 5-114 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 27.



Figura 5-115 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 27.

5.30. Caso 28 – Hormigón con 10% f'c de diseño en la columna D1.



Figura 5-116 : Diagrama de columna afectada a un 10% f'_c que define el caso de análisis 28.

La Figura 5-116 muestra la localización de una columna con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 28. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de la columna. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres direcciones. La y Tabla 5-31 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-117 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones X y Y. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-118 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2CD Piso 3 (560 kips)	B12 Piso 4 (770 kips)	1AB Piso 7 (2.13 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	55	41	91
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	A2, A1, D1 (1,240 kips)	D1 (1,380 kips)	C1 (3.94 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	14.05 in	7.51 in	Colapso de la estructura. (6 seg.)
Drift	0.93 %	0.50 %	Colapso
	Col. B2 (1,270 kips) Col. B3, C3, C2, B1, C1	Col. B2 (1,700 kips) Col. C2 (1,710 kips)	Col. D1 (5.12 seg.) Col. D3 (5.15 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o	(1,280 kips) Col. D2 (1,300 kips)	Col. A2 (1,740 kips)	、 U /
	Col. D3 (1,320 kips)	Col. B1 (1,770 kips)	Colapso
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	

Tabla 5-31 : Resumen de resultados para el caso 28.



Figura 5-117 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 28.



Figura 5-118 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 28.

5.31. Caso 29 – Hormigón con 10% f'c de diseño en las columnas C1, D1 y D2.



Figura 5-119 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 29.

La Figura 5-119 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 29. Con la capacidad a compresión de 400 psi se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. 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 en las tres direcciones. La Tabla 5-32 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-120 contiene los resultados gráfico para los análisis de empuje lateral en la direcciones $X ext{ y } Y$. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-121 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2BC Piso 3 (590 kips)	B12 Piso 4 (760 kips)	1BC Piso 7 (2.11 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	50	28	35
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D1 (1,160 kips)	C1 (1,070 kips)	C1 (2.95 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	11.71 in	5.99 in	Colapso de la estructura. (4.5 seg.)
Drift	0.77 %	0.33 %	Colapso
	Col. D2 (1,170 kips)	Col. D1 (1,210 kips)	Col. D1 (3.19 seg.)
	Col. A2, A1 (1,180 kips)	Col. D2 (1,500 kips)	Col. A1, B1 (3.90 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. C1 (1,200 kips)	Col. B2 (1,580 kips)	Col. D2 (4.30 seg.)
	Col. B2 (1,210 kips)	Col. C2 (1,590 kips)	Col. C2 (4.33 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-32 : Resumen de resultados para el caso 29.



Figura 5-120 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 29.



Figura 5-121 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 29.





Figura 5-122 : Diagrama de columnas afectadas a un 10% f'_c que define el caso de análisis 30.

La Figura 5-122 muestra la localización de las columnas con deficiencia que resulta en que tenga sólo un 10% de la capacidad de diseño del hormigón a compresión, éste es el caso de estudio 30. Con la capacidad a compresión de 400 se computaron todas las características que afectan la rigidez y los límites de capacidad de las columnas. Para este caso de estudio se completaron tres análisis, empuje lateral en la dirección de X, empuje lateral en la dirección de Y análisis dinámico con el terremoto El Centro en las tres У direcciones. La Tabla 5-33 muestra un resumen de resultados de estos tres análisis. La Figura 5-123 contiene los resultados gráficos para los análisis de empuje lateral en la direcciones $X ext{ y } Y$. También muestra en un color más claro los resultados de la estructura analizada con todos los elementos según su diseño. Estos sirven como referencia para comparar como se afectó el comportamiento de la estructura con deficiencias. La Figura 5-124 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).

