



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

**EVALUACION SÍSMICA DE EDIFICACIONES  
EXISTENTES EMPLEANDO FEMA 310 Y SU  
VALIDACION MEDIANTE EL ANALISIS NO LINEAL  
DE ESTRUCTURAS**

Tesis para optar el Grado de:

**MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN  
INGENIERIA ESTRUCTURAL**

Autor:

**ING. RAFAEL BENITO ZÚÑIGA RODRÍGUEZ**

Asesor:

**MSc. ADOLFO GUILLERMO GALVEZ VILLACORTA**

**LIMA – PERU  
2010**

## AGRADECIMIENTO

Deseo agradecer especialmente al Ing. Adolfo Gálvez Villacorta, cuyo apoyo y orientación fueron fundamentales para el desarrollo del presente estudio. Quiero agradecer también al Ing. Julio Rivera Feijoo, cuyo ejemplo y enseñanzas fueron herramientas básicas para el logro de los objetivos trazados, y además por la gentileza de facilitarme los planos de las estructuras a ser evaluadas. Adicionalmente expreso la mayor de mis gratitudes a mi familia quienes son la principal fuente que me impulsa siempre a superarme personal y profesionalmente.

# **EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES EMPLEANDO FEMA 310 Y SU VALIDACIÓN MEDIANTE EL ANÁLISIS NO LINEAL DE ESTRUCTURAS**

## **RESUMEN**

La selección de un método de evaluación sísmica de edificaciones existentes es un problema amplio y complejo debido a que se necesita definir la resistencia y capacidad de deformación de la estructura bajo estudio y además seleccionar las fuerzas sísmicas esperadas en el sitio dado, en términos de intensidad, contenido de frecuencias y tiempo de duración para poder definir aproximadamente el comportamiento no lineal de los elementos y en función de los resultados obtenidos determinar el grado de daño en los elementos estructurales o el sistema en su conjunto u otros parámetros de interés que se requieran para evaluar el diseño de una edificación existente.

El FEMA 310 (ASCE, 1998) es un Método de Evaluación Sísmica de Edificaciones Existentes fundamentado en los criterios del Diseño Basado en Desempeño. En este método, a través de una serie de procedimientos, se determina si una edificación está adecuadamente diseñada para resistir acciones sísmicas o en su defecto, necesita de medidas de reforzamiento. Mediante chequeos sencillos y la utilización de programas de cómputo se pueden identificar deficiencias rápidamente de forma simple, permitiendo incorporar la experiencia existente en el campo de la ingeniería sísmica a la determinación de las características de resistencia y deformabilidad de la edificación y su comportamiento no lineal para un evento sísmico dado.

En este contexto se presenta en primer lugar un resumen del método en estudio describiendo sus 3 niveles de evaluación. Luego se aplica el método a dos edificaciones existentes. Finalmente se estudia su validación mediante el análisis no lineal de estructuras, comparando los resultados obtenidos a través de los 3 niveles. Si bien el FEMA 310 es aplicable a distintos tipos de configuración estructural y materiales, el presente estudio está orientado a edificaciones en base a pórticos y/o muros de concreto armado.

# **SEISMIC EVALUATION OF EXISTING BUILDINGS USING FEMA 310 AND ITS VALIDATION THROUGH NON LINEAR ANALYSIS OF STRUCTURES**

## **ABSTRACT**

Selecting a method for seismic evaluation of existing buildings is wide and complex because it is necessary to define strength and deformation capacity of the building under study and select out expected seismic forces on the site, in terms of intensity, frequency contents and duration in order to define approximately non linear behavior of the elements of the structure and with the results define the level of damage on structural elements or on the entire building or other different parameters required to evaluate the design of an existing building.

FEMA 310 (ASCE, 1998) is a method for Seismic Evaluation of Existing Buildings based on the principles of Performance Based Design. This method follows a group of procedures to define if a building was correctly designed to resist seismic actions or needs to have an additional reinforcement. Through using simple checklists and computer programs you are able to identify deficiencies in an easy way, allowing incorporating existing experience in the field of seismic engineering to determine strength and deformation characteristics of a building and its non linear behavior under seismic actions.

As a result, at first a summary is introduced to describe the 3 levels of evaluation of the method. Then the method is applied on two existing buildings. Finally, the validation of the method is done by using non linear analysis, comparing the results among the 3 levels of evaluation. Despite FEMA 310 is applicable to different kind of structural configurations and materials, this investigation is aimed to buildings based on frames and/or concrete shear walls.

# CONTENIDO

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN .....	7
1.1 Antecedentes .....	7
1.2 Justificación .....	7
1.3 Objetivo .....	8
1.4 Formulación de la Hipótesis .....	9
1.5 Marco Teórico .....	9
1.6 Organización del Estudio .....	10
1.7 Estado del Arte .....	10
CAPITULO 2: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES EN BASE A PÓRTICOS Y A MUROS DE CONCRETO REFORZADO EMPLEANDO FEMA 310 (1998) – ASPECTOS MÁS SIGNIFICATIVOS .....	13
2.1 Introducción .....	13
2.2 Investigación Preliminar .....	15
2.2.1 Recolección de Datos y Visita de Sitio .....	15
2.2.2 Selección del Nivel de Desempeño .....	15
2.2.3 Sismicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos .....	16
2.3 Fase de Visualización (Nivel 1) .....	18
2.3.1 Generalidades .....	18
2.3.2 Fuerzas Cortantes Sísmicas .....	19
2.3.2.1 Periodo .....	19
2.3.2.2 Aceleración Espectral .....	19
2.3.2.3 Seudo Fuerza Lateral .....	19
2.3.2.4 Fuerzas Cortantes de Piso .....	20
2.3.3 Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez .....	20
2.3.4 Chequeos Estructurales .....	21
2.3.5 Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados .....	26
2.4 Fase de Evaluación (Nivel 2) .....	26
2.4.1 Generalidades .....	26
2.4.2 Métodos de Análisis Lineal .....	26
2.4.2.1 Análisis Lineal Estático .....	26
2.4.2.2 Análisis Lineal Dinámico .....	28
2.4.3 Criterios de Aceptación .....	29
2.4.4 Procedimientos para el Sistema Estructural .....	34
2.4.5 Evaluación de Resultados .....	42
2.5 Fase de Evaluación Detallada (Nivel 3) .....	43
2.5.1 Generalidades .....	43
2.5.2 Métodos de Análisis No Lineal .....	44
2.5.2.1 Análisis No Lineal Estático .....	44
2.5.2.2 Análisis No Lineal Dinámico .....	45
2.5.3 Parámetros de Modelamiento y Criterios de Aceptación .....	46
2.5.4 Evaluación de Resultados .....	49
2.6 Reporte Final .....	49
2.6.1 Reporte Final del Sistema Estructural .....	49
CAPITULO 3: APLICACIÓN DEL MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES FEMA 310 (ASCE, 1998) EMPLANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA - APLICACIÓN A DOS EDIFICACIONES EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO .....	53
3.1 Edificación de 5 niveles - Aplicación del Método - Investigación Preliminar .....	53
3.1.1 Recolección de Datos y Visita de Sitio .....	53
3.1.2 Selección del Nivel de Desempeño .....	55

3.1.3	Sismicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos .....	55
3.2	Fase de Revisión (Nivel 1) .....	56
3.2.1	Fuerzas Cortantes Sísmicas .....	56
3.2.1.1	Periodo .....	56
3.2.1.2	Aceleración Espectral .....	56
3.2.1.3	Seudo Fuerza Lateral .....	57
3.2.1.4	Fuerzas Cortantes de Piso .....	57
3.2.2	Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez .....	57
3.2.3	Chequeos Estructurales .....	62
3.2.4	Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados .....	67
3.3	Fase de Evaluación (Nivel 2) .....	68
3.3.1	Selección de Método de Análisis .....	68
3.3.2	Análisis Estructural .....	68
3.3.2.1	Modelamiento de la Edificación .....	68
3.3.2.2	Seudo Fuerza Lateral .....	69
3.3.2.3	Distribución Vertical de la Fuerza Cortante .....	69
3.3.2.4	Suposiciones del Modelo .....	69
3.3.2.5	Combinaciones de Carga .....	70
3.3.2.6	Resultados del Análisis Estructural .....	70
3.3.2.6.1	Acciones Controladas por Deformación .....	70
3.3.2.6.2	Acciones Controladas por Fuerzas .....	72
3.3.3	Criterios de Aceptación .....	74
3.3.3.1	Acciones Controladas por Deformación .....	74
3.3.3.2	Acciones Controladas por Fuerzas .....	75
3.3.4	Evaluación de Resultados .....	76
3.4	Fase de Evaluación Detallada (Nivel 3) .....	77
3.4.1	Selección de Método de Análisis No Lineal .....	77
3.4.2	Determinación de las Acciones Sísmicas .....	77
3.4.3	Modelamiento a Flexión de Elementos – Modelo de Fibras .....	78
3.4.3.1	Materiales .....	79
3.4.3.1.1	Concreto .....	79
3.4.3.1.2	Acero de Refuerzo .....	81
3.4.3.2	Columnas .....	83
3.4.3.3	Muros .....	83
3.4.3.4	Vigas .....	84
3.4.4	Modelamiento a Flexión de Elementos – Modelo de Momento Curvatura .....	85
3.4.4.1	Columnas .....	85
3.4.4.2	Muros .....	90
3.4.4.3	Vigas .....	91
3.4.5	Modelamiento a Corte de Elementos .....	95
3.4.5.1	Columnas y Vigas .....	95
3.4.5.2	Muros .....	95
3.4.6	Constantes de Amortiguamiento .....	97
3.4.7	Modelamiento de la Estructura Global - Ensamblaje de Elementos .....	97
3.4.8	Análisis, Resultados y Comparaciones .....	99
3.4.9	Criterios de Aceptación .....	100
3.4.10	Evaluación de Resultados .....	103
3.5	Edificación de 22 niveles - Aplicación del Método - Investigación Preliminar .....	104
3.5.1	Recolección de Datos y Visita de Sitio .....	104
3.5.2	Selección del Nivel de Desempeño .....	106
3.5.3	Sismicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos .....	106
3.6	Fase de Revisión (Nivel 1) .....	107
3.6.1	Fuerzas Cortantes Sísmicas .....	107
3.6.1.1	Periodo .....	107
3.6.1.2	Aceleración Espectral .....	107
3.6.1.3	Seudo Fuerza Lateral .....	107
3.6.1.4	Fuerzas Cortantes de Piso .....	109
3.6.2	Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez .....	109
3.6.3	Chequeos Estructurales .....	113

3.6.4	Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados .....	118
3.7	Fase de Evaluación (Nivel 2) .....	119
3.7.1	Selección de Método de Análisis .....	119
3.7.2	Análisis Estructural .....	119
3.7.2.1	Modelamiento de la Edificación .....	119
3.7.2.2	Parámetros de Aceleración Espectral .....	120
3.7.2.3	Espectro de Respuesta .....	121
3.7.2.4	Resultados del Análisis Estructural .....	122
3.7.2.4.1	Acciones Controladas por Deformación .....	122
3.7.2.4.2	Acciones Controladas por Fuerzas .....	124
3.7.3	Criterios de Aceptación .....	127
3.7.3.1	Acciones Controladas por Deformación .....	127
3.7.3.2	Acciones Controladas por Fuerzas .....	129
3.7.4	Evaluación de Resultados .....	131
CAPITULO 4: VALIDACIÓN DEL MÉTODO FEMA 310 (ASCE, 1998) Y ESTUDIOS ADICIONALES PARA LA EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES .....		133
4.1	Comparación de Resultados de las 3 Fases .....	133
4.2	Estudios Adicionales .....	133
4.2.1	Sensibilidad al amortiguamiento estructural .....	133
4.2.2	Estudio de Curvas IDA y Curva de Fragilidad de Colapso .....	135
4.2.2.1	Curvas IDA .....	135
4.2.2.2	Curva de Fragilidad de Colapso .....	138
4.2.3	Verificación del Desempeño de la Edificación .....	139
4.2.4	Deformación Máxima según ASCE 7 (2005) .....	141
4.2.5	Comparación de Disipación de Energía .....	143
4.2.6	Sensibilidad de Respuesta a los Parámetros de Calibración .....	144
4.3	Comparación entre Norma E-030 y FEMA 310 .....	149
CAPITULO 5: RESUMEN, CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURA .....		153
5.1	Resumen .....	153
5.2	Conclusiones .....	155
5.3	Recomendaciones y Líneas de Investigación Futura .....	157
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....		159
ANEXO A: Calibración de Elementos de la Edificación de 5 niveles .....		163
ANEXO B: Sismos Peruanos Utilizados .....		187
ANEXO C: Planos Estructurales de las Edificaciones en Evaluación .....		193
ANEXO D: Archivos de Datos del Software para las Estructuras Analizadas .....		211
Lista de Tablas		
Tabla 2-1: Valores de Aceleración de Respuesta de Regiones de Sismicidad (Tabla 2-1 de Fema 310) .....		17
Tabla 2-2: Valores de Fv (Tabla 3-5 de Fema 310) .....		17
Tabla 2-3: Valores de Fa (Tabla 3-6 de Fema 310) .....		18



Tabla 2-4, Factor de Modificación “C” (Tabla 3-4 de Fema 310)	19
Tabla 2-5: Factores m (Tabla 4-4 de Fema 310)	33
Tabla 2-6: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Vigas de Concreto Reforzado (Tabla 6-7 de Fema 356)	46
Tabla 2-7: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Columnas de Concreto Reforzado (Tabla 6-8 de Fema 356)	47
Tabla 2-8: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Muros de Corte controlados por Flexión (Tabla 6-18 de Fema 356)	47
Tabla 2-9: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Muros de Corte controlados por Cortante (Tabla 6-19 de Fema 356)	48
Tabla 3-1: Peso Sísmico de la Edificación (t)	57
Tabla 3-2: Fuerzas Cortantes de Piso (t)	57
Tabla 3-3: Distribución Vertical de la Fuerza Cortante	69
Tabla 3-4: Rigidez efectiva en elementos de concreto armado	69
Tabla 3-5: Acciones controladas por deformación en elementos	71
Tabla 3-6: Acciones controladas por fuerzas en elementos	72
Tabla 3-7: Acciones controladas por deformación – Criterios de Aceptación	74
Tabla 3-8: Acciones controladas por fuerzas – Criterios de Aceptación	75
Tabla 3-9: Relación de Registros Sísmicos	78
Tabla 3-10: Comparación Desplazamientos: Modelos de Fibras y de Momento Curvatura	99
Tabla 3-11: Comparación Fuerzas Cortantes: Modelos de Fibras y de Momento Curvatura	99
Tabla 3-12: Desplazamientos y Distorsiones de piso – dirección X	100
Tabla 3-13: Rotaciones en Columnas y Criterios de Aceptación	101
Tabla 3-14: Rotaciones en Vigas y Criterios de Aceptación	102
Tabla 3-15: Peso de la Edificación por Niveles (t)	108
Tabla 3-16: Fuerzas Cortantes de Piso (t)	109
Tabla 3-17: Acciones controladas por deformación en elementos	122
Tabla 3-18: Acciones controladas por fuerzas en elementos	124
Tabla 3-19: Acciones controladas por deformación – Criterios de Aceptación	127
Tabla 3-20: Acciones controladas por fuerzas – Criterios de Aceptación	129
Tabla A-1: Propiedades de las Columnas	163
Tabla A-2: Información de Diseño de Columnas – Base de Datos NISEE	164
Tabla A-3: Desplazamientos pico superiores y distorsiones - Muro RW2	180
Tabla A-4: Propiedades del concreto y acero – Ensayo Muro RW2	181

## Lista de Figuras

Figura 2-1: Diagrama de Procesos de Evaluación usando FEMA 310	14
Figura 2-2: Relación de Fuerza-Deformación de Elementos de Concreto	43
Figura 2-3: Curva de Capacidad de una Estructura	44
Figura 2-4: Rotación de rótula plástica en muros de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica	48
Figura 2-5: Distorsión de entrepiso en muro de corte donde el cortante domina la respuesta inelástica	49
Figura 3-1: Fachada Principal – vista izquierda	54
Figura 3-2: Fachada Principal – vista derecha	54
Figura 3-3: Espectros de Pseudo Aceleraciones - Peligro Sísmico 2% - 50 años	55
Figura 3-4: Diagrama de Interacción de columna C-1	59
Figura 3-5: Diagrama de Interacción de columna C-8	60
Figura 3-6: Planta típica de la edificación de 5 niveles - Modelo Etabs	68
Figura 3-7: Modelo tridimensional de la estructura de 5 niveles - Modelo Etabs	68
Figura 3-8: Modelo MS en relación Momento-Curvatura (propiedades de los resortes basados en relaciones esfuerzo-deformación de los materiales)	79
Figura 3-9: Modelo No Lineal del Material Concreto CS4	80
Figura 3-10: Curvas esfuerzo-deformación del material concreto	80
Figura 3-11: Modelo CANNY CS4 del concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	81
Figura 3-12: Modelo CANNY SR4 del acero	81



Figura 3-13: Curvas esfuerzo-deformación de material acero .....	82
Figura 3-14: Modelo del acero – barra $\phi 3/4"$ .....	82
Figura 3-15: Modelo de Análisis del Elemento Columna .....	83
Figura 3-16: Grados de Libertad del Elemento Muro .....	84
Figura 3-17: Modelo de Análisis del Elemento Muro .....	84
Figura 3-18: Modelo de Análisis del Elemento Viga - Modelos de Resorte Uniaxial .....	85
Figura 3-19: Diagrama M-C columna C-1, Dirección X .....	86
Figura 3-20: Diagrama M-C en Canny, columna C-1, Dirección X .....	86
Figura 3-21: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación columna C-1, Dirección X .....	87
Figura 3-22: Diagrama M-C columna C-1, Dirección Y .....	88
Figura 3-23: Diagrama M-C columna C-5, Dirección X .....	88
Figura 3-24: Diagrama M-C columna C-5, Dirección Y .....	89
Figura 3-25: Diagrama M-C columna C-8, Dirección X .....	89
Figura 3-26: Diagrama M-C columna C-8, Dirección Y .....	90
Figura 3-27: Diagrama M-C muro eje N .....	91
Figura 3-28: Diagrama M-C en Canny, muro eje N .....	91
Figura 3-29: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación de viga VB-01 .....	92
Figura 3-30: Diagrama M-C viga VB-01 .....	93
Figura 3-31: Diagrama M-C en Canny, viga VB-01 .....	93
Figura 3-32: Diagrama M-C viga VB-05 .....	94
Figura 3-33: Diagrama M-C viga VB-06 .....	94
Figura 3-34: Modelo Lineal de Corte .....	95
Figura 3-35: Modelo CA7 de corte con resorte uniaxial .....	95
Figura 3-36: Diagrama Fuerza-Deformación en muro eje N .....	96
Figura 3-37: Diagrama Fuerza-Deformación en Canny, muro eje N .....	96
Figura 3-38: Vista de Planta en Modelo Canny – Piso Típico .....	98
Figura 3-39: Vista en 3D del Modelo en Canny .....	98
Figura 3-40: Distorsión de Entrepiso por sismo – dirección X .....	100
Figura 3-41: Fachada Principal – vista izquierda .....	105
Figura 3-42: Fachada Principal – vista derecha .....	105
Figura 3-43: Espectros de Seudo Aceleraciones - Peligro Sísmico 2% - 50 años .....	106
Figura 3-44: Diagrama de Interacción de columna C-25 .....	110
Figura 3-45: Diagrama de Interacción de columnas C-22 y C-23 .....	112
Figura 3-46: Plantas de sótano y típicas de piso de la edificación de 22 niveles - Modelo Etabs .....	119
Figura 3-47: Modelo tridimensional de la estructura de 22 niveles - Modelo Etabs .....	120
Figura 3-48: Espectro de Diseño de Respuesta según ASCE 7-05 .....	121
Figura 3-49: Espectro de Diseño de Respuesta de la Estructura .....	121
Figura 4-1: % amortiguamiento crítico vs. Distorsión Global Normalizada .....	134
Figura 4-2: % amortiguamiento crítico vs. Distorsión Máxima de Entrepiso .....	134
Figura 4-3: Curva IDA $S_a(g)$ vs. Distorsión Global .....	136
Figura 4-4: Curva IDA $S_a(g)$ vs. Cortante en la Base .....	137
Figura 4-5: Mediana de Curvas IDA - $S_a(g)$ vs. Distorsión Global .....	137
Figura 4-6: Curva de Fragilidad de Colapso .....	139
Figura 4-7: Verificación del Desempeño de Edificación .....	140
Figura 4-8: Evaluación del Colapso de la Edificación .....	140
Figura 4-9: Historia de Carga del Ensayo de C-1 .....	142
Figura 4-10: Diagrama Momento Rotación de C-1 .....	142
Figura 4-111: Energía Disipada – modelo MS .....	143
Figura 4-112: Energía Disipada – modelo MC .....	143
Figura A-1: Información del Ensayo Gill et al N° 3 .....	164
Figura A-2: Esquema del Reforzamiento de la columna Gill et al N° 3 .....	165
Figura A-3: Historia de Carga del Ensayo Gill et al N° 3 .....	165
Figura A-4: Parámetros de Degradación de Rigidez y Resistencia ( $\phi$ , $\gamma$ ) .....	166
Figura A-5: Modelo del concreto $f'_c=21.4$ MPa ( $218$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	166
Figura A-6: Parámetros de orientación de descarga $\phi$ y de curva $\gamma$ .....	166
Figura A-7: Parámetro $\theta$ de curva de endurecimiento del acero .....	167
Figura A-8: Propiedades del refuerzo longitudinal $f_y=375$ MPa ( $3824$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	167
Figura A-9: Modelo del refuerzo longitudinal $f_y=375$ MPa ( $3824$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	167
Figura A-10: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo de Fibras vs. Ensayo de Laboratorio .....	168

Figura A-11: Diagrama Momento-Curvatura de columna Gill et al N° 3 .....	168
Figura A-12: Modelo Resorte Uniaxial CA7 - Gill et al N° 3 .....	169
Figura A-13: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo Momento Curvatura vs. Ensayo de Laboratorio .....	170
Figura A-14: Diagrama F-D – Modelo Momento Rotación (Opensees) vs. Laboratorio .....	170
Figura A-15: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo de Fibras vs. Modelo Momento Curvatura vs. Ensayo de Laboratorio .....	171
Figura A-16: Información del Ensayo Ang et al N° 3 .....	172
Figura A-17: Esquema del Reforzamiento de la columna .....	172
Figura A-18: Historia de Carga del Ensayo Ang et al N° 3 .....	173
Figura A-19: Modelo del concreto $f_c=23.6$ MPa ( $240$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	173
Figura A-20: Propiedades del refuerzo longitudinal $f_y=427$ MPa ( $4355$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	174
Figura A-21: Modelo del refuerzo longitudinal $f_y=427$ MPa ( $4355$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	174
Figura A-22: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo de Fibras vs. Ensayo de Laboratorio .....	175
Figura A-23: Diagrama Momento-Curvatura de columna Ang et al N° 3 .....	175
Figura A-24: Modelo Resorte Uniaxial CA7 - Ang et al N° 3 .....	176
Figura A-25: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo Momento Curvatura vs. Ensayo de Laboratorio .....	177
Figura A-26: Diagrama F-D – Modelo Momento Rotación (Opensees) vs. Laboratorio .....	177
Figura A-27: Diagrama Fuerza-Deformación – Modelo de Fibras vs. Modelo Momento Curvatura vs. Ensayo de Laboratorio .....	178
Figura A-28: Elevación del Muro RW2 .....	179
Figura A-29: Sección Transversal del Muro RW2 .....	179
Figura A-30: Historia de Carga Lateral del ensayo de muro RW2, Wallace (2006) .....	180
Figura A-31: Historia de Carga Vertical del ensayo de muro RW2, Wallace (2006) .....	180
Figura A-32: Modelo del concreto $f_c=42.8$ MPa ( $436$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	181
Figura A-33: Propiedades de la barra # 3, $f_y=434$ MPa ( $4435$ kg/cm <sup>2</sup> ) .....	182
Figura A-34: Diagramas Fuerza-Desplazamiento (F-D) modelo CANNY sólo flexión vs. Ensayo de Laboratorio .....	182
Figura A-35: Diagrama F-D muro RW2 .....	183
Figura A-36: Modelo de Corte con Resorte Uniaxial CA7 – Muro Wallace RW2 .....	183
Figura A-37: Diagramas Fuerza-Desplazamiento (F-D) modelo de fibras CANNY flexión+corte vs. Ensayo de Laboratorio .....	184
Figura A-38: Diagrama M-C muro RW2 .....	184
Figura A-39: Diagramas Fuerza-Desplazamiento (F-D) modelo CANNY M-C flexión+corte vs. Ensayo de Laboratorio .....	185
Figura A-40: Diagramas Fuerza-Deformación – Modelo de Fibras vs. Modelo Momento Curvatura y Ensayo de Laboratorio .....	185

# CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

## 1.1 Antecedentes

En años recientes, desarrollos en ingeniería sísmica han derivado en cambios sustanciales en el criterio de diseño sísmico. En los EEUU por ejemplo, recientes guías de diseño están especificando además de análisis lineales, los análisis no lineales de estructuras, tanto estático como dinámico. Estos últimos análisis son más precisos y nos permitirán simular el comportamiento de la estructura con el fin de conseguir ciertos objetivos de desempeño de la edificación ante un evento sísmico, como lo son la minimización de daño, continuidad en su ocupación y determinación de la interrupción operacional (Performance Based Design).

Los códigos de diseño sismorresistente a nivel mundial están cambiando además debido a los programas de cómputo nuevos disponibles, los cuales se han desarrollado ampliamente y nos permiten modelar en forma más precisa el comportamiento inelástico de los elementos y así poder simular su respuesta.

En el tema de la evaluación de estructuras, la Norma Peruana E-030 de Diseño Sismorresistente (Diario Oficial El Peruano, 2006) no especifica detalladamente un procedimiento a seguir, sin embargo en su Capítulo VII de Evaluación, Reparación y Reforzamiento, artículo 24, hace mención que las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente de su primer capítulo.

## 1.2 Justificación

Una edificación diseñada y construida anteriormente a los cambios en criterios de diseño, especialmente en zonas de alta sismicidad, probablemente no estará conforme a los requerimientos de los criterios actuales. Los códigos actuales son desarrollados para construcciones nuevas y no son necesariamente aplicables a edificaciones existentes. La tendencia apunta a un cambio en la filosofía de nuestros códigos de diseño sísmico a medida que el Diseño Sísmico Basado en Desempeño se abra paso en nuestro medio.

En el diseño sismorresistente ciertos niveles de desempeño están implicados. El objetivo del diseño basado en desempeño es hacer más explícitos los niveles de daño

para proveer un mejor conocimiento de la vulnerabilidad y ofrecer a los propietarios mayores opciones de decisión como se menciona en SEAOC Vision 2000 (1995).

Los conceptos del Diseño Basado en Desempeño están bien establecidos por ejemplo en SEAOC Vision 2000 Report. Los métodos para su implementación han sido especificados en ATC-40 (1996), FEMA 310 (ASCE, 1998), FEMA 356 (ASCE, 2000) y el ASCE 41-06 (2007). En muchos aspectos estos métodos no son muy diferentes de los métodos de diseño convencionales. Sin embargo, estos permiten métodos de análisis estructural y evaluación del desempeño que difieren de los métodos convencionales.

En particular, los nuevos métodos permiten el uso de análisis estructural no lineal en conjunto con diseño basado en deformaciones pues se ha demostrado que son estas las que dañan a las estructura, a diferencia de los métodos convencionales, basados en resistencia.

### **1.3 Objetivo**

El objetivo principal es el Estudio de la Evaluación Sísmica de Estructuras Existentes mediante el FEMA 310 (ASCE, 1998), la Aplicación del Análisis No Lineal a una Edificación Existente de 5 niveles de concreto armado y el Estudio de la Validación del FEMA 310 (ASCE, 1998) a través del Análisis No Lineal de Estructuras. Se ha puesto énfasis en los siguientes puntos:

- a) Estudio de los aspectos más significativos del FEMA 310 (ASCE, 1998) a través de sus diferentes niveles de evaluación. Se estudia el procedimiento a seguir para evaluar una estructura, desde la recolección de información y visita al sitio, hasta la selección del nivel de desempeño, del nivel de evaluación, los análisis de resultados y emisión de reporte final.
- b) Simulación del comportamiento de los elementos estructurales y de la estructura ensamblada, considerando la resistencia, rigidez y ductilidad.
- c) Estudio de sensibilidad de la respuesta estructural en función de parámetros que sirven para modelar los distintos tipos de comportamiento histerético de los elementos estructurales.

## **1.4 Formulación de la Hipótesis**

El estudio se basa en la premisa que una estructura puede ser modelada aceptablemente mediante el ensamble de elementos (vigas, columnas, muros, etc.) que han sido previamente modelados y calibrados para lograr las propiedades de los ensayos previamente en laboratorio.

Para el análisis no lineal de una estructura debemos disponer de una base de datos que contenga resultados de ensayos realizados en los Laboratorios de Estructuras que nos ayuden a determinar los parámetros que describan el comportamiento de los elementos y así predecir su respuesta. Para el presente Estudio se emplea la base de datos de ensayos de carga cíclica lateral de columnas detallada en NISEE (2007).

## **1.5 Marco Teórico**

FEMA 310 (ASCE, 1998) es un método que permite el uso del análisis no lineal de estructuras, cuyos elementos pueden ser representados por sus materiales constitutivos. Los elementos están compuestos por dos tipos de materiales: acero de refuerzo y concreto. Para el acero usamos el modelo de Ramberg-Osgood, detallado en Kangning Li (2007), mientras que para el concreto usamos un modelo que represente la degradación de rigidez y pérdida de resistencia. Los materiales se pueden modelar como elementos resorte multiaxiales, en el cual el modelo representa la relación esfuerzo-deformación del material.

En los modelos de resorte multiaxiales las secciones son discretizadas, y se combinan los efectos de un número de resortes uniaxiales para representar la interacción entre las cargas multi-direccionales. El modelo considera la no linealidad del elemento en secciones críticas. El modelo de las fibras es un modelo de sección discretizada y es usado para representar la interacción entre flexión biaxial y fuerzas axiales de compresión o tracción. Deben usarse modelos reales de esfuerzo-deformación de los materiales para caracterizar los resortes. El número de resortes depende de las propiedades del material, tamaño de la sección y ubicación de las barras de refuerzo.

En el análisis no lineal los elementos que conformarán la estructura serán modelados con materiales cuyos parámetros de histéresis deben ser determinados para que simulen la respuesta obtenida en los ensayos de laboratorio. La estructura del ejemplo se modela como un ensamble de elementos que han sido previamente modelados y calibrados.

La demanda sísmica es obtenida de un grupo de registros sísmicos, para suelos duros, que incluyen entre otros, a los que se usaron para desarrollar el Espectro de Diseño de nuestra Norma E-030.

## **1.6 Organización del Estudio**

El presente estudio describe el método de evaluación FEMA 310 (ASCE, 1998), su aplicación y validación. En el Capítulo 2 se presentan los aspectos más significativos del método, empezando por la fase de investigación preliminar y describiendo los niveles de visualización (nivel 1), evaluación (nivel 2) y evaluación detallada (nivel 3).

El Capítulo 3 muestra dos ejemplos de aplicación del método, el primero a una estructura de concreto armado de 5 niveles de uso vivienda y el segundo a una edificación de 22 niveles de uso oficinas; en la fase 1 se realizan los chequeos sencillos resistencia y rigidez, en la fase 2 se analiza la estructura por métodos lineales mientras que en la fase 3 de evaluación detallada se utiliza el análisis no lineal mediante modelos de resorte uniaxiales y multi axiales, comparándose finalmente sus resultados.

La validación del método es analizada en el Capítulo 4. Para validar el método en estudio se comparan los resultados de la evaluación de la edificación en sus 3 fases (para el primer ejemplo) y en 2 fases (para el segundo ejemplo) para el nivel de Seguridad de Vida. Adicionalmente, se realizan estudios adicionales de sensibilidad al amortiguamiento, desarrollo de curvas IDA y de fragilidad de colapso y se evalúa el nivel de desempeño de la edificación.

El resumen del trabajo, las conclusiones, recomendaciones y líneas de investigación futura se describen en el Capítulo 5.

En el Anexo A se realiza el trabajo de calibración de los elementos mediante el uso del programa de cómputo Canny (Kangning, Li. 2007).

## **1.7 Estado del Arte**

Ayala (2002) y Rai (2004) describen los métodos de evaluación de estructuras que se utilizan en diferentes regiones del mundo, los cuales se describen brevemente a continuación.

### **India**

La norma Indian Standard, 1993, Repair and Seismic Strengthening of Buildings – Guidelines, IS 13835 :1993, Bureau of Indian Standards, New Delhi, se enfoca en proveer



una guía para restaurar elementos dañados o debilitados mediante reconstrucción o reforzamiento. Son discutidos los principios generales así como técnicas comunes de reforzamiento. Por ejemplo, detalles de reforzamiento de elementos de concreto armado para aumentar su resistencia y métodos para mejorar la acción de diafragma de piso de las losas. La norma se concentra en devolver o mejorar el sistema resistente de cargas verticales de los elementos de concreto armado en vez de mejorar la resistencia sísmica.

### **Europa - Euro Code 8: Design Provisions For Earthquake Resistance of Structures – Parts 1-4 General Rules for Strengthening and Repair of Buildings**

El enfoque de este documento es proveer un criterio para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras existentes, para describir la forma de seleccionar las medidas correctivas necesarias y especificar un criterio para el diseño de las medidas de reparación/reforzamiento.

El proceso de evaluación consiste en la verificación de la resistencia sísmica de una edificación dañada o sin daño, tomando en cuenta las acciones sísmicas y no sísmicas para su tiempo de vida. Así como en el Eurocode, el análisis y rediseño de estructuras existentes puede estar basado en acciones y factores de seguridad modificados (en comparación con el diseño de nuevas estructuras) para tomar en cuenta tiempo de vida remanente, pequeñas incertidumbres respecto a cargas muertas y propiedades de materiales.

En el análisis, un factor de incertidumbre puede ser introducido para cubrir incertidumbres adicionales relacionadas al análisis de la estructura. Luego del análisis, se realiza una verificación al nivel de componente, donde se comparan las acciones y los límites de aceptación. El documento proporciona detalles y procedimientos de reparación y reforzamiento de edificaciones.

### **Nueva Zelanda**

The Assessment and Improvement of the Structural Performance of Earthquake Risk Buildings es el documento mas actualizado y considera un nivel de seguridad de vida y empieza con un procedimiento rápido de evaluación basado en un enfoque de visualización. Aproximadamente 14 criterios estructurales son desarrollados y calificados con un puntaje. Los 3 parámetros más significativos para la evaluación son el nivel de sismicidad del sitio, la presencia de torsión significativa y piso blando.



El puntaje, relacionado al daño de la edificación, es combinado con el área de la edificación (para reflejar el número de ocupantes y potencial daño) para confirmar si un análisis más detallado es requerido.

Para estructuras de pórticos de concreto reforzado, el diseñador puede escoger entre un enfoque basado en desplazamiento o fuerzas. Para un mecanismo de colapso identificado y probable resistencia de elementos y nudos, la capacidad de fuerzas laterales es comparada con el espectro de respuesta del código para certificar un nivel mínimo aceptable de ductilidad. Chequeos son realizados para asegurar que la capacidad de ductilidad de los elementos excede la demanda y que la capacidad de resistencia al corte permite el desarrollo de las capacidades a flexión de los elementos.

#### **UNIDO Vol. 4 – Post-Earthquake Damage Evaluation and Strength Assessment of Buildings under Seismic Conditions**

Este documento es uno de los siete volúmenes del proyecto regional “Building Construction under Seismic conditions in the Balkan Region” el cual fue llevado a cabo con la participación de los gobiernos de Bulgaria, Grecia, Hungría, Rumania, Turquía y Yugoslavia en conjunto con United Nations Industrial Development Organization (UNDP/UNIDO 1985). Este manual combina medidas técnicas de mitigación sísmica para estructuras de la región de los Balcanes.

El documento UNIDO examina la estructura existente para los aspectos de principios de un buen concepto estructural, resistencia necesaria en el rango elástico, deformabilidad permisible y la ductilidad necesaria.

Las estructuras son clasificadas desde el punto de vista de la calidad de su concepto estructural como bueno, aceptable o no aceptable. La capacidad a fuerza de corte es comparada con la fuerza de corte requerida y un índice de Resistencia (R) es calculado. El valor del índice de resistencia es comparado con valores límites especificados y han sido definidos 3 intervalos de valores de R.

## **CAPITULO 2: METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES EN BASE A PÓRTICOS Y A MUROS DE CONCRETO REFORZADO EMPLEANDO FEMA 310 (1998) – ASPECTOS MÁS SIGNIFICATIVOS**

### **2.1 Introducción**

Fema 310 (ASCE, 1998) es un método de evaluación de estructuras existentes orientado a identificar vulnerabilidades y deficiencias. Es estructurado en 3 niveles de incremento de detalle analítico, siendo los más avanzados menos conservadores que los anteriores. La evaluación de las edificaciones es realizada con respecto a ciertos criterios de resistencia sísmica.

Los criterios del Nivel 1 son principalmente cualitativos, mientras que los pocos cuantitativos están basados en un comportamiento elástico de la estructura. El cumplimiento del sistema es considerado primero, seguido por el de sus componentes. Si la edificación no cumple con uno o más criterios, el profesional tiene la decisión de realizar una evaluación más sofisticada (Nivel 2), o si observa que la edificación no va a cumplir la segunda evaluación finalmente, proponer un esquema de reforzamiento y así reducir costos en la etapa de evaluación.

El nivel 2 requiere un análisis elástico de la edificación ya sea mediante un análisis lineal estático o dinámico. Los criterios de aceptación son evaluados para cada elemento en base a las reglas del diseño por capacidad y un comportamiento dúctil asumido.

Si no hay cumplimiento en el nivel 2 entonces se puede proceder con un nivel 3 de análisis no lineal, estático o dinámico. La referencia para una detallada aplicación del Nivel 3 es Fema 356 (ASCE, 2000). En el presente capítulo se muestran los aspectos más significativos, que son resumidos de FEMA 310 (ASCE, 1998). El diagrama de procedimientos es indicado en la figura 2-1.

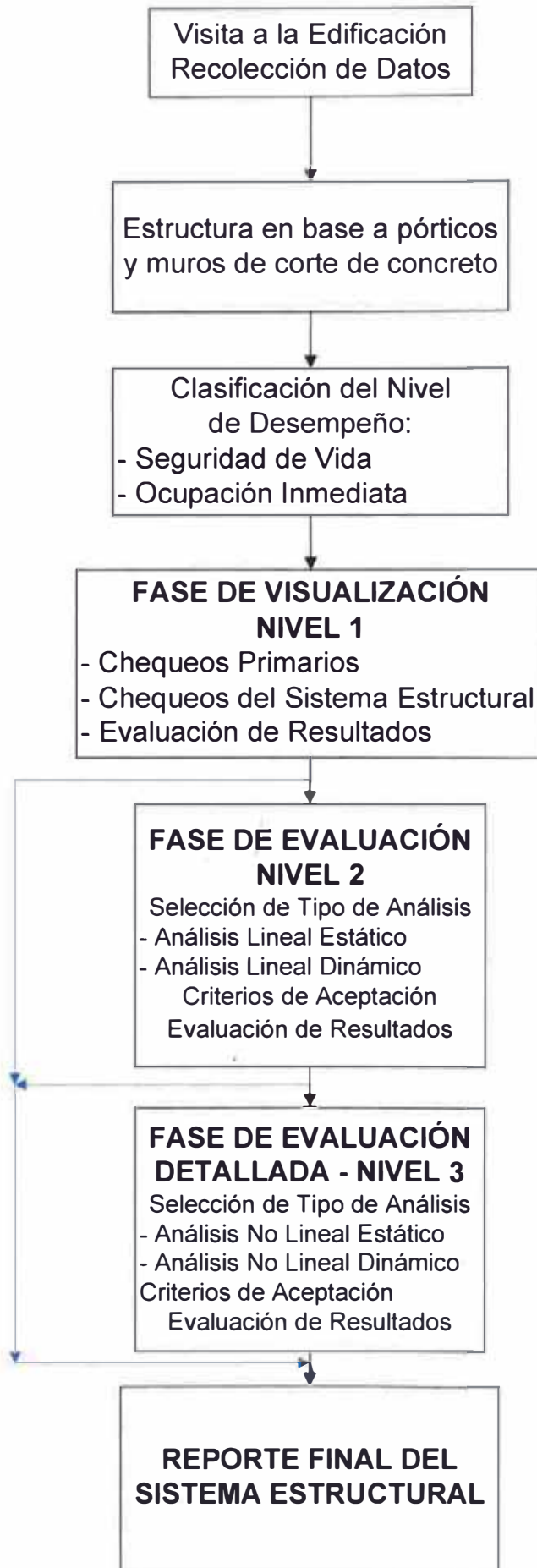


Figura 2-1: Diagrama de Procesos de Evaluación usando FEMA 310

## **2.2 Investigación Preliminar**

### **2.2.1 Recolección de Datos y Visita de Sitio**

Es la primera etapa en la evaluación de estructuras. Se recomienda hacer un gran esfuerzo para obtener la documentación necesaria para la evaluación. La información debe ser obtenida preferiblemente antes de la visita al sitio y debe ser confirmada durante la visita.

Datos a obtener:

- Descripción de la Edificación: nombre, dimensiones, fotos, número de pisos y alturas, fecha de construcción, sistema estructural, inspección visual del estado actual, descripción de los elementos no estructurales.
- Uso de la Edificación e Importancia Histórica.
- Evaluaciones previas.
- Planos y Especificaciones Técnicas.
- Estudio de Suelos.

### **2.2.2 Selección del Nivel de Desempeño**

Los objetivos de desempeño sísmico de una edificación son definidos por un nivel de desempeño deseado para la edificación (por ejemplo el estado de daño o la habilidad para cumplir una función esencial) cuando está sujeto a un riesgo sísmico especificado (movimiento del terreno determinístico o probabilístico).

En los últimos años un nuevo tipo de guías de diseño han venido apareciendo y que prometen una variedad de niveles de desempeño.

El proceso para definir el nivel apropiado de desempeño es responsabilidad del diseñador o de la autoridad que tiene jurisdicción. Las consideraciones para escoger un nivel apropiado de desempeño deben incluir el conseguir seguridad básica, un análisis costo-beneficio, el tipo de ocupación de la edificación, restricciones económicas, etc.

El desempeño más exitoso para edificaciones en áreas de alta sismicidad depende de una combinación de resistencia, ductilidad (manifestada en los detalles de construcción) y la presencia de un sistema resistente de fuerzas laterales completamente interconectado y balanceado.

Un nivel de desempeño deseado debe ser definido previo a la realización de la evaluación sísmica. Este nivel debe ser determinado por el diseñador. Los siguientes dos niveles de desempeño pueden ser elegidos: Seguridad de Vida (LS) y Ocupación Inmediata (IO). Para ambos niveles de desempeño, la demanda sísmica está basada en los valores de aceleración espectral de respuesta del Sismo Máximo Considerado (Maximum Considered Earthquake, MCE). A continuación se muestra una breve descripción de los 2 niveles.

### **Nivel de Ocupación Inmediata (IO)**

Es el nivel de desempeño post sismo en el que ha ocurrido sólo un muy limitado daño estructural. Los sistemas resistentes de fuerzas verticales y laterales de la edificación mantienen casi el total de su resistencia y rigidez inicial. El riesgo de daño a la vida como resultado del daño estructural es muy bajo, a pesar de que puedan ser necesarias algunas reparaciones estructurales menores.

### **Nivel de Seguridad de Vida (LS)**

Es el nivel de desempeño post sismo en el que ha ocurrido un significativo daño estructural, pero se mantiene un margen contra el colapso parcial o total de la estructura. Algunos elementos estructurales han sido severamente dañados, aunque esto no resulte en caída de escombros de gran tamaño. El riesgo de daño a la vida como resultado del daño estructural se espera que sea bajo. Debería ser posible reparar la estructura; sin embargo, por razones económicas esto podría no ser práctico. Mientras que el daño estructural no implique un colapso inminente, sería prudente implementar reparaciones estructurales o instalar temporalmente arriostramiento previo a la reocupación.

## **2.2.3 Sísmicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos**

La sísmicidad de la región donde se encuentra ubicada la edificación debe ser definida como baja, moderada o alta según la tabla 2-1.

Tabla 2-1: Valores de Aceleración de Respuesta de Regiones de Sismicidad (Tabla 2-1 de Fema 310)

Sismicidad de la Región	$S_{DS}$	$S_{D1}$
Baja	< 0.167g	< 0.067g
Moderada	< 0.500g > 0.167g	< 0.200g > 0.067g
Alta	> 0.500g	> 0.200g

La determinación de acciones sísmicas se realiza en función de los parámetros mostrados a continuación:

$S_s$ : parámetro de respuesta de aceleración espectral para periodo fundamental.

$S_1$ : parámetro de respuesta de aceleración espectral para periodo de 1 segundo.

$F_v$ : coeficiente de sitio, determinado de la tabla 2-2, basado en el tipo de suelo y el parámetro  $S_1$ .

$F_a$ : coeficiente de sitio, determinado de la tabla 2-3, basado en el tipo de suelo y el parámetro  $S_s$ .

Tabla 2-2: Valores de  $F_v$  (Tabla 3-5 de Fema 310)

Tipo de Suelo	Parámetro de Aceleración Espectral para periodo de 1 segundo				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.4	2.8	2.4	2.2
F	*	*	*	*	*

Tabla 2-3: Valores de Fa (Tabla 3-6 de Fema 310)

Tipo de Suelo	Parámetro de Aceleración Espectral para periodos cortos				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S = 0.50$	$S_S = 0.75$	$S_S = 1.00$	$S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	*	*	*	*	*

## 2.3 Fase de Visualización (Nivel 1)

### 2.3.1 Generalidades

El propósito del Nivel de Evaluación 1 es identificar rápidamente posibles deficiencias o mostrar que las edificaciones obedecen a lo descrito en esta norma. Se revisan principalmente la Configuración Estructural y el Sistema Resistente de Fuerzas Laterales. El procedimiento está basado en el comportamiento observado en sismos pasados. Al final, obtenemos un juicio general de las deficiencias de la estructura y su potencial comportamiento durante un sismo. Muchos usuarios basan la evaluación sísmica de las edificaciones en las provisiones para edificaciones nuevas. Mientras esto puede parecer apropiado, debe ser realizado con total conocimiento de lo asumido.

Los códigos para nuevas edificaciones contienen tres tipos básicos de requerimientos como son resistencia, rigidez y detallaje. Los requerimientos de resistencia y rigidez son fácilmente aplicados a edificaciones existentes, pero las provisiones de detallaje no. Si los elementos resistentes de fuerzas laterales no tienen el "apropiado" detallaje de construcción, las expectativas básicas de resistencia y rigidez no serán encontradas.



## 2.3.2 Fuerzas Cortantes Sísmicas

### 2.3.2.1 Periodo

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

T = Periodo fundamental en la dirección de análisis (en segundos)

$C_t = 0.03$  (para estructuras de pórticos de concreto armado)  
 $0.02$  (para estructuras a base de muros de corte de concreto)

$h_n$  = altura de la estructura (en pies)

### 2.3.2.2 Aceleración Espectral

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$

$S_s$ : aceleración de respuesta de periodo corto

$S_1$ : aceleración a 1 seg de periodo

$F_v$ : de tabla 2-2

$F_a$ : de tabla 2-3

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s$$

$S_a$  no debe exceder  $S_{DS}$

### 2.3.2.3 Seudo Fuerza Lateral

$$V = C S_a W$$

Ecuación 2-1 (Ec. 3-1 de FEMA 310)

C : factor que relaciona los máximos desplazamientos inelásticos esperados con los desplazamientos calculados para una respuesta lineal elástica.

$S_a$  : aceleración espectral en el periodo fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

W : peso sísmico de la estructura.  $W_D + \% W_L$

Tabla 2-4, Factor de Modificación "C" (Tabla 3-4 de Fema 310)

Sistema Estructural	Número de Pisos			
	1	2	3	$\geq 4$
Estructura en base a pórticos	1.3	1.1	1.0	1.0
Estructura en base a muros de corte de concreto	1.4	1.2	1.1	1.0

### 2.3.2.4 Fuerzas Cortantes de Piso

$$V_j = \frac{n+j}{n+1} \frac{W_j}{W} V$$

- $V_j$  : cortante en el piso  $j$   
 $n$  : # total de pisos  
 $j$  : # de piso considerado  
 $W_j$  : peso sísmico de los pisos sobre el nivel  $j$   
 $W$  : peso sísmico de la estructura  
 $V$  : pseudo fuerza lateral

### 2.3.3 Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez

Los chequeos rápidos deben ser usados para calcular la resistencia y rigidez de los elementos de la edificación.

