

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



**“ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL
CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD
DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR”**

PRESENTADO POR:

CESAR EDUARDO DUARTE BONILLA

MARLON EXEQUIAS MARTINEZ CHAVARRIA

JOSE JONATHAN SANTAMARIA DIAZ

PARA OPTAR AL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

CIUDAD UNIVERSITARIA, JUNIO 2017

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR INTERINO :

LIC. JOSÉ LUIS ARGUETA ANTILLÓN

SECRETARIA GENERAL :

DRA. ANA LETICIA ZAVALA DE AMAYA

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO :

ING. FRANCISCO ANTONIO ALARCÓN SANDOVAL

SECRETARIO :

ING. JULIO ALBERTO PORTILLO

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

DIRECTOR :

ING. JORGE OSWALDO RIVERA FLORES

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Trabajo de Graduación previo a la opción al Grado de:

INGENIERO CIVIL

Título:

**“ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL
CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD
DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL
SALVADOR”**

Presentado por:

CESAR EDUARDO DUARTE BONILLA

MARLON EXEQUIAS MARTINEZ CHAVARRIA

JOSE JONATHAN SANTAMARIA DIAZ

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Director:

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

San Salvador, junio 2017

Trabajo de Graduación Aprobado por:

Docente Director:

ING. HERBER ORLANDO HERRERA COELLO

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al ingeniero Herber Orlando Herrera Coello, docente director, por su dedicación, aporte y esfuerzo durante todas las etapas de ésta investigación.

Al ingeniero Luis Rodolfo Nosiglia Duran y la ingeniera Adry Vivina Flores Alvarado, docentes cuyo apoyo fue de gran importancia, su colaboración desinteresada, conocimiento y experiencia, aportó en gran medida en la elaboración de este trabajo de grado.

A la Escuela de Ingeniería Civil de la Universidad de El Salvador, junto con el ingeniero Fredy Fabricio Orellana Calderón, por el apoyo brindándonos un curso de Pushover, el cual fue de gran importancia en el proceso de modelamiento tridimensional en el software sap2000, facilitando el entendimiento de la metodología.

Al ingeniero Evelio López y al técnico Carlos Morataya, por su aporte y colaboración durante las extracciones de núcleos y las pruebas de penetración estándar (STP) realizadas en la edificación como parte del trabajo de campo que se realizó en esta investigación.

Al doctor Juan José Cabrera Quezada de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador por el apoyo incondicional mostrado durante las etapas de trabajo de campo y recolección de información necesarias para la realización de este trabajo

Además, agradecerle grandemente al personal técnico del MOP, ingeniero William Guzmán e ingeniero Juan Carlos Guzmán ambos de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión del Riesgo (DACGER), por el apoyo brindándonos el equipo y asistencia técnica durante la etapa de escaneo con el pachometro y pruebas de rebotes con el martillo suizo.

Al doctor David Hernández por su visita al edificio de la Facultad de Medicina durante la etapa de inspección visual y su apoyo brindándonos criterios técnicos de evaluación estructural de edificaciones dañadas por sismos.

Al doctor Manuel López Menjívar por su apoyo desinteresado en la aclaración de algunas dudas en la parte de interpretación de los resultados, fase concluyente de esta investigación.

Al personal docente de la escuela de ingeniería civil, a quienes agradecemos sus enseñanzas sobre nuestra carrera, por ser los mejores maestros y por mostrarnos el camino a seguir.

Y finalmente pero no menos importante, un agradecimiento especial a nuestros compañeros y amigos que siempre nos brindaron un apoyo desinteresado y que fueron parte importante durante las etapas de estudio y como amigos.

A TODOS MUCHAS GRACIAS.

EL GRUPO

DEDICATORIA

Primeramente y más importante a **Dios** que me ha permitido tener este logro, quien me ha dado la sabiduría para llevar a cabo este proyecto, las fuerzas y salud para estar de pie ante cualquier adversidad, su protección y su luz para iluminar mi camino hasta el final y su ayuda en aquellos momentos que parecían difíciles.

A **mi familia** por todo apoyo que me brindaron para seguir adelante, mis hermanos que han sido el mejor ejemplo que pude tener de esfuerzo y voluntad para lograr lo que se quiere y lo que se sueña, a mi Padre **Luis Rolando Duarte Lima**, que ha sido mi guía y mi ejemplo a seguir de lo que quiero ser en la vida, y a mi Madre **Gloria Cecilia Bonilla de Duarte**, que con su amor y sacrificio me ha llevado a hasta donde estoy ahora. Este logro no es solo mío, si no de cada uno de ellos que me acompañaron incondicionalmente.

A mis amigos y compañeros de tesis **Jonathan Santamaría** y **Marlon Martínez** con los cuales realice este proyecto y logramos salir adelante juntos.

A todos mis **compañeros y amigos**, en especial a mi novia, que estuvieron presentes en algún momento del camino y que con su compañerismo, consejos y amistad hicieron más liviana la carga en todo este proceso.

CESAR EDUARDO DUARTE BONILLA

DEDICATORIA

A mi mayor ejemplo e inspiración mi padre y comandante en jefe, Juan Bautista Martinez Lizama, por ser un hombre ejemplar que me enseñó desde niño que la mejor herencia que un padre le deja a sus hijos es una educación y formación digna de admirar con principios y valores que durante las distintas etapas de mi vida me han guiado por el camino del éxito, papá esto es el fruto de tus sacrificios, esfuerzos y de tu dedicación para forjarme como un hombre de bien, como un excelente profesional y como un hombre de éxito como lo eres tú.