Análisis: Características:	Empuje lateral en la dirección X	Empuje lateral en la dirección Y	Aplicación de Aceleraciones (El Centro 1940)
1 ^{ra} viga en alcanzar momento último. (Carga o tiempo relacionado.)	2BC Piso 3 (520 kips)	C12 Piso 4 (770 kips)	1AB Piso 7 (2.10 seg.)
Cantidad de vigas en alcanzar momento último antes de la 1 ^{ra} falla en columna.	42	10	28
1 ^{ra} columna en fallar (Carga o tiempo relacionado.)	D3 (980 kips)	C1 (880 kips)	B1 (2.95 seg.)
Desplazamiento máximo del techo. (Definido al momento de la 1 ^{ra} columna en fallar para los empujes laterales)	7.48 in	3.80 in	Colapso de la estructura. (5 seg.)
Drift	0.49 %	0.25 %	Colapso
	Col. D2, D1 (1,050 kips)	Col. B1 (960 kips)	Col. C1 (2.95 seg.)
	Col. C1 (1,060 kips)	Col. D1 (1,040 kips)	Col. C2 (3.00 seg.)
Secuencia de falla de elementos. (Carga o tiempo relacionado.)	Col. B1 (1,070 kips)	Col. C2 (1,220 kips)	Col. D1 (3.04 seg.)
	Col. A2 (1,080 kips)	Col. D2 (1,250 kips)	Col. D2 (3.21 seg.)
	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas, colapso inminente.	Continúan las fallas colapso inminente.

Tabla 5-33 : Resumen de resultados para el caso 30.



Figura 5-123 : Empuje lateral vs. desplazamiento horizontal en el techo, caso de análisis 30.



Figura 5-124 : Desplazamiento del techo durante terremoto El Centro para el caso de análisis 30.
6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La intención en este capítulo es comparar los resultados del estudio y discutir el efecto de los diversos casos de deficiencia en el comportamiento global de la estructura. Se presenta los efectos de las deficiencias del hormigón (cuantificados por la capacidad del hormigón a compresión) en las relaciones de momento curvatura y en la interacción entre los comportamientos axial y flexión. Se evaluaron los treinta casos de estudio para identificar la disminución de capacidad y alteración en el comportamiento.

6.1. <u>Relación de momento curvatura</u>

La principal fuente de no linealidad con la que cuenta el modelo de este estudio son los resortes rotacionales presentes en todos los elementos y el comportamiento de estos resortes depende de la relación de momento curvatura de la sección y dirección del momento. La variación de la relación momento curvatura en las columnas con deficiencias es uno de los factores más influyentes en un cambio de rigidez de la columna y por consiguiente en la estructura. La relación de momento curvatura para las columnas afectadas se presenta en las Figuras 5-29 y 5-32. En estas se observan importantes variaciones en los puntos de cedencia del refuerzo. Según disminuye la capacidad de compresión disminuye la fuerza interna requerida asociada a cedencia. Esto es el comportamiento esperado, pero es importante observar que las magnitudes de las disminuciones no son directamente las magnitudes de deficiencia (en termino de f'_c). Una columna con una deficiencia en la que sólo posea el 10% de la capacidad del hormigón muestra una disminución de su capacidad de momento antes de alcanzar cedencia de entre 35%-80%,. La variación de 35%-80% está relacionada a la cantidad de carga axial en el elemento, elementos con menor carga axial tiene menos variación en capacidad. Aunque se observa una marcada variación en la carga

asociada a cedencia no es así para los valores de curvatura de cedencia. Para las curvaturas se observa una variación pero de menor magnitud y no presentan una tendencia directa asociada a una disminución de f'_c (una disminución de f'_c puede resultar en un aumento o una disminución de la curvatura). De estas variaciones significativas en los puntos de cedencia y a su vez en los puntos de carga última puede variar significativamente la rigidez, ya que un elemento llegará a cedencia a una menor carga y se flexibilizará considerablemente mucho antes que un elemento sin deficiencias. Observando las gráficas 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.

6.2. Interacción del comportamiento axial y flexión

Las Figuras 5-33 y 5-34 son el mejor resumen de la alteración del comportamiento axial y flexión para una columna afectada por una deficiencia en su capacidad a compresión. En estas se observa la disminución a sostener carga axial en compresión y disminución de los momentos relacionados. El comportamiento de una sección en completa tensión se mantiene inalterado ya que éste depende de los refuerzos longitudinales de acero (no se considera aportación de tensión del hormigón en sus cómputos). Una observación significativa de esta gráfica es que muestra que una pérdida del 90% de la capacidad en compresión del hormigón no necesariamente se traduce a una pérdida del 90% de la capacidad a resistir fuerzas aplicadas al elemento. En el gráfico se observa cómo una columna con solamente el 10% de la capacidad a compresión que debió tener, todavía es capaz de sostener un 35% de la carga axial de para la cual fue diseñada y un 50% de momento para el cual fue diseñada, considerando la aplicación de ambas cargas por separado. Estas relaciones dependen de la razón de refuerzo de las columnas y fueron las observadas en este trabajo para columnas con razón de refuerzo de aproximado de 2.5%.