#### a) Esfuerzo Cortante en Columnas

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \frac{n_c}{n_c - n_f} \frac{V_j}{A_c}$$

- $n_c$  : # total de columnas  
 $n_f$  : # total de pórticos en la dirección de la carga  
 $A_c$  : sumatoria del área de la sección de todas las columnas en el piso bajo análisis  
 $V_j$  : cortante del piso  
 $m$  : factor de modificación del elemento  
 $m = 2.0$  para el nivel Seguridad de Vida  
 $m = 1.3$  para el nivel Ocupación Inmediata

#### b) Esfuerzo Cortante en Muros de Corte

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \frac{V_j}{A_w}$$

- $A_w$  : sumatoria del área de la sección de todos los muros de corte en el piso bajo análisis  
 $V_j$  : cortante del piso  
 $m$  : factor de modificación del componente  
 $m = 4.0$  para el nivel Seguridad de Vida  
 $m = 2.0$  para el nivel Ocupación Inmediata

#### c) Esfuerzo Axial debido a volteo

$$p_{volt} = \frac{1}{m} \frac{2}{3} \frac{V h_n}{L n_f}$$

- $n_f$  : # total de pórticos en la dirección de la carga  
 $V$  : pseudo fuerza lateral  
 $h_n$  : altura de la edificación  
 $L$  : longitud total del pórtico  
 $m$  : factor de modificación del componente  
 $m = 2.0$  para el nivel Seguridad de Vida  
 $m = 1.3$  para el nivel Ocupación Inmediata

## 2.3.4 Chequeos Estructurales

Cuando la fase de revisión 1 ha sido seleccionada, la evaluación consistirá en completar los chequeos referentes al sistema estructural presente en la edificación. Cada punto en la evaluación debe ser marcado como: cumple (C), no cumple (NC), o no aplicable (NA).

El propósito principal de este nivel de evaluación estructural es determinar si una edificación existente cumple con el objetivo de desempeño para el que fue diseñado o si tiene deficiencias que pueden ser mitigadas mediante rehabilitación.

### Chequeos Geológicos y de Cimentación

#### Riesgo Geológico de Sitio

C	NC	N/A	<u>Licuefacción</u> : No deben existir suelos en la cimentación susceptibles de licuefacción o saturados que puedan afectar el desempeño sísmico de la edificación en profundidades dentro de los 15 metros bajo la estructura.
C	NC	N/A	<u>Fallas de Pendiente</u> : La ubicación de la estructura debe estar lo suficientemente alejada de potenciales fallas de pendiente o debe ser capaz de resistir cualquier movimiento precedido sin falla
C	NC	N/A	<u>Ruptura de la Superficie de Falla</u> : La cercanía de la edificación a zonas activas de falla debe ser determinada.

#### Condiciones de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Desempeño de la Cimentación</u> : No debe haber evidencia de asentamiento excesivo en la cimentación que pueda afectar la integridad o resistencia de la estructura.
---	----	-----	---

#### Capacidad de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Cimentación con pilotes</u> : La cimentación con pilotes debe tener una profundidad mínima de 1.20 m para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Volteo</u> : La relación de la dimensión efectiva horizontal al nivel de la cimentación a la altura de la edificación (base/altura) debe ser mayor que 0.6 Sa.
C	NC	N/A	<u>Anclajes entre elementos de cimentación</u> : La cimentación debe tener anclajes adecuados para resistir fuerzas sísmicas donde la cimentación no esté restringida por vigas o losas.
C	NC	N/A	<u>Cimentaciones profundas</u> : Los pilotes deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales entre la estructura y el terreno. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Pendientes</u> : La diferencia de niveles de un lado de la edificación a otro no debe exceder un cuarto de la altura de piso. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Básicos: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas:</u> La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Edificaciones adyacentes:</u> Una edificación adyacente deberá estar separada de la estructura en evaluación una distancia de por lo menos el 4% de la altura para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Mezanines:</u> Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.
C	NC	N/A	<u>Piso débil:</u> La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Piso blando:</u> La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Geometría:</u> No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Discontinuidades verticales:</u> Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Masa:</u> No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Torsión:</u> La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Deterioro del concreto:</u> No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Redundancia:</u> El número de pórticos en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El número de vanos en cada pórtico debe ser mayor o igual a 2 para el nivel de Seguridad de Vida y a 3 para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Aislamiento de muros de relleno:</u> Todos los muros de relleno ubicados dentro de los pórticos deben ser aislados de los elementos estructurales.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Cortante:</u> El esfuerzo cortante en columnas de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2\sqrt{f'c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Axial:</u> El esfuerzo axial debido a cargas de gravedad en columnas sujetas a fuerzas de volteo debe ser menor que $0.10 f'c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. Alternativamente, los esfuerzos axiales debido solamente a fuerzas de volteo, calculados usando los chequeos primarios, deben ser menores que $0.30 f'c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.

## Conexiones

C	NC	N/A	<u>Columnas de Concreto:</u> Todas las columnas de concreto deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la capacidad a tracción de la columna para el nivel de Ocupación Inmediata.
---	----	-----	---

## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Pórticos con losas:</u> El sistema resistente de fuerzas laterales no debe estar conformado por pórticos que contengan columnas y losas sin vigas.
C	NC	N/A	<u>Columnas cortas:</u> No deben existir en un nivel columnas con relación altura/ancho menor que el 50% de la relación altura/ancho de las columnas típicas en el mismo nivel, para el nivel de Seguridad de Vida y de 75% para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Falla por Cortante:</u> El cortante resistente de los elementos de un pórtico debe ser capaz de desarrollar el momento resistente en los extremos superior e inferior de las columnas.
C	NC	N/A	<u>Columna fuerte – viga débil:</u> La suma de los momentos resistentes de las columnas debe ser al menos 20% mayor a aquellos de las vigas en los nudos.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo continuo en vigas:</u> Al menos dos barras longitudinales en la cara superior y dos en la cara inferior deben extenderse continuamente a través de la longitud de cada viga de pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal ubicado en los nudos tanto para momento positivo como para negativo debe ser continuo a través de la longitud de la viga para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en columnas:</u> El traslape del refuerzo de las columnas debe ser mayor que $35 d_b$ para el nivel de Seguridad de Vida y de $50 d_b$ para el nivel de Ocupación Inmediata, y deben estar confinados por estribos a una distancia menor o igual a $8 d_b$ .
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en vigas:</u> El traslape del refuerzo en vigas no debe estar ubicado dentro del primer cuarto de la viga a partir del nudo y no debe ser ubicado en una zona con potencial formación de rótula plástica.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en columnas:</u> Las columnas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/4$ . Además, este valor no debe ser mayor a $8 d_b$ en una zona con potencial formación de rótula plástica para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en vigas:</u> Las vigas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/2$ a través de su longitud. En zonas con potencial formación de rótula plástica, los estribos deben estar espaciados una distancia menor a $8 d_b$ o $d/4$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Confinamiento de los nudos:</u> Las uniones viga-columna deben tener estribos espaciados una distancia menor o igual a $8 d_b$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Excentricidad en los nudos:</u> No debe existir excentricidad mayor al 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de las vigas y columnas. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Ganchos de Estribos:</u> Los estribos deben estar anclados en el núcleo de los elementos con ganchos de $135^\circ$ o más, para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.

## Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma</u> : Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta</u> : El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u> : Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Básicos: Estructuras de Muros de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas</u> : La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Mezanines</u> : Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.
C	NC	N/A	<u>Piso débil</u> : La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Piso blando</u> : La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Geometría</u> : No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Discontinuidades verticales</u> : Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Masa</u> : No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Torsión</u> : La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Deterioro del concreto</u> : No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.
C	NC	N/A	<u>Grietas en Muros de Concreto</u> : Todas las fisuras diagonales existentes en muros deben ser menores a 1/8" para el nivel de Seguridad de Vida y 1/16" para el nivel de Ocupación Inmediata, no debe estar concentrada en una ubicación y no debe tener forma de X.



### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Redundancia</u> : El número de líneas de muros de corte en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Cortante</u> : El esfuerzo cortante en muros de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2\sqrt{f_c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo mínimo en muros</u> : La cuantía de refuerzo en muros en dirección vertical debe ser mayor que 0.0015 y mayor que 0.0025 en dirección horizontal para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El espaciamiento del acero de refuerzo debe ser menor a 0.45 m.

### Conexiones

C	NC	N/A	<u>Transferencia a Muros de Corte</u> : Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para transferir las cargas a los muros de corte para el nivel de Seguridad de Vida y las conexiones deben ser capaces de desarrollar el cortante resistente de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de Muros</u> : Los muros deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la resistencia de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Muros de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Relación h/L en muros de corte</u> : Los muros de corte deben tener una relación altura/longitud menor de 4 a 1. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo en extremos de confinamiento</u> : Para muros de corte con relación altura/longitud mayores a 2, los extremos deben estar confinados con estribos espaciados una distancia menor o igual a $8 d_b$ . Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento en aberturas de muros</u> : Debe colocarse un reforzamiento adicional alrededor de las aberturas de muros.
C	NC	N/A	<u>Espesor mínimo de muros</u> : El espesor de los muros no debe ser menor que 1/25 de la altura o longitud sin arriostre, y no menor a 0.10m.

### Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma</u> : Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Aberturas en diafragmas cercanas a muros de corte</u> : Las aberturas en el diafragma adyacentes a muros de corte deben ser menores que el 25% de la longitud del muro para el nivel de Seguridad de Vida, y 15% de la longitud para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta</u> : El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u> : Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.



### 2.3.5 Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados

Se debe realizar un resumen de las posibles deficiencias encontradas en los chequeos realizados en este nivel lo que nos llevará a uno de los siguientes resultados:

- 1) La edificación es aceptable.
- 2) Las deficiencias identificadas requieren cálculo para rehabilitación.
- 3) Este nivel de revisión 1 no conduce a un resultado determinante; una evaluación más detallada puede indicar que la edificación satisface el criterio de aceptación. El evaluador debe determinar si un nivel de evaluación 2 será concluyente o si un nivel 3 de evaluación detallada es requerido.

## 2.4 Fase de Evaluación (Nivel 2)

### 2.4.1 Generalidades

Una fase de evaluación 2 se concentra en el análisis del sistema resistente de fuerzas laterales, el cual puede incluir un análisis usando uno de los siguientes métodos de análisis lineal: Análisis Lineal Estático o Análisis Lineal Dinámico.

El método es basado en un procedimiento de fuerzas laterales basadas en desplazamiento combinado con factores de ductilidad (factores  $m$ ) en un análisis elemento por elemento. El criterio de aceptación compara las fuerzas calculadas con las resistencias de los elementos.

Los análisis lineales mantienen el uso tradicional de la relación lineal de esfuerzo deformación, pero incorporan ajustes para deformaciones totales de la edificación y criterios de aceptación de materiales para permitir una mejor consideración de las probables características no lineales de la respuesta sísmica.

Si son encontradas deficiencias en la fase de evaluación 2, el profesional de diseño puede realizar una fase de evaluación 3 o finalizar la investigación y reportar las deficiencias encontradas.

### 2.4.2 Métodos de Análisis Lineal

#### 2.4.2.1 Análisis Lineal Estático

Las demandas del sismo de diseño para el análisis lineal estático son representadas por fuerzas laterales estáticas cuya suma es igual a la pseudo fuerza lateral definida en la ecuación 2-1. La magnitud de la fuerza pseudo lateral ha sido seleccionada

con la intención de que cuando sea aplicada al modelo linealmente elástico resultará en amplitudes de desplazamiento de diseño aproximadas a los máximos desplazamientos esperados durante el sismo de diseño.

En el análisis lineal estático, la edificación es modelada con rigidez linealmente elástica y amortiguamiento viscoso equivalente que aproxima valores esperados para cargas cercanas al punto de fluencia.

Si la edificación principalmente responde elásticamente al sismo de diseño, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables a las esperadas durante el sismo de diseño. Si la edificación responde inelásticamente, como usualmente es el caso, las fuerzas internas calculadas excederán a aquellas que desarrollarían en la edificación en fluencia.

El procedimiento de análisis lineal estático toma en cuenta un diferente enfoque para la respuesta no lineal. Las pseudo fuerzas estáticas laterales son aplicadas a la estructura para obtener los desplazamientos reales durante un sismo. La pseudo fuerza lateral de la ecuación 2-1 representa la fuerza requerida, en un análisis lineal estático, para imponer la real deformación esperada de la estructura en su estado de fluencia cuando está sujeta al sismo de diseño. Esto no representa una fuerza lateral real que la edificación debe resistir como en los códigos tradicionales. En resumen, este procedimiento es basado en desplazamientos equivalentes pseudo fuerzas laterales.

Los procedimientos de análisis lineal deben ser permitidos para edificaciones que no contengan las irregularidades definidas en la sección 2.4.1.1 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Los resultados de los análisis lineales pueden ser muy imprecisos cuando se aplican a edificaciones con sistemas estructurales altamente irregulares, a menos que la edificación sea capaz de responder al sismo de diseño en una forma cercana a la elástica.

El Análisis por Fuerzas Laterales Equivalentes es el procedimiento de análisis más antiguo y simple, usado aún para estructuras de poca altura. En este procedimiento, son usadas cargas estáticas laterales equivalentes con magnitudes basadas en una estimación del periodo fundamental de la estructura. Su distribución a lo largo de la altura se hace de acuerdo a las fórmulas del código. Este método se considera adecuado para

estructuras de baja y mediana altura, con regularidad en su elevación y en su distribución de masas y rigideces en planta.

El procedimiento está regulado para la respuesta de desplazamiento de la estructura porque los desplazamientos son un mejor indicador de daño en el rango no lineal de respuestas en edificaciones que las fuerzas. En este rango, cambios relativamente pequeños en la demanda de fuerza corresponden a grandes cambios en la demanda de desplazamiento

#### 2.4.2.2 Análisis Lineal Dinámico

##### Análisis por Superposición Modal Espectral

Este método es aplicable a cualquier estructura en su rango lineal de comportamiento. Este método está basado en la descomposición de la respuesta dinámica de una estructura en respuestas modales desacopladas (correspondientes a sistemas de un grado de libertad con las mismas frecuencias que las frecuencias modales), las cuales son luego combinadas para calcular la respuesta total. El método es generalmente usado en conjunto con un espectro de respuestas. En tal caso, las respuestas máximas son calculadas y combinadas por reglas de superposición modal disponibles como el CQC o el SRSS, para obtener estimados de la respuesta media máxima esperada de la estructura. Si un espectro elástico es usado, el método es exacto; sin embargo, como en el caso de la norma peruana, el método es generalmente usado junto con un espectro de diseño cuyas ordenadas han sido reducidas para explicar el comportamiento inelástico. La interpretación posterior ha guiado a dos procedimientos de análisis alternativos, los cuales usan:

- a) Un espectro de diseño obtenido aplicando un factor de reducción constante  $R$ , basado en el modo fundamental, a un espectro de diseño elástico. Algunos ingenieros se encuentran satisfechos con esta aplicación argumentando que al menos corresponde exactamente a la respuesta de una estructura ante un sismo de servicio.
- b) Un espectro de diseño inelástico real. El uso de tal espectro es esencialmente inconsistente con la asunción de respuesta lineal del MSM; sin embargo, la respuesta así calculada considera la contribución de los modos de vibración más altos los cuales serían, de otro modo, descartados si un factor constante  $R$  fuera usado.

Como en el procedimiento estático lineal, se espera que este método produzca desplazamientos que se aproximen a los máximos desplazamientos esperados durante un sismo de diseño, pero producirá fuerzas internas que excederán aquellas que se obtendrían en un análisis inelástico

## Análisis Lineal Tiempo Historia

Es un análisis dinámico lineal elástico donde la estructura es sometida a una aceleración en la base (usando registros sísmicos discretizados o registros sísmicos sintéticos) y la respuesta es calculada por integración directa en el tiempo de las ecuaciones de movimiento (en vez de usar descomposición modal). Deben considerarse pares de registros de aceleraciones (proveniente cada par de un mismo sismo) aplicados en las direcciones ortogonales de la edificación.

Una ventaja interesante de este procedimiento es que los signos de las respuestas son conservados en la historia de la respuesta, lo que es opuesto al método espectral, en el cual los signos se pierden.

La principal desventaja del procedimiento lineal es que ellos dan una visión limitada dentro de la respuesta inelástica actual de la estructura bajo cargas de sismo severas, en términos del desplazamiento real, demandas de ductilidad y distribuciones de esfuerzos. Este hecho obvio, sin embargo, no debe descalificar estos métodos puesto que un gran número de estructuras las cuales han sido analizadas por estos medios han sobrevivido exitosamente a sismos mayores. Por lo tanto se cree que estos análisis continuarán siendo usados en el futuro puesto que ellos son simples y bien comprendidos. Estructuras así analizadas tienen que ser diseñadas y detalladas para capacidad de deformación adecuada (ductilidad).

### 2.4.3 Criterios de Aceptación

#### Nivel de Evaluación 2 - Métodos Lineales

El procedimiento de evaluación sísmica de este método está basado en una filosofía ampliamente aceptada que considera la respuesta no lineal de una edificación que está sujeta a un movimiento del terreno. La norma peruana toma en cuenta la respuesta no lineal en un análisis estático lineal incluyendo un factor "R" que modifica la respuesta, calculando un cortante en la base reducido que produce una aproximación de las fuerzas internas durante un sismo. En otras palabras, el cortante basal es equivalente a lo que la edificación debe resistir, pero los desplazamientos de la edificación usando este cortante basal son significativamente menores que los desplazamientos que realmente experimentará durante un sismo. Así, esta aproximación incrementa el cortante basal por otro factor (0.75R por ejemplo) cuando se verifican los requerimientos de distorsión y ductilidad.

En resumen, este procedimiento es basado en fuerzas laterales equivalentes y pseudo desplazamientos.

En vez de aplicar un factor "R" de reducción de respuesta relacionado a la ductilidad, este manual usa factores "m" relacionados a la ductilidad en el chequeo de la aceptabilidad de cada componente. Así, en vez de usar un simple valor "R" para toda la estructura, se usan diferentes factores "m" dependiendo de la ductilidad del componente que está siendo evaluado.

Las fuerzas de los componentes (en estructuras que entran en fluencia) calculadas de un análisis lineal representan la deformación total (lineal y no lineal) del componente. El criterio de aceptación relaciona las fuerzas calculadas con capacidades del componente usando factores "m" relacionados a la ductilidad del componente. Los análisis lineales representan una aproximación poco exacta del comportamiento no lineal de la estructura real e ignora la redistribución de fuerzas y otros efectos no lineales.

Las acciones en los componentes deben ser calculadas de acuerdo a la sección 4.2.4.3 de Fema 310, considerando cargas de gravedad como fuerzas sísmicas. Las resistencias de los componentes serán calculadas conforme a la sección 4.2.4.4 de Fema 310. Finalmente, las acciones y resistencias en los componentes deben ser comparadas con el criterio de aceptación de la sección 4.2.4.5 de Fema 310.

Fuerzas de gravedad en los componentes

$$Q_G = Q_D + Q_L$$

#### **a) Acciones en los Componentes**

Las acciones deben ser clasificadas como controladas por deformación o controladas por fuerza. Una acción controlada por deformación es definida como una acción que tiene una deformación asociada que es permitida de exceder el valor de fluencia; la máxima deformación asociada es limitada por la capacidad de ductilidad del componente. Una acción controlada por fuerza es definida como una acción que tiene una deformación asociada y que no es permitida de exceder el valor de fluencia; acciones con ductilidad limitada deben considerarse como controladas por fuerza.

Tomando en cuenta acciones en vigas y columnas de un pórtico de concreto, los momentos flectores son comúnmente una acción controlada por deformación. La fuerza cortante en vigas y la fuerza axial en columnas son usualmente acciones controladas por

fuerza. A continuación se muestra el cuadro de elementos controlados por deformación y por fuerza.

Componente	Acción Controlada por Deformación	Acción Controlada por Fuerza
Pórticos de Momento		
* Vigas	M	V
* Columnas	M	P, V
* Nudos	--	V
Muros de Corte	M, V	P

M : Momento  
V : Fuerza Cortante  
P : Fuerza Axial

### Acciones controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación,  $Q_{UD}$ , deben ser calculadas de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E, \text{ donde}$$

$Q_{UD}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

$Q_G$  = acción debido a cargas de gravedad.

$Q_E$  = acción debido a fuerzas sísmicas.

### Acciones controladas por Fuerza

Las acciones controladas por deformación,  $Q_{UF}$ , deben ser calculadas de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{CJ}$$

Donde:

$Q_{UF}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

C = factor de modificación, definido en tabla 2-4 (Tabla 3-4 de Fema 310).

J = factor de reducción de fuerza dado en la siguiente ecuación, y no debe exceder 2.5 para edificaciones que son evaluadas para el Nivel de Desempeño de Seguridad de Vida, y 2.0 para las que son evaluadas para el Nivel de Desempeño de Ocupación Inmediata.

$$J = 1.5 + S_{DS}$$

### b) Resistencia de los Componentes

La resistencia de los componentes,  $Q_{CE}$ , es la resistencia nominal de ellos y debe ser calculada de acuerdo a los procedimientos del ACI-318 (2005).

### c) Criterio de Aceptación

#### **Acciones controladas por deformación**

La aceptabilidad de los componentes controlados por deformación está determinada por la siguiente ecuación:

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad \text{donde:}$$

$Q_{UD}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas.

$m$  = factor modificador de demanda del componente que toma en cuenta la ductilidad esperada del componente. El valor de "m" adecuado debe ser seleccionado de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310), basado en el nivel de desempeño deseado y las características del componente.

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente.

#### **Acciones controladas por fuerza**

La aceptabilidad de los componentes controlados por fuerza está determinada por la siguiente ecuación:

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad , \text{ donde:}$$

$Q_{UF}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente.



Tabla 2-5: Factores m (Tabla 4-4 de Fema 310)

Componente/Condición	Nivel de Desempeño	
	LS	IO
<b>Vigas, Flexión</b>		
<u>Dúctil</u> <sup>(1)</sup>		
$v \leq 3\sqrt{f_c}$	8	3
$v \geq 6\sqrt{f_c}$	4	2.5
<u>No dúctil</u>	2.5	1.5
<b>Columnas, Flexión</b>		
<u>Dúctil</u> <sup>(1)</sup>		
$\frac{P^{(3)}}{A_g f_c} \leq 0.1$	5	3
$\frac{P}{A_g f_c} \geq 0.4$	2	1.5
<u>No dúctil</u>		
$\frac{P}{A_g f_c} \leq 0.1$	2.5	1.5
$\frac{P}{A_g f_c} \geq 0.4$	1.5	1.5
<b>Vigas controladas por corte</b>	2	1.5
<b>Muros de corte controlados por flexión</b>		
<u>Con elementos de confinamiento</u>		
$a \leq 0.1^{(2)}$	5	3
$a \geq 0.25$	3	1.5
<u>Sin elementos de confinamiento</u>		
$a \leq 0.1$	3	2
$a \geq 0.25$	2	1.5
<b>Muros de corte controlados por cortante</b>	2.5	1.5

- (1) Vigas y Columnas dúctiles deben cumplir los siguientes requerimientos:
- (a) En la región de rótula plástica, los estribos deben estar espaciados una distancia  $< d/3$
  - (b) La resistencia provista por los estribos debe ser al menos los  $3/4$  del cortante de diseño
  - (c) El refuerzo longitudinal no debe ser traslapado en la región de rótula plástica
  - (d)  $(\rho - \rho') / \rho_{bal} < 0.5$
  - (e) La capacidad a flexión de las columnas debe ser mayor que la capacidad a flexión de las vigas
- (2)  $a = [(A_s - A_s') f_y + P] / A_w f_c$
- (3) P=carga axial debido a fuerzas de gravedad y sismo, calculada como acción controlada por flexión

#### 2.4.4 Procedimientos para el Sistema Estructural

Del capítulo 4.3 de Fema 310 (ASCE, 1998) se resumen los procedimientos más importantes a ser aplicados a los sistemas estructurales:

### **Configuración Estructural**

#### Edificaciones Adyacentes

Las distorsiones en la edificación en evaluación deben ser calculadas mediante un análisis lineal. Las distorsiones del edificio adyacente deben ser estimadas. Luego, la combinación SRSS de las distorsiones de ambas edificaciones debe ser menor que la separación total en cada nivel.

#### Mezanines

Usualmente los mezanines carecen de resistencia lateral. A menudo son agregados por el propietario de la edificación. Deben existir elementos que los provean de arriostramiento, de lo contrario, existirá un peligro de colapso y deberá ser verificado por estabilidad.

#### Piso débil

La resistencia del piso debe ser calculada mediante un análisis lineal y debe ser verificada en los pisos en que se identificaron como NC. La resistencia de un piso es la resistencia total de todos los elementos resistentes de fuerzas laterales, eso significa, la capacidad cortante de las columnas o de los muros de corte. Si las columnas son controladas por flexión, la resistencia cortante es el cortante correspondiente a la resistencia a la flexión.

El resultado de un piso débil es una concentración de actividad inelástica que puede resultar en el colapso parcial o total de la estructura.

#### Piso blando

Los pisos blandos se presentan comúnmente cuando existe un cambio abrupto en la distorsión de entrepiso. La diferencia entre un piso "blando" y uno "débil" es la diferencia entre rigidez y resistencia. Una columna puede ser flexible pero fuerte, o rígida pero débil. Cambios en las dimensiones de las columnas pueden afectar la resistencia y rigidez.

## Geometría

Irregularidades geométricas afectan la respuesta dinámica de la estructura y pueden conducir a efectos inesperados de modos superiores y concentraciones de demandas. Se requiere un análisis dinámico para un cálculo más aproximado de la distribución de fuerzas sísmicas.

## Discontinuidades verticales

Se debe evaluar la correcta capacidad de los diafragmas y vigas para la transmisión de cargas de elementos discontinuos a los adyacentes. En muros discontinuos, la fuerza cortante es transferida a través del diafragma a los elementos inferiores. Si los muros toman una fuerza cortante considerable, pueden transmitir importantes fuerzas de volteo a las columnas inferiores.

Por lo tanto, se debe verificar si existe una correcta transferencia de fuerzas sísmicas, y las columnas deben tener una adecuada capacidad de resistir fuerzas de volteo originadas por la fuerza cortante que toman los elementos discontinuos.

## Masa

La irregularidad en las masas se determina mediante la comparación de los pesos de cada nivel. Las edificaciones son diseñadas mayormente para los primeros periodos. La validez de esta aproximación depende de la distribución vertical de masas y rigideces.

Irregularidades en las masas afectan la respuesta dinámica de la edificación y pueden llevar a inesperados efectos de modos altos y concentraciones de demandas. Se requiere un análisis dinámico para un cálculo más aproximado de la distribución de fuerzas sísmicas.

## Torsión

Se debe realizar un análisis lineal para calcular la máxima distorsión de entrepiso, incluyendo los desplazamientos adicionales debido a la torsión. Se debe evaluar el correcto comportamiento de los elementos bajo las distorsiones calculadas, incluyendo los efectos P-delta.

Las edificaciones con torsión considerable no tienden a tener un buen comportamiento durante un sismo. Es recomendable proveer un sistema balanceado al inicio del diseño, en vez de diseñar la estructura por torsión.

### Deterioro del concreto

Debe identificarse el origen y la magnitud del daño, así como las consecuencias que puede producir. Los elementos resistentes de fuerzas laterales deben ser evaluados tomando en cuenta la extensión del daño y el impacto en la capacidad resistente de cada elemento.

## **Sistema Resistente de Fuerzas Laterales**

### Redundancia

La redundancia es una característica fundamental de sistemas resistentes con gran desempeño sísmico. La redundancia en la estructura asegurará que si un elemento falla por cualquier motivo, existe otro elemento que puede proveer de resistencia lateral.

La redundancia provee también de múltiples ubicaciones para una potencial fluencia, distribuyendo la actividad inelástica a través de la estructura y mejorando la ductilidad y la disipación de energía.

Las características de la redundancia incluyen múltiples líneas de resistencia que distribuyen las fuerzas laterales uniformemente y varios vanos en cada línea de resistencia, para reducir las demandas de fuerzas cortantes y axiales en un solo elemento.

### Aislamiento de muros de relleno

Los muros de relleno usados como divisiones deben ser aislados de los pórticos y muros de corte. Si esto no sucede, los muros de relleno alterarán la respuesta de los pórticos y cambiarán el comportamiento de todo el sistema estructural. Las distorsiones laterales en los pórticos aplicarán fuerzas en los muros e interferirán con su desplazamiento.

### Chequeo de esfuerzo cortante

Se debe realizar un análisis lineal. El cumplimiento de los elementos se evaluará usando los factores "m" de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

### Chequeo de esfuerzo axial

Se debe realizar un análisis lineal. Las demandas de carga axial y volteo para las columnas que no cumplen deben ser calculadas, y el cumplimiento se evaluará usando los factores "m" de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

Las columnas que soportan cargas de gravedad considerables pueden tener una capacidad adicional limitada para resistir fuerzas sísmicas. Cuando las fuerzas axiales debidas al volteo son agregadas, las columnas pueden fallar en una forma no dúctil debido a las excesivas cargas de compresión.

#### Refuerzo mínimo en muros

Se debe realizar un análisis lineal. El cumplimiento de los muros de corte de concreto se evaluará usando los factores “m” de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

Si los muros de corte no tienen el suficiente acero de refuerzo, tendrán una capacidad limitada para resistir fuerzas sísmicas; además, el muro se comportará en forma no dúctil para fuerzas inelásticas.

### **Sistema Resistente de Fuerzas Laterales (Chequeos Complementarios)**

#### Pórticos sin vigas

Se debe realizar un análisis lineal. El cumplimiento del sistema losa-columna para resistir fuerzas sísmicas y el corte por punzonamiento deben ser verificados usando los factores “m” de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

Existe el problema de la transferencia de los momentos flectores y fuerza cortante entre la losa y la columna, el cual puede resultar en una falla por corte por punzonamiento y colapso parcial. La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales disminuye a medida que las fisuras en la losa aumentan.

#### Columnas cortas

Las columnas cortas tienden a atraer fuerzas sísmicas debido a su gran rigidez en comparación a otras del mismo nivel. Debido a esto, las columnas pueden sufrir una falla por cortante no dúctil, lo que puede resultar en un colapso parcial de la estructura.

Para la fuerza cortante requerida, debe evaluarse el cumplimiento de las columnas para desarrollar la capacidad de momento en los extremos superior e inferior de la altura libre.

#### Falla por cortante

Se debe realizar un análisis lineal. Las fuerzas cortantes actuantes deben ser calculadas para las columnas que no cumplen. Si la capacidad por corte de la columna es

alcanzada antes que la capacidad por momento, existe una potencial falla no dúctil repentina de la columna, conduciendo al colapso.

#### Columna fuerte – viga débil

Debe realizarse un análisis lineal. Las columnas deben resistir las demandas usando un factor “m” de 2. Cuando las columnas no son lo suficiente fuertes para forzar un rotulamiento en las vigas, un rotulamiento en las columnas puede conducir a mecanismos de piso y a una concentración de actividad inelástica en un nivel.

Distorsiones excesivas de entrepiso pueden resultar en inestabilidad del pórtico debido a efectos P-delta. Un buen comportamiento inelástico consiste de una fluencia distribuida a través del pórtico.

#### Refuerzo continuo en las vigas

El requerimiento de 2 barras continuas es una medida de prevención de colapso. Si ocurriera una falla de toda la viga, las barras continuas prevendrán el colapso total del piso que soporta, manteniendo la viga en posición por una acción de catenaria.

También es deseado tener refuerzo continuo porque los momentos debido a fuerzas sísmicas pueden generar cambios en la ubicación del punto de inflexión e inversión de momentos.

#### Traslape de refuerzo en columnas

Se debe realizar un análisis lineal. Deben calcularse los momentos flectores actuantes en las columnas que no cumplan con el traslape indicado y evaluar su cumplimiento usando los factores “m” de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310). Si un traslape de columna está ubicado adyacente a un nivel de piso, estará entonces localizado en una zona de potencial formación de rótulas plásticas. Traslapes pequeños están sujetos a pérdida repentina de adherencia.

Estribos ampliamente espaciados pueden resultar en desprendimiento del recubrimiento del concreto y pérdida de adherencia. Las fallas debido a traslape insuficiente son repentinas y no dúctiles. Si la columna tiene suficiente capacidad, las demandas en los traslapes serán probablemente menores de exceder la capacidad de adherencia.

### Traslape de refuerzo en vigas

Se debe realizar un análisis lineal. En las vigas que no cumplen este requisito, los momentos flectores deben ser calculados y evaluados para ver su cumplimiento, usando los factores “m” para vigas no dúctiles de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

Un traslape insuficiente en los extremos de vigas y en zonas de potencial formación de rótulas plásticas puede no ser capaz de desarrollar toda la capacidad de momento. Si las vigas tienen suficiente capacidad, habrá menos probabilidad de que se origine degradación y pérdida de adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

### Espaciamiento de estribos en columnas

Debe realizarse un análisis lineal. Las demandas de momentos flectores en las columnas que no cumplen deben ser calculadas y su conformidad evaluadas usando los factores “m” de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

Estribos con una separación considerable reducirán la ductilidad de la columna y podría no ser capaz de mantener su capacidad total a flexión después de varios ciclos. Además, tienen limitada capacidad cortante y puede resultar en una falla por corte no dúctil.

### Espaciamiento de estribos en vigas

Debe realizarse un análisis lineal. Las demandas de momentos flectores en las vigas que no cumplen deben ser calculadas y su conformidad evaluadas usando los factores “m” de la tabla 2-5 (Tabla 4-4 de Fema 310).

### Confinamiento de los nudos

Uniones vigas – columnas sin confinamiento pueden no ser capaces de desarrollar la resistencia de los elementos que lleguen a ellas, conduciendo a una falla no dúctil del nudo. Las columnas perimetrales son especialmente vulnerables porque el confinamiento de los nudos es limitado a 3 lados (si es exterior) o 2 lados (en esquina).

Debe realizarse un análisis lineal. Deben calcularse las demandas de corte en los nudos y verificarse su cumplimiento respecto a la capacidad cortante resistente, según la siguiente expresión:

$$Q_{cd} = \gamma A_j (f'_c)^{1/2} \text{ (psi)}$$



	$\rho'' < 0.003$	$\rho'' \geq 0.003$
$\gamma$ :		
- nudos interiores con vigas transversales	12	20
- nudos interiores sin vigas transversales	10	15
- nudos exteriores con vigas transversales	8	15
- nudos exteriores sin vigas transversales	6	12
- nudos en esquina	4	8

$A_j$  : área de la sección transversal del nudo

### Excentricidad en los nudos

Debe realizarse un análisis lineal. Las demandas de fuerza cortante en los nudos, incluyendo esfuerzo de corte adicionales por torsión en el nudo, y el cumplimiento de las uniones viga – columna deben ser evaluados.

La excentricidad en los nudos puede originar considerables demandas de torsión en la zona del nudo, lo cual resultará en grandes esfuerzos cortantes.

### Relación h/L en muros de corte

Debe realizarse un análisis lineal. Las demandas de volteo para los muros que no cumplen con la relación deben ser calculadas y el cumplimiento de estos muros debe ser evaluado. Muros de corte altos y esbeltos pueden tener resistencia al volteo limitada.

Los desplazamientos en la parte superior de la edificación pueden ser mayores que los previstos si las fuerzas de volteo no son resistidas adecuadamente.

### Refuerzo en extremos de confinamiento

Debe realizarse un análisis lineal. Las demandas de corte y flexión en los muros que no cumplen deben ser calculadas y el cumplimiento de los muros debe ser evaluado.

Los muros de corte requieren elementos de confinamiento con estribos adecuadamente espaciados. La degradación del concreto en la zona de los elementos de confinamiento puede resultar en falla del refuerzo en compresión y en tracción. Una falla no dúctil de los elementos de confinamiento reducirá la capacidad resistente al volteo.

### Reforzamiento en aberturas de muros

Las demandas de corte y flexión alrededor de las aberturas deben ser calculadas y debe evaluarse su cumplimiento. El refuerzo diagonal en las esquinas es adecuado sólo para aberturas pequeñas. Grandes aberturas causarán esfuerzos significativos de corte y

flexión. Un inadecuado refuerzo alrededor de la abertura conducirá a deficiencias de resistencia, comportamiento no dúctil y deterioro del muro de concreto.

### Espesor mínimo de muros

Debe evaluarse el cumplimiento de los muros para resistir fuerzas fuera de su plano en combinación con cargas verticales. Muros muy esbeltos pueden tener capacidad limitada para cargas verticales y presentar un considerable potencial de daño debido a fuerzas fuera de su plano.

## **Diafragmas**

### Continuidad del diafragma

Las losas que no se encuentran ubicadas a un mismo nivel crean discontinuidades en el diafragma. Si el diafragma no está sostenido en al menos 3 lados, fuerzas de torsión en el diafragma pueden volverlo inestable.

### Irregularidades en planta

Diafragmas con irregularidades en planta tales como configuraciones E, T, X, L ó C tienen esquinas entrantes, donde pueden presentarse grandes fuerzas de compresión y tensión. El diafragma puede no tener suficiente resistencia a la tensión a estas esquinas entrantes y puede ocurrir un daño local.

### Aberturas en diafragmas cercanas a muros de corte

La demanda de corte transferida del diafragma al muro debe ser calculada. El cumplimiento del diafragma para transferir cargas al muro debe ser evaluado. Grandes aberturas de diafragmas adyacentes a muros de corte limitan significativamente la capacidad del diafragma para transferir fuerzas laterales al muro. También pueden limitar la capacidad del diafragma para proveer soporte fuera del plano al muro.

### Reforzamiento de diafragmas en aberturas

El corte y flexión actuantes en aberturas deben ser calculados. El cumplimiento de los elementos del diafragma para transferir fuerzas alrededor de la abertura debe ser evaluado.

Aberturas en diafragmas incrementan esfuerzos cortantes e inducen momentos secundarios en zonas adyacentes a la abertura. Fuerzas de tensión y compresión son

generadas a lo largo de los bordes de la abertura. Si las aberturas son relativamente grandes en comparación a las dimensiones del diafragma pueden reducir sustancialmente la rigidez del diafragma e inducir fuerzas considerables a lo largo de la abertura.

#### 2.4.5 Evaluación de Resultados

La evaluación de la aceptación de los elementos en la fase 2 nos lleva a uno de los siguientes resultados:

- 1) La edificación es aceptable.
- 2) Deficiencias estructurales han sido identificadas y cuantificadas.
- 3) El nivel de evaluación 2 no es concluyente, pero un nivel de evaluación 3 puede indicar que la edificación consigue los criterios de aceptación.

## 2.5 Fase de Evaluación Detallada (Nivel 3)

### 2.5.1 Generalidades

Las fases 1 y 2 de evaluación tienen el potencial de ser conservadores debido a sus simplificaciones. Una evaluación más detallada y más precisa puede ser menos conservadora y así demostrar que los componentes de la edificación que fueron identificados en las Fases 1 y 2 como deficientes sísmicamente, son satisfactorios para resistir fuerzas sísmicas.

Aunque estos procedimientos son complejos y costosos de realizarse, ellos a menudo resultan en ahorros en construcción equivalentes a varias veces el costo de la evaluación.

En esta fase de evaluación la respuesta de Fuerza-Deformación de los Elementos puede ser representada por relaciones Fuerza-Deformación No Lineales; estas últimas deben ser obtenidas de pruebas experimentales o tomadas de las cantidades especificadas en la Sección 6.5 de Fema 356 (ASCE, 2000).

Para el procedimiento de Análisis Dinámico No Lineal, las relaciones Fuerza-Deformación deben definir el comportamiento bajo deformaciones laterales incrementadas monótonicamente o bajo múltiples deformaciones cíclicas de reversa.

La relación Fuerza-Deformación mostrada en la Figura 2-2 puede ser descrita por una respuesta lineal del punto A (elemento sin carga) a un Punto de Fluencia B, luego una respuesta lineal a una rigidez reducida del Punto B al C, luego una reducción súbita en la resistencia a fuerzas laterales hasta el Punto D, finalmente una respuesta a una resistencia reducida a E. Es permitida una relación Fuerza-Deformación por los Puntos A, B y C sólo si la respuesta calculada no excede el Punto C.

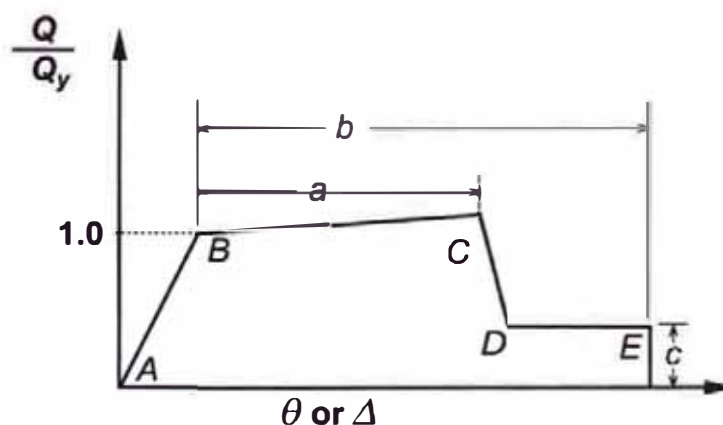


Figura 2-2: Relación de Fuerza-Deformación de Elementos de Concreto

## 2.5.2 Métodos de Análisis No Lineal

Los procedimientos de análisis no lineal deben ser usados en edificaciones en donde los procedimientos de análisis lineal no son permitidos.

### 2.5.2.1 Análisis No Lineal Estático

El Análisis No Lineal Estático debe ser permitido en estructuras en las cuales los efectos de los modos altos no son significantes. Este procedimiento sin embargo no es exacto y no puede tomar en cuenta con aproximación los cambios en la respuesta dinámica como la degradación de rigidez de la estructura o tomar en cuenta los efectos de los modos altos. Este análisis, comúnmente llamado "análisis pushover", usa técnicas no lineales simplificadas para estimar las deformaciones estructurales.

#### Análisis Pushover (APO)

Pushover es el análisis de una estructura sujeta a una carga lateral o desplazamiento incremental de un modelo en el cual los miembros estructurales se plastifican secuencialmente hasta que una falla estructural local o global es alcanzada. El desplazamiento final está previsto para representar el desplazamiento máximo probable a ser experimentado durante un sismo de diseño. El análisis proporciona información de la resistencia y deformación de la edificación, y la distribución de demandas, permitiendo así identificar los miembros críticos que probablemente alcancen estados límite durante el sismo, a los cuales se deben, por lo tanto, darles más atención durante el proceso de diseño y detallaje. La ventaja de este método es su simplicidad relativa para un análisis de respuesta dinámica no lineal. Por otro lado, la principal deficiencia es la validez cuestionable de un modelo de carga fija.

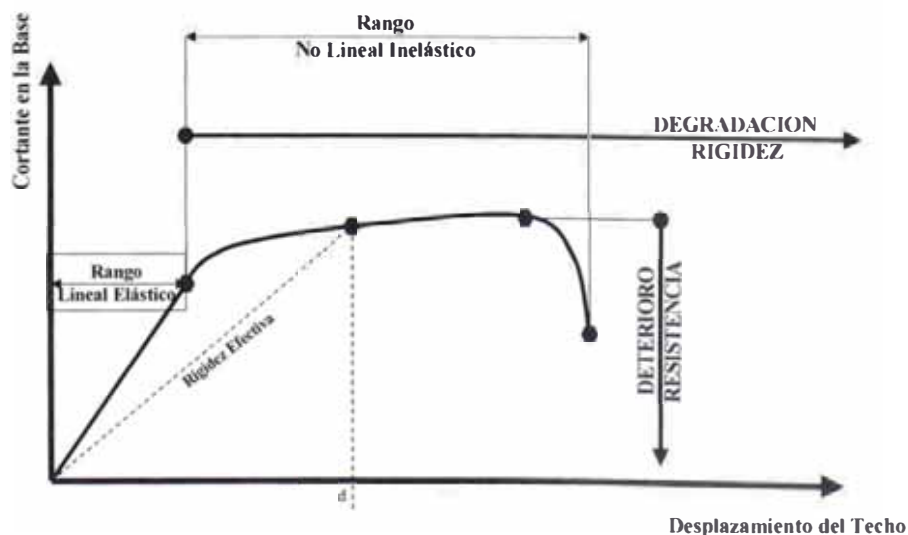


Figura 2-3: Curva de Capacidad de una Estructura

### 2.5.2.2 Análisis No Lineal Dinámico

El Análisis Dinámico No Lineal usualmente conocido como “análisis no lineal tiempo historia”, requiere de un conocimiento considerable y gran experiencia.

El también llamado Non Linear Dynamic Procedure (NDP) es permitido para todas las estructuras. Este tipo de análisis debe ser revisado por un ingeniero con experiencia en diseño sísmico y procedimientos no lineales.

#### Análisis Tiempo Historia No Lineal (ATHNL)

Las bases y modelamiento de este método son similares a aquellos del Análisis Pushover. La principal diferencia es que el cálculo de las respuestas es realizado usando un Análisis Tiempo Historia y los desplazamientos de diseño no son establecidos usando un desplazamiento final, sino son determinados directamente a través de un análisis dinámico usando registros de aceleraciones. Las respuestas calculadas pueden ser altamente sensitivas a las características de un determinado registro sísmico; por lo tanto, el análisis debe ser realizado con más de un registro de aceleraciones. Debido a que el modelo numérico considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de aquellas esperadas durante el sismo de diseño.

Un completo análisis no lineal tiempo historia es posible hoy en día, aunque son requeridos considerables tiempo de procesamiento y almacenamiento de datos. Puesto que estas limitaciones de hardware se reducen cada día, este procedimiento, el cual había tenido mayormente uso académico, debe hacerse pronto habitual en la práctica de la ingeniería.

Sin embargo, la gran dificultad para el análisis no lineal es el entendimiento limitado de las propiedades inelásticas de estructuras, por lo tanto no hay generalmente modelos matemáticos aceptados para miembros estructurales, especialmente para miembros de concreto reforzado en sus varias formas (muros, columnas, uniones viga-columna) y tipos predominantes de comportamiento como cortante y su interacción con flexión y compresión. Además de modelar el comportamiento histerético de carga-deformación, los estados límite o de colapso necesitan ser identificados y definidos incluyendo la falla de miembros de concreto por aplastamiento, punzonamiento, falla de anclaje y de miembros de acero debido a la fractura de soldaduras y torsiones locales. También es esencial una cuantificación de la capacidad de absorción de energía de

miembros estructurales. Adicionalmente, un modelo estructural realístico no lineal debe incluir las cimentaciones y suelos circundantes.

### 2.5.3 Parámetros de Modelamiento y Criterios de Aceptación

Las rotaciones en las zonas de rótulas plásticas de los elementos determinadas en los análisis deben ser menores a las rotaciones plásticas definidas como Criterio de Aceptación en las Tablas 2-6 a 2-9.

Tabla 2-6: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Vigas de Concreto Reforzado (Tabla 6-7 de Fema 356)

Condición			Parámetros de Modelamiento <sup>(3)</sup>			Criterio de Aceptación <sup>(3)</sup>	
			Angulo de rotación plástica, radianes		Relación de Resistencia Residual	Angulo de rotación plástica, radianes Nivel de Desempeño	
			a	b	c	IO	LS
<b>i. Vigas controladas por Flexión <sup>(1)</sup></b>							
$\rho - \rho'$ $\rho_{bal}$	Refuerzo transversal <sup>(2)</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005
<b>ii. Vigas controladas por Corte <sup>(1)</sup></b>							
Espaciamiento de estribos ≤ d/2			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002
Espaciamiento de estribos > d/2			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002

#### Notas:

- 1.- Cuando se produzcan las condiciones i y ii para un elemento dado, usar el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
- 2.- "C" y "NC" son las abreviaciones de refuerzo transversal conforme y no conforme. Un elemento es conforme si en la región de formación de rótula plástica los estribos están espaciados una distancia ≤ d/3 y si para los elementos de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (Vs) es al menos las ¾ partes del cortante de diseño. De otra manera, el elemento será considerado no conforme.
- 3.- Es permitida la interpolación lineal entre los valores listados en la tabla.