A mi primer amor mi adorada madre, Margarita Reina Chavarria de Martinez, por brindarme su amor, dedicación, paciencia, cariño y consejo incondicional e invaluable desde niño y durante las diversas etapas de mi vida hasta hoy, mamá mis éxitos son tus éxitos y mis logros son tuyos también te amo, te doy gracias con el corazón y te dedico este triunfo a ti y a papá.

A una parte de mi corazón que hoy no está junto a mí y mi familia, mi hermano Juan Martinez Chavarria (“FIGO”), como quisiera que estuvieras en este momento tan especial para mí, te dedico de manera especial este triunfo colega, gracias por apoyarme en los momentos difíciles y gracias porque con tus apuntes y libros me enamore de la carrera para ser como tú. A mis demás hermanos, grupo de tesis, **Jonathan** y **Cesar**, que fueron apoyo fundamental para mi formación académica, les dedico este triunfo también es de ustedes.

MARLON EXEQUIAS MARTINEZ CHAVARRIA

DEDICATORIA

A **Dios** por darme vida, salud e inteligencia que me permitieron llegar tan lejos, por iluminar mi camino y protegerme hasta lograr esta meta, por darme las fuerzas necesarias para sobrellevar los momentos de dificultades y por permitirme conocer personas increíbles en mi trayectoria académica.

A **mi familia** por todo el amor y apoyo que me hizo seguir adelante en todas las dificultades que encontré a lo largo de mi carrera. A **mi madre Maria Yesenia Diaz Castillo** y **mi padre Rafael Balmore Ramos Pinto**, gracias por ser unos padres ejemplares, por su incondicional apoyo, comprensión y cariño.

A mis amigos y compañeros de tesis **Eduardo Duarte** y **Marlon Exequias** que formaron parte de este proyecto, gracias por su paciencia y apoyo.

A mis amigos de infancia y a los que tuve la dicha de conocer en la universidad. Estoy profundamente agradecido con todos ustedes.

JOSE JONATHAN SANTAMARIA DIAZ

INDICE

INTRODUCCIÓN GENERAL	i
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 ANTECEDENTES	2
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	5
1.3 OBJETIVOS.....	6
1.3.1 GENERAL	6
1.3.2 ESPECÍFICOS	6
1.4 ALCANCES	7
1.5 LIMITACIONES.....	8
1.6 JUSTIFICACIÓN.....	9
1.7 DESARROLLO CAPITULAR.....	11
CAPÍTULO 2: FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	17
2 INTRODUCCIÓN.....	17
2.1 RESEÑA Y DESARROLLO HISTÓRICO DE LA METODOLOGÍA.....	18
2.1.1 RELACIONES LINEALES Y NO LINEALES	19
2.1.2 DIFERENCIAS EN EL GRAFICO SEGÚN LA LINEALIDAD Y LA NO LINEALIDAD	20
2.1.3 ORIGEN DE LA METODOLOGÍA PUSHOVER	24
2.1.4 DEFINICIÓN DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	25
2.2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS.....	27
2.2.1 TIPOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL	29
2.3 CAPACIDAD, DEMANDA Y DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA	31
2.4 NIVELES DE DESEMPEÑO	32
2.4.1 PROPUESTA DEL ATC-40 Y FEMA-356	33
2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN LA FEMA-356 Y ATC-40.....	38
2.5.1 PATRONES DE CARGA LATERAL	41
2.5.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES	43

2.5.3	NODO DE CONTROL	46
2.5.4	PERIODO FUNDAMENTAL EFECTIVO	47
2.5.5	EFEECTO P-▲	50
2.5.6	CAPACIDAD ESTRUCTURAL	51
2.5.7	DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	56
CAPÍTULO 3: METODOLOGÍA PARA LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....		58
3	INTRODUCCIÓN.....	58
3.1	INFORMACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS	59
3.1.1	REVISIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES	60
3.1.2	INSPECCIÓN VISUAL.....	61
3.1.3	REVISIÓN DE LAS CONDICIONES EXISTENTES DE LA EDIFICACIÓN.....	62
3.1.4	PRUEBAS MECÁNICAS EN MATERIALES ESTRUCTURALES	66
3.2	ESTABLECIMIENTO DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO.....	67
3.3	REGLAS GENERALES PARA EL DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA	68
3.3.1	CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	69
3.3.2	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA	70
3.3.3	DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA LATERAL.....	75
3.3.4	DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS.....	75
3.4	DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO	80
3.4.1	LÍMITES DE RESPUESTA ESTRUCTURAL	82
3.4.2	LÍMITES DE ACEPTABILIDAD GLOBAL	82
3.4.3	RESULTADO DE LA EVALUACIÓN.....	85
3.5	REPORTE GENERAL DE LA EDIFICACIÓN	86
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....		87
4	INTRODUCCIÓN.....	87
4.1	INFORMACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS	88
4.1.1	REVISIÓN DE PLANOS.....	88
4.1.2	CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS	94
4.1.3	DETERMINACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	108
4.2	OBJETIVO DE DESEMPEÑO	108
4.3	CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL.....	111