6.3. <u>Alteración del comportamiento estructural por caso</u>

A continuación se discutirá brevemente los resultados de análisis para cada caso estudiado. Estos son comparados con el comportamiento de la estructura sin deficiencias en columnas, y en casos particulares con otros casos analizados. Se resaltan comportamientos singulares y se presentan conclusiones alcanzadas por los resultados del caso.

Caso 1 - 50% *f*'_c de diseño en la columna A3

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencias con sólo una disminución de un 0.79% en la capacidad lateral y un mínimo aumento en desplazamiento lateral de 0.33 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 361% la carga lateral de diseño. En la dirección Y, el comportamiento es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencias con sólo una disminución de un 0.57% en la capacidad y un aumento en desplazamiento de 0.76 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de lateral diseño Y, y su capacidad lateral es 311% la carga de diseño. El comportamiento dinámico mostro un comportamiento muy similar que de la estructura sin deficiencias, con desplazamientos prácticamente iguales.

Caso 2 - 50% *f*^{*}_c de diseño en la columna B3

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es igual al de la estructura sin deficiencias en términos de capacidad y desplazamiento lateral. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 364% la carga de lateral diseño. En la dirección Y *negativa* el comportamiento muestra una disminución de un 17.7% en la capacidad y un pequeño aumento en desplazamiento de 0.11 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de lateral diseño lateral Y, y su

capacidad lateral es 256% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico coincidió con la primera columna en alcanzar falla a los 5.31 seg, pero continuó con una secuencia de fallas que resultó en un colapso de la estructura aproximadamente a los 12.5 segundos del movimiento del suelo.

Caso 3 - 50% *f*'_c de diseño en la columna B2

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencias con una disminución de un 0.79% en la capacidad y una mínima disminución en desplazamiento de 0.27 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 361% la carga de diseño lateral. En la dirección Y se mantiene igual capacidad al compararse con la estructura sin deficiencia con un aumento en desplazamiento de 0.99 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de alcanzar la carga de diseño lateral a carga de diseño lateral, y su capacidad lateral es 311% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico mostró un comportamiento muy similar al de la estructura sin deficiencias, con desplazamientos prácticamente iguales.

Caso 4 - 50% *f*^{*}_c de diseño en las columnas del pórtico 3

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. 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.

Caso 5 - 50% f'c de diseño en las columnas del pórtico 2

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 un 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. 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.

Caso 6 - 50% f'_c de diseño en las columnas de los pórtico 2 y 3

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X muestra una disminución de un 4.8% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 1.14 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 347% la carga de diseño lateral. En la dirección Y *negativa* el comportamiento muestra una disminución de un 21.7% en la capacidad y un disminución en desplazamiento de 2.04 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y y su capacidad lateral es 243% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico coincidió por los primeros 3.94 segundos con el de la estructura sin deficiencias pero se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso de la estructura aproximadamente a los 5 segundos.

Caso 7 - 50% f'_c de diseño en todas las columnas de la planta

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X muestra una disminución de 7.1% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 2.15 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 338% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 14.9% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 5 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 265% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico coincidió por los primeros 3.98 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 5.5 segundos.

Caso 8 - 50% f'c de diseño en la columna D1

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencia, variando la capacidad a carga lateral por solo 0.79% y con una disminución en desplazamiento de 0.33 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 361% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una leve disminución de 1.7% en la capacidad y un aumento en desplazamiento de 0.16 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 306% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico fue prácticamente el mismo por los primeros 5.32 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 11 segundos.

Caso 9 - 50% f'_c de diseño en las columnas C1, D1 y D2

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es muy parecido igual al de la estructura sin deficiencia, disminuyendo la capacidad a carga lateral por 2.38% y con una disminución en desplazamiento de 0.85 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 355% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 6.9% en la capacidad y una disminución de 2.32 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 290% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico fue igual por los primeros 5.32 segundos al de la estructura sin deficiencias pero se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso aproximadamente a los 11 segundos.