Tabla 2-7: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Columnas de Concreto Reforzado (Tabla 6-8 de Fema 356)

Condición			Parámetros de Modelamiento <sup>(4)</sup>			Criterio de Aceptación <sup>(4)</sup>	
			Angulo de rotación plástica, radianes		Relación de Resistencia Residual	Angulo de rotación plástica, radianes Nivel de Desempeño	
			a	b	c	IO	LS
<b>i. Columnas controladas por Flexión <sup>(1)</sup></b>							
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Refuerzo transversal <sup>(2)</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$					
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002
<b>ii. Columnas controladas por Corte <sup>(1,3)</sup></b>							
Todos los casos <sup>(5)</sup>			—	—	—	—	—

Notas:

- 1.- Cuando se produzcan las condiciones i y ii para un elemento dado, usar el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.
- 2.- "C" y "NC" son las abreviaciones de refuerzo transversal conforme y no conforme. Un elemento es conforme si en la región de formación de rótula plástica los estribos están espaciados una distancia  $\leq d/3$  y si para los elementos de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia provista por los estribos (Vs) es al menos las  $\frac{3}{4}$  partes del cortante de diseño. De otra manera, el elemento será considerado no conforme.
- 3.- Para calificar, las columnas deben tener refuerzo transversal consistente de estribos. De otra manera, las acciones deben ser consideradas como controladas por fuerzas.
- 4.- Es permitida la interpolación lineal entre los valores listados en la tabla.
- 5.- Para columnas controladas por corte, ver la sección 6.5.2.4.2 de FEMA 356 para el criterio de aceptación.

Tabla 2-8: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Muros de Corte controlados por Flexión (Tabla 6-18 de Fema 356)

Condición			Parámetros de Modelamiento			Criterio de Aceptación	
			Angulo de rotación plástica, radianes		Relación de Resistencia Residual	Angulo de rotación plástica, radianes Nivel de Desempeño	
			a	b	c	IO	LS
<b>Muros de Corte</b>							
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w f'_c}$	Cortante $\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Extremos Confinados <sup>(1)</sup>					
≤ 0.1	≤ 3	Si	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010
≤ 0.1	≥ 6	Si	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008
≥ 0.25	≤ 3	Si	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006
≥ 0.25	≥ 6	Si	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001

Notas:

- 1.- Los requerimientos para el extremo confinado son los mismos que los indicados en ACI 318.

En muros controlados por flexión, la deformación del elemento es la rotación en la región de formación de rótula plástica, como se observa en la figura 2-4.

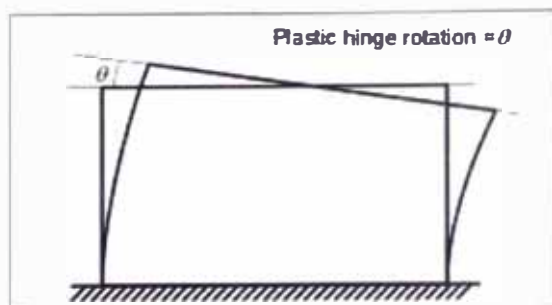


Figura 2-4: Rotación de rótula plástica en muros de corte donde la flexión domina la respuesta inelástica

Tabla 2-9: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación para procedimientos No Lineales – Muros de Corte controlados por Cortante (Tabla 6-19 de Fema 356)

Condición	Parámetros de Modelamiento			Criterio de Aceptación	
	Relación de Distorsión Total o Rotación de Cuerda (radianes) <sup>(1)</sup>		Ratio de Resistencia Residual	Distorsión Aceptable (%) o Rotación de Cuerda (radianes) <sup>(1)</sup>	
	d	e	c	IO	LS
<b>i. Muros de Corte</b>					
Muros de Corte <sup>(2)</sup>	0.75	2.0	0.4	0.4	0.6
<b>ii. Muros de Corte con vigas acopladas</b>					
Refuerzo longitudinal y refuerzo transversal <sup>(3)</sup>	Corte $\frac{t_w}{l_w} \sqrt{f_c}$				
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal conforme	$\leq 3$ $\geq 6$	0.002 0.016	0.03 0.024	0.6 0.3	0.006 0.005
Refuerzo longitudinal convencional con refuerzo transversal no conforme	$\leq 3$ $\geq 6$	0.012 0.008	0.025 0.014	0.4 0.2	0.006 0.004

**Notas:**

- 1.- Para muros de corte usar distorsión, para vigas acopladas usar rotación.
- 2.- Para muros de corte donde el comportamiento inelástico es gobernado por el corte, la carga axial en el elemento debe ser  $\leq 0.15 A_g f_c$ ; de otra manera, el elemento debe ser tratado como controlado por fuerza.
- 3.- El refuerzo longitudinal convencional consiste de acero superior e inferior paralelos al eje longitudinal de la viga acoplada. Refuerzo transversal conforme consiste de: a) estribos cerrados a lo largo de la viga acoplada a un espaciamiento  $\leq d/3$  y b) la resistencia de los estribos cerrados  $V_s \geq \frac{3}{4}$  de la resistencia al corte requerida de la viga acoplada.

En muros controlados por corte, la deformación del elemento es la distorsión, tal como se muestra en la figura 2-5.

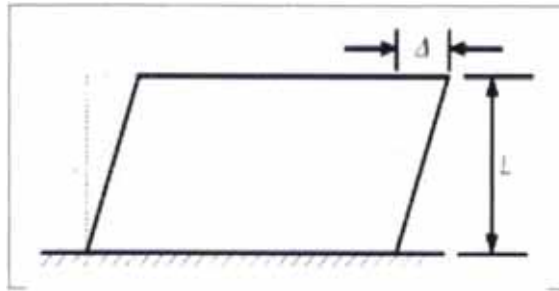


Figura 2-5: Distorsión de entrecorrido en muro de corte donde el cortante domina la respuesta inelástica

#### 2.5.4 Evaluación de Resultados

Una vez concluida la fase de evaluación 3, se puede obtener uno de los siguientes resultados:

- 1) La edificación es aceptable.
- 2) Deficiencias estructurales han sido identificadas y cuantificadas.

### 2.6 Reporte Final

#### 2.6.1 Reporte Final del Sistema Estructural

l) Revisión de la Evaluación Estructural: previa a la terminación de la evaluación estructural, los resultados necesitan ser revisados tal que puedan formularse recomendaciones adecuadas. Esta revisión ha de ser realizada por el evaluador debe estar basada en los siguientes resultados de la evaluación:

- 1) Cuantitativa
  - a) La edificación es aceptable
  - b) Existen deficiencias en los elementos estructurales y son identificadas y cuantificadas.
  - c) Existen deficiencias en las respuestas del sistema estructural global (por ejemplo distorsión, torsión, etc.) y son identificadas y cuantificadas.
- 2) Cualitativa
  - a) La edificación es aceptable. Reconociendo el hecho que los costos de rehabilitación no son siempre directamente proporcionales a los beneficios derivados, el evaluador debe revisar las deficiencias identificadas por los resultados cuantitativos de la evaluación para determinar si las deficiencias en los componentes son simples. En tal caso, una reducción del 10 al 15% de las demandas sísmicas calculadas podría ser permisible, si la reducción puede eliminar la necesidad de rehabilitación del elemento.

b) La edificación necesita rehabilitación pero no es un riesgo serio para la seguridad de vida. Esta revisión puede estar basada en los siguientes resultados de la evaluación:

- Las deficiencias son menores y pueden ser resueltas rápidamente.
- Las líneas de resistencia de fuerzas laterales son indirectas, pero proveen capacidad significativa.
- Existe un sistema estructural válido para resistir fuerzas laterales, pero requiere resistencia o rigidez adicional.

c) La edificación tiene alto riesgo de seguridad de vida y es requerida rehabilitación:

- Las líneas de resistencia son incompletas o discontinuas.
- Los sistemas estructurales existentes requieren aumento de resistencia o rigidez.
- Es requerido un nuevo sistema estructural (por ejemplo muros de corte) para complementar el sistema existente.

II) Estrategia de rehabilitación estructural: cuando la revisión de los resultados de la evaluación indica que es requerida rehabilitación, el evaluador debe investigar diferentes estrategias. Esto último no es parte del presente estudio.

III) Reporte Final:

Debe prepararse un reporte de la evaluación que resuma los resultados de los sistemas estructurales. Los siguientes puntos describen el resumen ejecutivo, la descripción narrativa y los apéndices que constituyen el reporte.

1) Resumen Ejecutivo: el cuerpo del reporte debe ser precedido de un resumen ejecutivo que provea un breve resumen de lo siguiente:

- a) Descripción de la edificación, su sistema estructural y elementos no estructurales.
- b) Resultados de la evaluación del riesgo geológico.
- c) Niveles de evaluación realizados.
- d) Descripción general de las deficiencias estructurales y concepto de rehabilitación, incluyendo un estimado preliminar.

2) Descripción Narrativa:

- a) General
  - Ubicación de la edificación.
  - Clasificación del desempeño.
- b) Riesgos geológicos: resultados resumidos de la evaluación de los riesgos geológicos.
- c) Evaluación estructural: resumir los resultados de
  - Revisión estructural preliminar
  - Fase de visualización 1.
  - Fases 2 o 3 de evaluación.
  - Revisión estructural final.

3) Apéndices: deben incluir

- a) Copias de evaluaciones previas.
- b) Ubicación y listado de planos disponibles y otros documentos de construcción.
- c) Reporte geotécnico considerando evaluación y mitigación de riesgos geológicos
- d) Datos de la evaluación estructural:
  - Chequeos rápidos completos de la fase 1.
  - Notas de cálculo e información de los análisis correspondientes a los niveles de evaluación 2 o 3.

## **CAPITULO 3: APLICACIÓN DEL MÉTODO DE EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES FEMA 310 (ASCE, 1998) EMPLEANDO EL ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA - APLICACIÓN A DOS EDIFICACIONES EXISTENTES DE CONCRETO REFORZADO**

La aplicación del método se realizará a dos estructuras; la primera es una edificación de 5 niveles de uso vivienda que será evaluada mediante las 3 fases descritas anteriormente mientras que la segunda es una estructura de 22 niveles de uso oficinas que será estudiada a través de las fases 1 y 2.

### **3.1 Edificación de 5 niveles - Aplicación del Método - Investigación Preliminar**

#### **3.1.1 Recolección de Datos y Visita de Sitio**

##### Descripción de la Edificación

La estructura en estudio es una edificación de 5 niveles de concreto armado para uso de vivienda, ubicada en el distrito de San Miguel y fue diseñada en el año 2008.

Las dimensiones en planta son de aproximadamente 27.3 m (dirección longitudinal) por 11.0 m (dirección transversal), y tiene una altura en cada nivel de 2.6 m.

Los planos estructurales de la planta de cimentación, encofrado de techo y secciones de elementos se muestran en el Anexo C. En la siguiente página se pueden observar fotografías de la estructura en estudio.

##### Sistema Resistente de Fuerzas Verticales

Consiste de losas aligeradas, vigas, columnas y muros de concreto. El espesor de las losas es de 0.20 m. La cimentación consiste de cimientos corridos armados bajo los muros y zapatas aisladas bajo las columnas, conectadas con vigas de cimentación.

Las columnas perimetrales son rectangulares de 0.25 m por 0.80 m mientras que las interiores son de 0.25 m por 0.60 m. Las vigas que forman los pórticos son de 0.25 m de ancho por 0.50 m de peralte.

##### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

Consiste de losas aligeradas que actúan como diafragmas transmitiendo las fuerzas laterales a los pórticos perimetrales. En la dirección longitudinal consiste de vigas y columnas rectangulares, mientras que en la dirección transversal está compuesto de muros de corte de 0.15 m de espesor.



Figura 3-1: Fachada Principal – vista izquierda



Figura 3-2: Fachada Principal – vista derecha



## Evaluación Estructural Preliminar

- Determinar si la edificación necesita rehabilitación sin evaluación adicional: no es obvio si la edificación definitivamente necesita rehabilitación, exteriormente no hay signos de deterioro. La edificación debe ser evaluada para determinar si es aceptable o si necesita rehabilitación.
- Determinar el nivel de evaluación requerido: FEMA 310 ofrece 3 niveles. La edificación será evaluada usando el Nivel 1; si son encontradas deficiencias un nivel 2 o 3 determinará si la edificación es aceptable o necesita rehabilitación.

### 3.1.2 Selección del Nivel de Desempeño

De acuerdo al uso de la edificación, el **Nivel de Desempeño** seleccionado es el de **Seguridad de Vida**.

### 3.1.3 Sismicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos

Debemos determinar los parámetros  $S_{D1}$  y  $S_{DS}$ . Para ello nos valemos del espectro de seudo aceleraciones mostrado en Gálvez (2008).

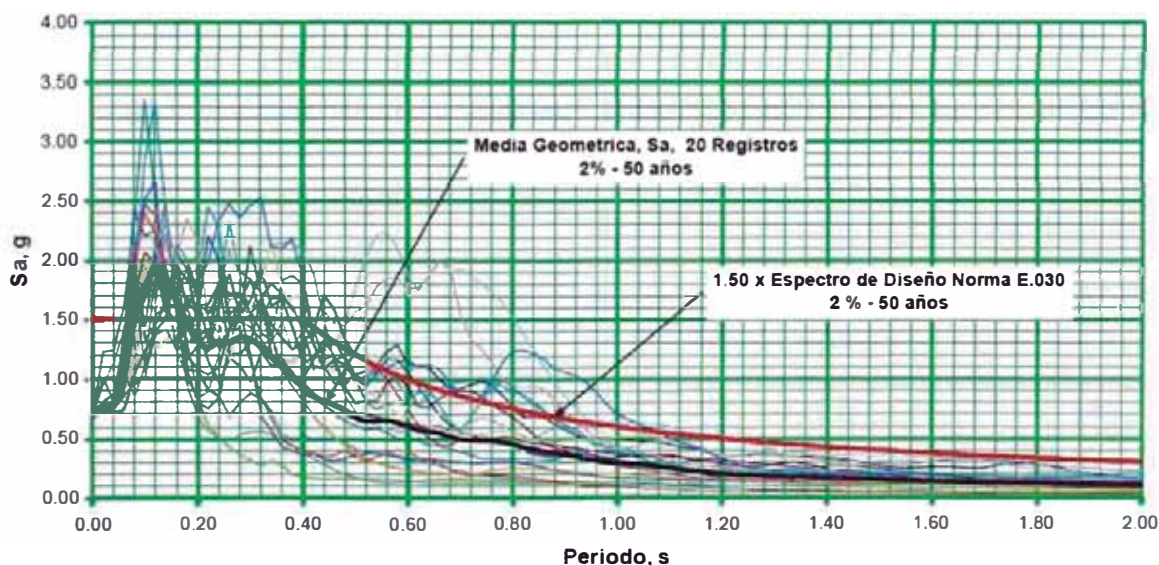


Figura 3-3: Espectros de Seudo Aceleraciones - Peligro Sísmico 2% - 50 años

#### **Dirección Longitudinal** (T = 0.5 s, ver 3.2.1.1)

$S_S = 1.5$  g (de la figura 3-3, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$S_1 = 0.6$  g (de la figura 3-3, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$F_v = 1.3$  (de la tabla 2-2)

$F_a = 1.0$  (de la tabla 2-3)

$S_{D1} = 2/3 F_v S_1 = 2/3 \times 1.3 \times 0.6 = 0.52$  g

$S_{DS} = 2/3 F_a S_S = 2/3 \times 1.0 \times 1.5 = 1.00$  g

### **Dirección Transversal (T = 0.33 s, ver 3.2.1.1)**

$S_S = 1.5 \text{ g}$  (de la figura 3-3, espectro de pseudo aceleraciones 2% - 50 años)  
 $S_1 = 0.6 \text{ g}$  (de la figura 3-3, espectro de pseudo aceleraciones 2% - 50 años)

$F_v = 1.3$  (de la tabla 2-2)  
 $F_a = 1.0$  (de la tabla 2-3)

$S_{D1} = 2/3 F_v S_1 = 2/3 \times 1.3 \times 0.6 = 0.52 \text{ g}$   
 $S_{DS} = 2/3 F_a S_S = 2/3 \times 1.0 \times 1.5 = 1.00 \text{ g}$

De acuerdo a la tabla 2-1, la sismicidad de la región es alta.

## **3.2 Fase de Revisión (Nivel 1)**

### **3.2.1 Fuerzas Cortantes Sísmicas**

Se calculan las fuerzas para las direcciones longitudinal y transversal

#### **3.2.1.1 Periodo**

##### **Dirección Longitudinal**

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$C_t = 0.03$  (estructuras de pórticos)

$$h_n = 5 \times (2.6/0.305) = 42.6 \text{ pies}$$

$$T = 0.03 \times (42.6)^{3/4} = 0.50 \text{ s}$$

##### **Dirección Transversal**

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$C_t = 0.02$  (estructuras de muros)

$$h_n = 5 \times (2.6/0.305) = 42.6 \text{ pies}$$

$$T = 0.02 \times (42.6)^{3/4} = 0.33 \text{ s}$$

#### **3.2.1.2 Aceleración Espectral**

##### **Dirección Longitudinal**

$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 0.50 = 1.04 \text{ g}$ , pero no debe ser mayor que  $S_{DS} = 1.0 \text{ g}$

$$\rightarrow S_a = 1.0 \text{ g}$$

##### **Dirección Transversal**

$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 0.33 = 1.58 \text{ g}$ , pero no debe ser mayor que  $S_{DS} = 1.0 \text{ g}$

$$\rightarrow S_a = 1.0 \text{ g}$$

### 3.2.1.3 Seudo Fuerza Lateral

$$V = C S_a W$$

C = 1.0 (de la tabla 2-4)

Tabla 3-1: Peso Sísmico de la Edificación (t)

Nivel	Columnas (t)	Vigas (t)	Muros (t)	Losa+tabiq.+acab (t)	25% S/C (t)	Peso Sísmico (t)
5	13.3	36.6	27.9	143.1	11.9	232.8
4	26.5	36.6	55.8	168.2	15.9	303.0
3	26.5	36.6	55.8	168.2	15.9	303.0
2	26.5	36.6	55.8	168.2	15.9	303.0
1	26.5	36.6	55.8	168.2	15.9	303.0
<b>W= Peso Sísmico de la Edificación</b>						<b>1444.8</b>

#### Dirección Longitudinal

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 1444.8 \text{ t} = 1444.8 \text{ t}$$

#### Dirección Transversal

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 1444.8 \text{ t} = 1444.8 \text{ t}$$

### 3.2.1.4 Fuerzas Cortantes de Piso

$$V_j = \frac{n + j}{n + 1} \frac{W_j}{W} V$$

Tabla 3-2: Fuerzas Cortantes de Piso (t)

Nivel	Wj (t)	Longitudinal Vj (t)	Transversal Vj (t)
5	233	388	388
4	536	804	804
3	839	1118	1118
2	1142	1332	1332
1	1445	1445	1445

### 3.2.2 Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez

#### Dirección Longitudinal: Pórticos de Concreto Armado

##### a) Esfuerzo Cortante en Columnas

$$\nu_{avg} = \frac{1}{m} \frac{\sum n_c}{n_c - n_r} \frac{V_i}{A_c} < 100 \text{ psi (7.0 kg/cm}^2\text{)}$$

donde:  $m = 2$   
 $n_c = 15$   
 $n_f = 2$   
 $V_j = 1445 \text{ t}$   
 $A_c = 15 \times (0.25 \times 0.80) = 3.0 \text{ m}^2$

$$\nu_{\text{avg}} = \frac{1}{2} \frac{15}{15 - 2} \frac{1445}{3.0} = 277.9 \text{ t/m}^2 \text{ (27.8 kg/cm}^2\text{)} > (7.0 \text{ kg/cm}^2\text{)} \text{ NO CUMPLE}$$

**b) Esfuerzo Axial debido a volteo**

$$\rho_{\text{volt}} = \frac{1}{m} \frac{2}{3} \frac{V h_n}{L n_f} ; \text{ el esfuerzo axial debe ser } < 0.3 f'c$$

donde:  $m = 2$   
 $V_j = 1445 \text{ t}$   
 $h_n = 5 \times 2.6 = 13 \text{ m}$   
 $n_f = 2$   
 $L = 27.3 \text{ m}$   
 $A_c = 0.25 \times 0.50 = 0.125 \text{ m}^2$

$$\rho_{\text{volt}} = \frac{1}{2} \frac{2}{3} \frac{1445 \times 13}{27.3 \times 2} = 114.7 \text{ t}$$

$$\text{Esfuerzo axial actuante} = \rho_{\text{volt}} / A_c = 114.7 / 0.125 = 917.6 \text{ t/m}^2 \text{ (91.8 kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Esfuerzo axial permisible} = 0.3 f'c = 0.3 \times 210 = 63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Si consideramos la influencia del muro unido a la columna, el cual ayuda a tomar parte de la fuerza axial, tendremos que la verificación es aceptable.

**c) Verificación de Falla por Corte en Columnas**

La capacidad de corte debe ser capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos superior e inferior de las columnas.

El probable momento resistente,  $M_{pr}$ , de las columnas es calculada basada en la capacidad nominal (con un factor de reducción de capacidad  $\phi = 1$ ) y con el refuerzo exhibiendo deformación de endurecimiento para una resistencia última de  $1.25 f_y$ .

Se calcula el máximo cortante en la columna,  $V_e$ , asociado con la formación de rótulas plásticas en ambos extremos de la columna ( $M_{pr}$  en cada extremo). Luego se compara  $V_e$  con la capacidad de corte de la columna,  $\phi V_n$ .

Las columnas son verificadas en el nivel de la base. Las cargas axiales son mayores en las columnas del primer nivel, incrementando sus capacidades a flexión. Las mayores capacidades a flexión incrementan la demanda de flexión-corte de las columnas.

### Columna Perimetral Interior C1

El Mpr de la columna perimetral interior es 58.2 t-m para una carga axial de gravedad de  $N_u = 68.1$  t. (ver Figura 3-4)

$$V_e = 2 \text{ Mpr} / L = 2 \times 58.2 / 2.1 = 55.4 \text{ t}$$

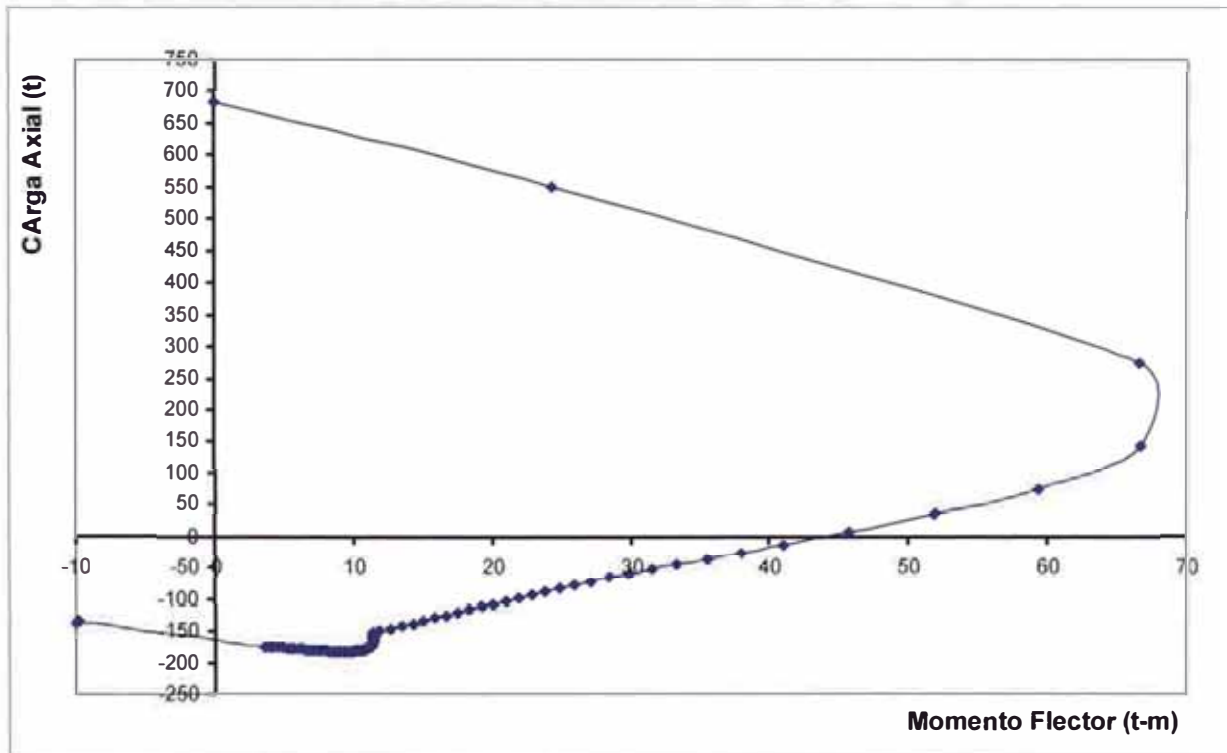


Figura 3-4: Diagrama de Interacción de columna C-1

Se determina la capacidad de corte de la columna  $\phi V_n$  según el ACI 318

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u / 14 A_g) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2; \quad b_w = 0.25 \text{ m}; \quad d = 0.80 - 0.06 = 0.74 \text{ m}$$

$$V_c = 18.0 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 74}{10} = 44130 \text{ kg} = 44.1 \text{ t}$$

$$V_n = V_c + V_s = 18.0 + 44.1 = 62.1 \text{ t} > 55.4 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

### Columna Perimetral Exterior C8

El Mpr de la columna perimetral exterior es 8.7 t-m para una carga axial de gravedad de  $N_u = 15.1$  t.

$$V_e = 2 M_{pr} / L = 2 \times 8.7 / 2.1 = 8.3 \text{ t}$$

Se determina la capacidad de corte de la columna  $\phi V_n$  según el ACI 318

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u / 14 A_g) \sqrt{f'_c} b_w d$$

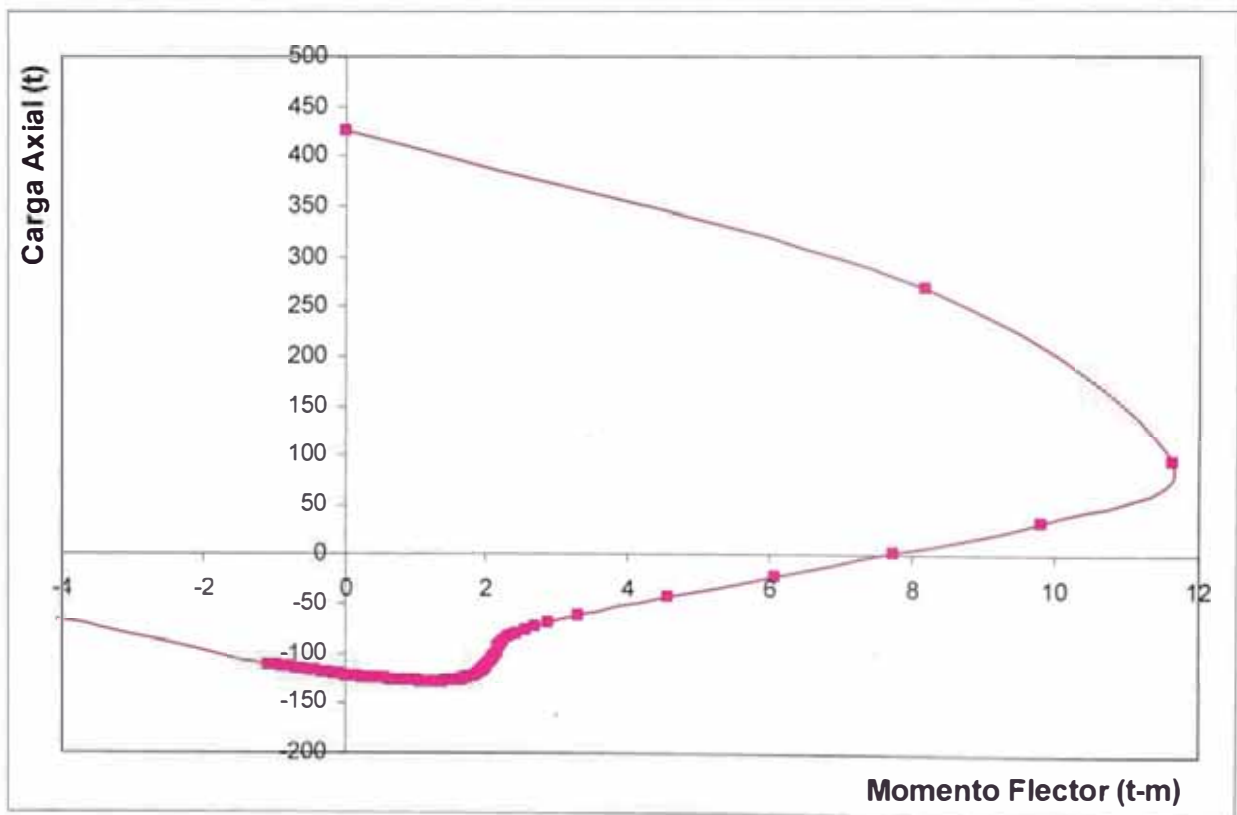


Figura 3-5: Diagrama de Interacción de columna C-8

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2; \quad b_w = 0.50 \text{ m}; \quad d = 0.25 - 0.06 = 0.19 \text{ m}$$

$$V_c = 8.1 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 19}{10} = 11330 \text{ kg} = 11.3 \text{ t}$$

$$V_n = V_c + V_s = 8.1 + 11.3 = 19.4 \text{ t} > 8.3 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

d) Verificación de Sistema Columna Fuerte – Viga Débil

Se comparan la suma de las capacidades de momento de las vigas a las de las columnas.

Las capacidades de momento son determinadas asumiendo que el acero exhibe un comportamiento elasto-plástico con una resistencia de fluencia esperada de  $f_y = 1.25 f_y$  y una capacidad de deformación última del concreto de  $\epsilon_u = 0.003$ . Las capacidades de las vigas y columnas son determinadas con el programa USC\_RC (Esmaeily, 2000). Las capacidades de flexión de las columnas son calculadas para una carga axial igual a las cargas tributarias de gravedad. Las resistencias a flexión de las vigas fueron determinadas asumiendo que no hay cargas axiales en los elementos.

Resistencia de Momento Positivo = 20.2 t-m

Resistencia de Momento Negativo = 20.2 t-m

La resistencia a flexión de columnas en 4to nivel

$M_{col}(inf) = 47.3$  t-m (para una carga axial de 13.3 t)

La resistencia a flexión de la columna bajo el nudo es mayor debido al incremento de la carga axial impuesta por la losa de piso.

$M_{col}(sup) = 49.7$  t-m (para una carga axial de 25.1 t)

→  $1.2 \text{ Sum } M_{vig} = 1.2 (20.2+20.2) = 48.5$  t-m

$\text{Sum } M_{col} = 47.3+49.7 = 97.0$  t-m > 48.5 t-m      **CUMPLE**

**Dirección Transversal: Muros de Concreto Armado**

a) Esfuerzo Cortante en Muros de Corte

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \frac{V_j}{A_w} < 100 \text{ psi (7.0 kg/cm}^2\text{)}$$

donde:  $m = 4$   
 $A_w = 8.6 \text{ m}^2$   
 $V_j = 1445 \text{ t}$

$$v_{avg} = \frac{1}{4} \frac{1445}{8.6} = 42 \text{ t/m}^2 (4.2 \text{ kg/cm}^2) < (7.0 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{CUMPLE}$$



### b) Cuantía de Refuerzo de Muros

**e = 0.15 m**

As horiz = 4.06 cm<sup>2</sup>/m  
 ρ horiz = 0.0027 > 0.0025 **CUMPLE**

As vert = 4.06 cm<sup>2</sup>/m  
 ρ vert = 0.0027 > 0.0015 **CUMPLE**

**e = 0.10 m**

As horiz = 2.50 cm<sup>2</sup>/m  
 ρ horiz = 0.0025 > 0.0025 **CUMPLE**

As vert = 2.50 cm<sup>2</sup>/m  
 ρ vert = 0.0025 > 0.0015 **CUMPLE**

### 3.2.3 Chequeos Estructurales

En cada punto de evaluación se marcará como: cumple (C), no cumple (NC) o no aplicable (N/A), según corresponda.

### Chequeos Geológicos y de Cimentación

#### Riesgo Geológico de Sitio

C	NC	N/A	<u>Licuefacción</u> : No deben existir suelos en la cimentación susceptibles de licuefacción o saturados que puedan afectar el desempeño sísmico de la edificación en profundidades dentro de los 15 metros bajo la estructura.
C	NC	N/A	<u>Fallas de Pendiente</u> : La ubicación de la estructura debe estar lo suficientemente alejada de potenciales fallas de pendiente o debe ser capaz de resistir cualquier movimiento precedido sin falla
C	NC	N/A	<u>Ruptura de la Superficie de Falla</u> : La cercanía de la edificación a zonas activas de falla debe ser determinada.

#### Condiciones de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Desempeño de la Cimentación</u> : No debe haber evidencia de asentamiento excesivo en la cimentación que pueda afectar la integridad o resistencia de la estructura.
---	----	-----	---

#### Capacidad de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Cimentación con pilotes</u> : La cimentación con pilotes debe tener una profundidad mínima de 1.20 m para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Volteo</u> : La relación de la dimensión efectiva horizontal al nivel de la cimentación a la altura de la edificación (base/altura) debe ser mayor que 0.6Sa.
C	NC	N/A	<u>Anclajes entre elementos de cimentación</u> : La cimentación debe tener anclajes adecuados para resistir fuerzas sísmicas donde la cimentación no esté restringida por vigas o losas.

C	NC	N/A	<u>Cimentaciones profundas</u> : Los pilotes deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales entre la estructura y el terreno. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Pendientes</u> : La diferencia de niveles de un lado de la edificación a otro no debe exceder un cuarto de la altura de piso. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Básicos: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas</u> : La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de fuerzas para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata para las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Edificaciones adyacentes</u> : Una edificación adyacente deberá estar separada de la estructura en evaluación una distancia de por lo menos el 4% de la altura para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Mezanines</u> : Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.
C	NC	N/A	<u>Piso débil</u> : La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Piso blando</u> : La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Geometría</u> : No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Discontinuidades verticales</u> : Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Masa</u> : No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Torsión</u> : La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Deterioro del concreto</u> : No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Redundancia</u> : El número de pórticos en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El número de vanos en cada pórtico debe ser mayor o igual a 2 para el nivel de Seguridad de Vida y a 3 para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Aislamiento de muros de relleno</u> : Todos los muros de relleno ubicados dentro de los pórticos deben ser aislados de los elementos estructurales.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Cortante</u> : El esfuerzo cortante en columnas de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2\sqrt{f_c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.

C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Axial</u> : El esfuerzo axial debido a cargas de gravedad en columnas sujetas a fuerzas de volteo debe ser menor que $0.10 f'c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. Alternativamente, los esfuerzos axiales debido solamente a fuerzas de volteo, calculados usando los chequeos primarios, deben ser menores que $0.30 f'c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
---	----	-----	---

## Conexiones

C	NC	N/A	<u>Columnas de Concreto</u> : Todas las columnas de concreto deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la capacidad a tracción de la columna para el nivel de Ocupación Inmediata.
---	----	-----	--

## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Pórticos con losas</u> : El sistema resistente de fuerzas laterales no debe estar conformado por pórticos que contengan columnas y losas sin vigas.
C	NC	N/A	<u>Columnas cortas</u> : No deben existir en un nivel columnas con relación altura/ancho menor que el 50% de la relación altura/ancho de las columnas típicas en el mismo nivel, para el nivel de Seguridad de Vida y de 75% para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Falla por Cortante</u> : El cortante resistente de los elementos de un pórtico debe ser capaz de desarrollar el momento resistente en los extremos superior e inferior de las columnas.
C	NC	N/A	<u>Columna fuerte – viga débil</u> : La suma de los momentos resistentes de las columnas debe ser al menos 20% mayor a aquellos de las vigas en los nudos.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo continuo en vigas</u> : Al menos dos barras longitudinales en la cara superior y dos en la cara inferior deben extenderse continuamente a través de la longitud de cada viga de pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal ubicado en los nudos tanto para momento positivo como para negativo debe ser continuo a través de la longitud de la viga para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en columnas</u> : El traslape del refuerzo de las columnas debe ser mayor que $35 d_b$ para el nivel de Seguridad de Vida y de $50 d_b$ para el nivel de Ocupación Inmediata, y deben estar confinados por estribos a una distancia menor o igual a $8 d_b$ .
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en vigas</u> : El traslape del refuerzo en vigas no debe estar ubicado dentro del primer cuarto de la viga a partir del nudo y no debe ser ubicado en una zona con potencial formación de rótula plástica.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en columnas</u> : Las columnas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/4$ . Además, este valor no debe ser mayor a $8 d_b$ en una zona con potencial formación de rótula plástica para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en vigas</u> : Las vigas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/2$ a través de su longitud. En zonas con potencial formación de rótula plástica, los estribos deben estar espaciados una distancia menor a $8 d_b$ o $d/4$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Confinamiento de los nudos</u> : Las uniones viga-columna deben tener estribos espaciados una distancia menor o igual a $8 d_b$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Excentricidad en los nudos</u> : No debe existir excentricidad mayor al 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de las vigas y columnas. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Ganchos de Estribos</u> : Los estribos deben estar anclados en el núcleo de los elementos con ganchos de $135^\circ$ o más, para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.

## Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma</u> : Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta</u> : El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u> : Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Básicos: Estructuras de Muros de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas</u> : La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de fuerzas para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata para las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Mezanines</u> : Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.
C	NC	N/A	<u>Piso débil</u> : La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Piso blando</u> : La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Geometría</u> : No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Discontinuidades verticales</u> : Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Masa</u> : No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Torsión</u> : La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Deterioro del concreto</u> : No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.
C	NC	N/A	<u>Grietas en Muros de Concreto</u> : Todas las fisuras diagonales existentes en muros deben ser menores a 1/8" para el nivel de Seguridad de Vida y 1/16" para el nivel de Ocupación Inmediata, no debe estar concentrada en una ubicación y no debe tener forma de X.



## Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Redundancia</u> : El número de líneas de muros de corte en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Cortante</u> : El esfuerzo cortante en muros de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2 \sqrt{f'c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo mínimo en muros</u> : La cuantía de refuerzo en muros en dirección vertical debe ser mayor que 0.0015 y mayor que 0.0025 en dirección horizontal para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El espaciamiento del acero de refuerzo debe ser menor a 0.45 m.

## Conexiones

C	NC	N/A	<u>Transferencia a Muros de Corte</u> : Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para transferir las cargas a los muros de corte para el nivel de Seguridad de Vida y las conexiones deben ser capaces de desarrollar el cortante resistente de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de Muros</u> : Los muros deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la resistencia de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Muros de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Relación h/L en muros de corte</u> : Los muros de corte deben tener una relación altura/longitud menor de 4 a 1. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo en extremos de confinamiento</u> : Para muros de corte con relación altura/longitud mayores a 2, los extremos deben estar confinados con estribos espaciados una distancia menor o igual a $8 d_b$ . Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento en aberturas de muros</u> : Debe colocarse un reforzamiento adicional alrededor de las aberturas de muros.
C	NC	N/A	<u>Espesor mínimo de muros</u> : El espesor de los muros no debe ser menor que $1/25$ de la altura o longitud sin arriostre, y no menor a 0.10m.

## Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma</u> : Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Aberturas en diafragmas cercanas a muros de corte</u> : Las aberturas en el diafragma adyacentes a muros de corte deben ser menores que el 25% de la longitud del muro para el nivel de Seguridad de Vida, y 15% de la longitud para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta</u> : El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u> : Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

### 3.2.4 Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados

Se resumen las deficiencias encontradas en la fase de visualización 1

- Esfuerzo Cortante en Columnas: el esfuerzo cortante en las columnas de concreto calculado usando los chequeos rápidos debe ser menor a 100 psi (7.0 kg/cm<sup>2</sup>) para el nivel de seguridad de vida. De los chequeos rápidos de esfuerzo cortante la demanda 22.2kg/cm<sup>2</sup> > permisible 7.0 kg/cm<sup>2</sup>.
- Esfuerzo Axial debido al Volteo:  
$$p_{\text{volt}} = \frac{1}{m} \frac{2}{3} \frac{V h_n}{L n_f}$$
; el esfuerzo debe ser < 0.3 f'c

esfuerzo axial actuante =  $p_{\text{volt}} / A_c = (73.4 \text{ kg/cm}^2)$  es mayor que el  
esfuerzo axial permisible = 63 kg/cm<sup>2</sup>

Como se comentó anteriormente, si consideramos la influencia del muro unido a la columna, el cual ayuda a tomar parte de la fuerza axial, tendremos que la verificación es aceptable.

Las deficiencias antes mostradas indican que los pórticos de concreto pueden no ser capaces de resistir las fuerzas cortantes. Sin embargo, la estructura tiene suficiente capacidad para resistir la carga sísmica impuesta; así, la edificación será sujeta a un nivel de evaluación 2 para investigar las deficiencias anteriores y determinar si la edificación es aceptable o necesita rehabilitación.

Todas las verificaciones correspondientes a los muros de concreto son encontradas como aceptables. Así, el sistema de muros de corte en la dirección transversal es aceptable.

### 3.3 Fase de Evaluación (Nivel 2)

#### 3.3.1 Selección de Método de Análisis

Para una facilidad en los cálculos, la edificación es analizada usando el análisis lineal estático descrito en la sección 4.4.2 de Fema 310 (ASCE, 1998).

#### 3.3.2 Análisis Estructural

##### 3.3.2.1 Modelamiento de la Edificación

La edificación es analizada usando un modelo tridimensional con diafragmas rígidos y las fuerzas torsionales son resistidas por los muros transversales. Se usa el programa Etabs Non Linear (Habibullah, 2003), de Computer and Structures Inc., para el modelamiento de la estructura. La planta típica se muestra en la figura 3-6. El modelo empleado para el análisis se muestra en la figura 3-7 y considera 535 elementos entre vigas, columnas y paneles.

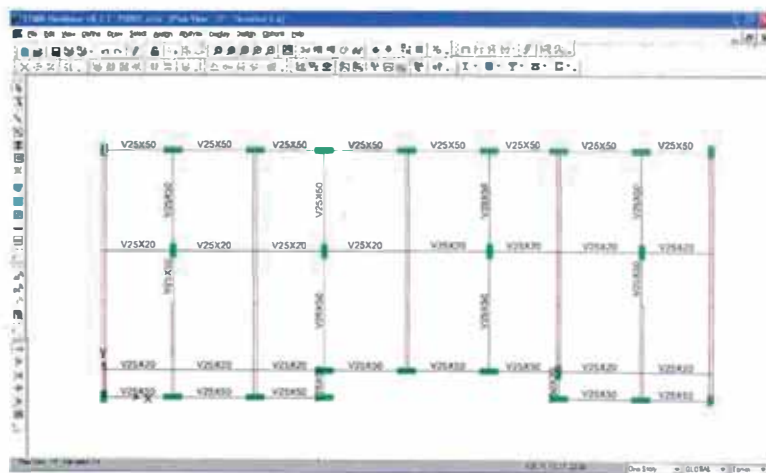


Figura 3-6: Planta típica de la edificación de 5 niveles - Modelo Etabs

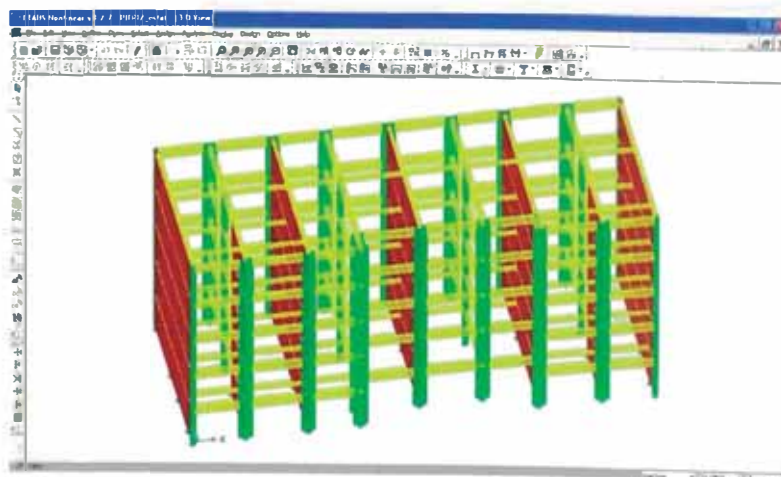


Figura 3-7: Modelo tridimensional de la estructura de 5 niveles - Modelo Etabs



### 3.3.2.2 Seudo Fuerza Lateral

El periodo en la dirección longitudinal fue estimado en 0.50 s, mientras que en la dirección transversal fue en 0.33 s (ver chequeos rápidos).

La seudo fuerza lateral en la dirección longitudinal como en la dirección transversal es de 1445 t (ver chequeos rápidos).

### 3.3.2.3 Distribución Vertical de la Fuerza Cortante

La seudo fuerza lateral es distribuida de acuerdo a la ecuación:

$$F_x = C_{vx} V \quad (\text{FEMA 310 Ec. 4-2})$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum w_i h_i^k} \quad \text{donde } k = 1.0 \text{ para } T \leq 0.5 \text{ s} \quad (\text{FEMA 310 Ec. 4-3})$$

Tabla 3-3: Distribución Vertical de la Fuerza Cortante

Nivel	w <sub>x</sub> (t)	h <sub>x</sub> (m)	w <sub>x</sub> h <sub>x</sub> (t-m)	C <sub>vx</sub>	F <sub>x</sub> (t)
5	232,8	13,0	3026,1	0,278	401
4	303,0	10,4	3151,2	0,289	418
3	303,0	7,8	2363,4	0,217	313
2	303,0	5,2	1575,6	0,144	209
1	303,0	2,6	787,8	0,072	104
		<b>sum</b>	10904,1	1,000	

1445

### 3.3.2.4 Suposiciones del Modelo

- La edificación es modelada asumiendo una acción de diafragma rígido.
- Módulo de Elasticidad del Concreto:  $E = 15000 \sqrt{f'c} = 217371 \text{ kg/cm}^2$
- Valores de Rigidez Efectiva de elementos de concreto

La rigidez de los elementos de concreto reforzado depende principalmente de las propiedades de los materiales y sus dimensiones. FEMA 356 (ASCE, 2000) provee una guía para el cálculo de la rigidez de los elementos para la evaluación de estructuras de concreto en la Sección 6.4.1.2.

Tabla 3-4: Rigidez efectiva en elementos de concreto armado

Elemento	Rigidez a Flexión	Rigidez al Corte
Vigas	0.5 E <sub>c</sub> I <sub>g</sub>	0.4 E <sub>c</sub> A <sub>w</sub>
Columnas en compresión cargas de gravedad ≥ 0.5 A <sub>g</sub> f'c	0.7 E <sub>c</sub> I <sub>g</sub>	0.4 E <sub>c</sub> A <sub>w</sub>
Columnas en compresión cargas de gravedad ≤ 0.3 A <sub>g</sub> f'c ó en tracción	0.5 E <sub>c</sub> I <sub>g</sub>	0.4 E <sub>c</sub> A <sub>w</sub>

### 3.3.2.5 Combinaciones de Carga

#### Cargas de Gravedad

$$Q_G = 1.1 (Q_D + Q_L)$$

$$Q_G = 1.2 Q_D + 0.5 Q_L$$

$$Q_G = 0.9 Q_D$$

#### Combinaciones de Carga - Acciones Controladas por Deformación $Q_{UD} = Q_G \pm Q_E$

$$1) Q_{UD1} = 1.1 Q_D + 1.1 Q_L + Q_E$$

$$2) Q_{UD2} = 1.1 Q_D + 1.1 Q_L - Q_E$$

$$3) Q_{UD3} = 1.2 Q_D + 0.5 Q_L + Q_E$$

$$4) Q_{UD4} = 1.2 Q_D + 0.5 Q_L - Q_E$$

$$5) Q_{UD5} = 0.9 Q_D + Q_E$$

$$6) Q_{UD6} = 0.9 Q_D - Q_E$$

#### Combinaciones de Carga - Acciones Controladas por Fuerza $Q_{UD} = Q_G \pm Q_E / CJ$

$$C = 1$$

$$J = 1.5 + S_{DS} = 2.30$$

$$CJ = 2.30$$

$$1) Q_{UF1} = 1.1 Q_D + 1.1 Q_L + Q_E / CJ$$

$$2) Q_{UF2} = 1.1 Q_D + 1.1 Q_L - Q_E / CJ$$

$$3) Q_{UF3} = 1.2 Q_D + 0.5 Q_L + Q_E / CJ$$

$$4) Q_{UF4} = 1.2 Q_D + 0.5 Q_L - Q_E / CJ$$

$$5) Q_{UF5} = 0.9 Q_D + Q_E / CJ$$

$$6) Q_{UF6} = 0.9 Q_D - Q_E / CJ$$

### 3.3.2.6 Resultados del Análisis Estructural

#### 3.3.2.6.1 Acciones Controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación,  $Q_{UD}$ , son calculadas según:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (\text{FEMA 310 Ec. 4-8})$$

Resultados del programa de análisis Etabs (sólo son mostradas las demandas más críticas de las combinaciones de carga).