4.3.1	ANÁLISIS MODAL	114
4.3.2	ANÁLISIS POR CARGAS DE SERVICIO	117
4.3.3	DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA LATERAL.....	119
4.3.4	AGRIETAMIENTO DE LAS SECCIONES.....	122
4.3.5	PARÁMETROS NO LINEALES DE LOS MATERIALES.....	122
4.3.6	RÓTULAS PLÁSTICAS	123
4.3.7	CURVAS DE CAPACIDAD	128
4.4	DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO	133
4.4.1	REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD	135
4.4.2	DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO.....	137
4.4.3	LÍMITES DE RESPUESTA ESTRUCTURAL	143
4.4.4	LÍMITES DE ACEPTABILIDAD EN ELEMENTOS	145
4.5	RESUMEN DEL ANÁLISIS	150
4.5.1	FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS POR EJE EN ELEVACIÓN	151
4.6	PARÁMETROS INCIDENTES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA, NO CONTEMPLADOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	154
4.6.1	CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN SÍSMICA	155
4.6.2	CRITERIOS ESPECÍFICOS DE ESTRUCTURACIÓN SÍSMICA	162
4.6.3	CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO	169
4.6.4	REVISIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DEL CÓDIGO ACI 318	174
4.6.5	CRITERIOS DE DESTALLADO DE REFUERZO	177
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....		184
5	INTRODUCCIÓN.....	184
5.1	CONCLUSIONES.....	185
5.1.1	TRABAJO DE CAMPO.....	185
5.1.2	GEOMETRÍA GENERAL Y DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN	187
5.1.3	DAÑOS OBSERVADOS.....	188
5.1.4	ANÁLISIS PUSHOVER.....	188
5.1.5	PUNTO DE DESEMPEÑO.....	190
5.1.6	CRITERIOS DE DETALLADO Y DISEÑO SÍSMICO.....	195
5.2	RECOMENDACIONES.....	197
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		199
ANEXOS		201

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2. 1: Grafico Esfuerzo-Deformación de estructuras de concreto reforzado	20
Figura 2. 2: No linealidad del Concreto	31
Figura 2. 3: Modos de vibración de una estructura	42
Figura 2. 4: Patrón de fuerzas laterales adaptativas.....	43
Figura 2. 5: Falla frágil, Efecto Columna corta (PAHO-OPS 1999).....	44
Figura 2. 6: Colapso de paredes no estructurales (PAHO-OPS 1999)	45
Figura 2. 7: Nodo para el control de derivas y desplazamientos en la azotea de la edificación	46
Figura 2. 8: Curva de capacidad de una estructura en general (ATC-40)	52
Figura 2. 9: Representación bilineal de la curva de capacidad (ATC-40).....	54

Capítulo 3

Figura 3. 1: Irregularidades en las estructuras	61
Figura 3. 2: Ejemplo de modelo computacional de una estructura.....	70
Figura 3. 3: Espectro elástico de respuesta, según NTDS.	72
Figura 3. 4: Curvas generalizadas para elementos de concreto armado a) Fuerza versus deformación, b) Fuerza versus razón de deformación. (FEMA 356)	76
Figura 3. 5: Representación de rótulas plásticas	78
Figura 3. 6: Diagrama Momento-Curvatura de una sección de Concreto reforzado	79
Figura 3. 7: Representación bilineal de la curva de capacidad (ATC-40).....	81
Figura 3. 8: Limites de derivas para cada nivel de desempeño	83
Figura 3. 9: Curva fuerza-deformación de los elementos.....	85

Capítulo 4

Figura 4. 1: Fachada frontal del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.....	88
Figura 4. 2: Planta Arquitectónica del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. (Plano Original).....	89
Figura 4. 3: Planta del nivel 1 del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador (Planos originales)	90
Figura 4. 4: Detalles de secciones de Columnas de entrepiso 1. (Plano Original)	92
Figura 4. 5: Detallado de columnas del entrepiso 1. (Elaboración propia)	93
Figura 4. 6: Detallado especial del refuerzo transversal en columnas. (Planos originales).....	94
Figura 4. 7: Planta de ubicación de los elementos estructurales. (Elaboración propia).....	106
Figura 4. 8: Ubicación en elevación de los elementos estructurales. (Elaboración propia)	107
Figura 4. 9: Representación esquemática del uso del edificio según planos originales.....	110
Figura 4. 10: Modelo tridimensional del cuerpo central de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. (Fuente: Sap2000).....	111
Figura 4. 11: Sección transversal de columna en forma “L”, con su respectivo detallado de acero de refuerzo longitudinal. (Fuente: Elaboración propia Sap2000).....	112
Figura 4. 12: Modelo computacional con las cargas gravitacionales asignadas.....	113
Figura 4. 13: Espectro de respuesta sísmica, de acuerdo a la NTDS.....	116