Caso 10 - 50% *f*'_c de diseño en las columnas B1, C1, D1, C2, D2 y D3

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es parecido al de la estructura sin deficiencia, variando la capacidad a carga lateral por solo 3.97% y con una disminución en desplazamiento de 1.30 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 350% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 9.1% en la capacidad y una disminución de 3.15 pulgadas en desplazamiento máximo lateral. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral a carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico coincidió por los primeros 3.97 segundos con el de la estructura sin deficiencias pero se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso de la estructura aproximadamente a los 6 segundos.

Caso 11 - 30% *f*'_c de diseño en la columna A3

El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencias con una disminución de un 0.79% en la capacidad lateral y un mínimo aumento en desplazamiento lateral de 0.29 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 361% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento es prácticamente igual al de la estructura sin deficiencias con una disminución de un 0.57% en la capacidad y un aumento en desplazamiento de 0.86 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de la carga de diseño lateral. Y, y su capacidad lateral es 311% la carga de diseño lateral. Este caso muestra un poco de variación en desplazamiento con el caso 1 y en términos de capacidad son similares, no así para el comportamiento dinámico., donde mostró un comportamiento muy similar al de la estructura sin deficiencias sólo hasta los 5.32 segundos. Hay se inicia una secuencia de fallas que resulta en un colapso de la estructura aproximadamente a los 12.5 segundos.

Caso 12 - $30\% f'_c$ de diseño en la columna B3

El comportamiento de este caso es similar al del caso 2 pero la falla de la primera columna ocurre a una menor carga y está muy relacionada con el pórtico afectado. En la dirección de X el comportamiento muestra una disminución en capacidad a carga lateral de 1.59% junto con una disminución en desplazamiento lateral de 0.64 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas 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 20.6% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 1.78 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño en desplazamiento de 1.78 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 247% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico permanece igual al de la

estructura sin deficiencias hasta que falla la columna con deficiencia (B3) a los 3.89 segundos iniciándose una secuencia de fallas que resultó en un colapso aproximadamente a los 6.5 segundos.

Caso 13 - 30% f'c de diseño en la columna B2

Comportamiento similar al de su homólogo en planta, caso 3, pero con falla a una menor carga lateral localizada en la columna con deficiencia (B3), para los análisis de empuje. En la dirección de X se presentó una disminución de un 2.38% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 1.01 pulgadas contra la estructura sin deficiencias. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 355% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento se muestra una disminución en capacidad de 9.71% contra la estructura sin deficiencia con una disminución en desplazamiento de 3.55 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral. Se observó igual comportamiento dinámico por los primeros 4.02 segundos en donde falla la columna con deficiencia (B2) y se inicia un serie de fallas que culminan en el colapso de la estructura a los 11 segundos.

Caso 14 - 30% *f*'_c de diseño en las columnas del pórtico 3

Comportamiento similar al del caso 4 con disminución en la capacidad lateral y desempeño fallido durante el sismo. En la dirección de X hay una disminución en comparación con la estructura sin deficiencias de 6.34% en la capacidad y 2.41 pulgadas en desplazamiento lateral. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 341% la carga de diseño lateral. En la dirección Y negativa el comportamiento muestra una disminución de un 24.0% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 3.58 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño de diseño de secondar de diseño de secondar de secon

lateral *Y*, y su capacidad lateral es 237% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico mostró un comportamiento muy similar al de la estructura sin deficiencias hasta los 3.88 segundos, donde comienzan a fallar elementos que resultan en el colapso de la estructura a los 5.5 segundos.

Caso 15 - 30% f'_c de diseño en las columnas del pórtico 2

Comportamiento similar al caso 5 con disminución en la capacidad lateral y un colapso más precipitado durante el análisis dinámico. 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 6.35% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 2.21 pulgadas. En ninguna viga se forma articulación plástica antes de la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 341% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de un 13.7% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 4.83 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y y su capacidad lateral es 267% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico armonizó por los primeros 2.99 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 5 segundos.

Caso 16 - 30% f'c de diseño en las columnas de los pórtico 2 y 3

Similar a su homólogo en planta, caso 6, pero con menor capacidad lateral. El comportamiento frente a la carga lateral en la dirección de X muestra una disminución de un 12.3% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 4.29 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 318% la carga de diseño lateral. En la dirección Y *negativa* el comportamiento muestra una disminución de un 28% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 5.96 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y y su capacidad lateral es diseño lateral y una disminución en desplazamiento de 5.96 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y y su capacidad lateral

es 224% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico armonizó por los primeros 2.98 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 4.5 segundos.