Tabla 3-5: Acciones controladas por deformación en elementos

Elemento	Carga Axial <sup>(1)</sup> (t)	Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Momento Flector Positivo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)	Momento Flector Negativo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)
Viga típica en extremo de pórtico					
1ero	0	42.3	43.1	16.2	16.2
2do	0	50.3	51.4	16.2	16.2
3ero	0	43.4	44.7	16.2	16.2
4to	0	31.0	32.6	16.2	16.2
5to	0	17.4	16.9	16.2	16.2
Viga típica en interior de pórtico					
1ero	0	45.8	46.0	16.2	16.2
2do	0	53.9	54.1	16.2	16.2
3ero	0	46.4	46.6	16.2	16.2
4to	0	32.3	32.5	16.2	16.2
5to	0	20.5	20.7	16.2	16.2
Columna Perimetral exterior en tensión (0.25x0.50)					
1ero	-19.7	14.2	14.2	5.0	5.0
2do	-13.0	16.1	16.1	5.5	5.5
3ero	-6.2	13.9	13.9	6.0	6.0
4to	-2.2	9.9	9.9	6.2	6.2
5to	-1.0	6.1	6.1	6.3	6.3
Columna Perimetral exterior en compresión (0.25x0.50)					
1ero	31.9	14.3	14.3	8.6	8.6
2do	22.8	16.3	16.3	7.9	7.9
3ero	13.6	14.2	14.2	7.3	7.3
4to	6.8	10.2	10.2	6.8	6.8
5to	3.0	6.6	6.6	6.6	6.6
Columna Perimetral típica interior en tensión (0.80x0.25)					
1ero	-95.2	151.0	151.0	5.0	5.0
2do	-65.2	70.5	70.5	15.4	15.4
3ero	-33.7	39.0	39.0	26.2	26.2
4to	-11.6	42.7	42.7	33.3	33.3
5to	-3.4	24.2	24.2	35.9	35.9
Columna Perimetral típica interior en compresión (0.80x0.25)					
1ero	17.4	157.3	157.3	42.0	42.0
2do	14.8	95.7	95.7	41.3	41.3
3ero	13.1	57.4	57.4	40.8	40.8
4to	10.6	52.8	52.8	40.1	40.1
5to	6.9	36.5	36.5	39.0	39.0

Notas:

1.- La carga axial es despreciada en el chequeo de las vigas.

2.- Los momentos flectores resistentes son calculados asumiendo que la carga axial es presente en el miembro. Los momentos son calculados usando el programa USC\_RC.

### 3.3.2.6.2 Acciones Controladas por Fuerzas

Tabla 3-6: Acciones controladas por fuerzas en elementos

Elemento	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda <sup>(3)</sup> (t)	Carga Axial Resistente <sup>(1)</sup> (t)	Fuerza Cortante Resistente <sup>(2)</sup> (t)
<b>Viga típica en extremo de pórtico</b>				
1ero	0.0	15.1	0.0	34.9
2do	0.0	17.9	0.0	34.9
3ero	0.0	15.8	0.0	34.9
4to	0.0	11.8	0.0	34.9
5to	0.0	6.9	0.0	34.9
<b>Viga típica en interior de pórtico</b>				
1ero	0.0	17.9	0.0	34.9
2do	0.0	20.9	0.0	34.9
3ero	0.0	18.2	0.0	34.9
4to	0.0	13.0	0.0	34.9
5to	0.0	8.4	0.0	34.9
<b>Columna Perimetral exterior en tensión (0.25x0.50)</b>				
1ero	-4.6	4.3	-72.8	11.3
2do	-2.2	6.5	-72.8	11.3
3ero	-0.7	6.2	-72.8	11.3
4to	-0.5	4.7	-72.8	11.3
5to	-0.2	3.2	-72.8	11.3
<b>Columna Perimetral exterior en compresión (0.25x0.50)</b>				
1ero	18.1	4.4	234.6	19.6
2do	12.9	6.7	234.6	19.3
3ero	8.1	6.4	234.6	19.1
4to	4.3	4.9	234.6	19.0
5to	2.0	3.5	234.6	18.9
<b>Columna Perimetral típica interior en tensión (0.80x0.25)</b>				
1ero	-33.2	23.7	-108.1	44.1
2do	-21.5	18.6	-108.1	44.1
3ero	-9.6	14.5	-108.1	44.1
4to	-2.0	10.1	-108.1	44.1
5to	-0.8	2.6	-108.1	44.1
<b>Columna Perimetral típica interior en compresión (0.80x0.25)</b>				
1ero	14.9	28.4	368.8	59.4
2do	12.6	28.4	368.8	59.3
3ero	11.0	24.1	368.8	59.2
4to	8.6	17.5	368.8	59.1
5to	4.9	9.7	368.8	58.9

**Notas:**

- 1.- Capacidad Nominal de Carga Axial: las capacidades de carga axial de las columnas son calculadas según las ecuaciones del ACI 318 (no se utilizan factores de reducción de resistencia desde que la evaluación utiliza la resistencia nominal, no la resistencia reducida de diseño).

$$P_n = 0.80 [0.85 f_c(A_g - A_{st}) + A_{st} f_y] \quad (\text{para miembros en compresión})$$

$$P_n = A_{st} f_y \quad (\text{para miembros en tracción})$$

2.- Capacidad Nominal al Corte: la resistencia al corte de las columnas son calculadas usando las ecuaciones el ACI 318 (no se utilizan factores de reducción de resistencia desde que la evaluación utiliza la resistencia nominal, no la resistencia reducida de diseño).

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-2})$$

Para miembros sometidos a carga axial de compresión

$$V_c = 0.17 (1 + N_u/14 A_g) \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-4})$$

Para miembros sometidos a carga axial de tracción

$$V_c = 0 \quad (\text{ACI 318 Secc. 11.3.1.3})$$

Para miembros sometidos a corte y flexión solamente

$$V_c = 2 \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-3})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-15})$$

3.- Las fuerzas cortantes en las columnas son obtenidas de la combinación de carga

$$Q_{UF} = \frac{Q_G \pm Q_E}{CJ}$$

### 3.3.3 Criterios de Aceptación

#### 3.3.3.1 Acciones Controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación incluyen flexión de los elementos de pórticos. La aceptación de los elementos controlados por deformación está basado en:

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad \text{donde:}$$

$Q_{UD}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas (FEMA 310 sección 4.2.4.3.1).

$m$  = factor modificador de demanda del componente (FEMA 310 tabla 4-4).

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente al nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{CE}$  = resistencia nominal del elemento multiplicado por 1.25 según FEMA 310 sección 4.2.4.4.

Tabla 3-7: Acciones controladas por deformación – Criterios de Aceptación

Elemento	m	$Q_{UD}$		$Q_{CE}$		$(Q_{UD}/m) / Q_{CE}^{(2)}$	
		Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Resist. Esperada Momento Flector Positivo <sup>(1)</sup> (t-m)	Resist. Esperada Momento Flector Negativo <sup>(1)</sup> (t-m)	Aceptación Momento Flector Positivo	Aceptación Momento Flector Negativo
Viga típica en extremo de pórtico	8						
1ero		42.3	43.1	20.3	20.3	0.26	0.27
2do		50.3	51.4	20.3	20.3	0.31	0.32
3ero		43.4	44.7	20.3	20.3	0.27	0.28
4to		31.0	32.6	20.3	20.3	0.19	0.20
5to		17.4	16.9	20.3	20.3	0.11	0.10
Viga típica en interior de pórtico	8						
1ero		45.8	46.0	20.3	20.3	0.28	0.28
2do		53.9	54.1	20.3	20.3	0.33	0.33
3ero		46.4	46.6	20.3	20.3	0.29	0.29
4to		32.3	32.5	20.3	20.3	0.20	0.20
5to		20.5	20.7	20.3	20.3	0.13	0.13
Columna Perimetral exterior en tensión (0.25x0.50)	5						
1ero		14.2	14.2	6.3	6.3	0.45	0.45
2do		16.1	16.1	6.9	6.9	0.47	0.47
3ero		13.9	13.9	7.5	7.5	0.37	0.37
4to		9.9	9.9	7.8	7.8	0.26	0.26
5to		6.1	6.1	7.9	7.9	0.15	0.15
Columna Perimetral exterior en compresión (0.25x0.50)	5						
1ero		14.3	14.3	10.8	10.8	0.27	0.27
2do		16.3	16.3	9.9	9.9	0.33	0.33
3ero		14.2	14.2	9.1	9.1	0.31	0.31
4to		10.2	10.2	8.5	8.5	0.24	0.24
5to		6.6	6.6	8.2	8.2	0.16	0.16
Columna Perimetral típica interior en tensión (0.80x0.25)	5						
1ero		151.0	151.0	6.3	6.3	0.73	0.73
2do		70.5	70.5	19.3	19.3	0.24	0.24
3ero		39.0	39.0	32.8	32.8	0.21	0.21
4to		42.7	42.7	41.6	41.6	0.21	0.21
5to		24.2	24.2	44.9	44.9	0.11	0.11
Columna Perimetral típica interior en compresión (0.80x0.25)	5						
1ero		157.3	157.3	52.5	52.5	0.60	0.60
2do		95.7	95.7	51.6	51.6	0.37	0.37
3ero		57.4	57.4	51.0	51.0	0.23	0.23
4to		52.8	52.8	50.1	50.1	0.21	0.21
5to		36.5	36.5	48.8	48.8	0.15	0.15

**Notas:**

1.- Resistencia esperada,  $Q_{CE}$  = resistencia nominal x 1.25

2.- Un valor de aceptación mayor que 1.0 implica un no cumplimiento de la acción del elemento.

### 3.3.3.2 Acciones Controladas por Fuerzas

Las acciones controladas por fuerzas incluyen cortante en vigas y columnas y cargas axiales en columnas.

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad \text{donde:}$$

$Q_{UF}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas (FEMA 310 sección 4.2.4.3.2)

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente al nivel de deformación bajo consideración.

Tabla 3-8: Acciones controladas por fuerzas – Criterios de Aceptación

Elemento	$Q_{UF}$		$Q_{CE}$		$Q_{UF} / Q_{CE}$	
	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda (t)	Carga Axial Resistente (t)	Fuerza Cortante Resistente (t)	Aceptación Carga Axial <sup>(1)</sup>	Aceptación Fuerza Cortante <sup>(1)</sup>
Viga típica en extremo de pórtico						
1ero	0.0	15.1	0.0	34.9	-	0.43
2do	0.0	17.9	0.0	34.9	-	0.51
3ero	0.0	15.8	0.0	34.9	-	0.45
4to	0.0	11.8	0.0	34.9	-	0.34
5to	0.0	6.9	0.0	34.9	-	0.20
Viga típica en interior de pórtico						
1ero	0.0	17.9	0.0	34.9	-	0.51
2do	0.0	20.9	0.0	34.9	-	0.60
3ero	0.0	18.2	0.0	34.9	-	0.52
4to	0.0	13.0	0.0	34.9	-	0.37
5to	0.0	8.4	0.0	34.9	-	0.24
Columna Perimetral exterior en tensión (0.25x0.50)						
1ero	-4.6	4.3	-72.8	11.3	0.06	0.38
2do	-2.2	6.5	-72.8	11.3	0.03	0.57
3ero	-0.7	6.2	-72.8	11.3	0.01	0.55
4to	-0.5	4.7	-72.8	11.3	0.01	0.41
5to	-0.2	3.2	-72.8	11.3	0.00	0.28
Columna Perimetral exterior en compresión (0.25x0.50)						
1ero	18.1	4.4	262.8	19.4	0.07	0.23
2do	12.9	6.7	262.8	19.3	0.05	0.35
3ero	8.1	6.4	262.8	19.1	0.03	0.34
4to	4.3	4.9	262.8	19.0	0.02	0.26
5to	2.0	3.5	262.8	18.9	0.01	0.19
Columna Perimetral típica interior en tensión (0.80x0.25)						
1ero	-33.2	23.7	-108.1	44.1	0.31	0.54
2do	-21.5	18.6	-108.1	44.1	0.20	0.42
3ero	-9.6	14.5	-108.1	44.1	0.09	0.33
4to	-2.0	10.1	-108.1	44.1	0.02	0.23
5to	-0.8	2.6	-108.1	44.1	0.01	0.06
Columna Perimetral típica interior en compresión (0.80x0.25)						
1ero	14.9	28.4	368.8	59.7	0.04	0.48
2do	12.6	28.4	368.8	59.5	0.03	0.48
3ero	11.0	24.1	368.8	59.4	0.03	0.41
4to	8.6	17.5	368.8	59.2	0.02	0.30
5to	4.9	9.7	368.8	58.9	0.01	0.16

**Notas:**

1.- Un valor de aceptación mayor que 1.0 implica un no cumplimiento de la acción del elemento.



#### 3.3.4 Evaluación de Resultados

Al igual que en el nivel 1 donde algunas columnas perimetrales extremas excedían la carga axial debido a volteo, en la evaluación del nivel 2 se observa que algunas columnas perimetrales a tensión en el primer nivel exceden su capacidad resistente a flexión. Si bien esto no implica un colapso de la estructura o una rehabilitación, se procederá a un nivel de evaluación 3 más detallado.

### **3.4 Fase de Evaluación Detallada (Nivel 3)**

#### **3.4.1 Selección de Método de Análisis No Lineal**

El método de análisis seleccionado es el Análisis No Lineal Tiempo Historia. En este método los desplazamientos son determinados directamente a través del análisis dinámico usando registros sísmicos de aceleraciones. La respuesta calculada puede ser altamente sensible a las características de cada registro sísmico; así, el análisis debe ser llevado a cabo con más de un registro sísmico.

Debido a que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la respuesta inelástica de los materiales, las fuerzas internas calculadas serán aproximaciones razonables de aquellas esperadas durante el sismo de diseño.

Para el análisis usaremos el programa CANNY, Kangning Li (2007), el cual es desarrollado para el análisis de estructuras de pórticos de concreto reforzado y/o muros de corte, usando el modelo de multi resortes principalmente para incluir el comportamiento no lineal tridimensional de las estructuras. Las respuestas a flexión de los elementos serán modeladas mediante fibras (multi resortes) y diagramas momento curvatura (resortes uniaxiales), mientras que las respuestas a corte mediante resortes uniaxiales.

#### **3.4.2 Determinación de las Acciones Sísmicas**

El peligro sísmico de diseño a emplear es el que tiene un PGA de 0.40g para un sismo con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 475 años. Usaremos 7 pares de registros sísmicos como especifica ASCE 7-05 (2005) los que serán escalados a un PGA de 0.40g.

Los registros sísmicos son seleccionados de la base de sismos peruanos y son escogidos aquellos que en su espectro de aceleraciones presenten un mayor valor de aceleración para el periodo fundamental de la estructura.

En base a estos criterios se seleccionan los siguientes registros sísmicos:

Tabla 3-9: Relación de Registros Sísmicos

CODIGO	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA puntos	Duración segundos	PGA cm/seg <sup>2</sup>	PGV cm/seg	PGD cm
7035	17-Oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	65.66	-180.59	13.23	7.35
7036	17-Oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	65.64	-269.34	-21.6	-16.6
7038	31-May-70	N82W	HORIZONTAL	2259	45.18	-104.82	4.71	1.55
7039	31-May-70	NO8E	HORIZONTAL	2259	45.18	-97.75	6.98	2.64
7044	05-Ene-74	N82W	HORIZONTAL	1804	36.08	66.76	4.03	0.59
7045	05-Ene-74	NO8E	HORIZONTAL	1804	36.08	-72.28	-2.15	-0.45
7050	03-Oct-74	1421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	97.98	178.95	10.3	-5.34
7051	03-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	97.98	-192.49	14.48	6.41
7052	03-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4879	97.58	192.35	-20.48	7.93
7054	03-Oct-74	1421 GCT	HORIZONTAL	4879	97.58	-207.12	16.94	8.03
7056	09-Nov-74	N82W	HORIZONTAL	2392	47.84	46.21	-3.6	1.8
7057	09-Nov-74	NO8E	HORIZONTAL	2391	47.82	-69.21	-4.91	-1.81
7058	09-Nov-74	N82W	HORIZONTAL	1972	39.44	-116.78	-7.89	2.43
7060	09-Nov-74	NO8E	HORIZONTAL	1971	39.42	-93.71	-5.35	1.28

### 3.4.3 Modelamiento a Flexión de Elementos – Modelo de Fibras

En el modelo de fibras (MS model), las secciones son discretizadas y usadas para representar la interacción entre la flexión biaxial y las fuerzas axiales de compresión o tracción. El modelo es definido mediante resortes uniaxiales cuyas propiedades son representadas por las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales. El número de resortes depende del tamaño de la sección y de la ubicación del refuerzo.

Para un elemento de concreto reforzado, una barra de acero puede ser modelada por un resorte de acero ubicado en el centro de la barra, y el concreto puede ser discretizado en varias partes, ubicando cada resorte de concreto en el centroide de cada área dividida.

Mediante este modelo se representa la sección al extremo de los elementos, formando relaciones de momento-curvatura y relaciones de esfuerzo-deformación axiales, tal como se muestra en la figura.

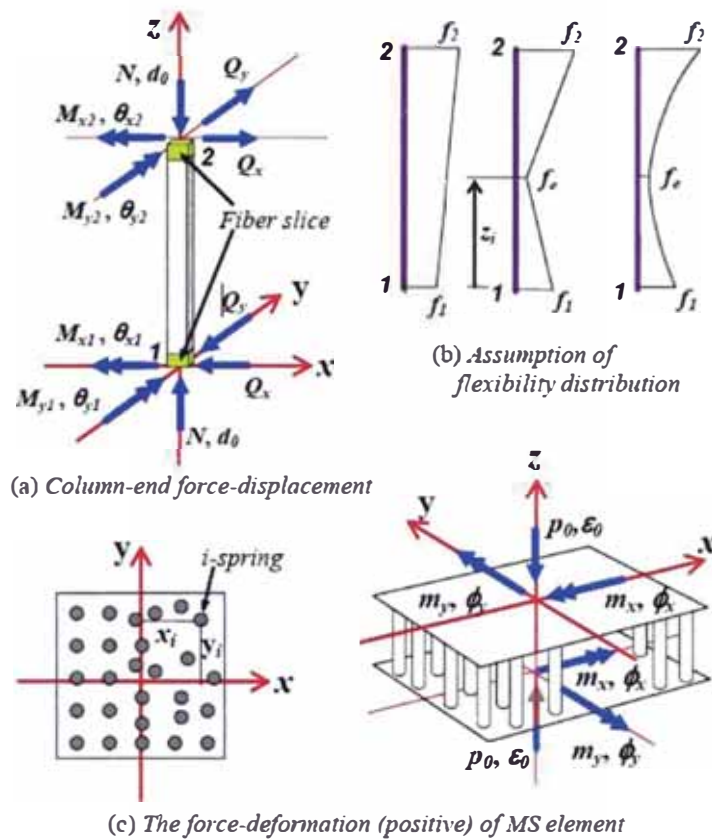


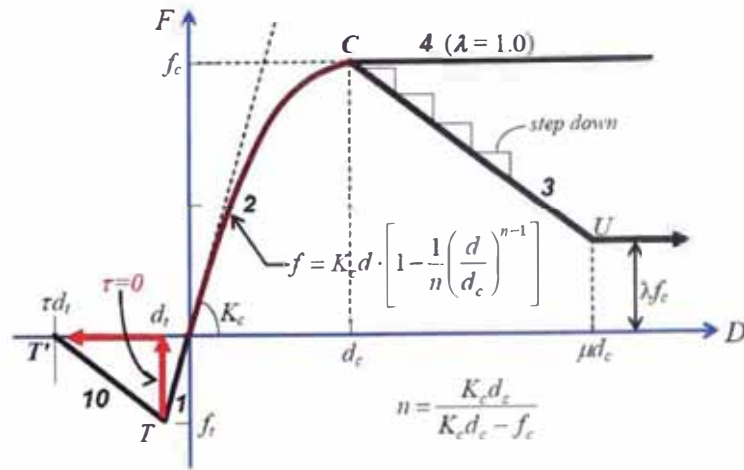
Figura 3-8: Modelo MS en relación Momento-Curvatura (propiedades de los resortes basados en relaciones esfuerzo-deformación de los materiales)

### 3.4.3.1 Materiales

Hay dos tipos de materiales a considerar: concreto y acero. Los modelos de histéresis de los materiales son usados para idealizar los elementos multi resorte (MS), en el cual el modelo puede representar la relación fuerza-deformación del resorte o la relación esfuerzo-deformación del material, dependiendo de la idealización del elemento MS en relación momento-rotación o en relación momento-curvatura. La segunda opción es la seleccionada para nuestros análisis.

#### 3.4.3.1.1 Concreto

El modelo a seleccionar del material concreto debe ser un modelo histerético que pueda representar principalmente el confinamiento, el efecto del cierre de las grietas, degradación de la rigidez a través de la carga y descarga, y la resistencia a tracción del concreto. De los modelos disponibles en el programa seleccionamos el modelo exponencial CS4. Si bien no está indicado en el modelo, el tipo es similar al modelo de Mander.



(a) Skeleton curve of model CS4

Figura 3-9: Modelo No Lineal del Material Concreto CS4

Se muestran las curvas de esfuerzo deformación del concreto, tal como se utiliza en Gálvez (2008):



Figura 3-10: Curvas esfuerzo-deformación del material concreto

A continuación se puede apreciar el modelo utilizado en CANNY para representar el material concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ . En la gráfica se pueden observar además de la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, los parámetros de respuesta histerética ya calibrados.

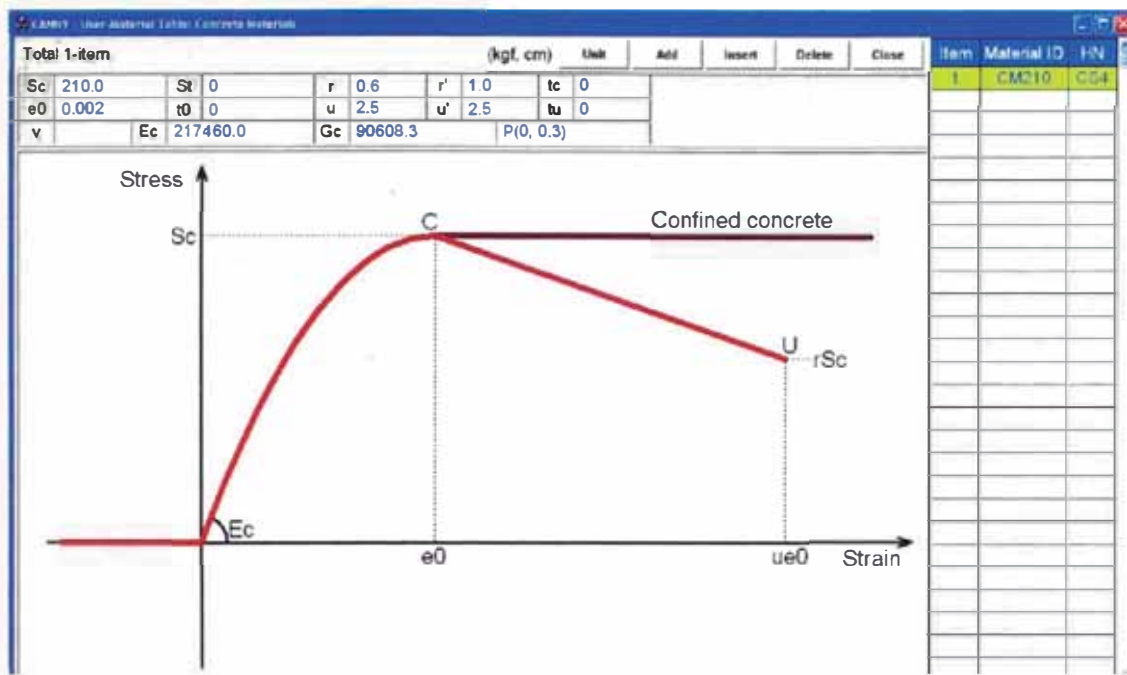


Figura 3-11: Modelo CANNY CS4 del concreto  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

### 3.4.3.1.2 Acero de Refuerzo

El modelo histérico seleccionado para el material acero es el SR4, el cual es del tipo Ramberg-Osgood (desarrollado por el Dr. Tanaka) y cuyas reglas de histéresis han sido optimizadas por el programa CANNY.

Los parámetros que nos van a describir la respuesta histérica de los elementos deben ser calibrados con ensayos experimentales (ver anexo A).

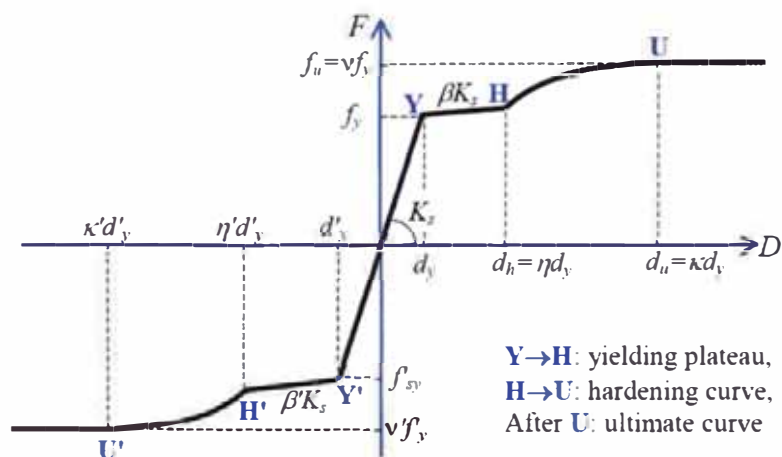


Figura 3-12: Modelo CANNY SR4 del acero



De Gálvez (2008), tomamos los ensayos de barras de acero, que se muestran en la figura 3-13. Es importante mencionar que se disponen ensayos de barras hasta la #4, los cuales serán empleados para las barras # 5 y # 6.

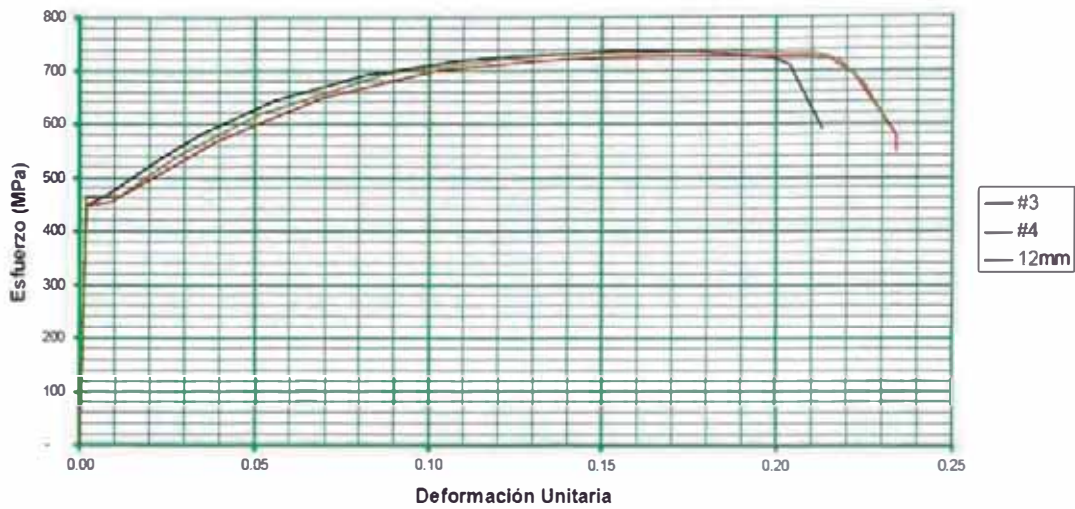


Figura 3-13: Curvas esfuerzo-deformación de material acero

En la gráfica siguiente se observa el modelo utilizado en CANNY para representar el material acero con un  $f_y$  especificado en  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . En la gráfica se pueden observar además del esfuerzo de fluencia y el módulo de elasticidad, los parámetros de respuesta histerética ya calibrados (ver anexo A).

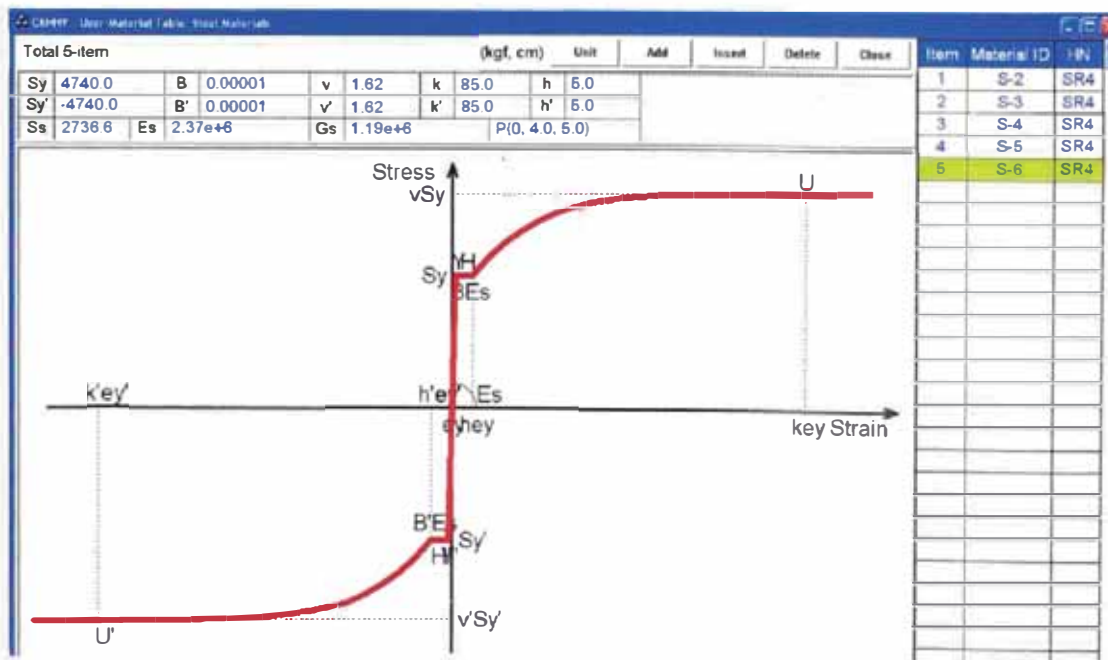


Figura 3-14: Modelo del acero – barra  $\phi 3/4''$



### 3.4.3.2 Columnas

Las columnas son modeladas a flexión con resortes multi axiales (MS) que permiten la interacción entre los momentos de flexión biaxial y las cargas axiales variables en las columnas. El modelo típico de análisis es mostrado en la siguiente figura.

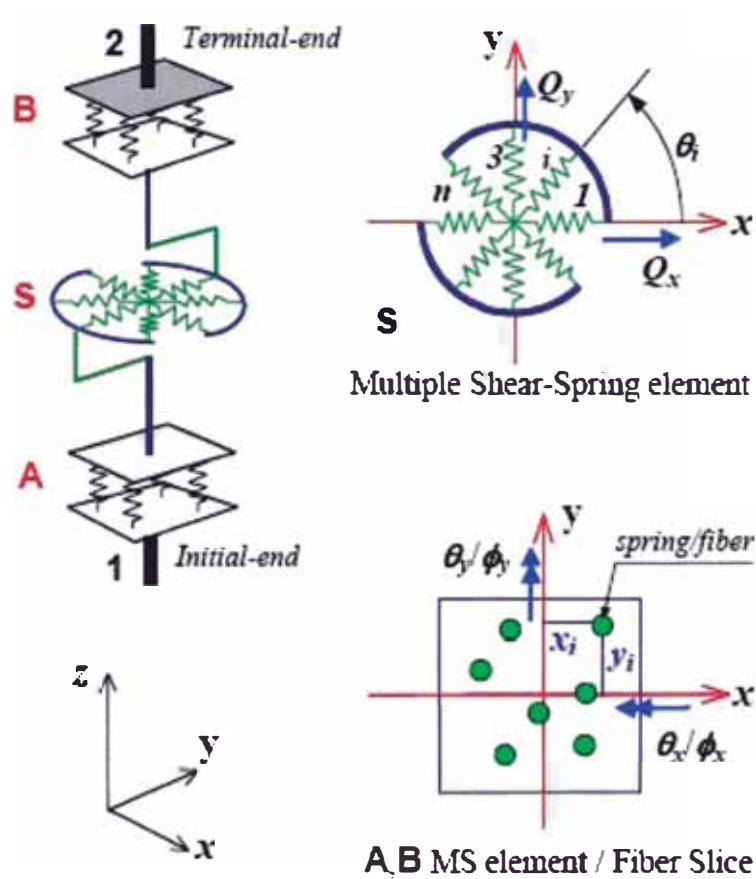


Figura 3-15: Modelo de Análisis del Elemento Columna

### 3.4.3.3 Muros

El elemento muro es idealizado con un modelo de fibras basado en las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales. Existen dos secciones críticas consideradas, en la base y en la parte superior del muro, como se muestra en la figura. El programa asume la distribución lineal de flexibilidad entre las dos secciones antes mencionadas.

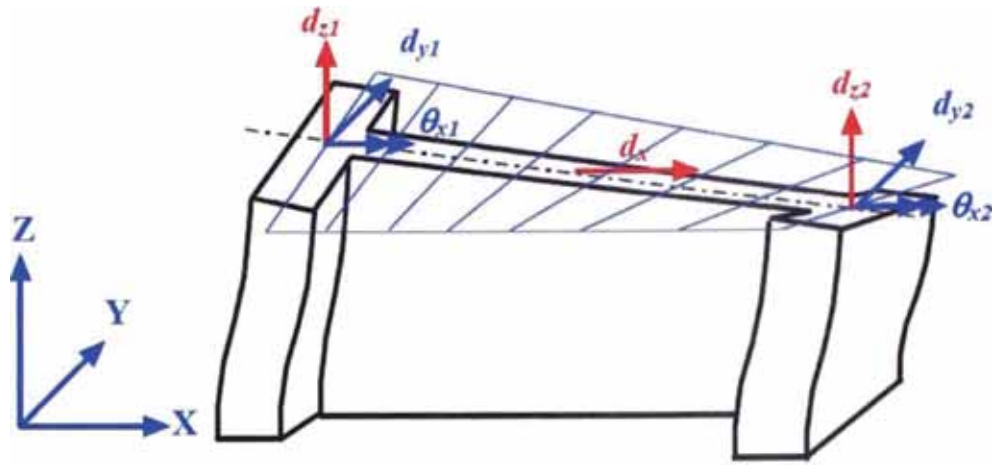


Figura 3-16: Grados de Libertad del Elemento Muro

El muro proporciona rigidez a los desplazamientos verticales en sus cuatro nudos de esquina, y a los desplazamientos laterales de su base y parte superior. En una sección recta la deformación lateral en el plano del muro es igual en cualquier punto, mientras que los nudos de las esquinas tendrán desplazamiento lateral y rotación independientes en dirección transversal al muro.

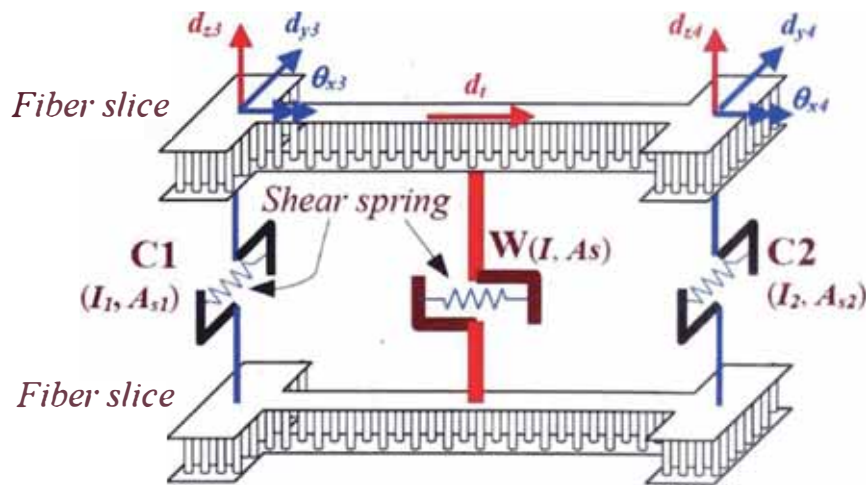


Figura 3-17: Modelo de Análisis del Elemento Muro

### 3.4.3.4 Vigas

Para el análisis no lineal, las vigas son idealizadas a flexión mediante modelos de resortes elasto plásticos, con dos resortes uniaxiales en los extremos de los elementos. Las propiedades a flexión pueden ser tratadas basadas en una relación de momento curvatura de la sección, la cual es representada por un modelo de histéresis uniaxial. El modelamiento de las vigas se puede encontrar en la sección 3.4.4.3.

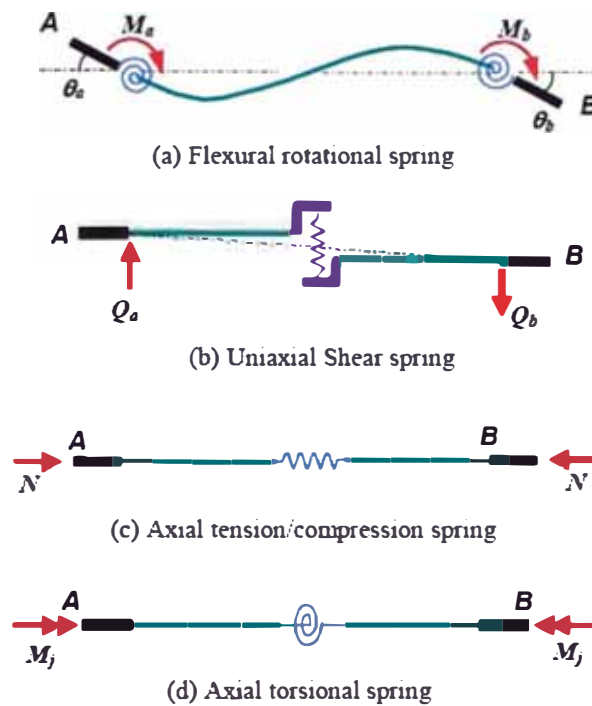


Figura 3-18: Modelo de Análisis del Elemento Viga - Modelos de Resorte Uniaxial

### 3.4.4 Modelamiento a Flexión de Elementos – Modelo de Momento Curvatura

Como se menciona en la sección 2.5.1., las relaciones Fuerza-Deformación No Lineales pueden ser obtenidas de pruebas experimentales o tomadas de las cantidades especificadas en la Sección 6.5.2 de Fema 356 (ASCE, 2000).

#### 3.4.4.1 Columnas

La flexión de las columnas se puede modelar mediante diagramas de momento curvatura representados por resortes uniaxiales. Para la creación de estos diagramas podemos utilizar el programa USC\_RC (Esmaeily, 2000) para el cálculo de los momentos de agrietamiento y de fluencia, ingresando como datos la sección, refuerzo, propiedades de los materiales y las cargas axiales aplicadas.

Otra forma de modelamiento es mediante diagramas de momento rotación a través de los parámetros que se encuentran especificados en la tabla 6-8 de la sección 6.5.2 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

A continuación se muestran los diagramas M-C creados para las columnas C-1, C-5 y C-8 de la edificación, para ambas direcciones de análisis.

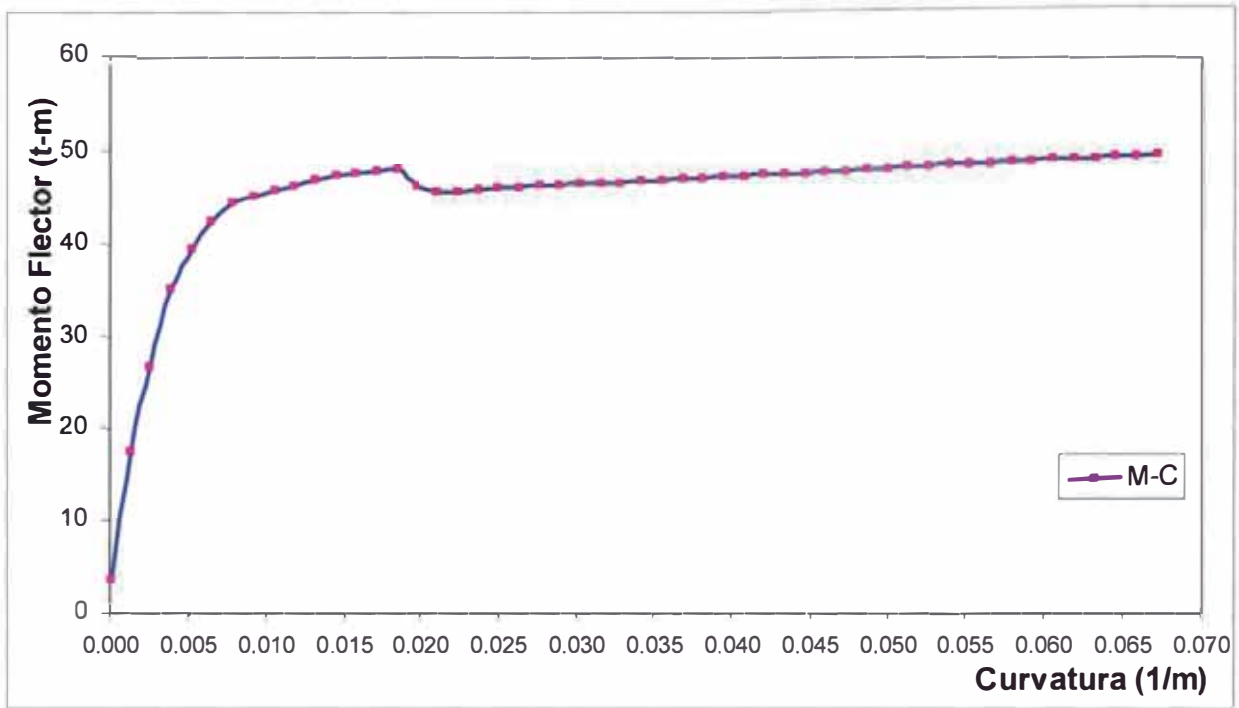


Figura 3-19: Diagrama M-C columna C-1, Dirección X

U101-Ref CA7 13333 C(17.5 -17.5) Y(46.67 -46.67) A(0.5 0.5) B(0.006 0.006) U(0.01 0) G(0 0) P(0.006 2.0 0)

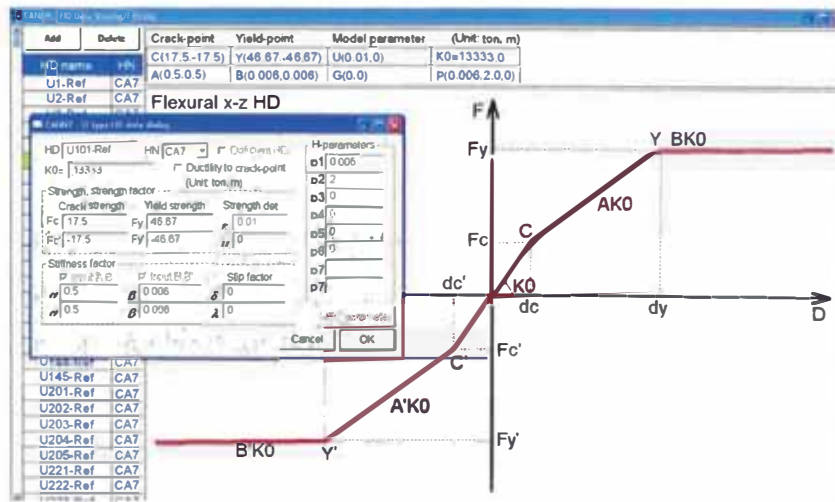
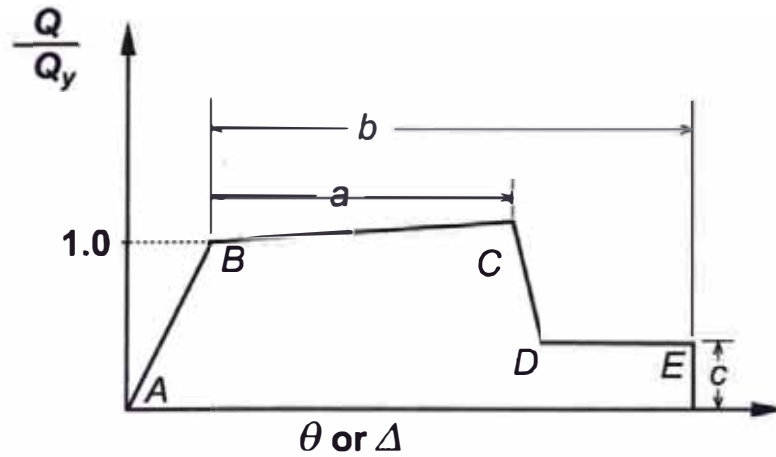


Figura 3-20: Diagrama M-C en Canny, columna C-1, Dirección X

De la tabla 6-8 de FEMA 356 obtenemos los parámetros para un modelo de momento rotación



Condición	Parámetros de Modelamiento <sup>(4)</sup>			Criterio de Aceptación <sup>(4)</sup>			
	$\frac{P}{A_g f'c}$	Refuerzo transversal <sup>(2)</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$	Angulo de rotación plástica, radianes	Relación de Resistencia Residual	Angulo de rotación plástica, radianes	Nivel de Desempeño
			a	b	c	IO	LS
<b>i. Columnas controladas por Flexión <sup>(1)</sup></b>							
$\leq 0.1$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015
$\leq 0.1$	C	$\geq 6$	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012
$\geq 0.4$	C	$\leq 3$	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012
$\geq 0.4$	C	$\geq 6$	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01
$\leq 0.1$	NC	$\leq 3$	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005
$\leq 0.1$	NC	$\geq 6$	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004
$\geq 0.4$	NC	$\leq 3$	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002
$\geq 0.4$	NC	$\geq 6$	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002
<b>ii. Columnas controladas por Corte <sup>(1,3)</sup></b>							
Todos los casos <sup>(5)</sup>							
			—	—	—	—	—

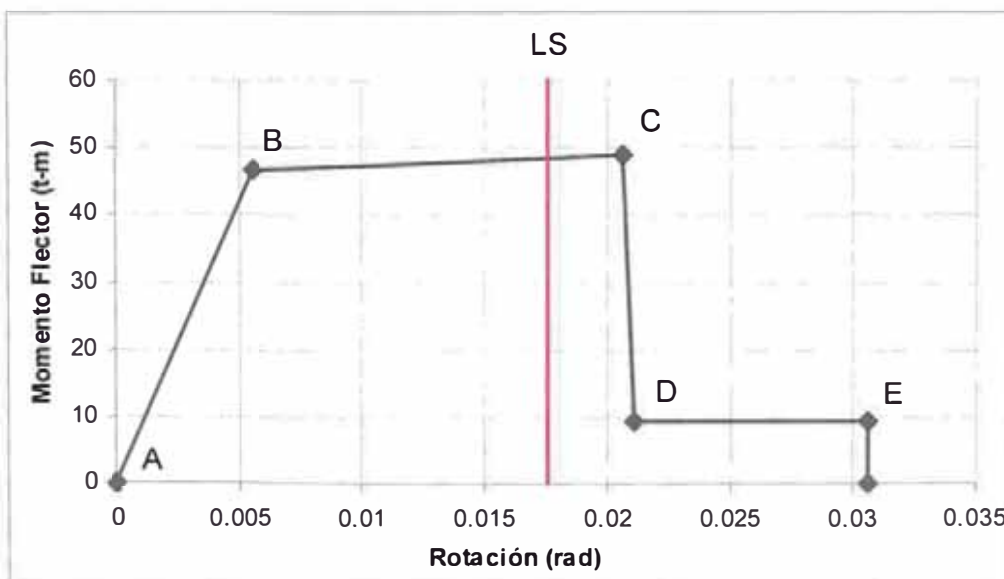


Figura 3-21: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación columna C-1, Dirección X