Figura 4. 14: Peso de la edificación por cada nivel y Esquema simplificado de la estructura de 7GDL...	119
Figura 4. 15: Esquema representativo de la distribución en altura correspondiente al primer modo de vibración. (Fuente: elaboración propia).	121
Figura 4. 16: Sección transversal de la viga V-A tramo 6'-8 N1	124
Figura 4. 17: Diagrama de Momento Curvatura la viga V-A tramo 6'-8 N1. (Fuente: Elaboración propia)	125
Figura 4. 18: Sección transversal de la columna C4 6'-A' E1.	126
Figura 4. 19: Diagrama de momento curvatura para la columna C4 6'-A' E1, calculado con Sap2000 en la herramienta diseño de secciones. (Fuente: Elaboración propia, Sap2000).....	127
Figura 4. 20: Diagrama de momento curvatura normalizado para la columna C4 6'-A' E1.....	127
Figura 4. 21: Esquema de ubicación de las rótulas plásticas en vigas y columnas.(Fuente: Elaboración propia).....	128
Figura 4. 22: Curva de capacidad (patrón de carga uniformemente distribuido)	129
Figura 4. 23: Curva de capacidad (patrón de carga propuesto por la NTDS).....	130
Figura 4. 24: Curva de capacidad (basado en el primer modo de vibración.....	130
Figura 4. 25: Curva de capacidad en dirección Y. (patrón de carga uniformemente distribuido en dirección)	131
Figura 4. 26: Curva de capacidad en dirección Y (patrón de carga propuesto por la NTDS Y)	132
Figura 4. 27: Curva de capacidad en dirección Y (basado en el primer modo de vibración).....	132
Figura 4. 28: Superposición de las Curvas de capacidad resultante del análisis Pushover a la estructura. (Sap2000).....	134
Figura 4. 29: Curva de Capacidad seleccionada (1° MODO Y), para el cálculo del punto de desempeño. (Sap2000).....	135
Figura 4. 30: Representación bilineal de la curva de capacidad.....	136
Figura 4. 31: Espectro de respuesta elástico NTDS.	139
Figura 4. 32: Aceleración espectral elástica en el periodo fundamental efectivo.....	141
Figura 4. 33: Desplazamiento Objetivo calculado usando el método de coeficientes de desplazamiento de FEMA 356. (Sap2000).....	142
Figura 4. 34: Punto de desempeño, método Espectro de Capacidad ATC-40. (Sap2000).....	143
Figura 4. 35: Límites de respuesta estructural y punto de desempeño de la estructura.....	144
Figura 4. 36: Rótula de columna con valores normalizados de acuerdo a los límites establecidos por FEMA 356. (Fuente: FEMA 356).....	146
Figura 4. 37: Rótulas plásticas generadas en el nivel de desempeño del edificio Inmediatamente Ocupacional (IO). (Fuente: Sap2000).....	147
Figura 4. 38: Rótula plástica de la columna para elemento más crítico, en el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000).....	148
Figura 4. 39: Rótula plástica de la columna para elemento más crítico, en el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000).....	149
Figura 4. 40: columnas que incursionaron en el rango inelástico, límite seguridad de vida, EJE 6'. (Sap2000)	151
Figura 4. 41: columnas que incursionaron en el rango inelástico, límite seguridad de vida, EJE 7. (Sap2000)	152
Figura 4. 42: columna que incursionó en el rango inelástico (color azul) limite seguridad de vida, EJE 7''.(Sap2000).....	153
Figura 4. 43: columnas que incursionaron en el rango inelástico. límite seguridad de vida, eje 8. (Sap2000)	154

Figura 4. 44: Esquema de sencillez geométrica en planta de la edificación.....	157
Figura 4. 45: Esquema de simetría geométrica en planta de la edificación.....	158
Figura 4. 46: Esquema de simetría estructural en planta de la edificación.....	159
Figura 4. 47: Esquema de sencillez geométrica en elevación de la edificación.	160
Figura 4. 48: Esquema de simetría geométrica en elevación de la edificación, Eje 6´.....	161
Figura 4. 49: Esquema de simetría estructural en elevación de la edificación, Eje 6´.....	162
Figura 4. 50: Esquema de la geometría general en planta de la edificación.	163
Figura 4. 51: Esquema de la geometría general en elevación de la edificación, Eje 8.....	164
Figura 4. 52: Esquema del tamaño en planta de la edificación.....	165
Figura 4. 53: Esquema del tamaño en elevación de la edificación, Eje C´.....	166
Figura 4. 54: Parámetros de anchos de vanos o huecos en losas.....	168
Figura 4. 55: Esquema de espacios para circulación vertical en planta de la edificación.....	169
Figura 4. 56: Distribución de esfuerzos sobre la sección transversal V-F (Tramo 6´-8)N3.....	170
Figura 4. 57: Sección transversal de columna C1, 6´-F, E1.....	173
Figura 4. 58: Sección transversal de columna C1, 6´-F, E1.....	173
Figura 4. 59: Diagrama de deformaciones de la columna C1, 6´-F, E1, para la falla balanceada.	175
Figura 4. 60: Diagrama de deformaciones de la columna C1, 6´-F, E1.....	176
Figura 4. 61: Columna en forma de “L” del entrepiso 3, ejes (6´,8´, A) y (6´,8´, D). (Fuente: Planos estructurales de la edificación, Facultad de Medicina).....	178

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 2

Tabla2. 1: Niveles de desempeño de un edificio (ATC-40).....	37
Tabla2. 2: Valores del factor de modificación C_0 (ATC-40).....	50
Tabla2. 3: Valores del factor de modificación C_2 (ATC-40).....	50