Caso 17 - 30% f'_c de diseño en todas las columnas de la planta

Similar comportamiento que el caso 7 pero con una marcada reducción en ductilidad de la estructura observada en los gráficos de carga lateral. En la dirección de X hay una disminución de 16.7% en la capacidad a cargas laterales en comparación con la estructura sin deficiencias y una disminución en desplazamiento lateral de 5.12 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 303% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 30.1% en la capacidad y una disminución en desplazamiento de 8.11 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 215% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico coincidió por los primeros 2.97 segundos con el de la estructura sin deficiencias pero se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso de la estructura aproximadamente a los 4 segundos.

Caso 18 - 30% *f*'_c de diseño en la columna D1

El comportamiento frente a cargas de empuje laterales mantiene con comportamiento similar al caso 8, que a su vez muestra valores cercanos al de la estructura sin deficiencias. En la dirección de X hay una disminución en capacidad de 1.58% y disminución en desplazamiento de 0.66 pulgadas, con una capacidad lateral de 358% la carga de diseño lateral. En la dirección de Y hay una disminución en capacidad de 8.57% y disminución en desplazamiento de 3.09 pulgadas, con una capacidad lateral de 285% la carga de diseño lateral. En el caso del análisis dinámico este presenta un resultado muy singular. Este caso muestra una deficiencia en la misma columna (D1)

que falla en el análisis dinámico de la estructura sin deficiencias, pero en este análisis dicha columna no llega a falla, no falla ningún elemento y mantiene un comportamiento dinámico competente con desplazamientos laterales un poco menores que de la estructura según diseñada.

Caso 19 - 30% f'c de diseño en las columnas C1, D1 y D2

Comportamiento homogéneo al caso de análisis 9 con mayor disminución a capacidad a cargas laterales de empuje. En dirección de X es una disminución de la capacidad de 3.97% comparando con la estructura sin deficiencia, y una disminución en desplazamiento de 1.36 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 350% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 18.3 % en la capacidad y una disminución de 6.16 pulgadas en desplazamientos. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral desplazamientos. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral Y, y su capacidad lateral es 254% la carga de diseño lateral. El comportamiento dinámico fue muy similar al de la estructura sin deficiencia por los primeros 3.17 segundos cuando se inició una secuencia de fallas que resultó en el colapso aproximadamente a los 5.5 segundos.

Caso 20 - 30% f'_c de diseño en las columnas B1, C1, D1, C2, D2 y D3

Similar al comportamiento del caso de estudio 10 con reducción en la capacidad a cargas laterales, para el comportamiento en la dirección de X en comparación con la estructura sin deficiencia la capacidad a carga lateral se redujo en 8.73% con una disminución en desplazamiento de 3.01 pulgadas. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 332% la carga de diseño lateral. En la dirección Y el comportamiento muestra una disminución de 22.9% en la capacidad y una disminución de 6.98 pulgadas en desplazamiento lateral. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga fe diseño lateral. El carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga fe diseño lateral. El carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral. No se forma articulación plástica en vigas antes de alcanzar la carga fe diseño lateral. El carga de diseño lateral X, y su capacidad lateral es 283% la carga de diseño lateral. El

comportamiento dinámico armonizó por los primeros 3.05 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 5 segundos.

Casos 21 al 30 - 10% f_c para la distintas situaciones en plantas antes discutidas.

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 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.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este trabajo se utilizó un análisis no lineal tridimensional estático y dinámico 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, este capítulo presenta los principales hallazgos y conclusiones del estudio. 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. La Figura 5-33 es el mejor resumen de esto. 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.

En términos del comportamiento global 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. Concluyendo: Estructuras correctamente diseñadas con los códigos de construcción modernos con capaces de soportar las cargas gravitarias 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 fallas. 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. Concluyendo:

• 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 27, 90% de reducción de la capacidad del hormigón) para todas las columnas, aún son capaces de sostener todas la 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 aporta a un sentido de inseguridad en la estructura. Concluyendo:

 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 como las asociadas al viento.