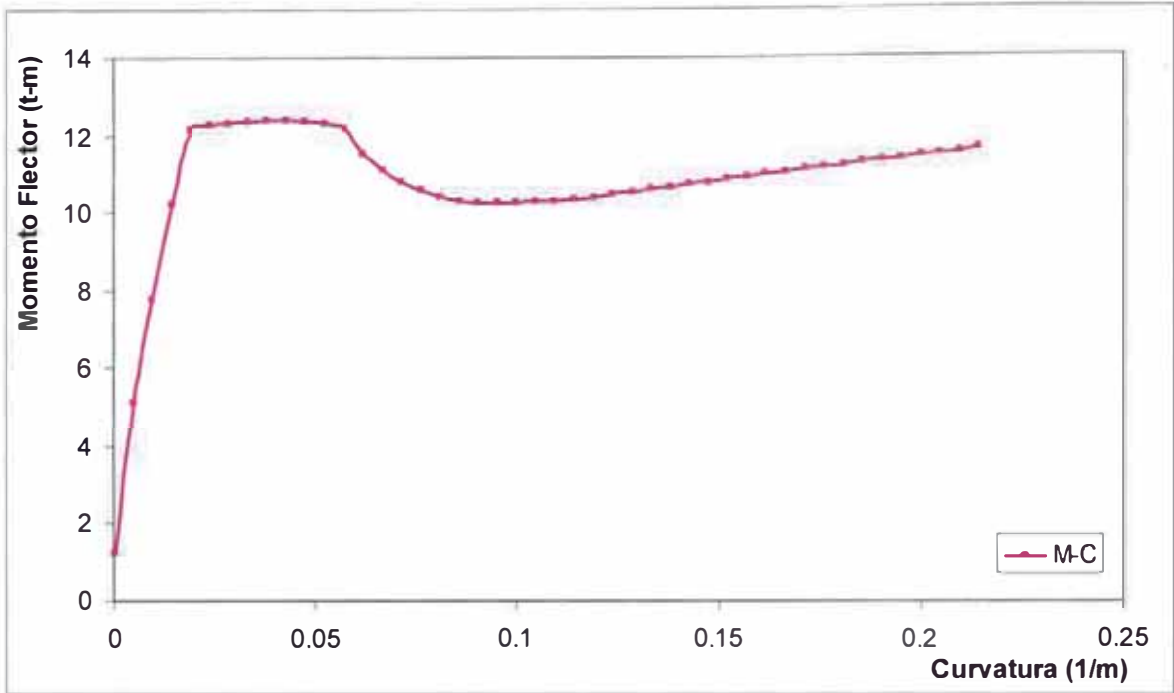


Figura 3-22: Diagrama M-C columna C-1, Dirección Y

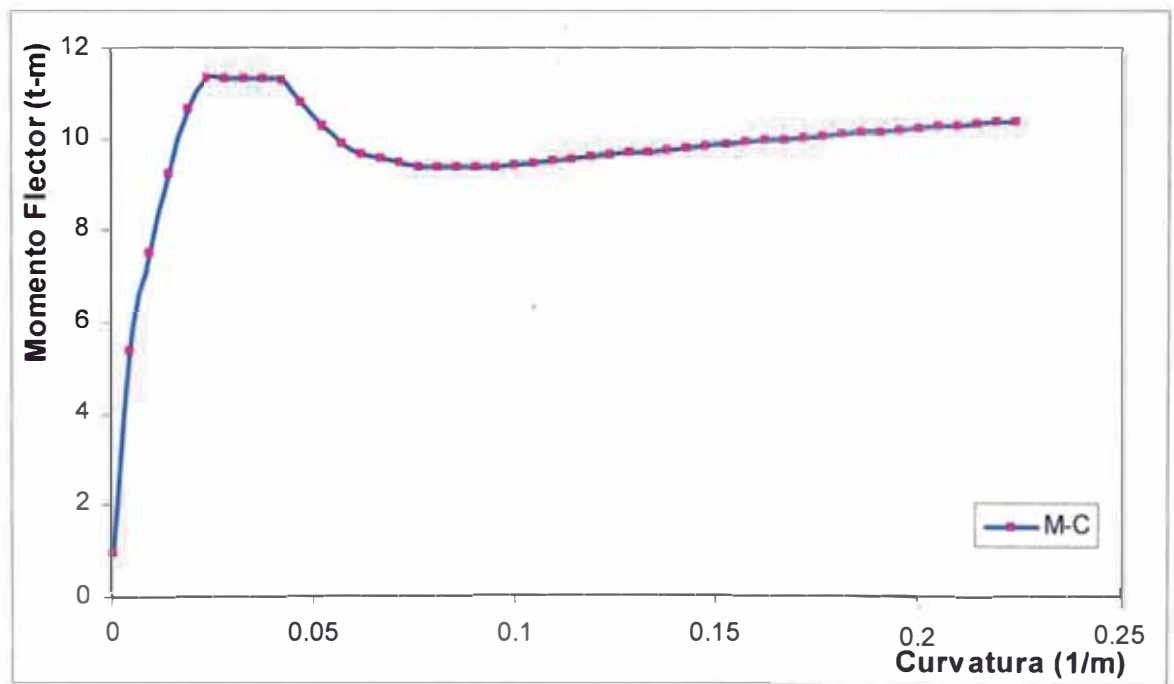


Figura 3-23: Diagrama M-C columna C-5, Dirección X

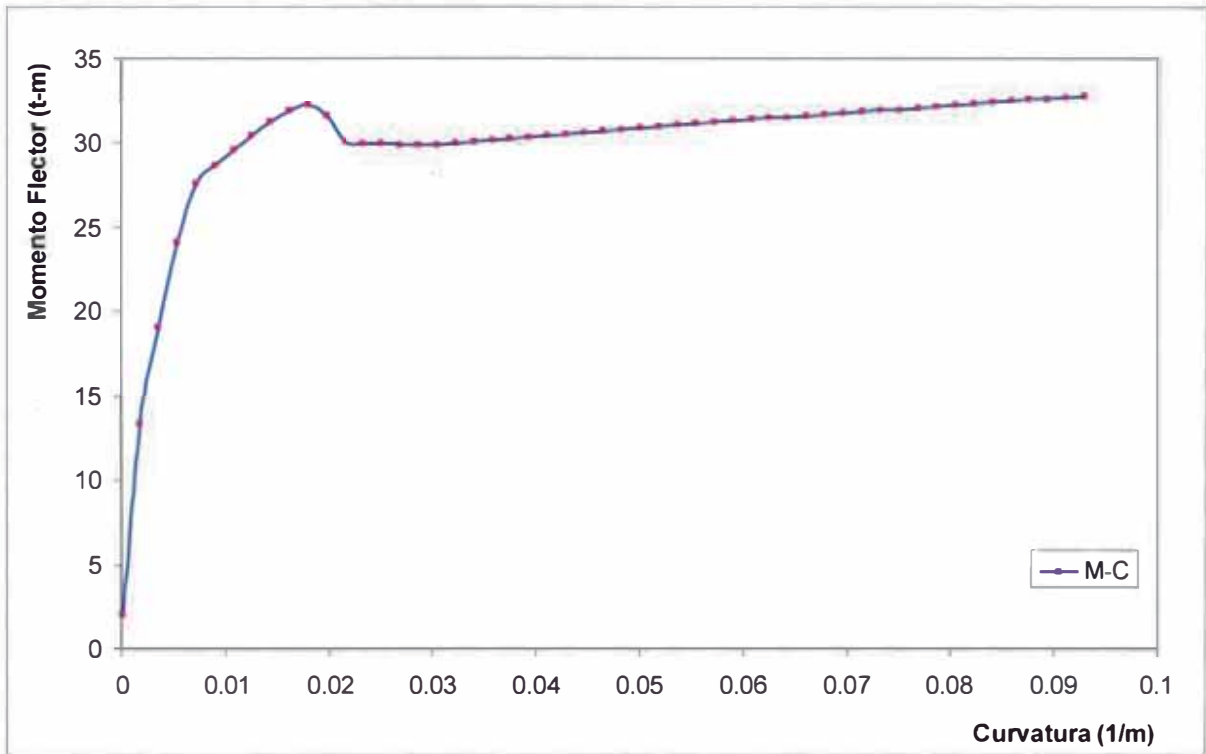


Figura 3-24: Diagrama M-C columna C-5, Dirección Y

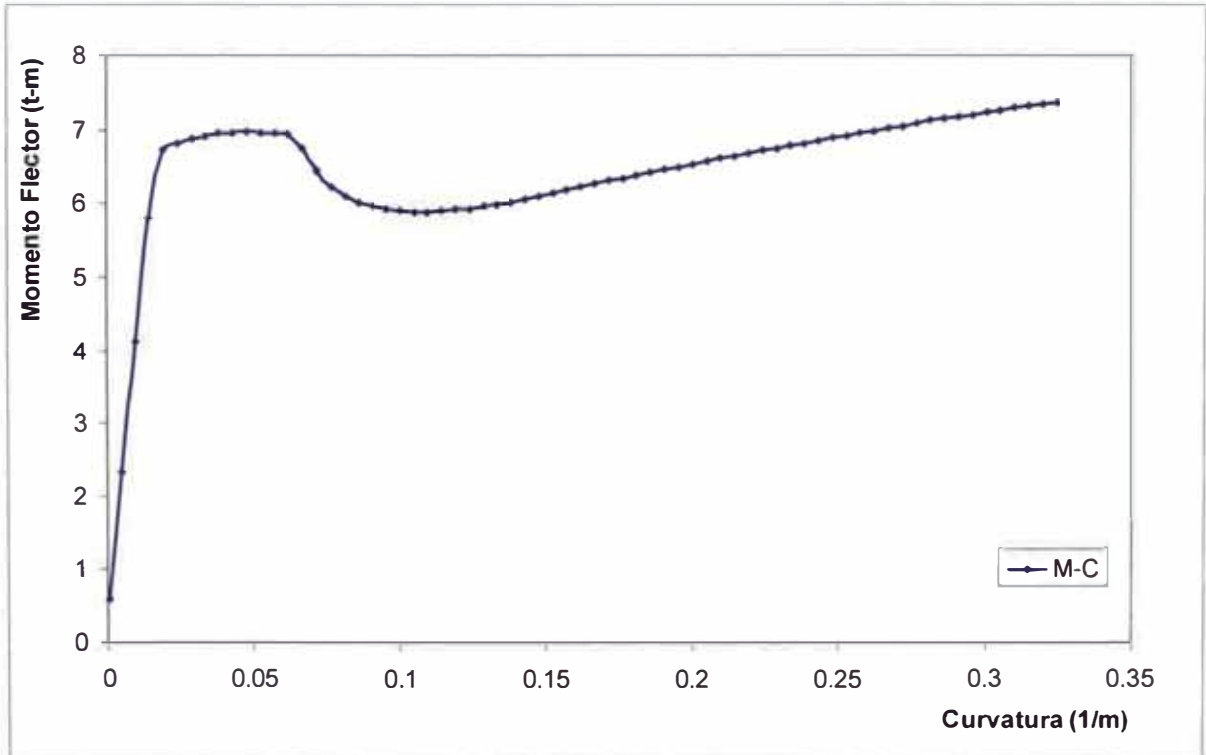


Figura 3-25: Diagrama M-C columna C-8, Dirección X



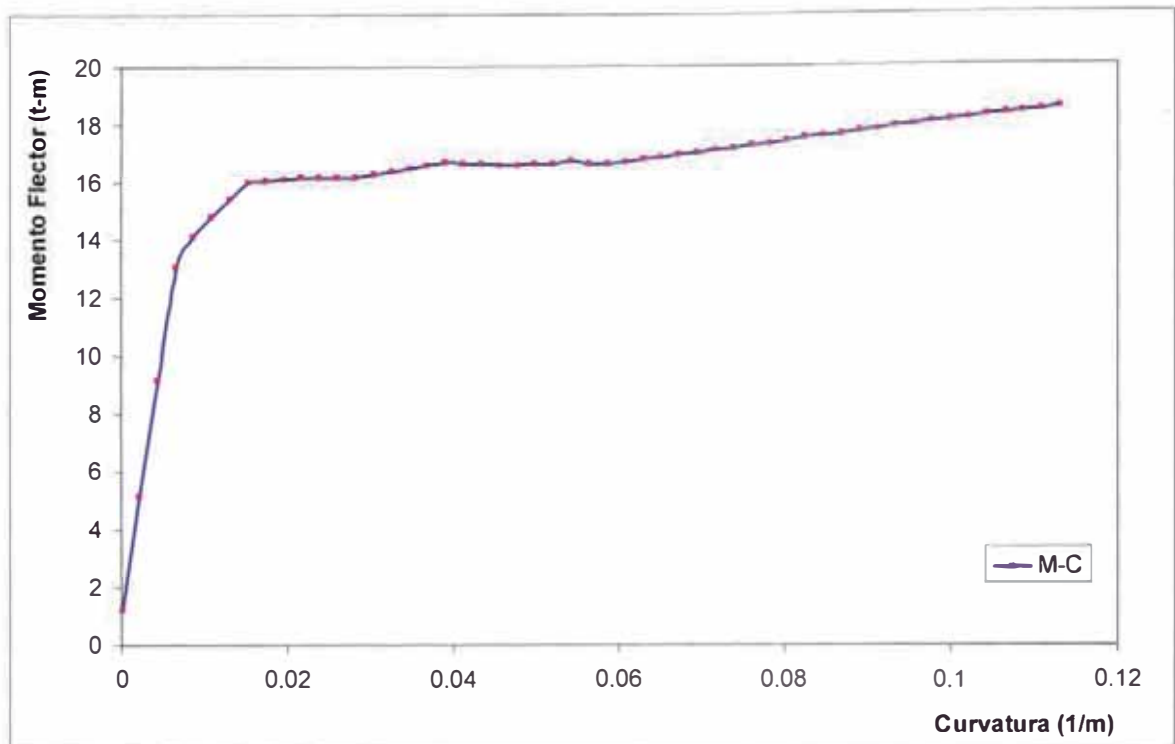


Figura 3-26: Diagrama M-C columna C-8, Dirección Y

#### 3.4.4.2 Muros

Al igual que las columnas, la flexión de los muros se representa mediante diagramas de momento curvatura. Los parámetros de modelamiento de los muros se encuentran especificados en la tabla 6-18 de la sección 6.8.2.4 de FEMA 356 (ASCE, 2000). Mediante el programa USC\_RC (Esmaili, 2000) podemos generar los diagramas.

La gráfica siguiente muestra el diagrama M-C creado para el muro del eje N. El resorte uniaxial es representado con el modelo CA7 en Canny.

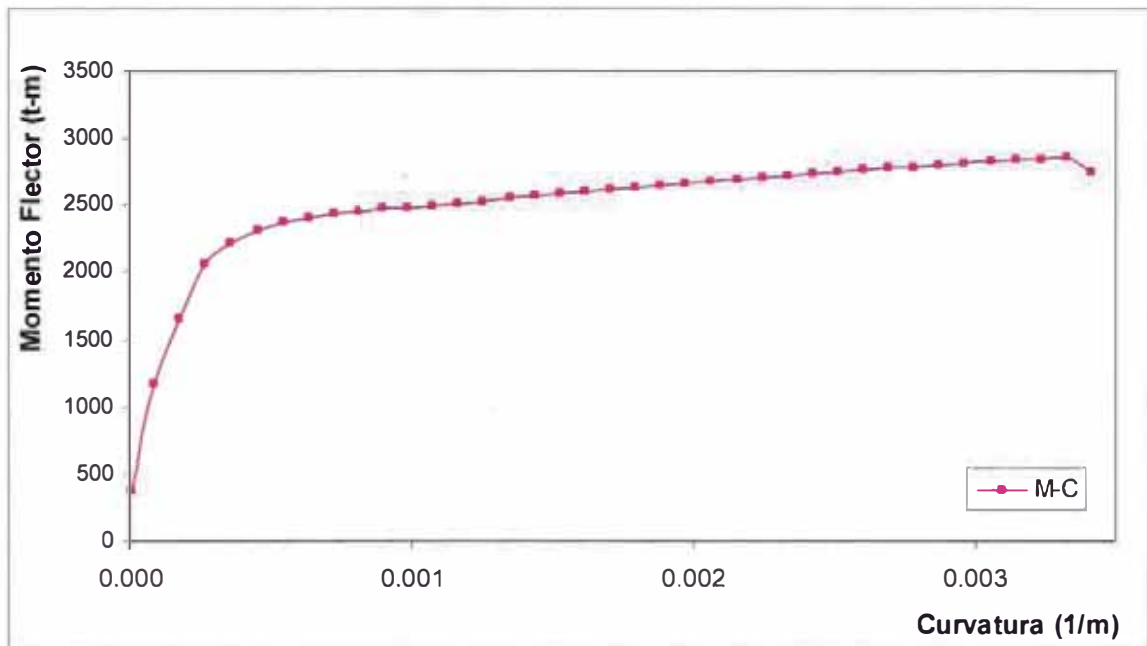


Figura 3-27: Diagrama M-C muro eje N

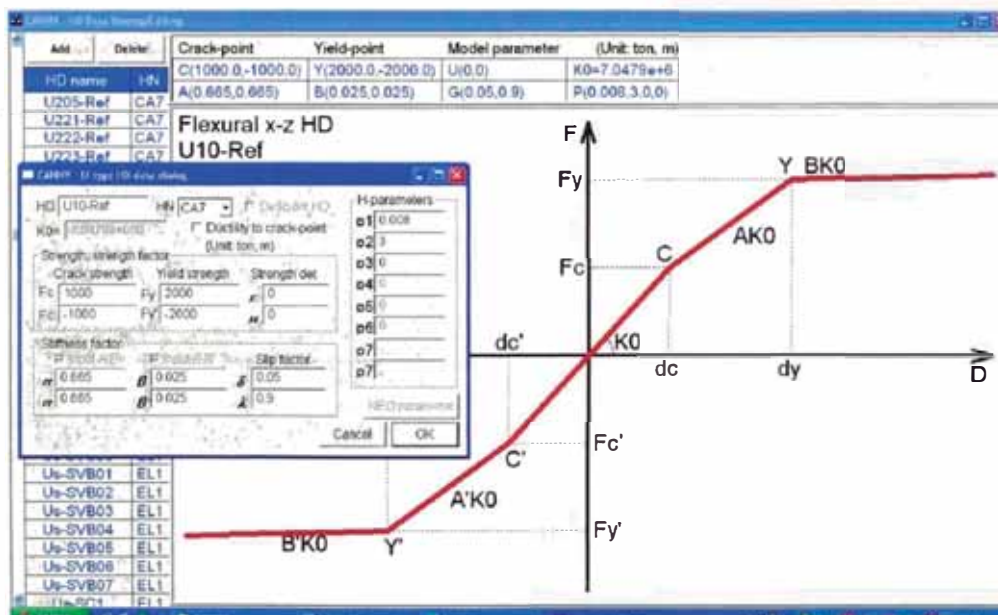


Figura 3-28: Diagrama M-C en Canny, muro eje N

### 3.4.4.3 Vigas

Si se modelan las vigas como diagramas de momento rotación los parámetros de modelamiento de vigas se toman de la tabla 6-7 de la sección 6.5.2 de FEMA 356 (ASCE, 2000).

Condición			Parámetros de Modelamiento <sup>(3)</sup>			Criterio de Aceptación <sup>(3)</sup>	
			Angulo de rotación plástica, radianes		Relación de Resistencia Residual	Angulo de rotación plástica, radianes	
			a	b	c	Nivel de Desempeño	
						IO	LS
<b>i. Vigas controladas por Flexión <sup>(1)</sup></b>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo transversal <sup>(2)</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$					
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005
<b>ii. Vigas controladas por Corte <sup>(1)</sup></b>							
Espaciamiento de estribos $\leq d/2$			0.003	0.02	0.2	0.0015	0.002
Espaciamiento de estribos $> d/2$			0.003	0.01	0.2	0.0015	0.002

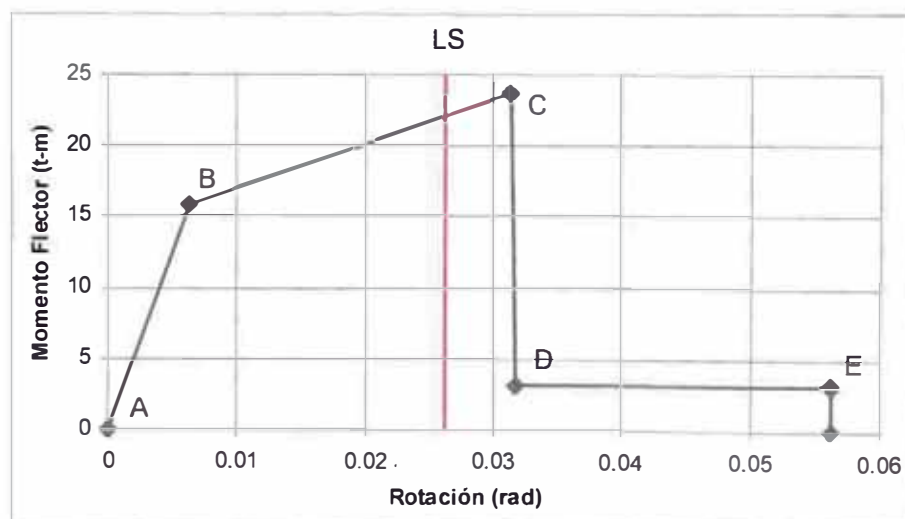


Figura 3-29: Parámetros de Modelamiento y Criterio de Aceptación de viga VB-01

Utilizando el programa USC\_RC se modelaron con diagramas de momento curvatura las vigas VB-01, VB-05 y VB-06, cuyas gráficas se muestran a continuación:

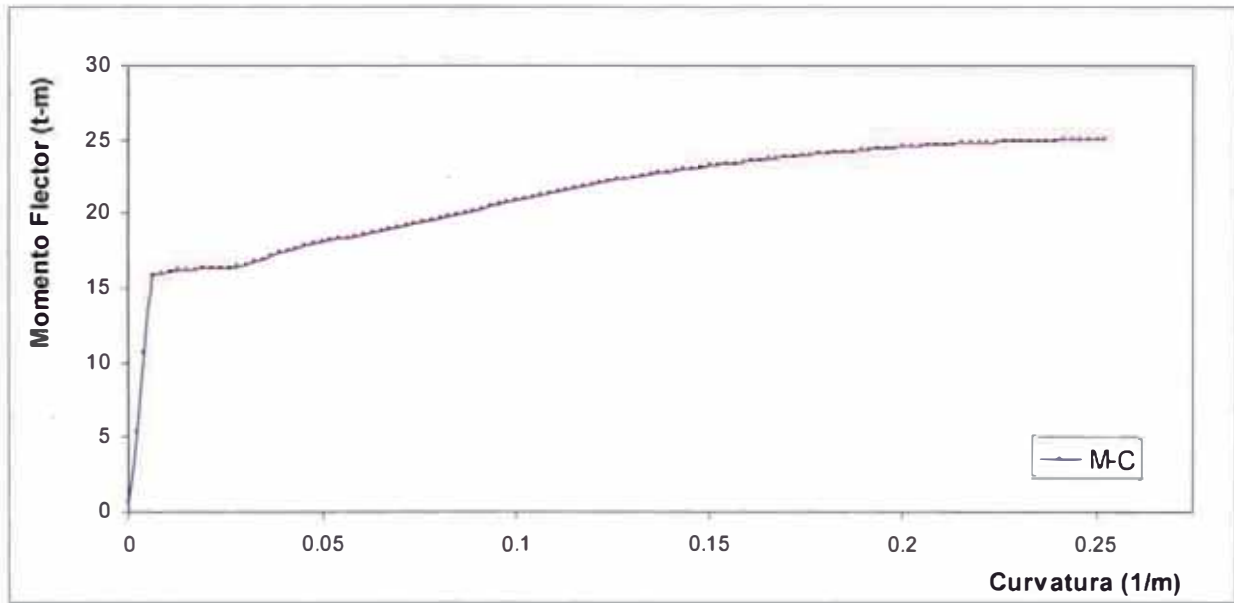


Figura 3-30: Diagrama M-C viga VB-01

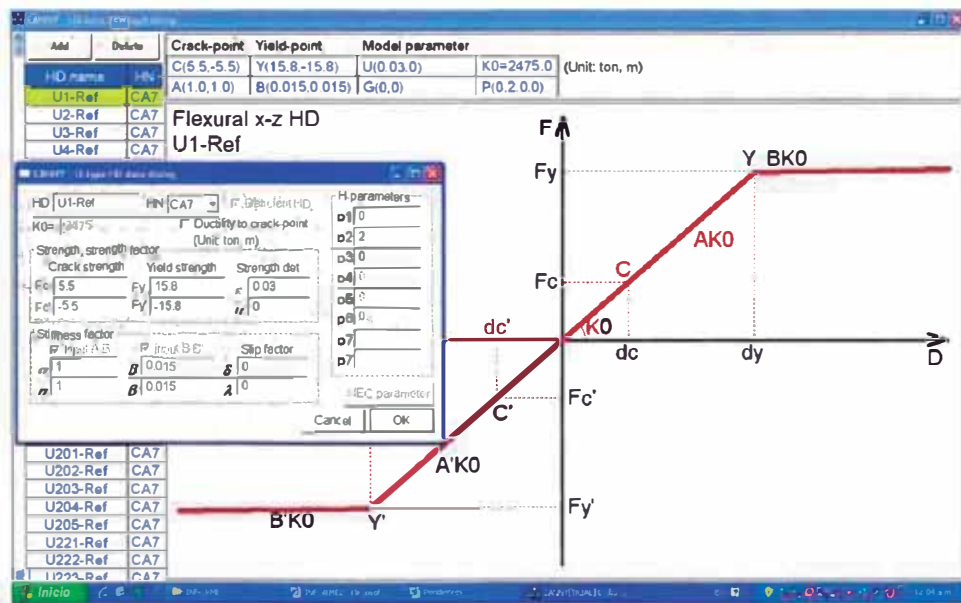


Figura 3-31: Diagrama M-C en Canny, viga VB-01

El resorte uniaxial es representado con el modelo CA7 en Canny; los valores de momentos de agrietamiento y fluencia y la pendiente post elástica son tomados del diagrama momento curvatura obtenido con el USC\_RC (Esmaily, 2000).

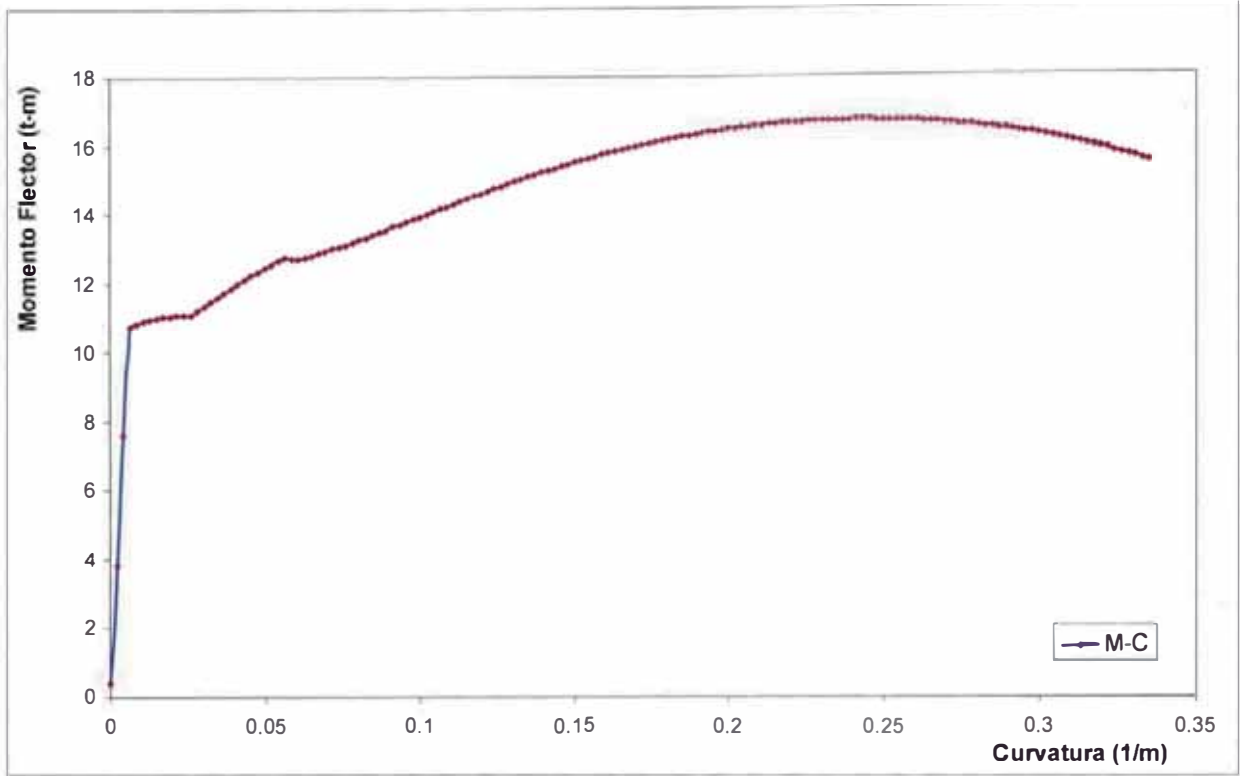


Figura 3-32: Diagrama M-C viga VB-05

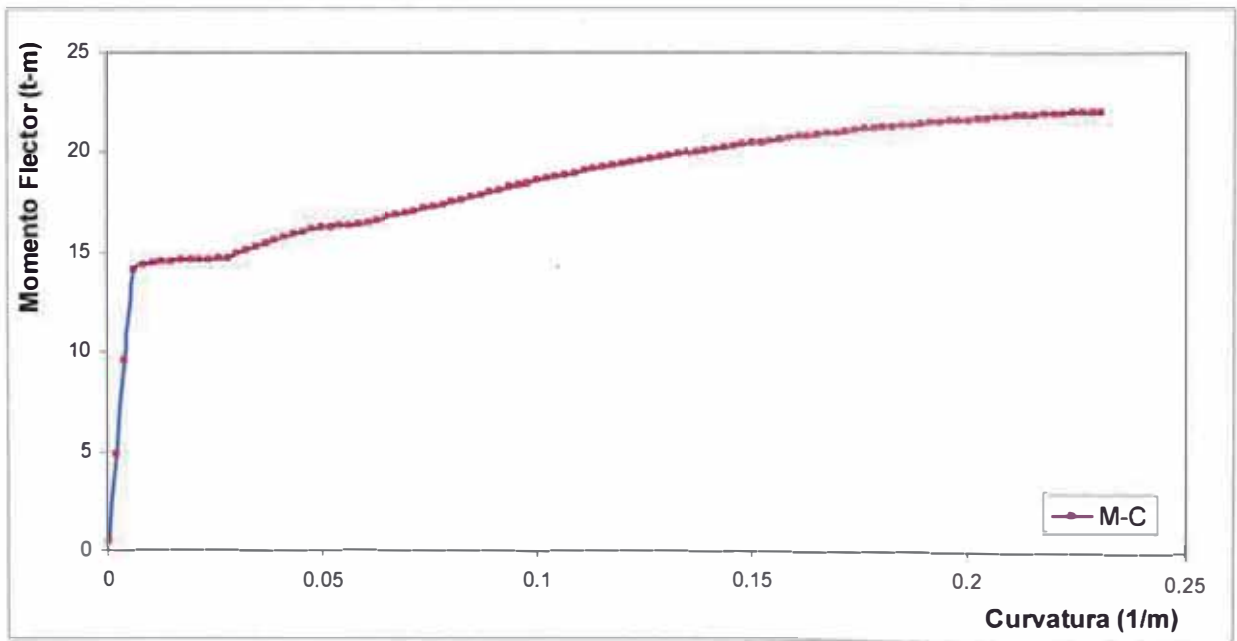


Figura 3-33: Diagrama M-C viga VB-06

### 3.4.5 Modelamiento a Corte de Elementos

#### 3.4.5.1 Columnas y Vigas

En columnas y vigas el cortante puede ser modelado con resortes uniaxiales. En nuestra estructura consideraremos un resorte de comportamiento lineal elástico, como el que se muestra en la siguiente figura:

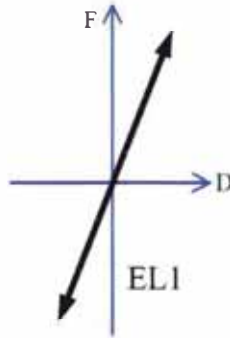


Figura 3-34: Modelo Lineal de Corte

El modelo EL1 es lineal elástico, en nuestros modelos la rigidez es calculada automáticamente por el programa.

#### 3.4.5.2 Muros

En el caso de muros se modela el corte mediante el modelo de resorte uniaxial CA7, el cual presenta entre otras características la degradación de rigidez y resistencia.

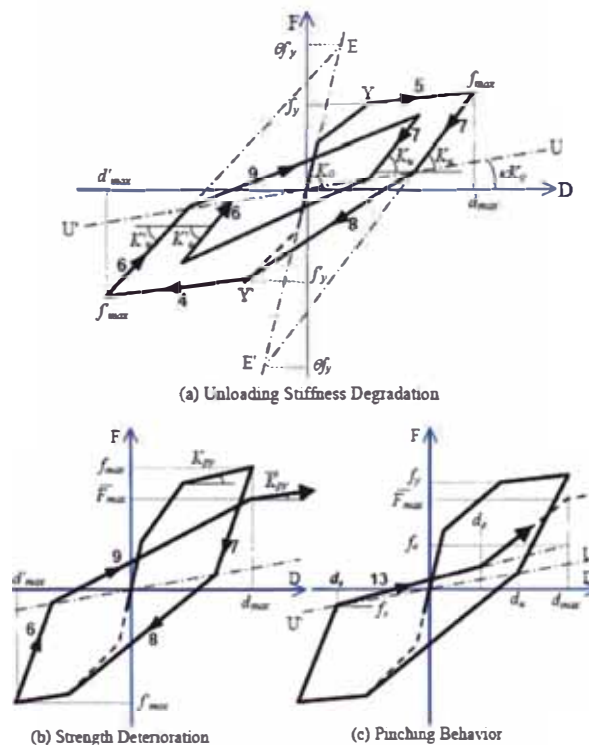


Figura 3-35: Modelo CA7 de corte con resorte uniaxial

Si bien los muros estarán sujetos a fuerzas cortantes que permanecerán en el rango elástico, a manera de ejercicio se modelará con el modelo CA7 antes descrito.

Igualmente a los anteriores casos, el diagrama de Fuerza-Deformación es elaborado con ayuda del programa USC\_RC (Esmaeily, 2000), el cual crea el diagrama mostrado en la figura 3-36:

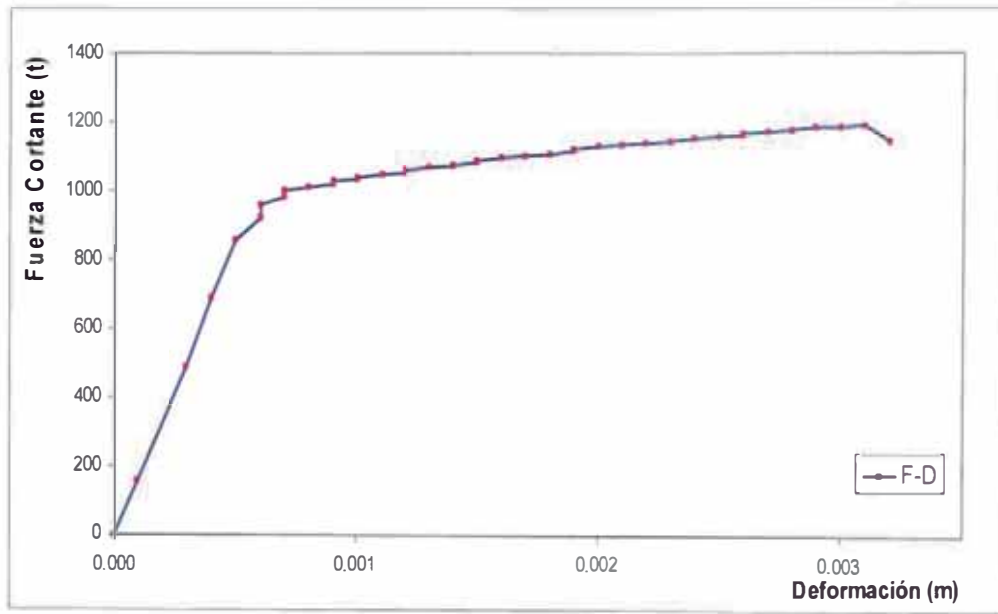


Figura 3-36: Diagrama Fuerza-Deformación en muro eje N

Con los valores de fuerzas cortantes del diagrama anterior se modela el corte del muro en Canny, obteniéndose el diagrama mostrado:

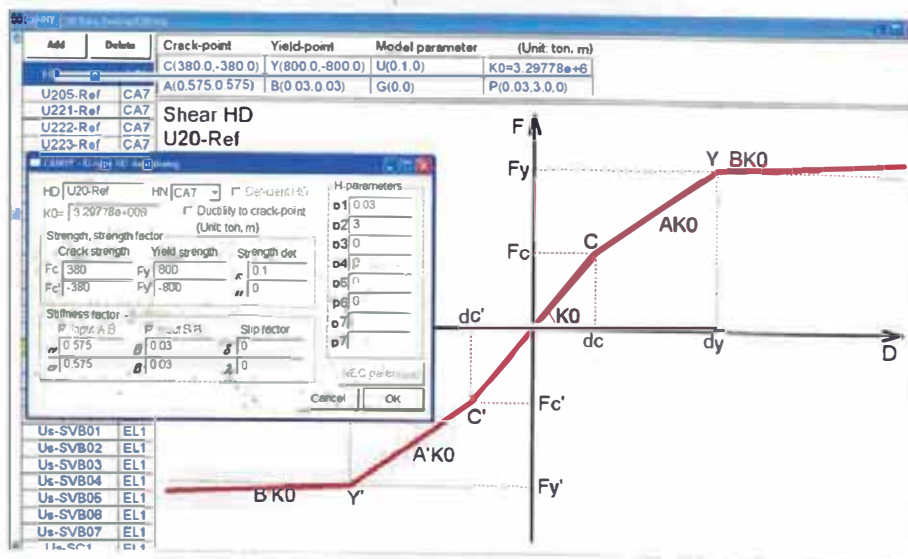


Figura 3-37: Diagrama Fuerza-Deformación en Canny, muro eje N



### 3.4.6 Constantes de Amortiguamiento

Para resolver las ecuaciones de movimiento para análisis dinámico el programa incluye un método de integración numérica conocido como el Método de Newmark.

El amortiguamiento viscoso dependiente de la frecuencia es considerado en el programa para el análisis dinámico. Para nuestros análisis usaremos una matriz de amortiguamiento con coeficientes proporcionales a las matrices de masa y rigidez, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$[C] = a_k[K] + a_m[M] + a_0[K_0]$$

En la ecuación anterior a cualquier coeficiente de amortiguamiento se le puede asignar un valor cero si el componente de amortiguamiento no es deseado. En nuestro caso utilizaremos los coeficientes  $a_k$  y  $a_m$ , que resulta equivalente a utilizar el amortiguamiento de Rayleigh.

Los coeficientes son determinados a través de las expresiones:

$$a_m = \xi_1 \omega_1 ; \quad a_k = \xi_1 / \omega_1$$

Donde  $\xi_1$  es el ratio del amortiguamiento crítico y  $\omega_1$  es la frecuencia natural de vibración para el primer periodo de la estructura. La norma E030 (Diario Oficial El Peruano, 2006) especifica un amortiguamiento crítico de 5% y nuestra edificación tiene un periodo fundamental  $T=0.53$  seg., por lo que los coeficientes resultantes son:

$$a_m = 0.592 \quad a_k = 0.0042$$

### 3.4.7 Modelamiento de la Estructura Global - Ensamblaje de Elementos

La estructura en estudio es modelada mediante el ensamble de las columnas, vigas y muros, los cuales han sido previamente calibrados para obtener los parámetros que nos describan su respuesta histerética (ver anexo A).

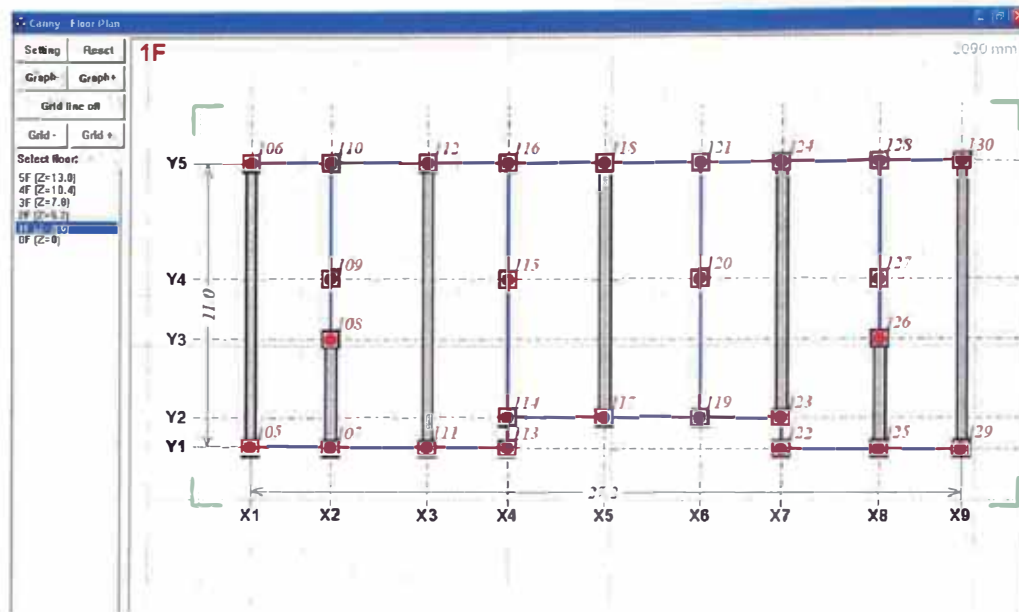


Figura 3-38: Vista de Planta en Modelo Canny – Piso Típico

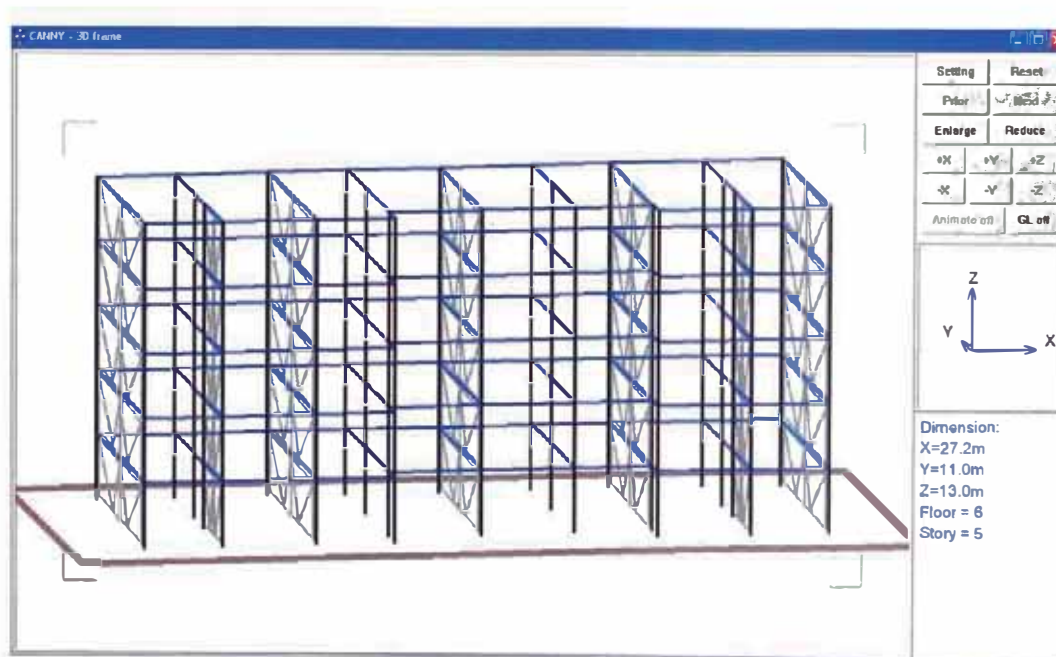


Figura 3-39: Vista en 3D del Modelo en Canny

Cada modelo está compuesto por 165 vigas, 130 columnas y 35 muros. Se elaboran 2 modelos: en el primero las columnas y muros son modelados a flexión con el modelo de las fibras mientras que en el segundo las vigas, columnas y muros lo son a través de modelos de momento curvatura.

### 3.4.8 Análisis, Resultados y Comparaciones

La estructura ya modelada es sometida a los 7 pares de registros indicados anteriormente (cada par de registro actúa simultáneamente en la estructura en ambas direcciones). Este procedimiento es realizado para los modelos de fibras y de momento curvatura. En lo referente a desplazamientos y cortantes basales se obtienen los siguientes resultados (promedio de los 14 análisis):

Tabla 3-10: Comparación Desplazamientos: Modelos de Fibras y de Momento Curvatura

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS (m) DIRECCION X			DESPLAZAMIENTOS (m) DIRECCION Y		
	MS	U	% DIFERENCIA	MS	U	% DIFERENCIA
5	0.06355	0.06050	5.0%	0.00263	0.00345	31.3%
4	0.05477	0.05238	4.6%	0.00210	0.00261	24.1%
3	0.04267	0.04083	4.5%	0.00152	0.00176	15.4%
2	0.02752	0.02592	6.2%	0.00094	0.00097	4.0%
1	0.01087	0.01010	7.6%	0.00040	0.00035	14.2%

Tabla 3-11: Comparación Fuerzas Cortantes: Modelos de Fibras y de Momento Curvatura

NIVEL	FUERZA CORTANTE (t) DIRECCION X			FUERZA CORTANTE (t) DIRECCION Y		
	MS	U	% DIFERENCIA	MS	U	% DIFERENCIA
5	151.62	158.84	4.8%	249.69	291.69	16.8%
4	207.26	214.86	3.7%	458.86	523.50	14.1%
3	221.99	235.12	5.9%	626.59	697.71	11.4%
2	244.42	260.60	6.6%	758.40	821.32	8.3%
1	278.41	302.28	8.6%	859.01	914.51	6.5%

De la tabla 3-10 se puede observar que los resultados de desplazamientos de piso para ambos modelos son muy similares en la dirección X (de los pórticos) con diferencias del orden del 5 a 6%. En la dirección Y (de los muros) estas diferencias son algo mayores, de un 15 a 30%; esto último puede deberse a que los parámetros que describen las respuestas de los muros no han sido calibrados de ensayos de muros representativos, debido a la ausencia de estos últimos.

En lo que respecta a fuerzas cortantes, los resultados para ambos modelos son muy aproximados, lográndose en la dirección X diferencias del orden de 5 a 8%, mientras que en la dirección Y las variaciones son de 6 a 16%; la mayor similitud en los resultados se puede deber a que las fuerzas cortantes tienden a presentar una variación lineal y tener menor dispersión que las deformaciones.

Para mostrar en que orden se encuentran nuestras distorsiones respecto a lo que expresa la norma E-030 (Diario Oficial El Peruano, 2006), se presenta la siguiente gráfica de distorsiones de piso para cada uno de los 14 análisis.

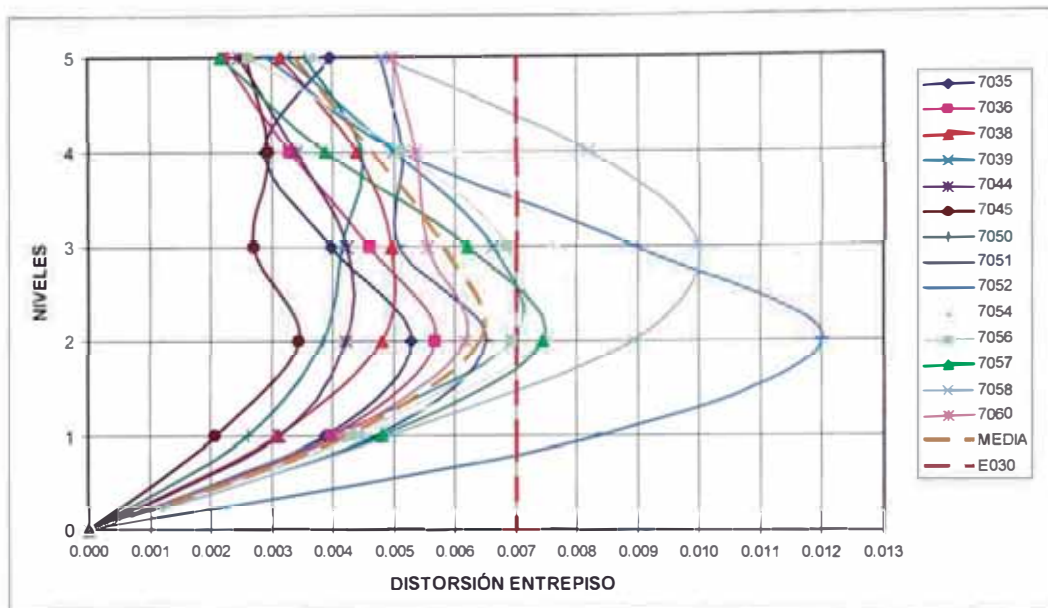


Figura 3-40: Distorsión de Entrepiso por sismo – dirección X

Los valores promedio de desplazamientos y distorsiones en la dirección X se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3-12: Desplazamientos y Distorsiones de piso – dirección X

NIVEL	DESPLAZ. (m)	DISTORSIÓN
5	0.064	0.0034
4	0.055	0.0047
3	0.043	0.0058
2	0.028	0.0064
1	0.011	0.0042

Según lo mostrado, nuestra estructura cumple con lo estipulado en la norma peruana respecto a distorsiones máximas de piso (0.007 para estructuras de concreto reforzado).