Capítulo 3

Tabla 3. 1: Información requerida para una evaluación sísmica detallada cuando no se tienen planos de construcción originales (ATC-40).....	60
Tabla 3. 2: Tipo de elemento estructural y daños más comunes. Referencia: Evaluación de daños y rediseño estructural del edificio de la escuela de Ingeniería Mecánica (Lisette Campos, Manuel Gutiérrez & Miguel Martínez) 1996.....	63
Tabla 3. 3: Clasificación y evaluación de daños	64
Tabla 3. 4: Guía para anchos de fisura razonable del concreto bajo cargas de servicio.(ACI 224R-01).....	64
Tabla 3. 5: Propuesta de parámetros de agrietamiento de secciones ((MacGregor J.G Hage S.E , octubre 1997) y “(T paulay & M. prinsley, 1992)).	65
Tabla 3. 6: Valores de rigidez efectiva (ATC-40, 1996).	66
Tabla 3. 7: Niveles de desempeño (ATC-40).....	68
Tabla 3. 8: Límites de deformación (Tabla 11-2 en ATC-40).....	83
Tabla 3. 9: Límites de derivas según la NTDS (Tabla 8 de la NTDS)	84

Capítulo 4

Tabla 4. 1: Anchos de grietas tolerables según ACI 224.....	96
Tabla 4. 2: Resumen de daños significativos encontrados en la edificación.	105
Tabla 4. 3: Uso de la edificación para cada nivel.....	109
Tabla 4. 4: Objetivo de desempeño correspondiente a la demanda sísmica de NTDS.	110
Tabla 4. 5: Valores para los pesos muertos y cargas vivas a considerar de acuerdo al uso de la edificación en análisis. (Fuente: Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en El Salvador, 1996)	114
Tabla 4. 6: Factores de participación de la masa en el modo predominante de vibración. (Fuente: Resultado del análisis en el Sap2000).....	116
Tabla 4. 7: Modos y períodos de vibración de la estructura. (Fuente: Resultados del análisis en el Sap2000)	117

Tabla 4. 8: Chequeo de derivas en cada entrepiso con lo establecido por la NTDS. (Fuente: Análisis modal con cargas de servicio, Limites por NTDS)	119
Tabla 4. 9: Fuerza lateral en cada nivel normalizada. (Fuente: Elaboración propia)	120
Tabla 4. 10: Fuerzas laterales normalizadas para el patrón de cargas laterales propuesto por la NTDS. (Fuente: Elaboración propia, NTDS)	120
Tabla 4. 11: Fuerza lateral normalizada para el patrón de cargas laterales por el modo predominante de vibración. (Fuente: Elaboración propia, Sap2000).....	121
Tabla 4. 12: Valores de rigidez efectiva (ATC-40, 1996).....	122
Tabla 4. 13: Valores de Momento y Curvatura para la viga V-A tramo 6'-8 N1. (Fuente: Elaboración propia)	125
Tabla 4. 14: Valores de Momento y Curvatura para la columna C4 6'-A' E1. (Fuente: SAP 2000)	126
Tabla 4. 15: Valores del coeficiente C_0 según FEMA 356.....	138
Tabla 4. 16: Resumen del total de elementos verticales y horizontales que presentaron comportamiento inelástico para el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000).....	150
Tabla 4. 17: pesos correspondientes a cada nivel de la edificación.....	155
Tabla 4. 18: Porcentajes de acero balanceado para diferentes concretos y aceros	171
Tabla 4. 19: Resumen de la revisión de los criterios dimensionales con ACI 318-14. (Fuente: ACI 318-14)	181

INTRODUCCIÓN GENERAL

En la presente investigación se establece la aplicación del método de análisis estático no lineal (pushover) del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de el Salvador, el cual a lo largo de su vida útil se ha visto sometido a diversos eventos sísmicos que pudieron haber puesto en riesgo a los ocupantes de la estructura.

Ya que las edificaciones en El Salvador están propensas a movimientos sísmicos recurrentes, es importante conocer la capacidad de soportarlos y su funcionalidad en el momento de que estos ocurren y afectan la estructura.

Es por tal razón y debido a la inminente posibilidad de un sismo que ponga en evidencia las limitaciones con las cuales este edificio en específico fue diseñado y construido, que se hace de vital importancia un análisis que determine la capacidad estructural del mismo. Dicho análisis nos proporcionará resultados que servirán para conocer el estado actual, desempeño y vulnerabilidad del edificio ante una excitación determinada.

Para poder lograr esto ha sido necesario implementar métodos modernos de evaluación y diseño de edificaciones. Además, se estaría beneficiando y contribuyendo a la seguridad personal de la población estudiantil actual, población de nuevo ingreso y personal que labora en el lugar.

Existen muchas metodologías para poder determinar la vulnerabilidad de las estructuras sometidas a eventos sísmicos, así como los daños a los que se ven sometidas. Dichas metodologías se dividen en métodos estáticos y dinámicos

que pueden ser aplicados para el rango elástico o inelástico de los materiales. Para la evaluación estructural, se implementó un Análisis Estático No Lineal (pushover) que permita predecir la respuesta estructural ante la acción de cargas sísmicas. Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, a efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable debido a que en este tipo de análisis la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simuladores). Por tal razón resulta mejor implementar un análisis estático no lineal, que permita comprender de una manera aproximada de qué forma trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

El método consiste en aplicar cargas laterales incrementales a una estructura ya diseñada en la cual se conoce la disposición de acero de refuerzo. Las cargas son aplicadas de forma monótona hasta llevar a la estructura al colapso, es importante destacar que el fundamento de esta metodología radica en la definición de la no linealidad de los materiales que componen la estructura. Como resultado del análisis se obtiene la curva de capacidad resistente de la estructura; la cual relaciona el cortante basal con el desplazamiento lateral del techo de la estructura; así como su punto de desempeño y su correspondiente nivel de

desempeño esperado para esta estructura. Ya que para la aplicación del método es necesario conocer la disposición de acero de refuerzo y las propiedades mecánicas de los materiales con los que está construido el edificio, haciendo uso del pachómetro y el martillo de rebote, para determinar dichas propiedades y así cumplir con los requerimientos del método y poder llevarlo a cabo. Además de las pruebas y ensayos necesarias para el desarrollo de la metodología, es necesario y de gran importancia la realización de un levantamiento de daños y la recopilación de datos para poder establecer las condiciones actuales en las que se encuentra la estructura, teniendo en cuenta que los códigos bajo los cuales esta fue construida y diseñada han quedado desactualizados y los parámetros a considerar dentro de las normativas han sufrido cambios que pueden influir en el buen funcionamiento de ésta.