Lo observado con la diferencia en comportamiento entre las direcciones X y Y para los casos 1, 11 y 21 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 los casos 2, 12 y 22 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). Concluyendo:

 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 los casos 4, 5, 6, 7, 14, 15, 16, 17 y otros se observa 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. Los casos 5, 15, y 25 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. Concluyendo:

 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 significativa, inclusive hasta tres veces la carga lateral de diseño, pero sólo al aplicar cargas laterales en una misma dirección y solo en esa dirección sin considerar la aplicación de una magnitud de carga significativa en la otra dirección. Los 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. De los resultados dinámicos de este estudio se concluye que:

• 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. En resumen, un edificio con una columna deficiente en capacidad de hormigón podría representar características de rigidez diferente para la columna modificando todo el comportamiento estructural global al punto de ocasionar un posible colapso ante un terremoto de magnitud considerable, igual o superior a los terremotos de diseño. Concluyendo que:

 El estudio dinámico no lineal en tres direcciones permite observar comportamientos y riesgos que no pueden ser identificados en los análisis no lineales estáticos.

Recomendaciones

A continuación se presenta un listado de recomendaciones para la práctica, derivadas del trabajo realizado y sus resultados:

- Evaluaciones de estructuras existentes y construidas con cierto grado de deficiencia en la capacidad del hormigón de sus columnas, se recomienda una evaluación por medio de un análisis dinámico tridimensional no lineal con varios terremotos.
- Durante la etapa de diseño de nuevas estructuras de gran tamaño es recomendable incluir como parte del diseño el análisis dinámico no lineal y considerar las posibles variantes que puede sufrir durante la construcción.

Recomendaciones para futuras investigaciones relacionadas:

- 1. Modificar los parámetros que definen falla de un elemento para la interacción del comportamiento axial y flexión, y comparar resultados.
- 2. Hacer mayor número de análisis dinámicos con diferentes registros de terremotos.
- Evaluar la selección de criterios de fallas menos conservadores para los comportamientos de cortante y torsión.
- Comparar análisis tridimensionales con análisis en dos dimensiones, en términos de la estructura.
- Comparar el análisis de la aplicación de aceleraciones en una dirección contra dos direcciones y alternar la aplicación de aceleraciones verticales.
- 6. Considerar estructuras con paredes estructurales, elementos de escaleras y elevadores.
- 7. Efectuar procedimientos adicionales para validar el modelo.
- Estudiar la relación entre las capacidades laterales de estructuras diseñadas según cargas de diseño por códigos con espectros de capacidad.

8. **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 Strucures, ASCE Standard ASCE/SEI 7-05", ISBN: 0-7844-0831-9
- Chapra, Steven C., Canale, Raymond P., (2009), "Numerical Methods for Engineers, 6th 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
- Chopra, Anil K., (1995), "Dynamics of Structures", Prentice-Hall, Inc., ISBN: 0-13-855214-2
- Desai, C. S., Abel, John F., (1972), "Introducing to the Finite Element Method : A Numerical Method for Engineering Analysis", Van Nostrand Reinhold Company, ISBN: 0-442-22083-9
- Friedman, Frank L., Koffman, Elliot B., (1987), "Problem Solving and Structured Programming in FORTRAN 77 3th Edition", Addison-Wesley Publishing Company Inc., ISBN: 0-201-11561-1
- 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
- Halliday, David , Resnick, Robert ; Walker, Jearl , (2002), Fundamentals of Physics 6th Edition, ISBN 0-471-22862-1
- Hibbeler, R.C., (2006), "Structural Analysis 6th Edition", Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-147089-2

- 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, http://www.lahey.com/docs/lang_revg.pdf
- Lopez, Ricardo Rafael , (1987), "A numerical model for nonlinear response of R/C framewall structures", Ph.D. Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign
- Mamlouk, Michael S., Zaniewski, 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), "Hyteresis Models of Reinforced Concreted for Earthquake Response Analysis" Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo
- Sennett, Robert E., (1994), "Matrix Analysis of Structures", Waveland Press Inc, ISBN: 1-55766-143-5
- Wang, Chu-Kia, Salmon, Charles G., Pincheira, Jose A., (2007), "Reinforced Concrete Design, 7th Edition", John Wiley & Sons, Inc., ISBN: 0-471-26286-2, Págs. 484-503
- Wight, James K, MacGregor, James G, (2009), "Reinforced Concrete Mechanics And Design 5th Edition", Pearson Prentice Hall, ISBN: 0-13-228141-4,