### 3.4.9 Criterios de Aceptación

Para determinar la aceptación de los elementos (vigas y columnas) debemos determinar las rotaciones plásticas de los elementos y así compararlas con las rotaciones plásticas máximas especificadas (ver tablas 2-6 y 2-7). Esta verificación se realiza para los elementos de los pórticos y los resultados se hallan en las tablas 3-13 y 3-14.

Tabla 3-13: Rotaciones en Columnas y Criterios de Aceptación

ELEMENTO	EJES DE UBICACION	NIVEL	$\theta_t$ rotación total (por registro)													$\theta_t$ rotación total promedio	$\theta_y$ rotación de fluencia	$\theta_p$ rotación plástica	$\theta_{pm}$ rotación plástica máxima	¿Aceptable?	
			7035	7036	7038	7039	7044	7045	7050	7051	7052	7054	7056	7057	7058						7060
C-1 (.25x.80)	X2 - Y1	5	0.0015	0.0013	0.0015	0.0028	0.0010	0.0013	0.0030	0.0033	0.0019	0.0016	0.0016	0.0009	0.0017	0.0015	0.0018	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0025	0.0017	0.0025	0.0025	0.0017	0.0016	0.0025	0.0041	0.0025	0.0023	0.0023	0.0016	0.0025	0.0025	0.0024	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0030	0.0023	0.0028	0.0028	0.0021	0.0018	0.0031	0.0032	0.0035	0.0031	0.0026	0.0018	0.0027	0.0030	0.0027	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0025	0.0028	0.0030	0.0042	0.0026	0.0018	0.0033	0.0043	0.0032	0.0038	0.0035	0.0032	0.0040	0.0035	0.0033	0.0033	0.0056	0	0.012
1	0.0053	0.0058	0.0045	0.0077	0.0052	0.0034	0.0043	0.0043	0.0090	0.0120	0.0071	0.0062	0.0075	0.0080	0.0058	0.0066	0.0056	0.0010	0.012	SI	
C-1 (.25x.80)	X3 - Y1	5	0.0018	0.0015	0.0030	0.0017	0.0012	0.0017	0.0028	0.0040	0.0019	0.0018	0.0016	0.0012	0.0021	0.0022	0.0020	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0027	0.0021	0.0025	0.0029	0.0020	0.0021	0.0037	0.0035	0.0031	0.0029	0.0025	0.0017	0.0026	0.0036	0.0027	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0031	0.0027	0.0038	0.0033	0.0024	0.0020	0.0036	0.0043	0.0043	0.0023	0.0030	0.0019	0.0046	0.0033	0.0030	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0031	0.0030	0.0038	0.0038	0.0028	0.0020	0.0036	0.0043	0.0040	0.0037	0.0035	0.0030	0.0046	0.0038	0.0033	0.0035	0.0056	0	0.012
1	0.0055	0.0059	0.0046	0.0066	0.0045	0.0035	0.0050	0.0065	0.0122	0.0062	0.0065	0.0076	0.0078	0.0062	0.0063	0.0063	0.0056	0.0007	0.012	SI	
C-1 (.25x.80)	X4 - Y1	5	0.0009	0.0007	0.0012	0.0010	0.0007	0.0007	0.0008	0.0011	0.0008	0.0008	0.0010	0.0005	0.0014	0.0011	0.0009	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0016	0.0010	0.0018	0.0016	0.0012	0.0012	0.0013	0.0015	0.0012	0.0012	0.0016	0.0015	0.0016	0.0016	0.0014	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0018	0.0015	0.0020	0.0021	0.0013	0.0017	0.0016	0.0021	0.0017	0.0022	0.0020	0.0015	0.0022	0.0023	0.0019	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0019	0.0020	0.0030	0.0023	0.0019	0.0017	0.0020	0.0027	0.0037	0.0037	0.0027	0.0023	0.0035	0.0027	0.0026	0.0056	0	0.012	SI
1	0.0051	0.0057	0.0047	0.0060	0.0043	0.0031	0.0047	0.0061	0.0104	0.0067	0.0067	0.0061	0.0063	0.0072	0.0056	0.0059	0.0003	0.012	SI		
C-1 (.25x.80)	X4 - Y2	5	0.0008	0.0006	0.0008	0.0008	0.0006	0.0007	0.0007	0.0008	0.0010	0.0010	0.0010	0.0004	0.0011	0.0008	0.0008	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0013	0.0010	0.0010	0.0016	0.0010	0.0010	0.0010	0.0015	0.0010	0.0011	0.0015	0.0013	0.0016	0.0014	0.0012	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0015	0.0010	0.0012	0.0015	0.0012	0.0012	0.0012	0.0022	0.0012	0.0014	0.0015	0.0015	0.0025	0.0018	0.0015	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0016	0.0018	0.0018	0.0026	0.0014	0.0012	0.0022	0.0025	0.0021	0.0030	0.0023	0.0020	0.0028	0.0020	0.0021	0.0056	0	0.012	SI
1	0.0057	0.0060	0.0044	0.0071	0.0047	0.0030	0.0050	0.0058	0.0114	0.0061	0.0061	0.0060	0.0065	0.0075	0.0053	0.0060	0.0056	0.0004	0.012	SI	
C-1 (.25x.80)	X2 - Y5	5	0.0012	0.0008	0.0012	0.0013	0.0010	0.0010	0.0013	0.0010	0.0010	0.0011	0.0013	0.0009	0.0011	0.0010	0.0011	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0020	0.0016	0.0017	0.0027	0.0017	0.0016	0.0020	0.0022	0.0016	0.0016	0.0022	0.0017	0.0024	0.0023	0.0020	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0023	0.0017	0.0019	0.0027	0.0021	0.0017	0.0025	0.0023	0.0018	0.0023	0.0022	0.0017	0.0029	0.0027	0.0022	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0027	0.0025	0.0025	0.0035	0.0024	0.0016	0.0030	0.0036	0.0028	0.0040	0.0028	0.0030	0.0040	0.0028	0.0029	0.0056	0	0.012	SI
1	0.0061	0.0066	0.0045	0.0073	0.0052	0.0032	0.0057	0.0060	0.0120	0.0070	0.0065	0.0072	0.0085	0.0060	0.0066	0.0066	0.0056	0.0010	0.012	SI	
C-1 (.25x.80)	X3 - Y5	5	0.0019	0.0015	0.0020	0.0036	0.0011	0.0012	0.0024	0.0020	0.0030	0.0030	0.0019	0.0010	0.0019	0.0023	0.0021	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0027	0.0020	0.0023	0.0031	0.0017	0.0022	0.0032	0.0030	0.0030	0.0040	0.0027	0.0018	0.0026	0.0028	0.0027	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0030	0.0027	0.0027	0.0028	0.0023	0.0021	0.0031	0.0033	0.0026	0.0030	0.0028	0.0021	0.0030	0.0029	0.0027	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0030	0.0030	0.0034	0.0034	0.0028	0.0020	0.0040	0.0073	0.0036	0.0040	0.0032	0.0032	0.0040	0.0036	0.0036	0.0036	0.0056	0	0.012
1	0.0057	0.0057	0.0048	0.0058	0.0055	0.0030	0.0042	0.0100	0.0135	0.0063	0.0055	0.0075	0.0080	0.0060	0.0065	0.0065	0.0056	0.0009	0.012	SI	
C-1 (.25x.80)	X4 - Y5	5	0.0015	0.0010	0.0015	0.0016	0.0012	0.0015	0.0015	0.0012	0.0012	0.0013	0.0016	0.0012	0.0015	0.0015	0.0014	0.0056	0	0.012	SI
		4	0.0023	0.0017	0.0020	0.0027	0.0018	0.0018	0.0022	0.0020	0.0018	0.0017	0.0023	0.0020	0.0025	0.0021	0.0021	0.0056	0	0.012	SI
		3	0.0023	0.0020	0.0024	0.0027	0.0022	0.0020	0.0026	0.0023	0.0018	0.0024	0.0025	0.0018	0.0028	0.0029	0.0023	0.0056	0	0.012	SI
		2	0.0025	0.0025	0.0027	0.0036	0.0025	0.0018	0.0033	0.0038	0.0028	0.0040	0.0035	0.0030	0.0040	0.0032	0.0031	0.0056	0	0.012	SI
1	0.0060	0.0068	0.0048	0.0072	0.0053	0.0032	0.0057	0.0061	0.0115	0.0070	0.0070	0.0070	0.0070	0.0080	0.0061	0.0066	0.0056	0.0010	0.012	SI	





#### 3.4.10 Evaluación de Resultados

En las tablas 3-13 y 3-14 se observa que las rotaciones de los elementos son menores que las rotaciones máximas, por lo que todos los elementos se encuentran conformes.

En el caso de las columnas se aprecia que estas incursionan ligeramente en el rango plástico, lo que nos indica que las columnas poseen una mayor reserva de resistencia frente a las demandas sísmicas.

Observando las vigas, su incursión en el rango plástico es mayor pero siempre dentro de los límites de aceptación. Esto nos muestra que la energía se disipa a través de la deformación de las vigas.



## **3.5 Edificación de 22 niveles - Aplicación del Método - Investigación Preliminar**

### **3.5.1 Recolección de Datos y Visita de Sitio**

#### Descripción de la Edificación

La estructura en estudio es una edificación de 22 niveles de concreto armado para uso de oficinas, diseñada en el año 2008 y localizada en el distrito de San Isidro.

Las dimensiones en planta en los niveles de sótano son de aproximadamente 43.0 m (dirección longitudinal) por 26.0 m (dirección transversal) con una altura de entrepiso de 2.75 m, mientras que en los niveles de oficinas son de 22.0 m por 26.0 m con una altura en cada nivel de 3.75 m.

Los planos estructurales de la planta de cimentación, columnas, muros, encofrados de techo y vigas se hallan en el Anexo C. Las figuras 3-41 y 3-42 son fotografías de la fachada de la edificación.

#### Sistema Resistente de Fuerzas Verticales

Consiste de losas macizas y aligeradas, vigas, columnas y muros de concreto. En los sótanos las losas son macizas de 0.125 m mientras que en los pisos típicos las losas son aligeradas de 0.17 m. La cimentación consiste de zapatas corridas armadas bajo los muros y zapatas aisladas bajo las columnas, conectadas con vigas de cimentación.

Las columnas mayormente son rectangulares de 0.40 m x 1.00 m y 0.40 m x 1.40 m. Las vigas que forman los pórticos son principalmente de 0.25x0.60, 0.30x0.60 y 0.40x0.60.

#### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

Consiste de losas macizas y aligeradas que actúan como diafragmas rígidos transmitiendo las fuerzas laterales a los muros de corte. En la dirección longitudinal consiste de columnas y muros laterales de 0.30, 0.25 y 0.20 m de espesor, mientras que en la dirección transversal está compuesto de columnas y muros de las cajas de ascensores de 0.30 m.

#### Evaluación Estructural Preliminar

- a) Determinar si la edificación necesita rehabilitación sin evaluación adicional: no hay signos exteriores de deterioro o falla. La edificación debe ser evaluada para determinar si es aceptable o si necesita rehabilitación.

- b) Determinar el nivel de evaluación requerido: la edificación será evaluada usando el Nivel 1; si son encontradas deficiencias un nivel 2 determinará si la edificación es aceptable o necesita rehabilitación.



Figura 3-41: Fachada Principal – vista izquierda



Figura 3-42: Fachada Principal – vista derecha

### 3.5.2 Selección del Nivel de Desempeño

De acuerdo al uso de la estructura, el **Nivel de Desempeño** seleccionado es el de **Seguridad de Vida**.

### 3.5.3 Sismicidad de la Región y Determinación de Parámetros Sísmicos

Determinamos los parámetros  $S_{D1}$  y  $S_{DS}$ .

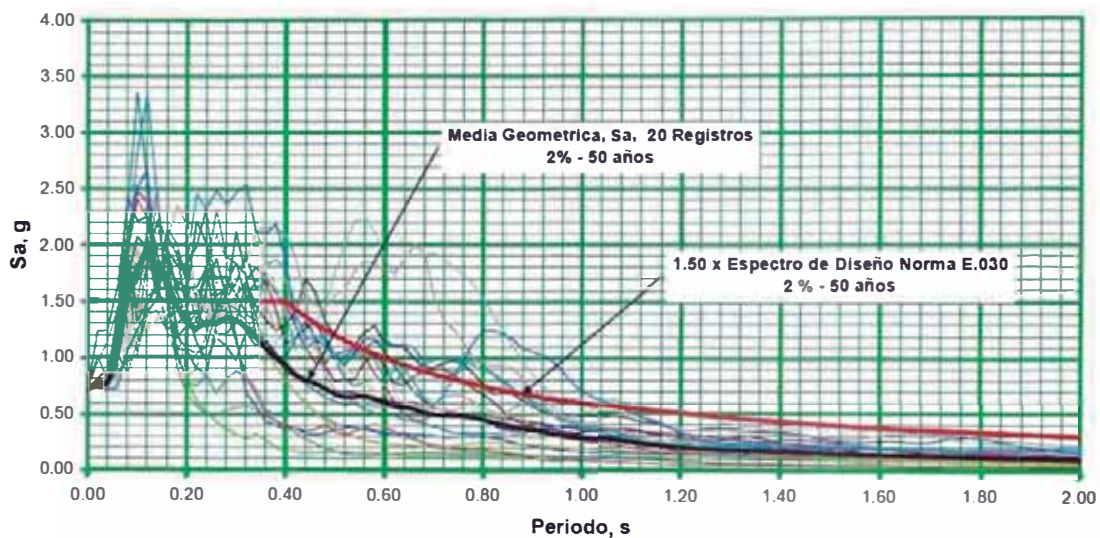


Figura 3-43: Espectros de Seudo Aceleraciones - Peligro Sísmico 2% - 50 años

#### **Dirección Longitudinal (T=1.02 s, ver 3.6.1.1)**

$S_S = 1.5$  g (de la figura 3-43, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$S_1 = 0.6$  g (de la figura 3-43, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$F_v = 1.3$  (de la tabla 2-2)

$F_a = 1.0$  (de la tabla 2-3)

$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 1.3 \times 0.6 = 0.52$  g

$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S = \frac{2}{3} \times 1.0 \times 1.5 = 1.00$  g

#### **Dirección Transversal (T=1.53 s, ver 3.6.1.1)**

$S_S = 1.5$  g (de la figura 3-43, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$S_1 = 0.6$  g (de la figura 3-43, espectro de seudo aceleraciones 2% - 50 años)

$F_v = 1.3$  (de la tabla 2-2)

$F_a = 1.0$  (de la tabla 2-3)

$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = \frac{2}{3} \times 1.3 \times 0.6 = 0.52$  g

$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_S = \frac{2}{3} \times 1.0 \times 1.5 = 1.00$  g

De acuerdo a la tabla 2-1, la sismicidad de la región es alta.

### 3.6 Fase de Revisión (Nivel 1)

#### 3.6.1 Fuerzas Cortantes Sísmicas

Se calculan las fuerzas para las direcciones longitudinal y transversal

##### 3.6.1.1 Periodo

###### Dirección Longitudinal

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$$C_t = 0.02 \text{ (estructuras de muros)}$$

$$h_n = (57.5 / 0.305) = 189 \text{ pies}$$

$$T = 0.02 \times (189)^{3/4} = 1.02 \text{ s}$$

###### Dirección Transversal

$$T = C_t h_n^{3/4}$$

$$C_t = 0.03 \text{ (estructuras de pórticos)}$$

$$h_n = (57.5 / 0.305) = 189 \text{ pies}$$

$$T = 0.03 \times (189)^{3/4} = 1.53 \text{ s}$$

##### 3.6.1.2 Aceleración Espectral

###### Dirección Longitudinal

$$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 1.02 = 0.53 \text{ g, y no debe ser mayor que } S_{DS} = 1.00 \text{ g}$$

$$\rightarrow S_a = 0.53 \text{ g}$$

###### Dirección Transversal

$$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 1.53 = 0.34 \text{ g, y no debe ser mayor que } S_{DS} = 1.00 \text{ g}$$

$$\rightarrow S_a = 0.34 \text{ g}$$

##### 3.6.1.3 Seudo Fuerza Lateral

$$V = C S_a W$$

$$C = 1.0 \text{ (de la tabla 3-4)}$$

Tabla 3-15: Peso de la Edificación por Niveles (t)

Nivel	Peso (t)
15	680
14	617
13	617
12	618
11	617
10	617
9	617
8	617
7	617
6	617
5	617
4	617
3	617
2	617
1	801
S1	1315
S2	1026
S3	1033
S4	1033
S5	1033
S6	1033
S7	1035
S8	557

$W = \text{Peso Sismico de la Edificación} = 9500 \text{ t}$

**Dirección Longitudinal**

$V = 1.0 \times 0.53 \times 9500 \text{ t} = 5035 \text{ t}$

**Dirección Transversal**

$V = 1.0 \times 0.34 \times 9500 \text{ t} = 3230 \text{ t}$

### 3.6.1.4 Fuerzas Cortantes de Piso

Tabla 3-16: Fuerzas Cortantes de Piso (t)

Nivel	Longitudinal V <sub>j</sub> (t)	Transversal V <sub>j</sub> (t)
15	763	499
14	1231	769
13	1569	951
12	1816	1078
11	1988	1152
10	2118	1194
9	2202	1203
8	2349	1276
7	2457	1351
6	2635	1400
5	2829	1506
4	3022	1597
3	3194	1713
2	3335	1787
1	3481	1871
S1	3798	2121
S2	4043	2350
S3	4269	2548
S4	4491	2754
S5	4669	2895
S6	4836	3040
S7	4978	3169
S8	5035	3230

### 3.6.2 Chequeos Rápidos de Resistencia y Rigidez

#### Dirección Longitudinal:

#### Columnas C-25

##### a) Esfuerzo Cortante en Columnas

$$\nu = \frac{8.8}{1.0 \times 0.4} t = 21.9 \text{ t/m}^2 (2.2 \text{ kg/cm}^2) < (8.3 \text{ kg/cm}^2) \text{ CUMPLE}$$

##### b) Verificación de Falla por Corte en Columnas

La capacidad de corte debe ser capaz de desarrollar la capacidad de momento en los extremos superior e inferior de las columnas.

El Mpr de la columna perimetral interior es 263.3 t-m para una carga axial de gravedad de Nu = 906 t. (ver Figura 3-44)

$$V_e = 2 \text{ Mpr} / L = 2 \times 263.3 / 4.4 = 119.7 \text{ t}$$

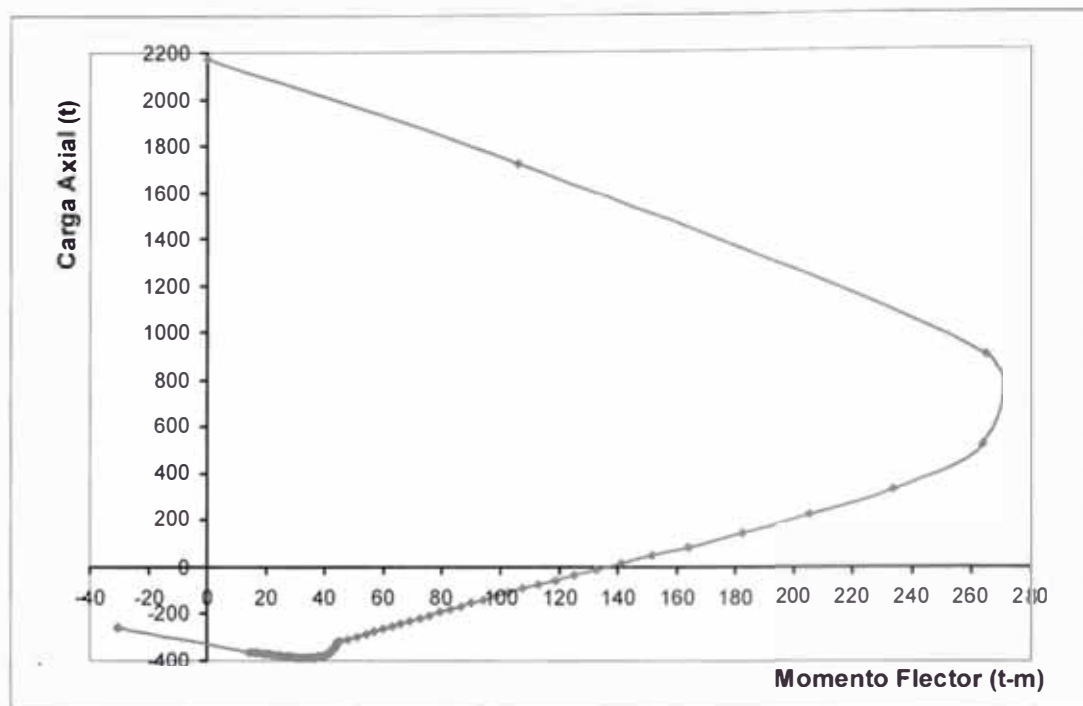


Figura 3-44: Diagrama de Interacción de columna C-25

Se determina la capacidad de corte de la columna  $\phi V_n$  según el ACI 318

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u/14 A_g) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$f'_c = 420 \text{ kg/cm}^2; \quad b_w = 0.40 \text{ m}; \quad d = 1.00 - 0.06 = 0.94 \text{ m}$$

$$V_c = 108.1 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 94}{10} = 56100 \text{ kg} = 56.1 \text{ t}$$

$$V_n = V_c + V_s = 108.1 + 56.1 = 164.2 \text{ t} > 119.7 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

c) Verificación de Sistema Columna Fuerte – Viga Débil

Se comparan la suma de las capacidades de momento de las vigas a las de las columnas.

Viga VB-T01 (.40x.95): Resistencia de Momento Negativo = 75.0 t-m

Viga VB-T01 (.40x.17): Resistencia de Momento Positivo = 2.9 t-m

La resistencia a flexión de columnas en 14vo nivel (de la figura 3-41)

$M_{col}(inf) = 148.4 \text{ t-m}$  (para una carga axial de 73.6 t)



La resistencia a flexión de la columna bajo el nudo es mayor debido al incremento de la carga axial impuesta por la losa de piso.

$$M_{col(sup)} = 163.3 \text{ t-m (para una carga axial de 129.2 t)}$$

$$\rightarrow 1.2 \text{ Sum } M_{vig} = 1.2 (75.0+2.9) = 93.5 \text{ t-m}$$

$$\text{Sum } M_{col} = 148.4+163.3 = 311.7 \text{ t-m} > 93.5 \text{ t-m} \quad \text{CUMPLE}$$

## Muros

### a) Esfuerzo Cortante en Muros de Corte

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \frac{V_j}{A_w} < 2v_f'c \text{ (8.3 kg/cm}^2\text{)}$$

donde:  $m = 4$   
 $A_w = 15.5 \text{ m}^2$   
 $V_j = 3481 \text{ t}$

$$v_{avg} = \frac{1}{4} \frac{3481}{15.5} = 56 \text{ t/m}^2 \text{ (5.6 kg/cm}^2\text{)} < (8.3 \text{ kg/cm}^2\text{)} \quad \text{CUMPLE}$$

### b) Cuantía de Refuerzo de Muros

$$e = 0.30 \text{ m}$$

$$A_s \text{ horiz} = \phi \ 1/2 \ @ \ .20 \quad 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho \text{ horiz} = 0.0042 > 0.0025 \quad \text{CUMPLE}$$

$$A_s \text{ vert} = \phi \ 1/2 \ @ \ .20 \quad 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\rho \text{ vert} = 0.0042 > 0.0015 \quad \text{CUMPLE}$$

## Dirección Transversal:

### Columnas C-22 y C-23

#### a) Esfuerzo Cortante en Columnas

$$v = \frac{34.0}{1.0 \times 0.4} \text{ t} = 85 \text{ t/m}^2 \text{ (8.5 kg/cm}^2\text{)} > (8.3 \text{ kg/cm}^2\text{)} \quad \text{NO CUMPLE}$$

#### b) Verificación de Falla por Corte en Columnas

El Mpr de la columna perimetral interior es 191 t-m para una carga axial de gravedad de Nu = 635 t. (ver Figura 3-41)

$$V_e = 2 \text{ Mpr} / L = 2 \times 191 / 4.4 = 86.8 \text{ t}$$

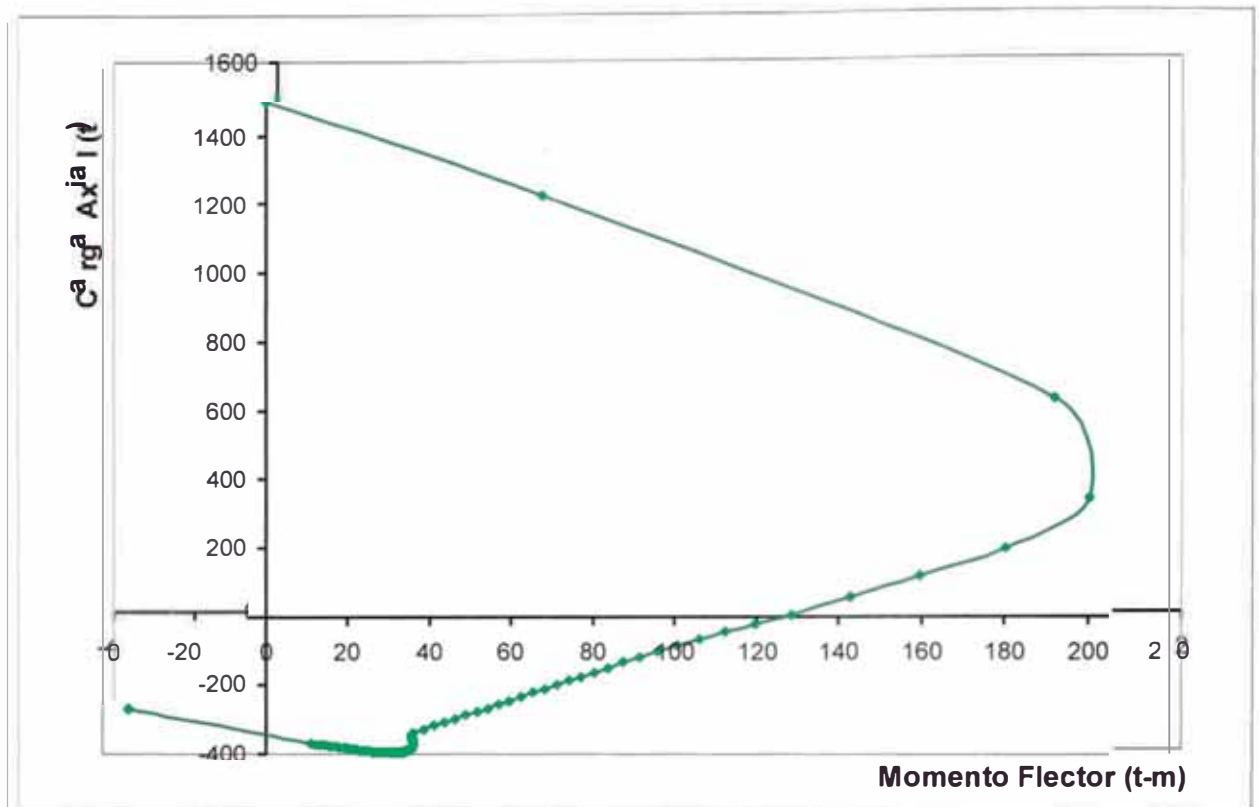


Figura 3-45: Diagrama de Interacción de columnas C-22 y C-23

Se determina la capacidad de corte de la columna  $\phi V_n$  según el ACI 318

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s)$$

$$V_c = 0.17 (1 + N_u/14 A_g) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$f'_c = 245 \text{ kg/cm}^2; \quad b_w = 0.40 \text{ m}; \quad d = 1.00 - 0.06 = 0.94 \text{ m}$$

$$V_c = 67.4 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4200 \times 94}{10} = 56100 \text{ kg} = 56.1 \text{ t}$$

$$V_n = V_c + V_s = 67.4 + 56.1 = 123.5 \text{ t} > 86.8 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

c) Verificación de Sistema Columna Fuerte – Viga Débil

Se comparan la suma de las capacidades de momento de las vigas a las de las columnas.

Viga VB-T04A (.40x.95): Resistencia de Momento Negativo = 113.2 t-m

Viga VB-T04A (.40x.60): Resistencia de Momento Positivo = 78.7 t-m

La resistencia a flexión de columnas en 14vo nivel (de la figura 3-41)

$M_{col}(inf) = 141.5 \text{ t-m}$  (para una carga axial de 48.5 t)

La resistencia a flexión de la columna bajo el nudo es mayor debido al incremento de la carga axial impuesta por la losa de piso.

$$M_{col(sup)} = 151.0 \text{ t-m (para una carga axial de 83.1 t)}$$

$$\rightarrow 1.2 \text{ Sum } M_{vig} = 1.2 (113.2+78.7) = 230.3 \text{ t-m}$$

$$\text{Sum } M_{col} = 141.5+151.0 = 292.5 \text{ t-m} > 230.3 \text{ t-m} \quad \text{CUMPLE}$$

### Muros

#### a) Esfuerzo Cortante en Muros de Corte

$$v_{avg} = \frac{1}{m} \frac{V_j}{A_w} < (8.3 \text{ kg/cm}^2)$$

donde:  $m = 4$   
 $A_w = 7.8 \text{ m}^2$   
 $V_j = 1871 \text{ t}$

$$v_{avg} = \frac{1}{4} \frac{1871}{7.8} = 60 \text{ t/m}^2 (6.0 \text{ kg/cm}^2) < (8.3 \text{ kg/cm}^2) \quad \text{CUMPLE}$$

#### b) Cuantía de Refuerzo de Muros

##### **e = 0.30 m**

As horiz = $\phi$ 3/8 @ .175	8.11 cm <sup>2</sup> /m		
$\rho$ horiz =	0.0027	>	0.0025 CUMPLE

As vert = $\phi$ 3/8 @ .175	8.11 cm <sup>2</sup> /m		
$\rho$ vert =	0.0027	>	0.0015 CUMPLE

##### **e = 0.25 m**

As horiz = $\phi$ 3/8 @ .225	6.31 cm <sup>2</sup> /m		
$\rho$ horiz =	0.0025	>	0.0025 CUMPLE

As vert = $\phi$ 3/8 @ .225	6.31 cm <sup>2</sup> /m		
$\rho$ vert =	0.0025	>	0.0015 CUMPLE

### 6.3 Chequeos Estructurales

de evaluación se marcará como: cumple (C), no cumple (NC) o no corresponda.

## Chequeos Geológicos y de Cimentación

### Riesgo Geológico de Sitio

C	NC	N/A	<u>Licuefacción</u> : No deben existir suelos en la cimentación susceptibles de licuefacción o saturados que puedan afectar el desempeño sísmico de la edificación en profundidades dentro de los 15 metros bajo la estructura.
C	NC	N/A	<u>Fallas de Pendiente</u> : La ubicación de la estructura debe estar lo suficientemente alejada de potenciales fallas de pendiente o debe ser capaz de resistir cualquier movimiento precedido sin falla
C	NC	N/A	<u>Ruptura de la Superficie de Falla</u> : La cercanía de la edificación a zonas activas de falla debe ser determinada.

### Condiciones de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Desempeño de la Cimentación</u> : No debe haber evidencia de asentamiento excesivo en la cimentación que pueda afectar la integridad o resistencia de la estructura.
---	----	-----	---

### Capacidad de Cimentación

C	NC	N/A	<u>Cimentación con pilotes</u> : La cimentación con pilotes debe tener una profundidad mínima de 1.20 m para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Volteo</u> : La relación de la dimensión efectiva horizontal al nivel de la cimentación a la altura de la edificación (base/altura) debe ser mayor que 0.6Sa.
C	NC	N/A	<u>Anclajes entre elementos de cimentación</u> : La cimentación debe tener anclajes adecuados para resistir fuerzas sísmicas donde la cimentación no esté restringida por vigas o losas.
C	NC	N/A	<u>Cimentaciones profundas</u> : Los pilotes deben ser capaces de transmitir las fuerzas laterales entre la estructura y el terreno. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Pendientes</u> : La diferencia de niveles de un lado de la edificación a otro no debe exceder un cuarto de la altura de piso. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Chequeos Estructurales Básicos: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas</u> : La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de fuerzas para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata para las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Edificaciones adyacentes</u> : Una edificación adyacente deberá estar separada de la estructura en evaluación una distancia de por lo menos el 4% de la altura para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Mezanines</u> : Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.
C	NC	N/A	<u>Piso débil</u> : La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.

C	NC	N/A	<b>Piso blando:</b> La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Geometría:</b> No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Discontinuidades verticales:</b> Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<b>Masa:</b> No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Torsión:</b> La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Deterioro del concreto:</b> No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<b>Redundancia:</b> El número de pórticos en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El número de vanos en cada pórtico debe ser mayor o igual a 2 para el nivel de Seguridad de Vida y a 3 para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Aislamiento de muros de relleno:</b> Todos los muros de relleno ubicados dentro de los pórticos deben ser aislados de los elementos estructurales.
C	NC	N/A	<b>Chequeo de Esfuerzo Cortante:</b> El esfuerzo cortante en columnas de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2 \sqrt{f_c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Chequeo de Esfuerzo Axial:</b> El esfuerzo axial debido a cargas de gravedad en columnas sujetas a fuerzas de volteo debe ser menor que $0.10 f_c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. Alternativamente, los esfuerzos axiales debido solamente a fuerzas de volteo, calculados usando los chequeos primarios, deben ser menores que $0.30 f_c$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.

### Conexiones

C	NC	N/A	<b>Columnas de Concreto:</b> Todas las columnas de concreto deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la capacidad a tracción de la columna para el nivel de Ocupación Inmediata.
---	----	-----	---

## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Pórticos de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<b>Pórticos con losas:</b> El sistema resistente de fuerzas laterales no debe estar conformado por pórticos que contengan columnas y losas sin vigas.
C	NC	N/A	<b>Columnas cortas:</b> No deben existir en un nivel columnas con relación altura/ancho menor que el 50% de la relación altura/ancho de las columnas típicas en el mismo nivel, para el nivel de Seguridad de Vida y de 75% para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<b>Falla por Cortante:</b> El cortante resistente de los elementos de un pórtico debe ser capaz de desarrollar el momento resistente en los extremos superior e inferior de las columnas.

C	NC	N/A	<u>Columna fuerte – viga débil</u> : La suma de los momentos resistentes de las columnas debe ser al menos 20% mayor a aquellos de las vigas en los nudos.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo continuo en vigas</u> : Al menos dos barras longitudinales en la cara superior y dos en la cara inferior deben extenderse continuamente a través de la longitud de cada viga de pórtico. Al menos el 25% del refuerzo longitudinal ubicado en los nudos tanto para momento positivo como para negativo debe ser continuo a través de la longitud de la viga para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en columnas</u> : El traslape del refuerzo de las columnas debe ser mayor que $35 d_b$ para el nivel de Seguridad de Vida y de $50 d_b$ para el nivel de Ocupación Inmediata, y deben estar confinados por estribos a una distancia menor o igual a $8 d_b$ .
C	NC	N/A	<u>Traslape de refuerzo en vigas</u> : El traslape del refuerzo en vigas no debe estar ubicado dentro del primer cuarto de la viga a partir del nudo y no debe ser ubicado en una zona con potencial formación de rótula plástica.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en columnas</u> : Las columnas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/4$ . Además, este valor no debe ser mayor a $8 d_b$ en una zona con potencial formación de rótula plástica para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Espaciamiento de estribos en vigas</u> : Las vigas deben tener estribos espaciados una distancia no mayor de $d/2$ a través de su longitud. En zonas con potencial formación de rótula plástica, los estribos deben estar espaciados una distancia menor a $8 d_b$ o $d/4$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Confinamiento de los nudos</u> : Las uniones viga-columna deben tener estribos espaciados una distancia menor o igual a $8 d_b$ para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Excentricidad en los nudos</u> : No debe existir excentricidad mayor al 20% de la menor dimensión en planta de la columna entre los ejes de las vigas y columnas. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Ganchos de Estribos</u> : Los estribos deben estar anclados en el núcleo de los elementos con ganchos de $135^\circ$ o más, para los niveles de Seguridad de Vida y de Ocupación Inmediata.

### Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma</u> : Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta</u> : El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u> : Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

## Cheques Estructurales Básicos: Estructuras de Muros de Concreto

### Configuración Estructural

C	NC	N/A	<u>Sistema de Transferencia de Fuerzas</u> : La estructura debe contener un completo sistema de transferencia de fuerzas para el nivel Seguridad de Vida y el de Ocupación Inmediata para las fuerzas sísmicas provenientes de cualquier dirección horizontal y que sirva para transferir las fuerzas de inercia de las masas hacia la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Mezanines</u> : Los mezanines interiores deben ser arriostrados independientemente de la estructura principal o en su defecto deben ser anclados a los elementos resistentes de la estructura principal.



C	NC	N/A	<u>Piso débil</u> : La resistencia del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 80% de la resistencia de un piso adyacente superior o inferior para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Piso blando</u> : La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Geometría</u> : No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Discontinuidades verticales</u> : Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.
C	NC	N/A	<u>Masa</u> : No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Torsión</u> : La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Deterioro del concreto</u> : No debe existir un visible deterioro del concreto o acero de refuerzo en cualquier elemento del sistema resistente de cargas verticales o laterales.
C	NC	N/A	<u>Grietas en Muros de Concreto</u> : Todas las fisuras diagonales existentes en muros deben ser menores a 1/8" para el nivel de Seguridad de Vida y 1/16" para el nivel de Ocupación Inmediata, no debe estar concentrada en una ubicación y no debe tener forma de X.

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Redundancia</u> : El número de líneas de muros de corte en cada dirección principal debe ser mayor o igual a 2 para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Chequeo de Esfuerzo Cortante</u> : El esfuerzo cortante en muros de concreto, obtenido mediante los chequeos primarios, debe ser menor a $7 \text{ kg/cm}^2$ ó $2 \sqrt{f'c}$ para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo mínimo en muros</u> : La cuantía de refuerzo en muros en dirección vertical debe ser mayor que 0.0015 y mayor que 0.0025 en dirección horizontal para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata. El espaciamiento del acero de refuerzo debe ser menor a 0.45 m.

### Conexiones

C	NC	N/A	<u>Transferencia a Muros de Corte</u> : Los diafragmas deben ser reforzados y conectados para transferir las cargas a los muros de corte para el nivel de Seguridad de Vida y las conexiones deben ser capaces de desarrollar el cortante resistente de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de Muros</u> : Los muros deben tener dowels en la cimentación para el nivel de Seguridad de Vida y los dowels deben ser capaces de desarrollar la resistencia de los muros para el nivel de Ocupación Inmediata.



## Chequeos Estructurales Suplementarios: Estructuras de Muros de Concreto

### Sistema Resistente de Fuerzas Laterales

C	NC	N/A	<u>Relación h/L en muros de corte:</u> Los muros de corte deben tener una relación altura/longitud menor de 4 a 1. Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Refuerzo en extremos de confinamiento:</u> Para muros de corte con relación altura/longitud mayores a 2, los extremos deben estar confinados con estribos espaciados una distancia menor o igual a $8d_b$ . Es aplicable sólo para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento en aberturas de muros:</u> Debe colocarse un reforzamiento adicional alrededor de las aberturas de muros.
C	NC	N/A	<u>Espesor mínimo de muros:</u> El espesor de los muros no debe ser menor que $1/25$ de la altura o longitud sin arriostre, y no menor a 0.10m.

### Diafragmas

C	NC	N/A	<u>Continuidad del diafragma:</u> Los diafragmas deben estar compuestos por losas ubicadas a un mismo nivel.
C	NC	N/A	<u>Aberturas en diafragmas cercanas a muros de corte:</u> Las aberturas en el diafragma adyacentes a muros de corte deben ser menores que el 25% de la longitud del muro para el nivel de Seguridad de Vida, y 15% de la longitud para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Irregularidades en planta:</u> El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.
C	NC	N/A	<u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas:</u> Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.

#### 3.6.4 Identificación de Posibles Deficiencias y Evaluación de Resultados

Se resumen las deficiencias encontradas en la fase de visualización 1

- Esfuerzo Cortante en Columnas: el esfuerzo cortante en las columnas de concreto calculado usando los chequeos rápidos debe ser menor a  $2 \cdot f_c$  (8.3 kg/cm<sup>2</sup>) para el nivel de seguridad de vida. De los chequeos rápidos de esfuerzo cortante la demanda  $8.5 \text{ kg/cm}^2 > \text{permisible } 8.3 \text{ kg/cm}^2$ .

La deficiencia antes mostrada indica una insuficiencia de tan sólo 2.4% lo que indica que la estructura tiene suficiente capacidad para resistir la carga sísmica impuesta; así, la edificación se califica como aceptable.

Todas las verificaciones correspondientes a los muros de concreto son encontradas como aceptables. Adicionalmente, la edificación será sujeta a un nivel de evaluación 2 para investigar más a detalle el comportamiento de los elementos y comprobar si la edificación es aceptable o necesita rehabilitación.

### 3.7 Fase de Evaluación (Nivel 2)

#### 3.7.1 Selección de Método de Análisis

En base a lo descrito en la sección 4.2.2 de Fema 310 (ASCE, 1998) el método de análisis a utilizar es el análisis lineal dinámico modal espectral, ya que la estructura tiene más de 30 m (100 pies) de altura.

#### 3.7.2 Análisis Estructural

##### 3.7.2.1 Modelamiento de la Edificación

De la misma manera que para el ejemplo anterior, la edificación es analizada usando un modelo tridimensional con diafragmas rígidos mediante el programa Etabs Non Linear (Habibullah, 2003). La plantas de sótanos y típicas de piso se muestran en la figura 3-46. El modelo empleado para el análisis se muestra en la figura 3-47 y considera 4865 elementos entre vigas, columnas y paneles.

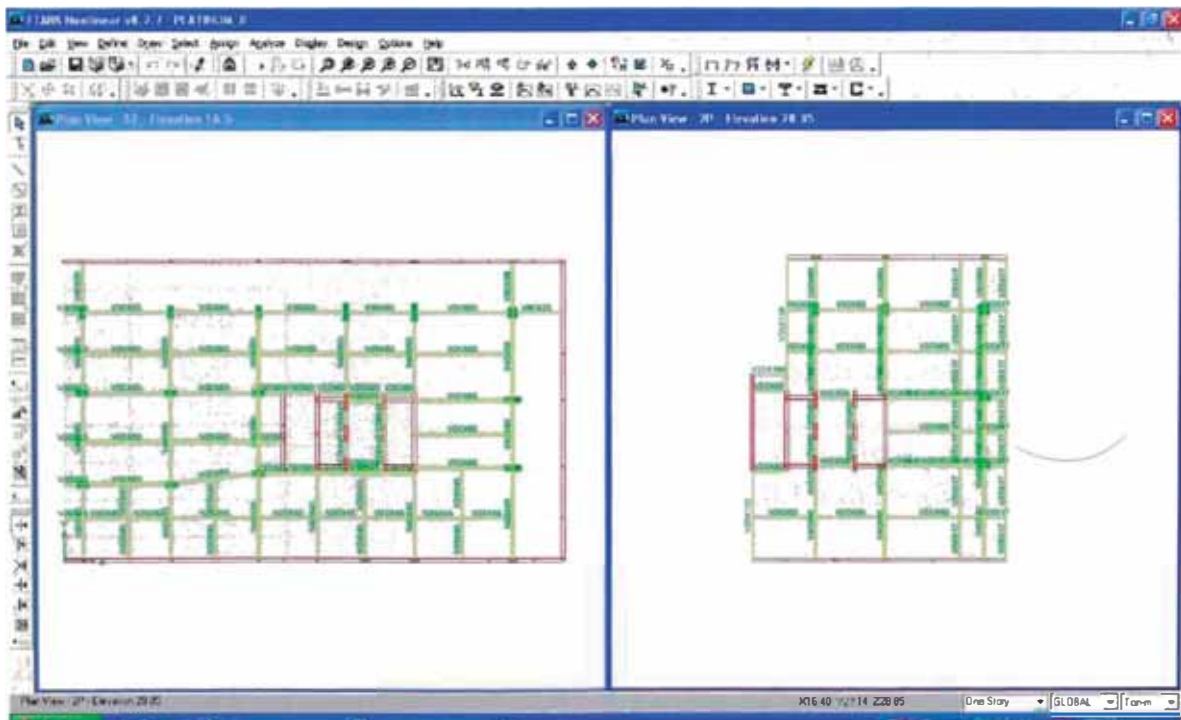


Figura 3-46: Plantas de sótano y típicas de piso de la edificación de 22 niveles - Modelo Etabs

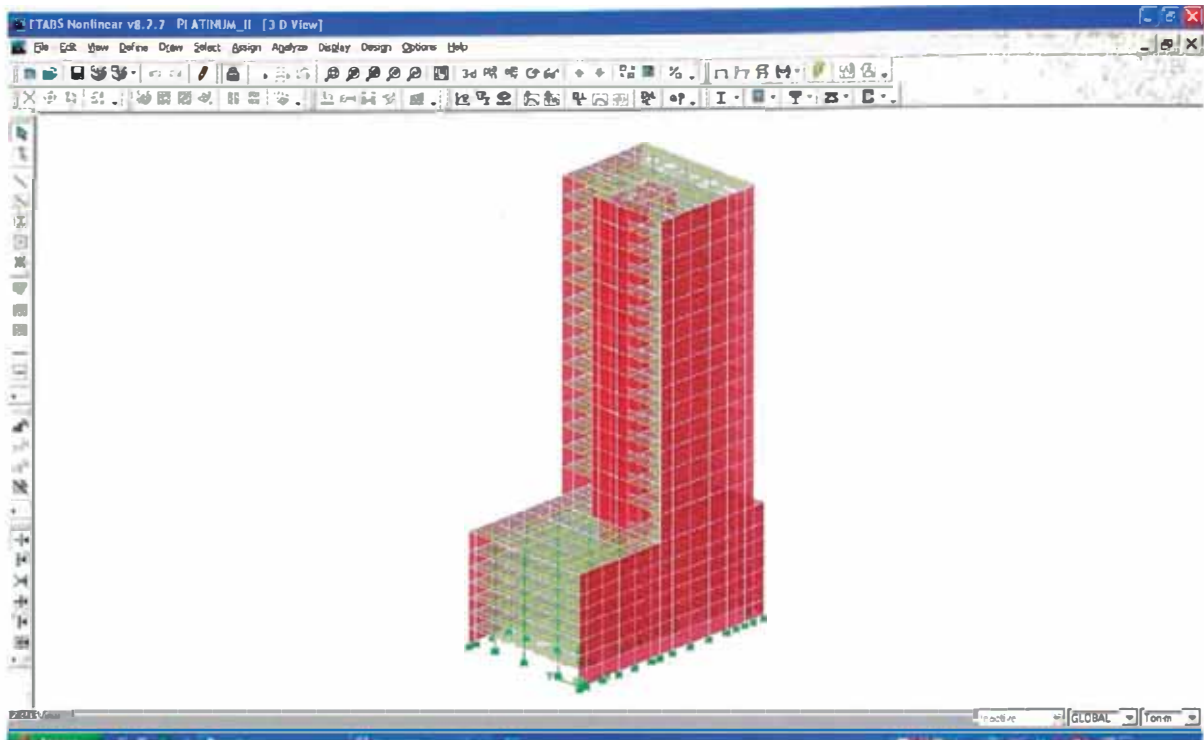


Figura 3-47: Modelo tridimensional de la estructura de 22 niveles - Modelo Etabs

### 3.7.2.2 Parámetros de Aceleración Espectral

Los parámetros son los calculados en la sección 3.5.3

#### Dirección Longitudinal

$$S_s = 1.5 \text{ g}$$

$$S_1 = 0.6 \text{ g}$$

$$F_v = 1.3$$

$$F_a = 1.0$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v S_1 = 2/3 \times 1.3 \times 0.6 = 0.52 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 2/3 F_a S_s = 2/3 \times 1.0 \times 1.5 = 1.00 \text{ g}$$

#### Dirección Transversal

$$S_s = 1.5 \text{ g}$$

$$S_1 = 0.6 \text{ g}$$

$$F_v = 1.3$$

$$F_a = 1.0$$

$$S_{D1} = 2/3 F_v S_1 = 2/3 \times 1.3 \times 0.6 = 0.52 \text{ g}$$

$$S_{DS} = 2/3 F_a S_s = 2/3 \times 1.0 \times 1.5 = 1.00 \text{ g}$$

### 3.7.2.3 Espectro de Respuesta

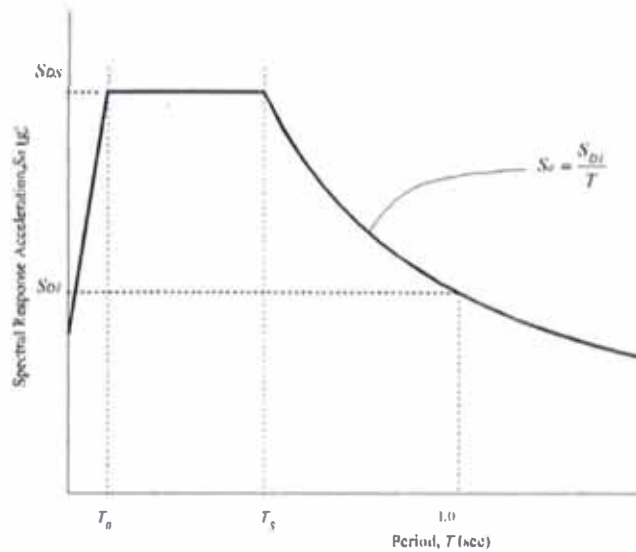


Figura 3-48: Espectro de Diseño de Respuesta según ASCE 7-05

El espectro de respuesta debe ser calculado según:

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \quad \text{donde } S_a \text{ no debe exceder } S_{DS}$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.2 \times 0.52 / 1.0 = 0.10 \text{ s}$$

$$T_s = S_{D1} / S_{DS} = 0.52 / 1.0 = 0.52 \text{ s}$$

T (s)	Sa(g)
0.0	0.40
0.1	1.00
0.5	1.00
0.6	0.87
0.7	0.74
0.8	0.65
0.9	0.58
1.0	0.52
1.1	0.47
1.2	0.43
1.3	0.40
1.4	0.37
1.5	0.35
1.6	0.33
1.7	0.31

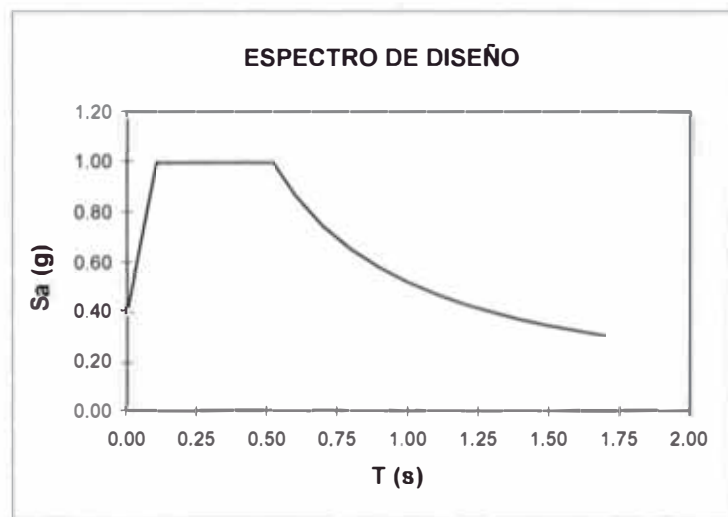


Figura 3-49: Espectro de Diseño de Respuesta de la Estructura

### 3.7.2.4 Resultados del Análisis Estructural

#### 3.7.2.4.1 Acciones Controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación,  $Q_{UD}$ , son calculadas según:

$$Q_{UD} = Q_G \pm Q_E \quad (\text{FEMA 310 Ec. 4-8})$$

Resultados del programa de análisis Etabs (sólo son mostradas las demandas más críticas de las combinaciones de carga).