Considerando que la base de un diseño sísmico es que la estructura tenga la capacidad de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales graves, sismos de intensidad moderada con daños que puedan ser intervenidos y sismos de gran intensidad sin que se produzca el colapso de la estructura. Con los estudios realizados, se pretende verificar si la estructura cumple con los requerimientos mínimos de diseño y calidad establecidos en el código American Concrete Institute (ACI) en sus ediciones recientes. Así como diagnosticar si la estructura tiene las condiciones necesarias para su ocupación de forma segura según los requerimientos establecidos por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC).

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1 INTRODUCCIÓN

A continuación se detallan aspectos generales del trabajo de grado; el cual consiste en el desarrollo de la aplicación del método de ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DEL CUERPO CENTRAL DEL EDIFICIO DE LA FACULTAD DE MEDICINA DE LA UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR, el que por muchos años se ha visto sometido a diversos eventos sísmicos que han ocasionado daños en su estructura.

Como primer tópico se abordarán los antecedentes relacionados con el tema de investigación, los cuales describen las principales causas de sismos en El Salvador y un breve resumen cronológico de los eventos sísmicos más representativos y que más incidencia han tenido en la estructura, así como la importancia de un análisis dinámico al diseñar estructuras construidas en zonas altamente sísmicas.

Una vez definidos los antecedentes se plantea el problema que como grupo se pretende resolver y las respectivas causas que lo provocaron, dando paso a proyectar los objetivos que se pretenden alcanzar con la realización de la investigación, así como, los medios con los que se proyecta cumplirlos. De igual manera se fijan las limitaciones que se tendrán para su realización, y se justifican las razones por las cuales se lleva a cabo este trabajo de investigación, presentándose al final la propuesta de su contenido temático.

1.1 ANTECEDENTES

Toda obra civil va acompañada de un proceso de diseño y construcción, a partir del cual se somete a un análisis del comportamiento estructural de la misma basado en diversas metodologías que consisten en el uso de ecuaciones y operaciones numéricas para determinar todas aquellas acciones internas que se generan dentro de la estructura al ser sometida a un estado de cargas, además de un análisis dinámico que se encarga del estudio del comportamiento de la estructura por la presencia de posibles vibraciones que puedan provocarle algún daño a la misma.

El análisis dinámico cobra mayor importancia al diseñar estructuras construidas en zonas altamente sísmicas, para lo cual se hace necesario aplicar métodos de diseño de ingeniería sísmica que describan el comportamiento e interacción de los edificios sometidos a cargas sísmicas y así anteponerse a posibles consecuencias provocadas por un evento sísmico en zonas urbanas y su repercusión en la infraestructura.

Existen varios métodos de análisis que permiten conocer el comportamiento de la estructura bajo los diferentes estados de carga, análisis estáticos y dinámicos dentro del rango elástico e inelástico, que permiten evaluar las estructuras de tal forma que sean capaces de soportar sismos de leve magnitud sin presentar daños estructurales, sismos de mediana magnitud percibiendo daños estructurales reparables y sismos de gran magnitud evitando el colapso.

Debido a la incidencia que los sismos tienen sobre una estructura es necesario conocer las principales causas de estos. Según el Área de Sismología del Departamento Geológico del Servicio Nacional de Estudios Territoriales (SNET), las principales causas de sismos en El Salvador son:

1. La cadena volcánica, que forma parte del cinturón de fuego del Pacífico y corre a lo largo del territorio nacional.
2. Un sistema de fallas geológicas con una dirección predominante noroeste-sureste dentro del territorio salvadoreño.
3. El proceso de subducción entre las placas tectónicas de Cocos y del Caribe, cuyo movimiento relativo origina sismos cercanos a las costas salvadoreñas.
4. Un sistema de fallas geológicas en Guatemala que definen la frontera entre la placa de Norteamérica y la placa del Caribe.
5. Un sistema de fallas geológicas con dirección norte-sur, ubicadas en la depresión de Honduras.

A los sismos generados por las fuentes 1 y 2 los denominamos locales. Estos, que generalmente ocurren a profundidades menores a 30 kilómetros, han sido los que han causado mayor destrucción en El Salvador. Entre los sismos locales más destructivos se pueden mencionar: Jucuapa-Chinameca el 6 de mayo de 1951; San Salvador, el 3 de mayo de 1965; San Salvador, el 10 de octubre de 1986; y, San Vicente el 13 de febrero de 2001.

A los sismos generados por las fuentes 3, 4 y 5 los denominamos regionales.

El último sismo regional de gran Intensidad en territorio salvadoreño fue el del 13 de enero de 2001, ubicado en el Océano Pacífico.