Tabla 3-17: Acciones controladas por deformación en elementos

Elemento	Carga Axial <sup>(1)</sup> (t)	Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Momento Flector Positivo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)	Momento Flector Negativo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)
Viga VB-T05 (0.40xVAR.)					
1ero	0	102.0	125.0	41.0	76.0
4to	0	120.0	150.0	41.0	76.0
7mo	0	130.0	162.0	41.0	76.0
10mo	0	135.0	167.0	41.0	76.0
13vo	0	132.0	163.0	41.0	76.0
Viga VB-T04A (0.40xVAR.)					
1ero	0	105.0	162.0	41.0	110.0
4to	0	130.0	195.0	41.0	110.0
7mo	0	135.0	212.0	41.0	110.0
10mo	0	140.0	220.0	41.0	110.0
13vo	0	138.0	217.0	41.0	110.0
Viga VB-T03 (0.40xVAR.)					
1ero	0	55.0	94.0	41.0	110.0
4to	0	58.0	105.0	41.0	110.0
7mo	0	68.0	115.0	41.0	110.0
10mo	0	70.0	120.0	41.0	110.0
13vo	0	70.0	121.0	41.0	110.0
Viga VB-T02 (0.40x0.60)					
1ero	0	12.5	24.3	35.2	42.5
4to	0	13.0	30.0	35.2	42.5
7mo	0	14.0	32.0	35.2	42.5
10mo	0	14.0	33.5	35.2	42.5
13vo	0	13.5	33.5	35.2	42.5
Viga VB-T01 (0.40xVAR.)					
1ero	0	20.0	65.0	41.0	93.0
4to	0	48.0	87.0	41.0	93.0
7mo	0	51.0	100.0	41.0	93.0
10mo	0	52.0	107.0	41.0	93.0
13vo	0	52.0	108.0	41.0	93.0
Columna C-22					
1ero	475.0	77.0	56.0	190.0	190.0
4to	382.0	121.0	86.0	192.0	192.0
7mo	290.0	133.0	95.0	178.0	178.0
10mo	198.0	136.0	100.0	161.0	161.0
13vo	103.0	130.0	96.0	138.0	138.0
Columna C-23					
1ero	469.0	97.0	77.0	191.0	191.0
4to	369.0	114.0	86.0	190.0	190.0
7mo	274.0	125.0	90.0	177.0	177.0
10mo	181.0	128.0	98.0	157.0	157.0
13vo	89.0	122.0	90.0	132.0	132.0

Elemento	Carga Axial <sup>(1)</sup> (t)	Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Momento Flector Positivo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)	Momento Flector Negativo Resistente <sup>(2)</sup> (t-m)
Columna C-25 (eje D)					
1ero	593.0	33.0	18.0	260.0	260.0
4to	479.0	34.0	22.0	243.0	243.0
7mo	360.0	35.0	25.0	220.0	220.0
10mo	239.0	35.0	26.0	190.0	190.0
13vo	117.0	33.0	25.0	154.0	154.0
Columna C-25 (eje E)					
1ero	632.0	27.0	15.0	262.0	262.0
4to	514.0	31.0	19.0	249.0	249.0
7mo	387.0	32.0	20.0	227.0	227.0
10mo	257.0	31.0	24.0	196.0	196.0
13vo	127.0	29.0	24.0	155.0	155.0
Muro M-4 (eje D)					
1ero	350.0	376.0	350.0	820.0	820.0
4to	306.0	319.0	308.0	780.0	780.0
7mo	252.0	320.0	315.0	736.0	736.0
10mo	186.0	313.0	310.0	683.0	683.0
13vo	110.0	288.0	270.0	620.0	620.0
Muro M-4 (eje E)					
1ero	504.0	252.0	236.0	1055.0	1055.0
4to	448.0	225.0	200.0	1020.0	1020.0
7mo	346.0	205.0	175.0	950.0	950.0
10mo	229.0	192.0	172.0	860.0	860.0
13vo	109.0	176.0	155.0	755.0	755.0
Muro M-4 (eje 12)					
1ero	793.0	5495.0	5440.0	4000.0	4000.0
4to	636.0	3465.0	3405.0	3620.0	3620.0
7mo	482.0	3065.0	3010.0	3300.0	3300.0
10mo	322.0	2500.0	2480.0	2900.0	2900.0
13vo	157.0	1245.0	1220.0	2550.0	2550.0
Muro M-4 (eje 13)					
1ero	894.0	7213.0	7050.0	4650.0	4650.0
4to	734.0	3700.0	3650.0	4230.0	4230.0
7mo	560.0	3230.0	3200.0	3900.0	3900.0
10mo	379.0	2712.0	2690.0	3500.0	3500.0
13vo	200.0	1820.0	1310.0	3110.0	3110.0

**Notas:**

1.- La carga axial es despreciada en el chequeo de las vigas.

2.- Los momentos flectores resistentes son calculados asumiendo que la carga axial es presente en el miembro. Los momentos son calculados usando el programa USC\_RC.

### 3.7.2.4.2 Acciones Controladas por Fuerzas

Tabla 3-18: Acciones controladas por fuerzas en elementos

Elemento	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda <sup>(3)</sup> (t)	Carga Axial Resistente <sup>(1)</sup> (t)	Fuerza Cortante Resistente <sup>(2)</sup> (t)
Viga VB-T05 (0.40xVAR.)				
1ero	0.0	22.7	0.0	56.4
4to	0.0	26.2	0.0	56.4
7mo	0.0	28.1	0.0	56.4
10mo	0.0	28.9	0.0	56.4
13vo	0.0	28.6	0.0	56.4
Viga VB-T04A (0.40xVAR.)				
1ero	0.0	32.9	0.0	50.9
4to	0.0	38.0	0.0	50.9
7mo	0.0	41.0	0.0	50.9
10mo	0.0	42.5	0.0	50.9
13vo	0.0	42.5	0.0	50.9
Viga VB-T03 (0.40xVAR.)				
1ero	0.0	22.0	0.0	47.0
4to	0.0	23.6	0.0	47.0
7mo	0.0	25.2	0.0	47.0
10mo	0.0	26.2	0.0	47.0
13vo	0.0	26.5	0.0	47.0
Viga VB-T02 (0.40x0.60)				
1ero	0.0	13.5	0.0	44.1
4to	0.0	14.2	0.0	44.1
7mo	0.0	14.5	0.0	44.1
10mo	0.0	14.7	0.0	44.1
13vo	0.0	14.7	0.0	44.1
Viga VB-T01 (0.40xVAR.)				
1ero	0.0	17.6	0.0	56.4
4to	0.0	20.1	0.0	56.4
7mo	0.0	22.0	0.0	56.4
10mo	0.0	23.1	0.0	56.4
13vo	0.0	23.4	0.0	56.4
Columna C-22				
1ero	307.0	13.5	850.2	105.2
4to	241.0	27.2	850.2	101.5
7mo	180.0	30.2	850.2	98.1
10mo	121.0	31.3	850.2	94.8
13vo	62.0	30.4	850.2	91.5
Columna C-23				
1ero	353.0	15.9	850.2	107.7
4to	272.0	26.5	850.2	103.2
7mo	199.0	29.3	850.2	99.1
10mo	130.0	30.3	850.2	95.3
13vo	63.5	29.3	850.2	91.5



Elemento	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda <sup>(3)</sup> (t)	Carga Axial Resistente <sup>(1)</sup> (t)	Fuerza Cortante Resistente <sup>(2)</sup> (t)
Columna C-25 (eje D)				
1ero	467.0	5.0	1320.2	132.1
4to	371.0	8.0	1051.6	116.3
7mo	276.0	8.4	850.2	103.4
10mo	183.0	8.0	850.2	98.2
13vo	90.0	7.0	850.2	93.0
Columna C-25 (eje E)				
1ero	489.0	4.0	1320.2	133.7
4to	390.0	7.0	1051.6	117.5
7mo	290.0	7.5	850.2	104.2
10mo	192.0	7.0	850.2	98.7
13vo	95.0	6.5	850.2	93.3
Muro M-4 (eje D)				
1ero	276.0	49.0	1706.5	179.3
4to	228.0	60.0	1706.5	176.5
7mo	181.0	66.0	1706.5	173.7
10mo	128.0	69.0	1706.5	170.6
13vo	71.0	71.0	1706.5	167.3
Muro M-4 (eje E)				
1ero	369.0	30.0	1803.1	184.7
4to	315.0	42.0	1803.1	105.6
7mo	240.0	44.0	1803.1	101.4
10mo	160.0	45.0	1803.1	96.9
13vo	78.0	49.0	1803.1	92.4
Muro M-4 (eje 12)				
1ero	695.0	301.0	3954.2	457.3
4to	552.0	252.0	3954.2	448.9
7mo	417.0	182.0	3954.2	440.9
10mo	277.0	180.0	3954.2	432.7
13vo	133.0	152.0	3954.2	424.2
Muro M-4 (eje 13)				
1ero	802.0	455.0	4050.8	463.6
4to	650.0	307.0	4050.8	454.6
7mo	493.0	226.0	4050.8	445.4
10mo	333.0	216.0	4050.8	436.0
13vo	195.0	195.0	4050.8	427.8

**Notas:**

1.- Capacidad Nominal de Carga Axial: las capacidades de carga axial de las columnas son calculadas según las ecuaciones del ACI 318 (no se utilizan factores de reducción de resistencia desde que la evaluación utiliza la resistencia nominal, no la resistencia reducida de diseño).

$$P_n = 0.80 [0.85 f_c(Ag-Ast) + A_{st} f_y] \quad (\text{para miembros en compresión})$$

$$P_n = A_{st} f_y \quad (\text{para miembros en tracción})$$

2.- Capacidad Nominal al Corte: la resistencia al corte de las columnas son calculadas usando las ecuaciones el ACI 318 (no se utilizan factores de reducción de resistencia desde que la evaluación utiliza la resistencia nominal, no la resistencia reducida de diseño).

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-2})$$

Para miembros sometidos a carga axial de compresión

$$V_c = 0.17 (1 + N_u/14 A_g) \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-4})$$

Para miembros sometidos a carga axial de tracción

$$V_c = 0 \quad (\text{ACI 318 Secc. 11.3.1.3})$$

Para miembros sometidos a corte y flexión solamente

$$V_c = 2 \sqrt{f_c} b_w d \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-3})$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{ACI 318 Ec. 11-15})$$

3.- Las fuerzas cortantes en las columnas son obtenidas de la combinación de carga

$$Q_{UF} = \frac{Q_G \pm Q_E}{CJ}$$

### 3.7.3 Criterios de Aceptación

#### 3.7.3.1 Acciones Controladas por Deformación

Las acciones controladas por deformación incluyen flexión de los elementos de pórticos. La aceptación de los elementos controlados por deformación está basado en:

$$Q_{CE} \geq \frac{Q_{UD}}{m} \quad \text{donde:}$$

$Q_{UD}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas (FEMA 310 sección 4.2.4.3.1).

$m$  = factor modificador de demanda del componente (FEMA 310 tabla 4-4).

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente al nivel de deformación bajo consideración.

$Q_{CE}$  = resistencia nominal del elemento multiplicado por 1.25 según FEMA 310 sección 4.2.4.4.

Tabla 3-19: Acciones controladas por deformación – Criterios de Aceptación

Elemento	m	$Q_{UD}$		$Q_{CE}$		$(Q_{UD}/m) / Q_{CE}^{(2)}$		
		Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Resist Esperada Momento Flector Positivo <sup>(1)</sup> (t-m)	Resist Esperada Momento Flector Negativo <sup>(1)</sup> (t-m)	Aceptación Momento Flector Positivo	Aceptación Momento Flector Negativo	
Viga VB-T05 (0.40xVAR.)	8	1ero	102.0	125.0	51.3	95.0	0.25	0.16
4to		120.0	150.0	51.3	95.0	0.29	0.20	
7mo		130.0	162.0	51.3	95.0	0.32	0.21	
10mo		135.0	167.0	51.3	95.0	0.33	0.22	
13vo		132.0	163.0	51.3	95.0	0.32	0.21	
Viga VB-T04A (0.40xVAR.)		8	1ero	105.0	162.0	51.3	137.5	0.26
4to	130.0		195.0	51.3	137.5	0.32	0.18	
7mo	135.0		212.0	51.3	137.5	0.33	0.19	
10mo	140.0		220.0	51.3	137.5	0.34	0.20	
13vo	138.0		217.0	51.3	137.5	0.34	0.20	
Viga VB-T03 (0.40xVAR.)	8	1ero	55.0	94.0	51.3	137.5	0.13	0.09
2do		58.0	105.0	51.3	137.5	0.14	0.10	
3ero		68.0	115.0	51.3	137.5	0.17	0.10	
4to		70.0	120.0	51.3	137.5	0.17	0.11	
5to		70.0	121.0	51.3	137.5	0.17	0.11	
Viga VB-T02 (0.40x0.60)	8	1ero	12.5	24.3	44.0	53.1	0.04	0.06
2do		13.0	30.0	44.0	53.1	0.04	0.07	
3ero		14.0	32.0	44.0	53.1	0.04	0.08	
4to		14.0	33.5	44.0	53.1	0.04	0.08	
5to		13.5	33.5	44.0	53.1	0.04	0.08	
Viga VB-T01 (0.40xVAR.)	8	1ero	20.0	65.0	51.3	116.3	0.05	0.07
2do		48.0	87.0	51.3	116.3	0.12	0.09	
3ero		51.0	100.0	51.3	116.3	0.12	0.11	
4to		52.0	107.0	51.3	116.3	0.13	0.12	
5to		52.0	108.0	51.3	116.3	0.13	0.12	
Columna C-22	m	1ero	77.0	56.0	237.5	237.5	0.16	0.12
4to		2	121.0	86.0	240.0	240.0	0.25	0.18
7mo		3	133.0	95.0	222.5	222.5	0.20	0.14
10mo		4	136.0	100.0	201.3	201.3	0.17	0.12
13vo		5	130.0	96.0	172.5	172.5	0.15	0.11
Columna C-23		m	1ero	97.0	77.0	238.8	238.8	0.20
4to	2		114.0	86.0	237.5	237.5	0.24	0.18
7mo	3		125.0	90.0	221.3	221.3	0.19	0.14
10mo	4		128.0	98.0	196.3	196.3	0.16	0.12
13vo	5		122.0	90.0	165.0	165.0	0.15	0.11

Elemento		Q <sub>UD</sub>		Q <sub>CE</sub>		(Q <sub>UD</sub> /m) / Q <sub>CE</sub> <sup>(2)</sup>	
		Momento Flector Positivo Demanda (t-m)	Momento Flector Negativo Demanda (t-m)	Resist. Esperada Momento Flector Positivo <sup>(1)</sup> (t-m)	Resist. Esperada Momento Flector Negativo <sup>(1)</sup> (t-m)	Aceptación Momento Flector Positivo	Aceptación Momento Flector Negativo
Columna C-25 (eje D)	<b>m</b>						
1ero	<b>2</b>	33.0	18.0	325.0	325.0	0.05	0.03
4to	<b>2</b>	34.0	22.0	303.8	303.8	0.06	0.04
7mo	<b>2</b>	35.0	25.0	275.0	275.0	0.06	0.05
10mo	<b>3.5</b>	35.0	26.0	237.5	237.5	0.04	0.03
13vo	<b>5</b>	33.0	25.0	192.5	192.5	0.03	0.03
Columna C-25 (eje E)	<b>m</b>						
1ero	<b>2</b>	27.0	15.0	327.5	327.5	0.04	0.02
4to	<b>2</b>	31.0	19.0	311.3	311.3	0.05	0.03
7mo	<b>2</b>	32.0	20.0	283.8	283.8	0.06	0.04
10mo	<b>3.5</b>	31.0	24.0	245.0	245.0	0.04	0.03
13vo	<b>5</b>	29.0	24.0	193.8	193.8	0.03	0.02
Muro M-4 (eje D)	<b>m</b>						
1ero	<b>3</b>	376.0	350.0	1025.0	1025.0	0.12	0.11
4to	<b>4</b>	319.0	308.0	975.0	975.0	0.08	0.08
7mo	<b>5</b>	320.0	315.0	920.0	920.0	0.07	0.07
10mo	<b>5</b>	313.0	310.0	853.8	853.8	0.07	0.07
13vo	<b>5</b>	288.0	270.0	775.0	775.0	0.07	0.07
Muro M-4 (eje E)	<b>m</b>						
1ero	<b>3</b>	252.0	236.0	1318.8	1318.8	0.06	0.06
4to	<b>4</b>	225.0	200.0	1275.0	1275.0	0.04	0.04
7mo	<b>5</b>	205.0	175.0	1187.5	1187.5	0.03	0.03
10mo	<b>5</b>	192.0	172.0	1075.0	1075.0	0.04	0.03
13vo	<b>5</b>	176.0	155.0	943.8	943.8	0.04	0.03
Muro M-4 (eje 12)	<b>m</b>						
1ero	<b>4</b>	5495.0	5440.0	5000.0	5000.0	0.27	0.27
4to	<b>4.5</b>	3465.0	3405.0	4525.0	4525.0	0.17	0.17
7mo	<b>5</b>	3065.0	3010.0	4125.0	4125.0	0.15	0.15
10mo	<b>5</b>	2500.0	2480.0	3625.0	3625.0	0.14	0.14
13vo	<b>5</b>	1245.0	1220.0	3187.5	3187.5	0.08	0.08
Muro M-4 (eje 13)	<b>m</b>						
1ero	<b>4</b>	7213.0	7050.0	5812.5	5812.5	0.31	0.30
4to	<b>4.5</b>	3700.0	3650.0	5287.5	5287.5	0.16	0.15
7mo	<b>5</b>	3230.0	3200.0	4875.0	4875.0	0.13	0.13
10mo	<b>5</b>	2712.0	2690.0	4375.0	4375.0	0.12	0.12
13vo	<b>5</b>	1820.0	1310.0	3887.5	3887.5	0.09	0.07

**Notas:**

1.- Resistencia esperada,  $Q_{CE} = \text{resistencia nominal} \times 1.25$

2.- Un valor de aceptación mayor que 1.0 implica un no cumplimiento de la acción del elemento.

### 3.7.3.2 Acciones Controladas por Fuerzas

Las acciones controladas por fuerzas incluyen cortante en vigas y columnas y cargas axiales en columnas.

$$Q_{CE} \geq Q_{UF} \quad \text{donde:}$$

$Q_{UF}$  = acciones debido a cargas de gravedad y fuerzas sísmicas (FEMA 310 sección 4.2.4.3.2)

$Q_{CE}$  = resistencia esperada del componente al nivel de deformación bajo consideración.

Tabla 3-20: Acciones controladas por fuerzas – Criterios de Aceptación

Elemento	$Q_{UF}$		$Q_{CE}$		$Q_{UF} / Q_{CE}$	
	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda (t)	Carga Axial Resistente (t)	Fuerza Cortante Resistente (t)	Aceptación Carga Axial <sup>(1)</sup>	Aceptación Fuerza Cortante <sup>(1)</sup>
Viga VB-T05 (0.40xVAR.)						
1ero	0.0	22.7	0.0	56.4	-	0.40
4to	0.0	26.2	0.0	56.4	-	0.46
7mo	0.0	28.1	0.0	56.4	-	0.50
10mo	0.0	28.9	0.0	56.4	-	0.51
13vo	0.0	28.6	0.0	56.4	-	0.51
Viga VB-T04A (0.40xVAR.)						
1ero	0.0	32.9	0.0	50.9	-	0.65
4to	0.0	38.0	0.0	50.9	-	0.75
7mo	0.0	41.0	0.0	50.9	-	0.81
10mo	0.0	42.5	0.0	50.9	-	0.84
13vo	0.0	42.5	0.0	50.9	-	0.84
Viga VB-T03 (0.40xVAR.)						
1ero	0.0	22.0	0.0	47.0	-	0.47
4to	0.0	23.6	0.0	47.0	-	0.50
7mo	0.0	25.2	0.0	47.0	-	0.54
10mo	0.0	26.2	0.0	47.0	-	0.56
13vo	0.0	26.5	0.0	47.0	-	0.56
Viga VB-T02 (0.40x0.60)						
1ero	0.0	13.5	0.0	44.1	-	0.31
4to	0.0	14.2	0.0	44.1	-	0.32
7mo	0.0	14.5	0.0	44.1	-	0.33
10mo	0.0	14.7	0.0	44.1	-	0.33
13vo	0.0	14.7	0.0	44.1	-	0.33
Viga VB-T01 (0.40xVAR.)						
1ero	0.0	17.6	0.0	56.4	-	0.31
4to	0.0	20.1	0.0	56.4	-	0.36
7mo	0.0	22.0	0.0	56.4	-	0.39
10mo	0.0	23.1	0.0	56.4	-	0.41
13vo	0.0	23.4	0.0	56.4	-	0.42
Columna C-22						
1ero	307.0	13.5	850.2	105.2	0.36	0.13
4to	241.0	27.2	850.2	101.5	0.28	0.27
7mo	180.0	30.2	850.2	98.1	0.21	0.31
10mo	121.0	31.3	850.2	94.8	0.14	0.33
13vo	62.0	30.4	850.2	91.5	0.07	0.33
Columna C-23						
1ero	353.0	15.9	850.2	107.7	0.42	0.15
4to	272.0	26.5	850.2	103.2	0.32	0.26
7mo	199.0	29.3	850.2	99.1	0.23	0.30
10mo	130.0	30.3	850.2	95.3	0.15	0.32
13vo	63.5	29.3	850.2	91.5	0.07	0.32

Elemento	Q <sub>UF</sub>		Q <sub>CE</sub>		Q <sub>UF</sub> / Q <sub>CE</sub>	
	Carga Axial Demanda (t)	Fuerza Cortante Demanda (t)	Carga Axial Resistente (t)	Fuerza Cortante Resistente (t)	Aceptación Carga Axial <sup>(1)</sup>	Aceptación Fuerza Cortante <sup>(1)</sup>
Columna C-25 (eje D)						
1ero	467.0	5.0	1320.2	132.1	0.35	0.04
4to	371.0	8.0	1051.6	116.3	0.35	0.07
7mo	276.0	8.4	850.2	103.4	0.32	0.08
10mo	183.0	8.0	850.2	98.2	0.22	0.08
13vo	90.0	7.0	850.2	93.0	0.11	0.08
Columna C-25 (eje E)						
1ero	489.0	4.0	1320.2	133.7	0.37	0.03
4to	390.0	7.0	1051.6	117.5	0.37	0.06
7mo	290.0	7.5	850.2	104.2	0.34	0.07
10mo	192.0	7.0	850.2	98.7	0.23	0.07
13vo	95.0	6.5	850.2	93.3	0.11	0.07
Muro M-4 (eje D)						
1ero	276.0	49.0	1706.5	179.3	0.16	0.27
4to	228.0	60.0	1706.5	176.5	0.13	0.34
7mo	181.0	66.0	1706.5	173.7	0.11	0.38
10mo	128.0	69.0	1706.5	170.6	0.08	0.40
13vo	71.0	71.0	1706.5	167.3	0.04	0.42
Muro M-4 (eje E)						
1ero	369.0	30.0	1803.1	184.7	0.20	0.16
4to	315.0	42.0	1803.1	105.6	0.17	0.40
7mo	240.0	44.0	1803.1	101.4	0.13	0.43
10mo	160.0	45.0	1803.1	96.9	0.09	0.46
13vo	78.0	49.0	1803.1	92.4	0.04	0.53
Muro M-4 (eje 12)						
1ero	695.0	301.0	3954.2	457.3	0.18	0.66
4to	552.0	252.0	3954.2	448.9	0.14	0.56
7mo	417.0	182.0	3954.2	440.9	0.11	0.41
10mo	277.0	180.0	3954.2	432.7	0.07	0.42
13vo	133.0	152.0	3954.2	424.2	0.03	0.36
Muro M-4 (eje 13)						
1ero	802.0	455.0	4050.8	463.6	0.20	0.98
4to	650.0	307.0	4050.8	454.6	0.16	0.68
7mo	493.0	226.0	4050.8	445.4	0.12	0.51
10mo	333.0	216.0	4050.8	436.0	0.08	0.50
13vo	195.0	195.0	4050.8	427.8	0.05	0.46

**Notas:**

1.- Un valor de aceptación mayor que 1.0 implica un no cumplimiento de la acción del elemento.

#### 3.7.4 Evaluación de Resultados

De las tablas se demuestra que las columnas y muros tienen suficiente capacidad de carga axial para las cargas de gravedad y sísmicas. De la misma manera las columnas, vigas y muros poseen resistencia adecuada para las acciones de momentos flectores y fuerzas cortantes.

Se puede resumir que la estructura posee la resistencia y ductilidad requeridas para las cargas impuestas, por lo que se comprueba que la edificación es aceptable y no se requiere un nivel de evaluación mas detallado.



## **CAPITULO 4: VALIDACIÓN DEL MÉTODO FEMA 310 (ASCE, 1998) Y ESTUDIOS ADICIONALES PARA LA EDIFICACIÓN DE 5 NIVELES**

### **4.1 Comparación de Resultados de las 3 Fases**

En la fase de visualización 1 se encontraron algunas deficiencias relacionadas con resistencia al cortante de columnas y excesiva carga axial en columnas extremas de pórtico, que si consideramos una contribución del muro adyacente a la columna, esta deficiencia estaría superada.

En la fase de evaluación 2, la única deficiencia hallada fue que la demanda de momento flector en una columna extrema de pórtico en el primer nivel fue mayor que su capacidad. Se puede concluir que esta deficiencia no llevaría al colapso de la estructura, por lo que la edificación se encuentra aceptable.

La fase de evaluación 3 nos muestra resultados que concluyen que nuestra estructura se halla conforme, ya que las deformaciones de los elementos vigas y columnas se encuentran por debajo de los máximos permisibles. Cabe resaltar que lo que finalmente produce daño a las estructuras son las deformaciones.

En base a los resultados obtenidos en las 3 fases, se puede inferir que la estructura se encuentra conforme y que los resultados obtenidos por los diferentes análisis nos llevan a resultados similares, que se resumen en una conformidad de la edificación.

### **4.2 Estudios Adicionales**

#### **4.2.1 Sensibilidad al amortiguamiento estructural**

Para estudiar la sensibilidad del modelo al amortiguamiento estructural, analizamos la edificación y su respuesta para diferentes rangos de amortiguamiento. Distintas referencias indican que en el rango inelástico se presentan valores de amortiguamiento de hasta 10% para concreto armado, sin embargo ensayos últimos muestran lo contrario, con valores de 2 a 3%, por lo tanto tomamos un rango de 2% a 10%

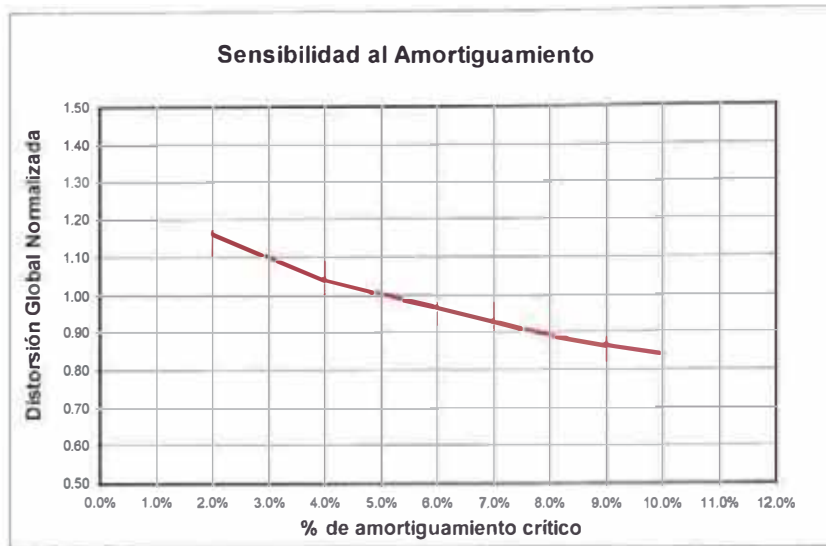


Figura 4-1: % amortiguamiento crítico vs. Distorsión Global Normalizada

En la gráfica anterior se muestra la variación de la respuesta estructural (distorsión normalizada del último nivel) respecto a diferentes porcentajes de amortiguamiento, notándose que la respuesta es sensible al amortiguamiento, con valores que varían del 85% al 115% de la respuesta para un amortiguamiento crítico de 5%.

En la siguiente gráfica se observa la variación de la respuesta (distorsión máxima de entrepiso) versus porcentajes de amortiguamiento crítico.

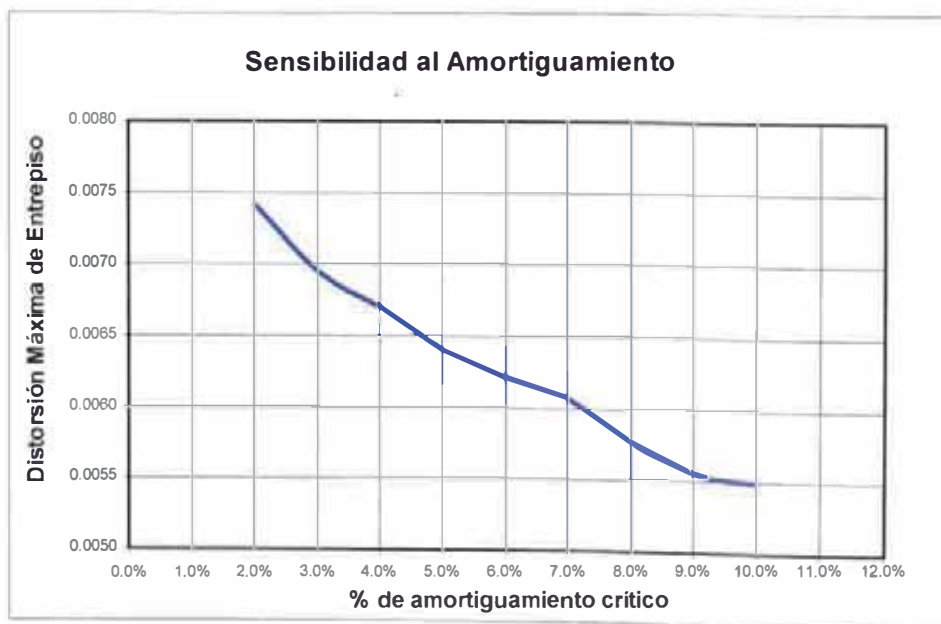


Figura 4-2: % amortiguamiento crítico vs. Distorsión Máxima de Entrepiso

## 4.2.2 Estudio de Curvas IDA y Curva de Fragilidad de Colapso

### 4.2.2.1 Curvas IDA

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico que ha surgido recientemente en diferentes formas para estimar con mayor precisión el desempeño estructural de edificaciones bajo cargas sísmicas. Implica someter un modelo estructural a uno o más registros sísmicos de aceleraciones, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, y así producir una o más curvas de respuesta parametrizadas versus nivel de intensidad.

El estudio de las curvas IDA es un método multi propósito y de amplia aplicación, y sus objetivos son algunos de los mostrados a continuación:

- 1) Una comprensión más precisa del rango de respuesta o demanda versus el rango de niveles potenciales de un registro de aceleración sísmica.
- 2) Un mejor entendimiento de las implicancias estructurales de niveles de registros sísmicos más severos.
- 3) Un mejor entendimiento de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural al incremento de las intensidades de los registros sísmicos (por ejemplo cambios en los patrones de deformación pico con respecto a la altura, inicio de la degradación de rigidez y resistencia y sus patrones y magnitudes).
- 4) Producir estimados de la capacidad dinámica del sistema global de la estructura.
- 5) Finalmente, dado un estudio de curvas IDA, determinar cuan estable o variable son los parámetros de un registro sísmico a otro.

En un estudio de curvas IDA, cuando la estructura está sujeta a distintos registros de aceleración sísmica el modelo a menudo producirá respuestas muy distintas que son difíciles de predecir previamente. En la figura 4-3 se observa la creación de las curvas IDA para la edificación en estudio, siendo el parámetro de respuesta la distorsión global. La estructura de 5 niveles muestra respuestas que varían desde una degradación gradual de la resistencia hasta rápido colapso y comportamiento no monotónico. Las curvas, elaboradas para cada uno de los 14 registros sísmicos, exhiben una distinta región de comportamiento lineal, que concluye a una aceleración pico aproximada de 1.0 g.

Se resalta además como las curvas terminan a diferentes niveles de intensidad. Algunas degradan lentamente luego de la etapa elástica y aceleran hacia grandes distorsiones y un eventual colapso. Otras sin embargo parecen mantener una pendiente casi elástica. El análisis dinámico incremental se realiza hasta que la pendiente de la curva sea el 20% de la pendiente inicial.

Los patrones curvos indican segmentos sucesivos de “ablandamiento” y “endurecimiento”, regiones donde la rigidez disminuye con el aumento de la intensidad IM (intensity measure) y otros donde se incrementa. En términos ingenieriles esto significa que en momentos la estructura experimenta una aceleración de acumulación del índice de daño DM (damage measure) y en otros una desaceleración con fuerza suficiente para detener momentáneamente la acumulación de daño DM o inclusive revertirlo.

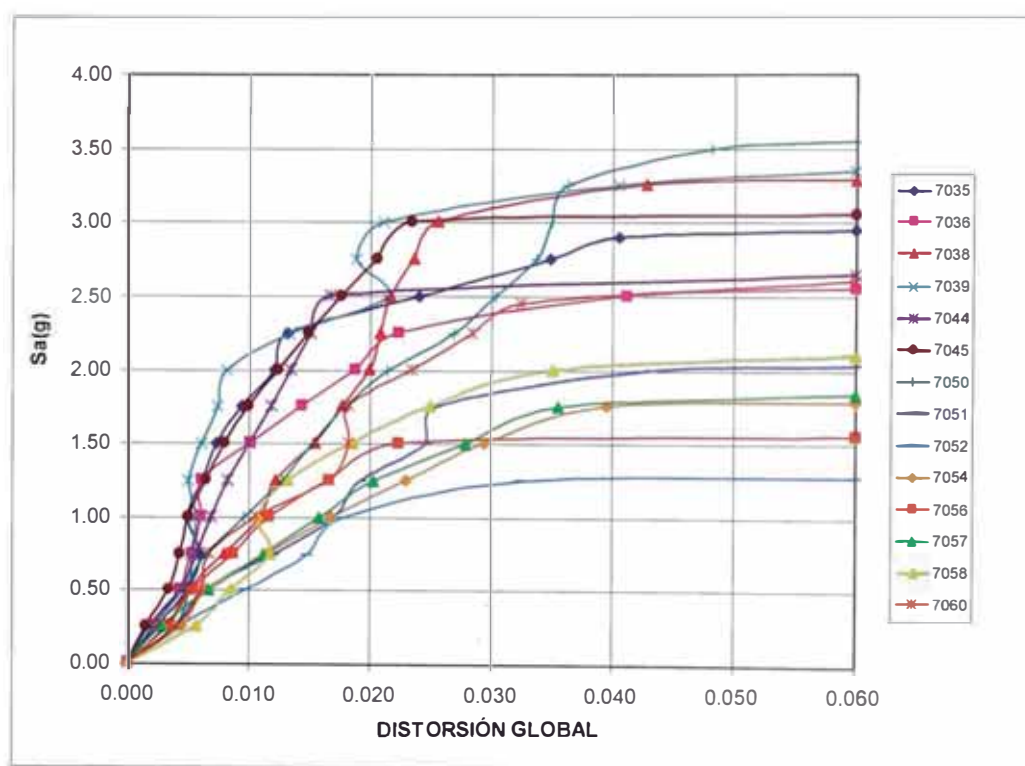


Figura 4-3: Curva IDA  $Sa(g)$  vs. Distorsión Global

De la gráfica se puede notar que existe poca dispersión de las respuestas hasta niveles de aceleración pico de 1.00g. En la siguiente gráfica se aprecia las curvas IDA  $Sa(g)$  vs Cortante Basal.

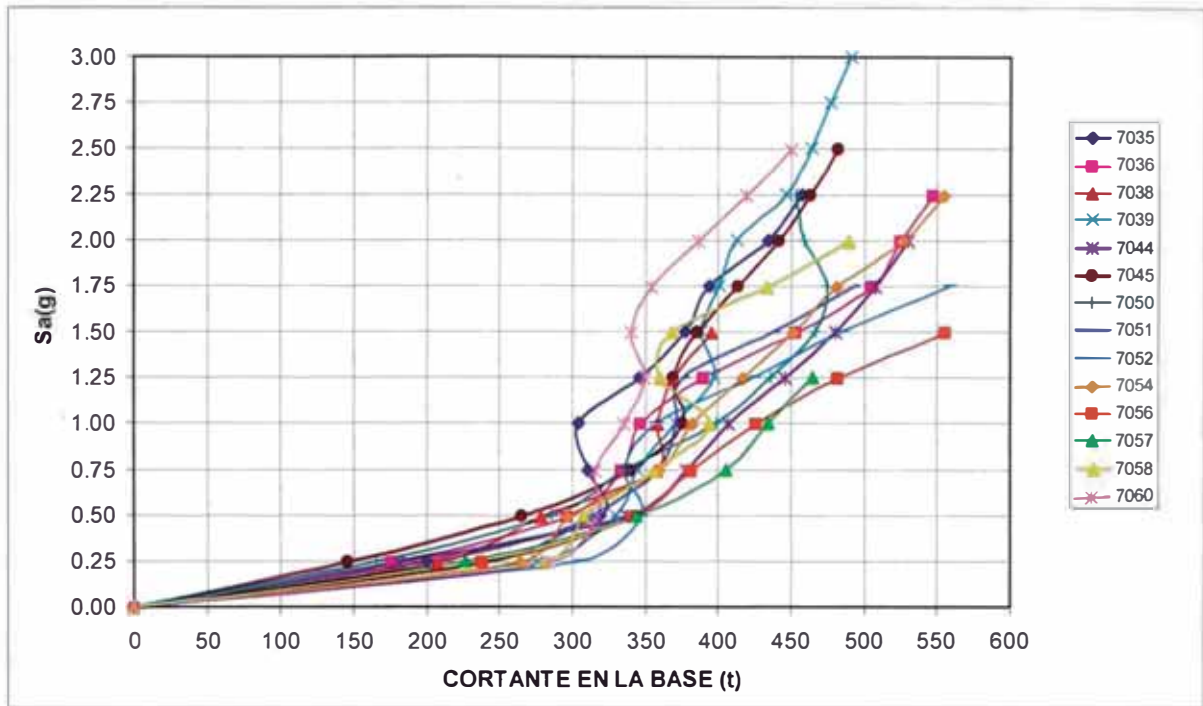


Figura 4-4: Curva IDA Sa(g) vs. Cortante en la Base

De la gráfica se puede notar que existe poca dispersión de las respuestas hasta niveles de aceleración pico de 0.75g.

A continuación se calcula la gráfica de la mediana de las curvas IDA, la cual nos permitirá determinar si nuestra estructura cumple con los lineamientos de la norma E030 en lo concerniente a distorsiones de entrepiso.

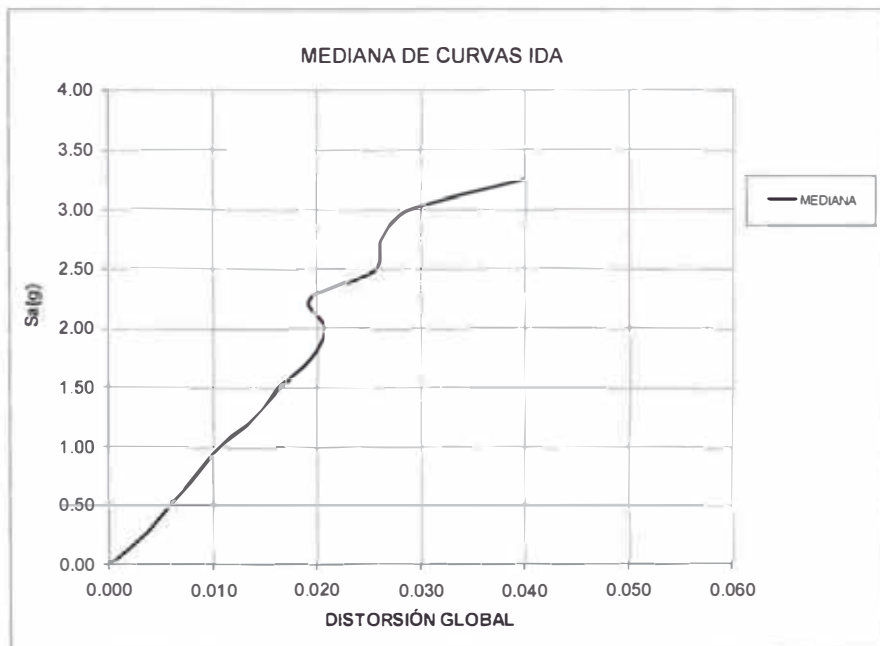


Figura 4-5: Mediana de Curvas IDA - Sa(g) vs. Distorsión Global

#### 4.2.2.2 Curva de Fragilidad de Colapso

Como se indica en ATC-58 (2009), las curvas de fragilidad pueden ser desarrolladas para cualquier edificación usando el Análisis Dinámico Incremental (IDA). Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. En el presente estudio evaluaremos el colapso por pérdida de rigidez lateral y distorsiones excesivas de la edificación que producen inestabilidad dinámica.

Las curvas de fragilidad pueden ser utilizadas para determinar el margen de seguridad contra el colapso como se muestra en FEMA P695 (ATC, 2009). Usando la data de colapso de las curvas IDA, una curva de fragilidad puede ser definida a través de una función de distribución acumulativa, la cual relaciona la intensidad de movimiento de terreno a la probabilidad de colapso. Estudios han mostrado que esta función de distribución acumulativa puede ser asumida como de distribución lognormal. Un mayor detalle del procedimiento se puede encontrar en FEMA P440A (ATC, 2009).

La distribución lognormal es definida por un valor de mediana y un parámetro de dispersión. La mediana de capacidad de colapso,  $S_{a50\%}$ , indica una intensidad de movimiento de terreno que tiene un 50% de probabilidad de producir colapso en el sistema. Para el colapso, la dispersión registro a registro (RTR) puede ser estimada como  $\beta_{RTR} = [\ln(S_{a84\%}) - \ln(S_{a16\%})]/2$

En la tabla siguiente se muestran los valores de las aceleraciones pico que producen el colapso de la estructura para cada uno de los registros sísmicos, con sus respectivos valores de media y desviación estándar.

Sa(g)	Ln X	Distr. Log Normal
0.50	0.0000	0.0000
1.00	0.0000	0.0000
1.28	0.2469	0.0248
1.55	0.4383	0.0884
1.78	0.5766	0.1819
1.84	0.6098	0.2112
2.03	0.7080	0.3128
2.10	0.7419	0.3522
2.55	0.9361	0.5954
2.60	0.9555	0.6193
2.65	0.9746	0.6423
2.95	1.0818	0.7604
3.05	1.1151	0.7922
3.28	1.1878	0.8524
3.35	1.2090	0.8674
3.55	1.2669	0.9031

14

12.0483

<b>Media In X</b>	0.861
<b>DesvEstandar</b>	0.31

El valor hallado de  $\beta_{RTR} = [\ln(S_{a84\%}) - \ln(S_{a16\%})]/2 \rightarrow \beta_{RTR} = 0.31$ . La gráfica de la curva de fragilidad de colapso se muestra a continuación.

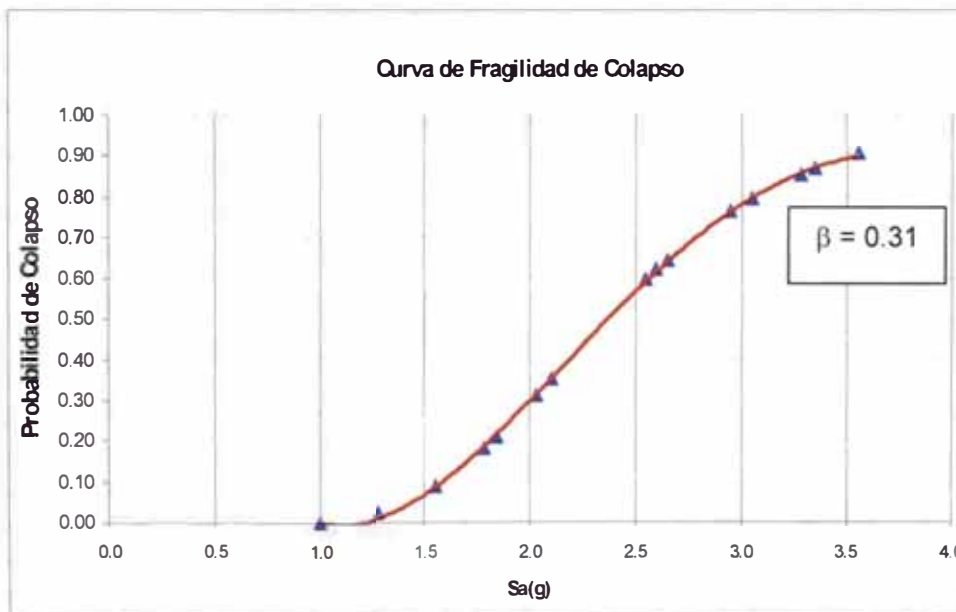


Figura 4-6: Curva de Fragilidad de Colapso

#### 4.2.3 Verificación del Desempeño de la Edificación

Para determinar el desempeño de la edificación debemos superponer en nivel de peligro de 10% - 50 años y 2% - 50 años en la curva IDA y demostrar que se cumple con el peligro de la norma E030 (el peligro de 10% - 50 años debe producir una distorsión de entrepiso igual o menor a la de la norma E030).



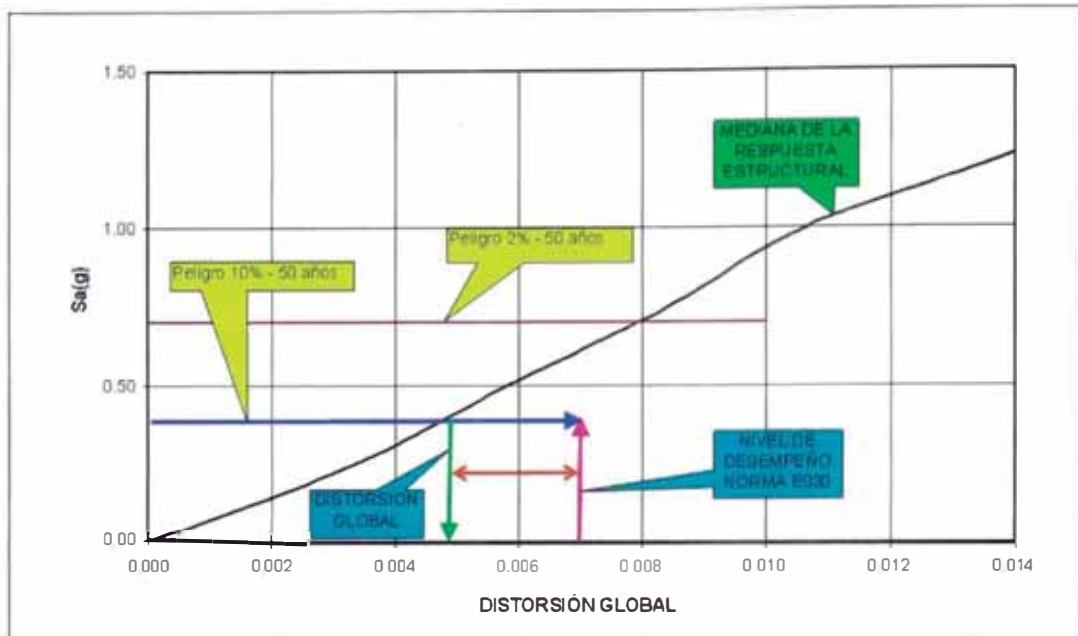


Figura 4-7: Verificación del Desempeño de Edificación

De la gráfica anterior se concluye que en la estructura se produce una distorsión global de 0.0048 para el peligro de diseño de 10% - 50 años, valor menor al especificado en la norma E030, que es de 0.007

Adicionalmente, se debe cumplir que para el peligro de 2% - 50 años se tiene una probabilidad de colapso menor al 10%. Para lograr esto, el nivel de peligro mencionado debe superponerse en la curva de fragilidad y evaluar la probabilidad de colapso hallada.

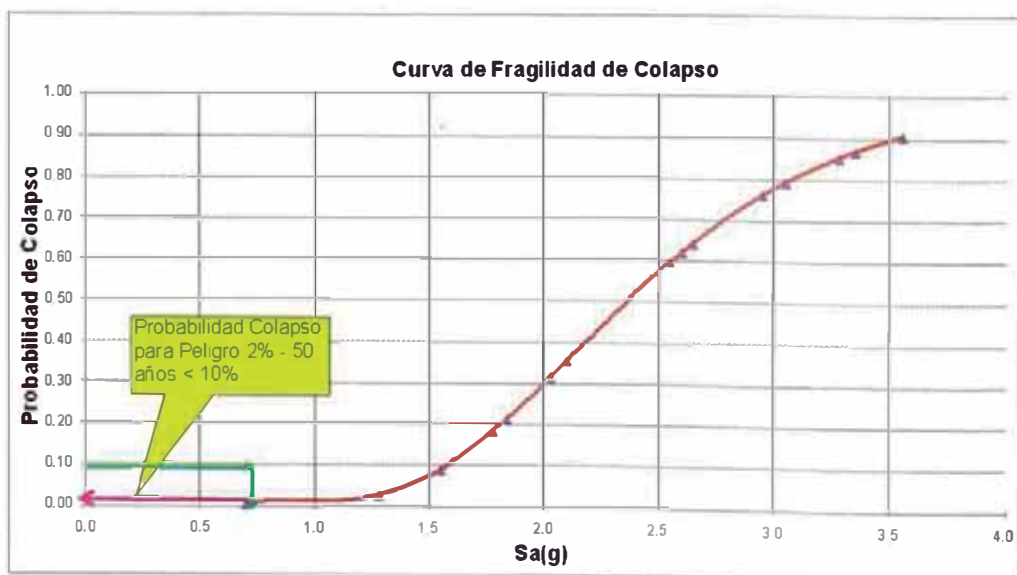


Figura 4-8: Evaluación del Colapso de la Edificación

Observando la figura 4-8 se comprueba que nuestra estructura tiene una probabilidad de colapso menor al 10% para un peligro de 2% - 50 años, por lo cual la edificación se halla conforme.

#### 4.2.4 Deformación Máxima según ASCE 7 (2005)

La deformación máxima permisible en los elementos puede ser verificada según ASCE 7 (2005) que en su sección 16.2.4.2 nos indica que la deformación en el elemento no debe exceder un valor que resulte en el deterioro de la resistencia del elemento a un valor del 67% del valor pico.

La verificación se realizará para la columna C-1, para ello realizamos una simulación del elemento para determinar sus características de desempeño ante cargas cíclicas. El documento que nos indica el procedimiento para la aplicación de cargas es el FEMA 461 (ATC, 2007), donde seleccionamos el protocolo I de procedimientos.

El protocolo I debe ser usado en la determinación de las características del desempeño de los componentes, cuyo comportamiento es básicamente controlado por la aplicación de fuerzas sísmicas o desplazamientos sísmicos inducidos. En los protocolos, estos efectos sísmicos son replicados por una lenta aplicación cíclica de cargas (o deformaciones) cuya historia (en términos de la carga aplicada o de la deformación causada por una carga aplicada) sigue un patrón determinado.

La aplicación de cargas será controlada mediante deformaciones (deformation-controlled testing), iniciando con una distorsión de entrepiso de 0.0015 hasta una máxima de 0.03. Lo recomendable es que el número de incrementos en la historia de carga sea de por lo menos 10 y la relación de amplitudes de desplazamiento entre dos ciclos consecutivos será de 1.4 según las recomendaciones.

En la siguiente gráfica se observa la historia de carga de la simulación del ensayo.

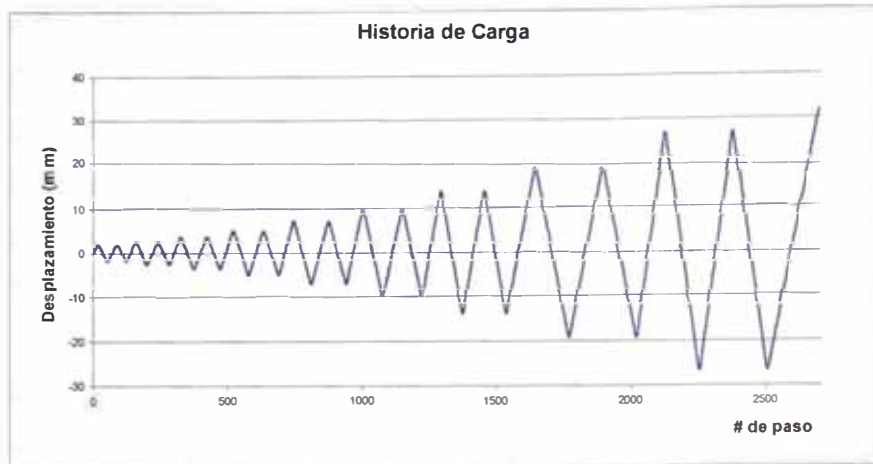


Figura 4-9: Historia de Carga del Ensayo de C-1

Una vez realizada la simulación, del diagrama momento rotación del elemento obtenemos la deformación máxima, la cual se produce al 67% de la resistencia máxima:

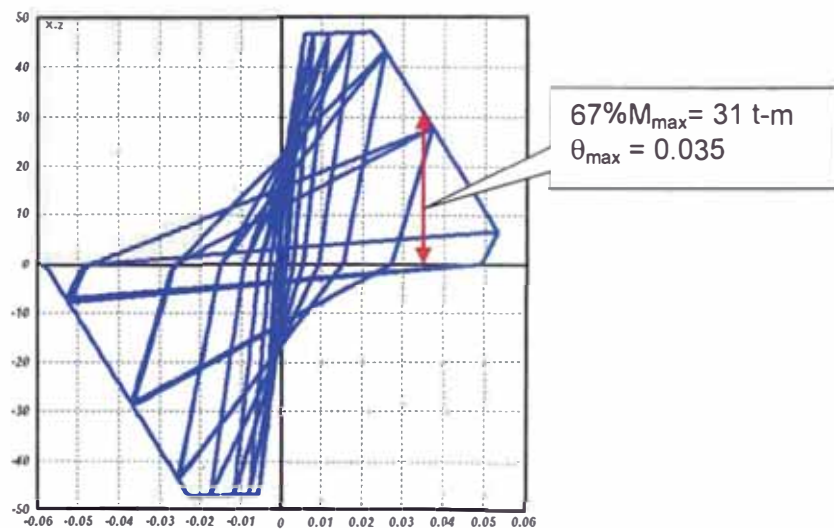


Figura 4-10: Diagrama Momento Rotación de C-1

De la gráfica se obtiene:

$M_{max} = 46.7 \text{ t-m}$

$0.67M_{max} = 31.0 \text{ t-m}$

Deformación al 67% de  $M_{max}$ : 0.035 (rotación en rad)

Observando las rotaciones de la tabla 3-13, se comprueba que las rotaciones totales son menores que la rotación máxima obtenida según ASCE 7 (2005).

#### 4.2.5 Comparación de Disipación de Energía

Las siguientes gráficas muestran la energía disipada por la edificación de 5 niveles para el sismo 7035 en dirección X para los modelos de Multispring (MS) y Momento Curvatura (MC).

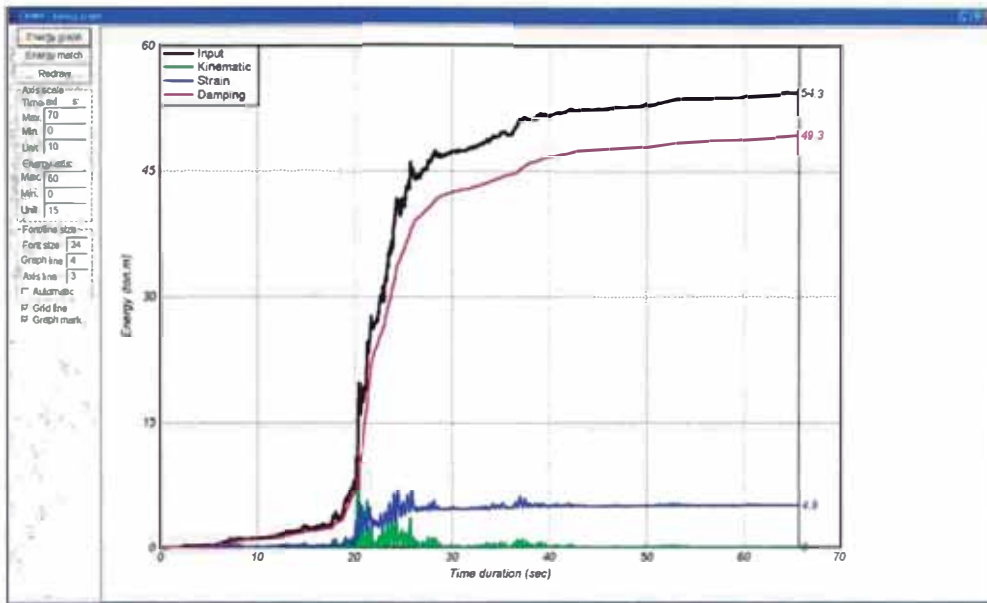


Figura 4-111: Energía Disipada – modelo MS

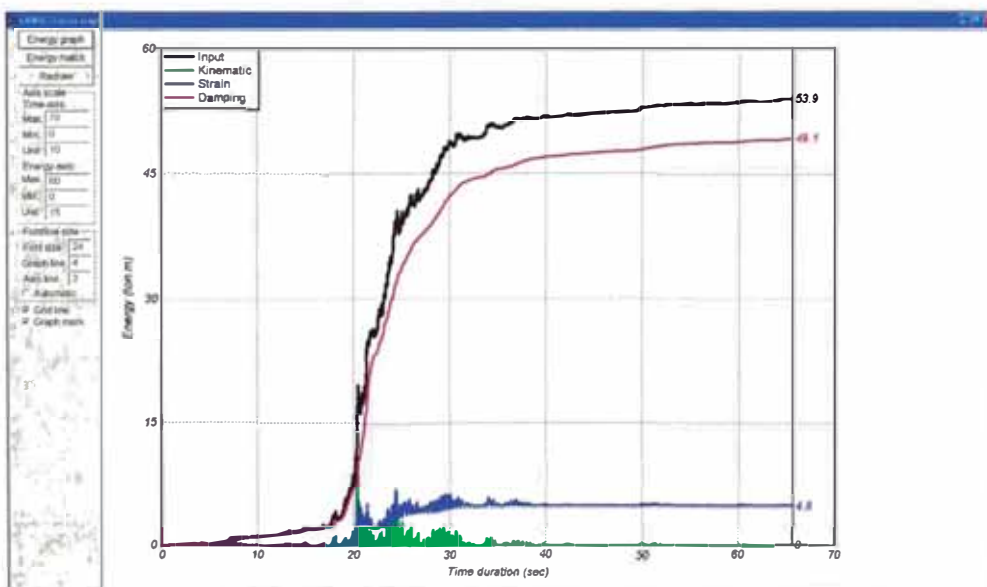
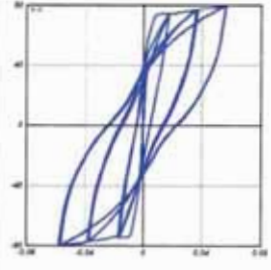
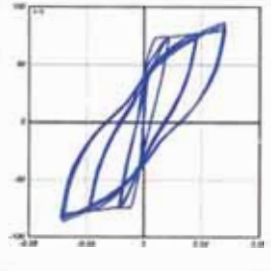
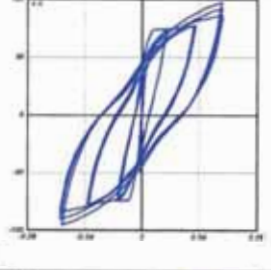
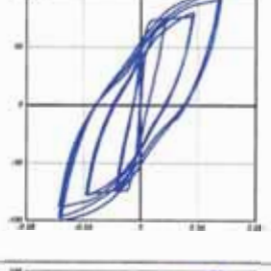
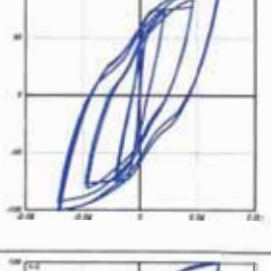
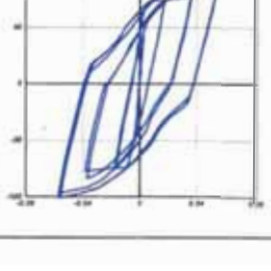


Figura 4-112: Energía Disipada – modelo MC

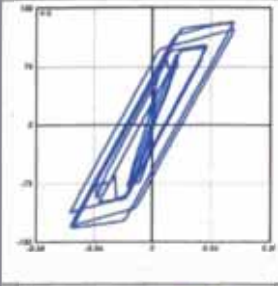
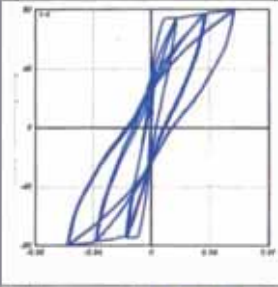
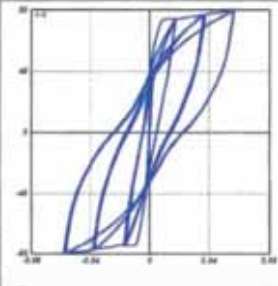
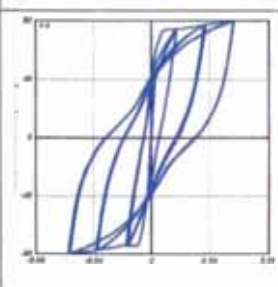
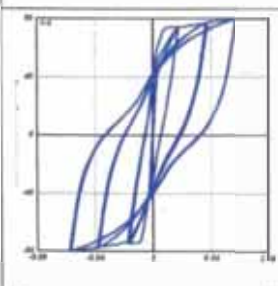
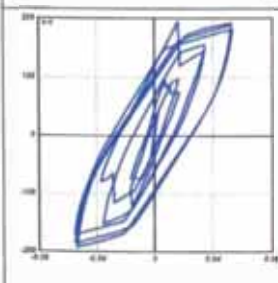
De las gráficas concluimos que la energía disipada total durante el sismo es similar para ambos modelos, lo que indica que el modelo de momento curvatura (MC) representa con aproximación al modelo de multi resortes (MS).

#### 4.2.6 Sensibilidad de Respuesta a los Parámetros de Calibración

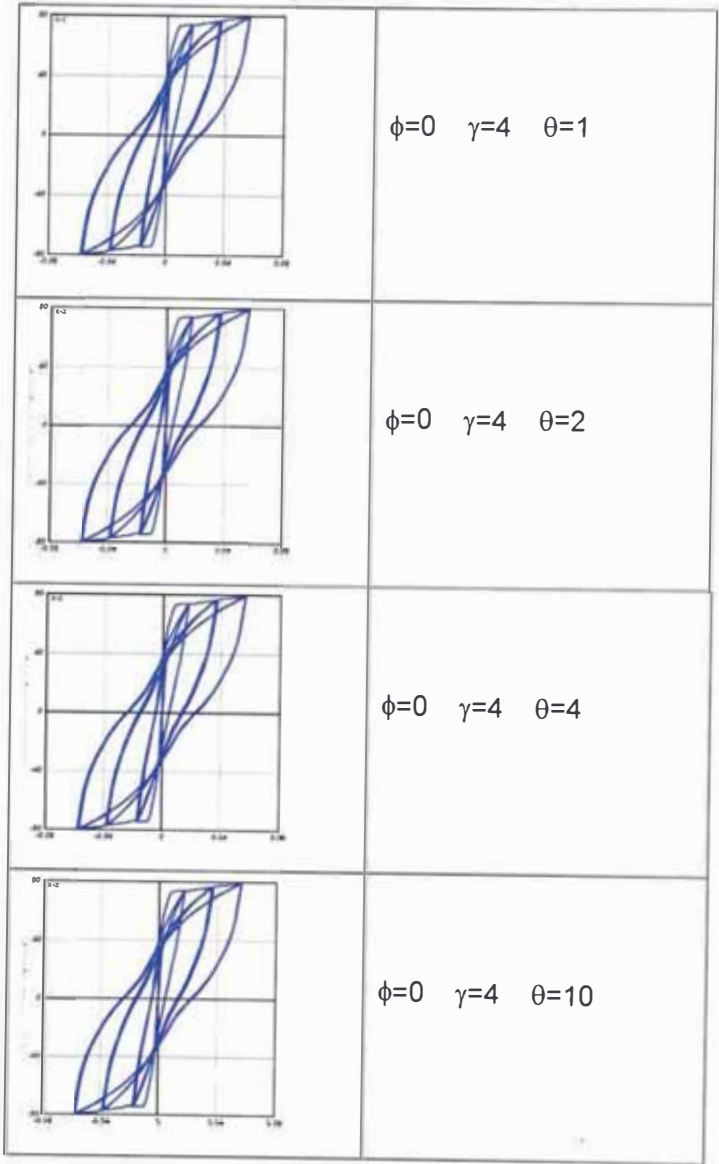
Sensibilidad al Parámetro  $p_1$ :  $\phi=0\sim 1$  (Material Acero)

	$\phi=0 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$
	$\phi=0.2 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$
	$\phi=0.4 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$
	$\phi=0.6 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$
	$\phi=0.8 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$
	$\phi=1 \quad \gamma=4 \quad \theta=1$

Sensibilidad al Parámetro p2:  $\gamma=1\sim 20$  (Material Acero)

 <p>A plot showing a single, narrow hysteresis loop. The x-axis ranges from -0.08 to 0.08, and the y-axis ranges from -100 to 100. The loop is elongated along the diagonal.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=1 \quad \theta=1</math></p>
 <p>A plot showing a hysteresis loop with a slightly wider area than the first plot. The axes are the same.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=2 \quad \theta=1</math></p>
 <p>A plot showing a hysteresis loop with a significantly wider area. The axes are the same.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=4 \quad \theta=1</math></p>
 <p>A plot showing a hysteresis loop with a very wide area. The axes are the same.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=8 \quad \theta=1</math></p>
 <p>A plot showing a hysteresis loop with a wide area, similar to gamma=8. The axes are the same.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=10 \quad \theta=1</math></p>
 <p>A plot showing a hysteresis loop with a very wide area, similar to gamma=8. The axes are the same.</p>	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=12 \quad \theta=1</math></p>

Sensibilidad al Parámetro p3:  $\theta=1\sim 10$  (Material Acero)

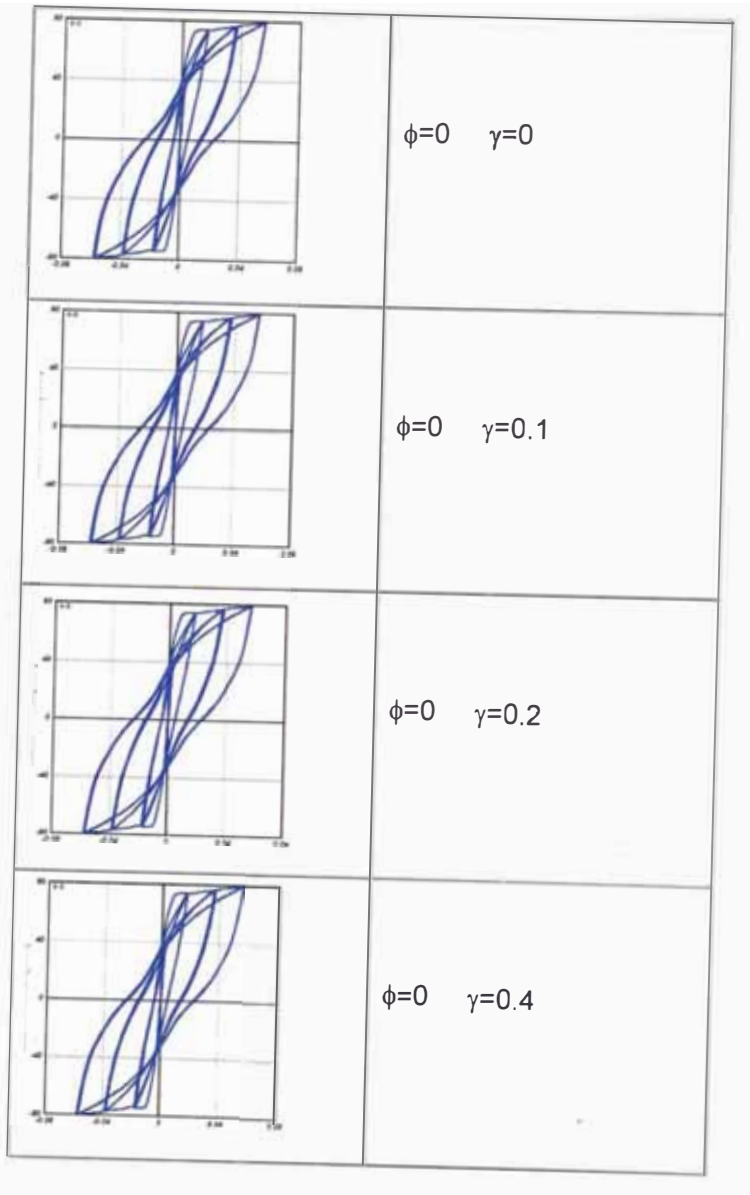




Sensibilidad al Parámetro p1:  $\phi=0$  ó  $\phi>\sigma_t/\sigma_c$  (Material Concreto)

	<p><math>\phi=0 \quad \gamma=0</math></p>
	<p><math>\phi=0.1 \quad \gamma=0</math></p>
	<p><math>\phi=0.6 \quad \gamma=0</math></p>
	<p><math>\phi=1 \quad \gamma=0</math></p>
	<p><math>\phi=2 \quad \gamma=0</math></p>

Sensibilidad al Parámetro p2:  $\gamma=0\sim5$  (Material Concreto)



### 4.3 Comparación entre Norma E-030 y FEMA 310

#### Comparación de Cortantes Basales según Norma E-030 y FEMA 310

##### Cortante Basal según Norma E-030

$$V = \frac{Z U S C \times P}{R}$$

Z = 0.4 (Factor de zona)

U = 1.0 (Factor de importancia)

S = 1.0 (Factor de suelo)

C = 2.5(Tp/T) = 2.5x0.4/0.5 = 2.0 (Dirección Longitudinal)  
2.5x0.4/0.33 = 2.5 (Dirección Transversal)

R = 8 (Dirección Longitudinal)  
6 (Dirección Transversal)

##### **Cortante Dirección Longitudinal**

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.0}{8} \times 1445 \text{ t} = 145 \text{ t}$$

##### **Cortante Dirección Transversal**

$$V = \frac{0.4 \times 1.0 \times 1.0 \times 2.5}{6} \times 1445 \text{ t} = 240 \text{ t}$$

##### Cortante Basal según FEMA 310

$$V = C S_a W$$

##### **Dirección Longitudinal**

$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 0.50 = 1.04 \text{ g}$ , pero no debe ser mayor que  $S_{DS}=1.0 \text{ g}$

→  $S_a = 1.0 \text{ g}$

##### **Dirección Transversal**

$S_a = S_{D1}/T = 0.52 / 0.33 = 1.04 \text{ g}$ , pero no debe ser mayor que  $S_{DS}=1.0 \text{ g}$

→  $S_a = 1.0 \text{ g}$

##### **Cortante Dirección Longitudinal**

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 1445 \text{ t} = 1445 \text{ t}$$

##### **Cortante Dirección Transversal**

$$V = 1.0 \times 1.0 \times 1445 \text{ t} = 1445 \text{ t}$$

## Comparación de Fuerzas Cortantes

Dirección de Análisis	Cortante Basal (t)		R
	FEMA 310	E-030	
Longitudinal	1445	145	10
Transversal	1445	240	6

En la dirección longitudinal determinaremos los factores de reducción por ductilidad y por sobrerresistencia considerando los sismos en los cuales la estructura entró a la fluencia.

Sismo	Vu (t)	$R_{\mu} = V_e / V_u$	$R_o = V_u / V_{d_{ALE}}$
7035	287	5,0	2,0
7038	241	6,0	1,7
7039	293	4,9	2,0
7050	230	6,3	1,6
7051	269	5,4	1,9
7052	336	4,3	2,3
7054	268	5,4	1,8
7056	314	4,6	2,2
7057	314	4,6	2,2
7058	281	5,1	1,9
7060	294	4,9	2,0
<b>M. Geométrica</b>	<b>283</b>	<b>5,1</b>	<b>2,0</b>

Peso Estructura = 1445 t

Sa (T<sub>1</sub>) = 1,0 g

V<sub>e</sub> = 1445 t

V<sub>d<sub>ALE</sub></sub> = 145 t

Del cuadro anterior se resume que el factor de reducción por ductilidad de la estructura es de 5 y el factor de reducción por sobre resistencia es de 2 para la dirección longitudinal de la edificación.

## Comparación de Clasificación de Categoría de las Edificaciones y Configuración Estructural

### CATEGORIA DE LAS EDIFICACIONES – NIVELES DE DESEMPEÑO

NORMA E-030	FEMA 310
<p><b>A - Edificaciones Esenciales</b></p> <p>Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p>	<p><b>Operacional</b></p> <p>Sólo un daño muy limitado ha ocurrido. La edificación mantiene su rigidez y resistencia original. Los componentes no estructurales están operativos y la edificación se encuentra disponible para su uso normal. Las reparaciones, si son requeridas, pueden ser realizadas según la conveniencia de los propietarios o usuarios de la edificación. El riesgo de amenaza a la vida durante el sismo es despreciable.</p>
<p><b>B - Edificaciones Importantes</b></p> <p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento</p>	<p><b>Nivel de Ocupación Inmediata (IO)</b></p> <p>Es el nivel de desempeño post sismo en el que ha ocurrido sólo un muy limitado daño estructural. Los sistemas resistentes de fuerzas verticales y laterales de la edificación mantienen casi el total de su resistencia y rigidez inicial. El riesgo de daño a la vida como resultado del daño estructural es muy bajo, a pesar de que puedan ser necesarias algunas reparaciones estructurales menores.</p>
<p><b>C - Edificaciones Comunes</b></p> <p>Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.</p>	<p><b>Nivel de Seguridad de Vida (LS)</b></p> <p>Es el nivel de desempeño post sismo en el que ha ocurrido un significativo daño estructural, pero se mantiene un margen contra el colapso parcial o total de la estructura. Algunos elementos estructurales han sido severamente dañados, aunque esto no resulte en caída de escombros de gran tamaño. El riesgo de daño a la vida como resultado del daño estructural se espera que sea bajo. Debería ser posible reparar la estructura; sin embargo, por razones económicas esto podría no ser práctico. Mientras que el daño estructural no implique un colapso inminente, sería prudente implementar reparaciones estructurales o instalar temporalmente arriostamiento previo a la reocupación.</p>
<p><b>D - Edificaciones Menores</b></p> <p>Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares</p>	<p><b>Prevención de Colapso (CP)</b></p> <p>En este nivel ha ocurrido un daño sustancial en la edificación, la cual ha perdido la mayor parte de su resistencia y rigidez original y conserva un pequeño margen contra el colapso.</p> <p>Los elementos no estructurales pueden haberse separado y presentar riesgo de caída. Las reparaciones son probablemente no prácticas.</p>

El cuadro muestra la similitud que hay en la categorización de las edificaciones por su uso o importancia entre ambas normas, lo cual afecta los niveles de demanda sísmica.

## IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES – CONFIGURACION ESTRUCTURAL

	NORMA E-030	FEMA 310
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	<p><u>Piso blando</u> En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (hi/hd) donde hd es altura diferente de piso y hi es la altura típica de piso.</p>	<p><u>Piso blando</u>: La rigidez del sistema resistente de fuerzas laterales en cualquier nivel no debe ser menor que el 70% de la rigidez de un piso adyacente superior o inferior, o menor que el 80% de la rigidez promedio de los 3 niveles superiores o inferiores para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.</p>
	<p><u>Irregularidad Geométrica Vertical</u> La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>	<p><u>Geometría</u>: No debe haber cambios mayores al 30% en las dimensiones horizontales del sistema resistente de fuerzas laterales en un nivel en comparación a los niveles adyacentes para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.</p>
	<p><u>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</u>. Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>	<p><u>Discontinuidades verticales</u>: Todos los elementos verticales en el sistema resistente de fuerzas laterales deben ser continuos hasta la cimentación.</p>
	<p><u>Irregularidad de Masa</u> Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas</p>	<p><u>Masa</u>: No debe haber cambios en la masa efectiva mayor al 50% de un nivel al siguiente para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.</p>
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	<p><u>Irregularidad Torsional</u> Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda del 50% del máximo permisible indicado en la Tabla N°8 del Artículo 15 (15.1). En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>	<p><u>Torsión</u>: La distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez de un piso debe ser menor que el 20% del ancho de la edificación en cualquiera de las dos dimensiones en planta para los niveles de Seguridad de Vida y Ocupación Inmediata.</p>
	<p><u>Esquinas Entrantes</u> La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p><u>Irregularidades en planta</u>: El diafragma debe tener la capacidad para resistir tracciones en esquinas entrantes o en zonas de irregularidades. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.</p>
	<p><u>Discontinuidad del Diafragma</u> Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma</p>	<p><u>Reforzamiento de diafragmas en aberturas</u>: Debe existir reforzamiento alrededor de las aberturas en los diafragmas mayores al 50% del ancho de la edificación en la mayor dimensión en planta. Es aplicable para el nivel de Ocupación Inmediata.</p>

Se observan las similitudes que existen entre ambas normas al clasificar las irregularidades de las estructuras, lo cual afecta la configuración estructural y por lo tanto los niveles de demanda sísmica.

## **CAPITULO 5: RESUMEN, CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN FUTURA**

### **Introducción**

Un eficiente diseño sismo resistente de una edificación de concreto armado requiere un conocimiento del comportamiento elástico e inelástico de los elementos estructurales (vigas, columnas, uniones viga-columna, muros) así como un claro entendimiento de la interacción que ocurre al ensamblar los elementos en una estructura. Este objetivo se logrará a través de investigación experimental de elementos simples que luego serán ensamblados.

La elección de dichos elementos para el ensamblaje fue realizado entre el banco de datos de ensayos disponibles cuyas características corresponden o se asemejan a los de nuestra estructura existente. Los datos disponibles de los ensayos de laboratorio incluyen principalmente dimensiones, reforzamiento, resistencia de los materiales y la historia de desplazamiento del ensayo.

### **5.1 Resumen**

El estudio se ha enfocado en la validación de un método de evaluación sísmica de edificaciones existentes. Se describen los diferentes niveles de evaluación y se valida mediante ejemplos de aplicación a dos estructuras, la primera de las cuales es modelada mediante el ensamble de elementos que han sido previamente calibrados usando modelos de fibras.

Un gran esfuerzo ha sido desarrollado en los últimos 20 años en el desarrollo de respuesta inelástica de estructura de concreto armado sujetas a cargas cíclicas. Han sido desarrollados numerosos modelos que incorporan información de investigaciones experimentales y observaciones in situ del comportamiento de elementos de concreto armado. Desde simples elementos de 2 componentes con histéresis bilineal a modelos refinados de fibras o elementos finitos basados en descripción detallada del comportamiento cíclico de esfuerzo deformación del concreto y el acero.

En el diseño de una edificación primero es necesario satisfacer los requerimientos de servicio de la estructura para evitar fallas operacionales. En edificaciones que puedan estar sujetas a eventos sísmicos, las condiciones de servicio imponen la necesidad de mantener la respuesta de la estructura en el rango elástico, y limitar la distorsión de entrepiso bajo sismo moderado que pueda ocurrir varias veces durante la vida útil de la estructura.



En el caso de sismos severos, se debe prevenir el colapso de la estructura. Esto conlleva a la estructura a tener una habilidad de disipar energía. En nuestros ejemplos de aplicación estudiaremos la resistencia, rigidez y ductilidad de los elementos estructurales.

A continuación se transcriben los comentarios indicados en PERFORMANCE BASED DESIGN USING NONLINEAR ANALYSIS (Powell, 2007b), que nos ayudan a complementar las ideas y conclusiones mostradas en este estudio.

#### Comentarios Finales de G. Powell (2007)

- Cuando usamos un programa de cómputo, sea de análisis lineal o no lineal, podemos crear y analizar modelos sofisticados de gran envergadura, y producir todo tipo de resultados. Un peligro es que podemos confiarnos que nuestros análisis son simulaciones precisas del real comportamiento de la estructura, cuando realmente es valiosa información que podemos usar para hacer decisiones de diseño. El propósito del análisis no es simular el real comportamiento de la estructura (lo cual es imposible), sino de obtener información que podamos usar en el diseño.
- El diseño sísmico basado en desempeño debe recorrer un largo camino antes de volverse una práctica común.
- El análisis lineal no es preciso pero es de gran ayuda para el diseño.
- El análisis no lineal es más complicado de implementar pero es más racional. Nos da información más útil para el diseño. Se puede considerar el análisis no lineal como una herramienta de diseño.
- Una incorrecta calibración del deterioro de la resistencia puede tener un gran impacto en la predicción de la respuesta estructural.
- Una dificultad con el diseño basado en desplazamiento es que se debe realizar un análisis no lineal para calcular las demandas de deformación.
- Los programas de cómputo no analizan estructuras reales, analizan modelos de estructuras. Cuando realizamos análisis no lineal, el análisis debe capturar todos los aspectos del comportamiento lineal y no lineal que puedan afectar significativamente los resultados. Debemos decidir que modos de comportamiento son importantes y como tomarlos en cuenta, y debemos reconocer que algunos de ellos son difíciles de conseguir.

## 5.2 Conclusiones

### De la calibración de elementos:

- Para la calibración de elementos, usando modelos de fibras se obtuvo mayor aproximación en la respuesta de los elementos que usando modelos de momento curvatura. Esto se observa en las curvas Fuerza-Desplazamiento de los ensayos al comparar la similitud de resistencia lograda en las respuestas y en las pendientes de las curvas de carga y descarga.
- Los modelos de fibras usados para representar los ensayos de columnas mostraron que pueden simular acertadamente su comportamiento, que en los ensayos presentaban distorsiones de 1.8% y 3%.
- Cabe mencionar que los ensayos de laboratorio de las columnas no han llevado a la falla a los especímenes ni a pérdidas significativas de resistencia.
- Es más fácil modelar la rigidez elástica de una columna, pero no la formación de rotula plástica con interacción de carga axial y momento flector. Es por ello la mayor precisión del modelo de fibras, que si lo incorpora. Pero a pesar de la mayor simpleza del modelo de momento curvatura, en base a la comparación de resultados, muestra ser un modelo aceptable.
- A pesar de no poseer las curvas originales de los materiales de los ensayos (sólo sus resistencias máximas), se pudo obtener gran precisión en la simulación de los mismos.
- Es importante mencionar que en base a la curva esfuerzo deformación de las barras de acero, se produce una sobrerresistencia en los elementos a mayores deformaciones, al tenerse un  $f_y$  mayor al considerado en el diseño original.
- En el muro calibrado Wallace RW2 (Anexo A) se observa que la respuesta principal es a flexión, debido a la esbeltez del muro, y la deformación por corte no es representativa.
- Con la disponibilidad de un modelo de elemento viga, columna o muro bien calibrado, la simulación puede ser usada para predecir con mayor aproximación el comportamiento de la edificación hasta el punto del colapso.

### De la evaluación de la edificación de 5 niveles:

- Para los análisis no lineal tiempo historia, un parámetro importante a tomar en cuenta es la partición del intervalo de registro sísmico. Se hicieron pruebas para determinar un

valor adecuado que se traduzca en la correcta solución de las ecuaciones de movimiento y en un tiempo adecuado de procesamiento de datos; es por ello que se seleccionó un valor de 4 particiones del intervalo de registro sísmico.

- El modelo de momento curvatura nos da aproximaciones buenas al compararlo con el modelo de fibras, esto se observa en las comparaciones de disipación de energía, de deformaciones de piso y fuerzas cortantes de la edificación en la dirección de los pórticos, donde tenemos diferencias de un 4% a 8% aproximadamente en la dirección longitudinal.
- En dirección transversal de los muros de corte, obtenemos mayores diferencias debido a que no se han calibrado la rigidez de los muros ni sus parámetros de respuesta.
- Al observar el cuadro de distorsiones de entrepiso de la edificación se concluye que esta cumple con las distorsiones máximas estipuladas en la norma E-030 para estructuras de concreto armado.
- Las evaluaciones mediante las Fases 1 y 2, que utilizan análisis lineales, son conservadoras y podría existir un ahorro económico u otra ventaja al realizar una evaluación más detallada (Fase 3). Esto se comprueba al final al concluir que la edificación es aceptable luego de la evaluación detallada a pesar de haberse encontrado ligeras deficiencias en los niveles previos.
- En las tablas resumen de las rotaciones de columnas y vigas se aprecia que el comportamiento de las columnas es mayormente lineal e incursiona ligeramente en el rango inelástico, sobre todo en el primer nivel, a diferencia de las vigas cuya incursión en el rango plástico es mayor, esto debido a sus menores dimensiones y mayor capacidad de deformación.
- La fase de evaluación detallada 3 nos lleva a la conclusión que nuestra edificación es aceptable, ya que las deformaciones de los elementos vigas y columnas se encuentran por debajo de los máximos permisibles.
- Antes de modelar una estructura debemos identificar que tipos de no linealidad son importantes (y así ser modeladas) y cuáles no (y así ser ignoradas). Por lo tanto, la fase de concepto de comportamiento que deseamos para nuestra estructura es la más importante.

- Se concluye que la estructura de 5 niveles ha podido ser evaluada satisfactoriamente por los diferentes niveles obteniéndose un desempeño adecuado de la estructura lo cual se comprueba mediante un análisis más sofisticado como el análisis incremental.

#### **De la evaluación de la edificación de 22 niveles:**

- Luego de la fase de visualización 1, si bien se encuentra que hay una deficiencia del 2.4% en la capacidad a esfuerzo cortante de las columnas en la dirección transversal, se puede inferir que la estructura es aceptable, ya que no es considerada la contribución del estribaje. Además, la verificación por corte de los muros nos dá que los esfuerzos a corte son holgadamente mayores que los actuantes. El resto de las verificaciones de configuración estructural, sistema resistente de fuerzas laterales, conexiones, diafragmas y de cimentación se encuentran aceptables.
- El nivel de evaluación 2 nos demuestra que la edificación es aceptable debido a que sus elementos vigas, muros y columnas poseen capacidades de momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales mayores a las demandas, siendo todos los ratios menores al valor de 1, habiendo mas holgura en los muros y columnas en dirección longitudinal.

### **5.3 Recomendaciones y Líneas de Investigación Futura**

- Existen relativamente pocos datos experimentales que puedan ser usados para calibrar con precisión los elementos, esta base de datos debe ser aumentada, tanto para elementos columna como muros.
- De la base de datos, la mayoría de los ensayos no tienen niveles de deformación grandes para mostrar la capacidad de deformación de los elementos y su tipo de falla. En investigaciones posteriores deben generarse mayores deformaciones para mostrar claramente los aspectos de la respuesta relacionados al colapso, por ejemplo, a distorsiones mayores a 4% y así poder simular también su falla.
- Existe la necesidad de que investigadores de laboratorios proporcionen datos de ensayos que ayuden a un adecuado uso de los métodos de análisis.
- Estudiar la validación de los procedimientos de evaluación para estructuras en base a muros de albañilería confinada y para estructuras metálicas.

- Desarrollo de modelos empíricos confiables y precisos que puedan ser usados para evaluar el desempeño de elementos de concreto reforzado y nos ayuden a simular la respuesta ante ciclos de carga y descarga.
- Ensayos de columnas y muros con propiedades de materiales y cuantías variables.
- En los ensayos de laboratorio, estudiar el efecto de someter las columnas a cargas laterales biaxiales. Investigación experimental enfocada en la variedad de la historia de carga para un mejor entendimiento en cómo ésta afecta el comportamiento cíclico.
- Ensayos de estructuras de pórticos a escala reducida sometidas a registros sísmicos.
- Investigación del Análisis Dinámico Incremental y sus aplicaciones. Investigación y evaluación de pérdidas económicas mediante análisis costo beneficio de las predicciones de futuro daño.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Concrete Institute (2005). "ACI 318-05: BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY", ACI, Detroit, Michigan.
2. Applied Technology Council (1996). "ATC-40: SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDINGS", Report No. SSC 96-01, Seismic Safety Commission, Redwood City, California.
3. Applied Technology Council (2005). "FEMA 440: IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES", Report No. FEMA 440; Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
4. Applied Technology Council (2007). "FEMA 461: INTERIM TESTING PROTOCOLS FOR DETERMINING THE SEISMIC PERFORMANCE CHARACTERISTICS OF STRUCTURAL AND NONSTRUCTURAL COMPONENTS", Report No. FEMA 461; Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
5. Applied Technology Council (2009a). "FEMA P440A: EFFECTS OF STRENGTH AND STIFFNESS DEGRADATION ON SEISMIC RESPONSE", Report No. FEMA 440A; Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
6. Applied Technology Council (2009b). "FEMA P695: QUANTIFICATION OF BUILDING SEISMIC PERFORMANCE FACTORS", Report No. FEMA P695; Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
7. Applied Technology Council (2009c). "ATC-58 50% DRAFT: GUIDELINES FOR SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF BUILDINGS", Prepared by the ATC-58 STRUCTURAL PERFORMANCE PRODUCTS TEAM for the Applied Technology Council, Redwood City, California.
8. ASCE (1998). "FEMA 310: HANDBOOK FOR THE SEISMIC EVALUATION OF EXISTING BUILDINGS – A PRESTANDARD", Report No. FEMA 310, Prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
9. ASCE (2000). "FEMA 356: PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS", Report No. FEMA 356, Prepared by American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
10. ASCE (2005). "ASCE/SEI 7-05: MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.

11. ASCE (2007). "ASCE/SEI 41-06: SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS", American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
12. Ayala, D.; Charleson, A. W. (2002). "REVIEW OF SEISMIC STRENGTHENING GUIDELINES FOR R. C. BUILDINGS IN DEVELOPING COUNTRIES", 12th European Conference on Earthquake Engineering.
13. Berry, M.; Eberhard, M. (2003). "PERFORMANCE MODELS FOR FLEXURAL DAMAGE IN REINFORCED CONCRETE COLUMNS", PEER Report 2003/18, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 158 pp.
14. Berry, M., Parrish, M., and Eberhard, M. (2004). "PEER Structural Performance Database User's Manual", Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California, 38 pp. Available at <http://nisee.berkeley.edu/spd/>
15. Córdova, P.; Deierlein, G. (2005). "VALIDATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE OF COMPOSITE RCS FRAMES: FULL-SCALE TESTING, ANALYTICAL MODELING AND SEISMIC DESIGN", Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University, Report N° 155.
16. Deierlein, G. (2006). "PERFORMANCE ASSESSMENT THROUGH NONLINEAR TIME HISTORY ANALYSIS", PEER PowerPoint Presentations from Conferences in San Francisco, Los Angeles in January 2006.
17. Esmaeily, A (2000). "Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members", KSU, Civil Engineering Department, Manhattan.
18. Gálvez, A. (2007); "EL ANALISIS NO LINEAL DINAMICO Y SU APLICACION EN LA SIMULACION DE RESPUESTAS ESTRUCTURALES", ADGAVI y Asociados SAC. Descargado de <http://www.adgavi.net/downloads/>
19. Gálvez, A. (2008); "PROPUESTA DEL FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES EN CONCRETO ARMADO CON MUROS REFORZADOS POR BARRAS DUCTILES Y MALLAS ELECTROSOLDADAS". Descargado de <http://www.adgavi.net/downloads/>
20. Habibullah, A. (2003). "ETABS: EXTENDED 3D ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS V. 8.2.7", Computers and Structures Inc, Berkeley, California.
21. Haselton, C.; Deierlein, G.; Liel, A.; Lange, S. (2008). "BEAM-COLUMN ELEMENT MODEL CALIBRATED FOR PREDICTING FLEXURAL RESPONSE LEADING TO GLOBAL COLLAPSE OF RC FRAME BUILDINGS", PEER Report 2007/03, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.



22. Kangning, Li (2007). "3D NONLINEAR STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM", CANNY Consultants.
23. Lestuzzi, P.; Schwab, P.; Koller, M. y Lacave, C. (2004). "HOW TO CHOOSE EARTHQUAKE RECORDINGS FOR NON-LINEAR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES", 13TH World Conference on Earthquake Engineering.
24. NISEE (2007). Base de datos de Desempeño Estructural, <http://nisee.berkeley.edu/spd/>.
25. Powell, G. (2007a). "DETAILED EXAMPLE OF A TALL SHEAR WALL BUILDING USING CSI's PERFORM 3D NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS", Computer and Structures Inc.
26. Powell, G. (2007b). "PERFORMANCE BASED DESIGN USING NONLINEAR ANALYSIS", Computer and Structures Inc.
27. Rai, D. (2004). "REVIEW OF DOCUMENTS ON SEISMIC EVALUATIONS OF EXISTINGS BUILDINGS", Indian Institute of Technology Kanpur.
28. Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). "NORMA E.030: DISEÑO SISMORRESISTENTE", Diario Oficial El Peruano.
29. SEAOC (1995). "VISION 2000 - A FRAMEWORK FOR PERFORMANCE BASED EARTHQUAKE ENGINEERING VOL. 1". Structural Engineers Association of California, Sacramento.
30. Wallace, J.; Orakcal, K. y Massone, L. (2006). "ANALYTICAL MODELLING OF REINFORCED CONCRETE WALLS FOR PREDICTING FLEXURAL AND COUPLED-SHEAR-FLEXURAL RESPONSES", PEER Report 2006/07, Pacific Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.