Un breve resumen cronológico de los eventos sísmicos más representativos y que más incidencia han tenido en la estructura son:

- ✓ 10 de octubre de 1986, 5.4 escala de Richter, VIII-IX Mercalli Modificada en San Salvador, profundidad de 7.3 km, epicentro en San Salvador, 1,500 muertos, 10,000 heridos, unas 60,000 viviendas destruidas o seriamente dañadas. Fuente: Comité de Emergencia Nacional (COEN).
- ✓ 13 de enero de 2001, 7.6 escala de Richter, VII Mercalli Modificada en San Salvador, profundidad de 39 km, epicentro en Zona de Subducción, Se reportan 944 fallecidos, 1155 edificios públicos dañados, 108,261 viviendas destruidas, 19 hospitales dañados, 405 iglesias dañadas, 445 derrumbes. Fuente: Comité de Emergencia Nacional (COEN).
- ✓ 13 de febrero de 2001, 6.6 escala de Richter, VI Mercalli Modificada en San Salvador, profundidad de 13 km, epicentro en Zona de San Vicente, Se reportan 315 fallecidos, 82 edificios públicos dañados, 41,302 viviendas destruidas, 5 hospitales dañados, 73 iglesias dañadas, 71 derrumbes. Fuente: Comité de Emergencia Nacional (COEN).

Como consecuencia de los eventos sísmicos antes mencionados, los daños que la edificación ha presentado, además de existir problemas de inundaciones en la cimentación, las autoridades responsables de la Facultad de Medicina, a petición de Protección civil, han solicitado realizar una evaluación estructural que

categorice si edificación es segura para su ocupación, basándose en el desempeño estructural, las condiciones en las que se encuentra y los eventos sísmicos que le han afectado.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Debido a la alta sismicidad de la zona en la cual se encuentra El Salvador, existen muchas edificaciones que se encuentran con daños considerables en su estructura, sobre todo al tratarse de edificaciones antiguas donde los métodos de diseño no fueron lo suficientemente depurados y estudiados como en la actualidad, además de que en ocasiones no existen datos históricos como planos de diseño o cualquier otro documento de su construcción, reparaciones o remodelaciones que se pudieron haber realizado a lo largo del tiempo de estar habilitado.

Ya que las edificaciones en El Salvador están propensas a movimientos sísmicos recurrentes, es importante conocer la capacidad de soportarlos y su funcionalidad en el momento de que estos ocurren y afectan la estructura, para lo cual existe el procedimiento Pushover de las estructuras de altura moderada, con una configuración geométrica y estructural simétrica, tanto en planta como en elevación que inciden en las condiciones de estructuración sísmica que no se tomaban en cuenta en la época en la cual fue construido el edificio (años 60's), para obtener desplazamientos máximos y puntos de desempeños.

La necesidad de representar explícitamente condiciones de fluencia en vigas, columnas y uniones viga-columna de una estructura, hace que se requiera un

modelo más detallado a través de este procedimiento, siendo el más adecuado para evaluar estructuras que cumplen con estos requerimientos.

Esto ha llevado a realizar una evaluación estructural del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, recolectando datos para conocer a partir desde su concepción y todo su historial de comportamiento, para la cual se necesita realizar un monitoreo de la estructura sismorresistente, debido a la no existencia de planos completos sobre su diseño estructural, diseño arquitectónico, que reflejen relación entre lo diseñado y lo construido, con el fin de determinar el nivel de riesgo estructural que la edificación representa a los usuarios.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 GENERAL

- ✓ Utilizar el análisis estático no lineal “Pushover” para evaluar el comportamiento y funcionalidad estructural del Cuerpo Central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.

1.3.2 ESPECÍFICOS

- ✓ Comprobar con los ensayos de pachómetro, esclerómetro o martillo de rebote, grietómetro, extracción de núcleos; la cantidad y disposición del acero de refuerzo, que compone los elementos estructurales y la calidad ó resistencia de los materiales, seleccionados para el análisis.
- ✓ Evaluar con los estudios realizados, si la estructura cumple con los requerimientos mínimos de diseño y calidad, establecidos en los códigos

American Concrete Institute (ACI), Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA-356) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40), en sus ediciones recientes.

- ✓ Determinar el comportamiento estructural no lineal del edificio cuando es sometido a excitaciones sísmicas.
- ✓ Establecer mediante el punto de desempeño obtenido con el método de análisis estático no lineal “pushover”, la verificación correspondiente al nivel de desempeño estructural propuesto para una edificación existente.
- ✓ Diagnosticar si la estructura tiene las condiciones necesarias para su ocupación de forma segura según los requerimientos establecidos por la Agencia Federal de Manejo de Emergencia (FEMA-356) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40).

1.4 ALCANCES

El desarrollo de la investigación consistirá en la evaluación estructural presentada al desempeño sísmico del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, mediante la aplicación de un análisis estático no lineal (Pushover), para lo cual se recopilará información indispensable para la realización del análisis como tal, entre ello se encuentra la geometría de la estructura, inspección visual de las fallas y propiedades mecánicas de los materiales que conforman a los elementos estructurales sismo resistentes. Además, determinar la cantidad y disposición del acero de refuerzo que compone cada elemento, para lo cual se realizarán ensayos no destructivos en elementos

estructurales, estratégicamente seleccionados, tanto en planta como en elevación, tomando en consideración, la simetría geométrica y estructural de la distribución de los elementos, la distribución de las cargas gravitacionales y la facilidad con la que se puede acceder a ciertos elementos que componen la estructura del edificio.

Se realizará el análisis estático no lineal para generar la curva de capacidad o curva Pushover de la estructura del edificio y determinar el nivel de desempeño global de la edificación. Este análisis incluirá el modelado tridimensional de la estructura utilizando un software de análisis y diseño de estructuras, basándose en disposiciones internacionales como; la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA-356) y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40); Así como también la normativa Salvadoreña (NTDS) del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador, que establece la demanda sísmica, y demás investigaciones afines a la metodología de análisis Pushover.

1.5 LIMITACIONES

- ✓ La falta de planos estructurales y arquitectónicos de la edificación a estudiar.
- ✓ El difícil acceso a ciertas zonas del edificio y a los distintos elementos que componen la estructura.
- ✓ Debido a la disponibilidad del equipo necesario para realizar las pruebas de martillo de rebote, pachómetro y extracción de núcleos, los puntos

analizados con este equipo serán puntos que representen patrones estructurales. Siendo necesario realizar extrapolaciones en los marcos con simetría estructural y que se encuentren en igual condiciones de carga.

- ✓ La antigüedad de la estructura confiere a que no se encuentren reseñas históricas de su construcción o reparaciones efectuadas en ella.
- ✓ La disponibilidad de tiempo y la complejidad del tema, limita a que no se realice un análisis de interacción suelo estructura para la realización de este trabajo.
- ✓ Debido a la poca documentación existente en nuestro país para el desarrollo del método de Análisis Estático No Lineal “Pushover”. El presente trabajo se basa en normas internacionales y trabajos de graduación realizados anteriormente.

1.6 JUSTIFICACIÓN

Debido a los eventos sísmicos ocurridos en el lapso de los años 1980-2000 en El Salvador, que pudieron ocasionar daños internos y de carácter estructural en el edificio, tomando en cuenta, las inundaciones que se generan en el entramado de la cimentación, compuesta por la losa de fundación y trabes ligadas a las columnas; y al no contar con la mayoría de los planos aprobados con los que se construyó el Cuerpo Central del Edificio de La Facultad de Medicina de La Universidad de El Salvador; se tiene la necesidad por parte de las autoridades de dicha facultad, que se realice una evaluación estructural que servirá para

determinar el nivel de riesgo estructural que represente para los usuarios, mediante la determinación del nivel de desempeño, permitiendo así, predecir los posibles daños físicos sobre la estructura y la funcionalidad de la edificación posterior a la acción de cargas sísmicas.

Existen varios métodos para analizar el comportamiento de las estructuras, tanto elástico lineales como inelásticos.

Los métodos elásticos disponibles, incluyen los procedimientos de la fuerza lateral estática, la fuerza lateral dinámica así como procedimientos lineales usando relaciones de capacidad y demanda establecidas en los códigos. Por otra parte, el principal método de análisis inelástico, es el análisis dinámico no lineal de estructuras, no obstante, para efectos prácticos y de diseño, resulta demasiado complejo y, por lo tanto, frecuentemente impracticable debido a que en este tipo de análisis la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento (acelerogramas reales o simuladores). Lo que hace mejor implementar un análisis estático no lineal, que permite comprender de una manera aproximada de qué forma trabajan las estructuras cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos y sobrepasan su capacidad elástica.

El análisis estático no lineal pushover; actualmente posee una gran aplicación en la evaluación de estructuras, pues es una técnica simple y eficiente para obtener la capacidad de una edificación a resistir las cargas aplicadas, analizando los parámetros resistencia-deformación para conducir a una respuesta sísmica esperada; además, es posible identificar la secuencia de agrietamiento, fluencia

y momento en el que fallan cada uno de los elementos que componen la estructura, es decir, verifica el comportamiento de la estructura en el rango inelástico.

Con los resultados obtenidos del análisis se pretende determinar el nivel de riesgo estructural que presenta, así como evitar cualquier especulación sobre el estado actual y posible comportamiento a futuro de la edificación. Con ello se estará beneficiando y contribuyendo a la seguridad personal de los usuarios, quedando bajo la responsabilidad de las autoridades competentes de la Universidad de El Salvador la reparación o reconstrucción del cuerpo central del edificio si éste así lo requiere.

1.7 DESARROLLO CAPITULAR

Iniciando con las generalidades correspondientes al primer capítulo de esta investigación, en el cual se ponen de manifiesto los antecedentes que dan paso al surgimiento de la necesidad de emplear metodologías de evaluación estructural modernas, se plantea la problemática que se pretende resolver, así como también, cada uno de los objetivos bajo los cuales se rige el desarrollo de esta investigación, alcances a los que se estima se finalicen con éxito, así mismo, todas las limitantes o deficiencias, tratando de que algunas sean sub sanadas durante el proceso investigativo, de manera que se cumplan los objetivos que se plantean en principio para el éxito de esta investigación. Tal como se mencionó en un principio, para llevar a cabo esta investigación, se adoptara una metodología moderna en comparación a las que utilizamos en nuestro país para

diseñar las edificaciones por sismo, se tomaran los requerimientos dados por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) que es la agencia federal de los Estados Unidos que da respuesta a huracanes, terremotos, inundaciones y otros desastres naturales y el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) que es una Comisión de Seguridad Sísmica del Estado de California, ambas se trabajaran en conjunto con la normativa local de diseño por sismo y seguridad estructural en las edificaciones para que la investigación se realice bajo las condiciones de sismicidad de nuestro país.

Posteriormente en lo que corresponde al marco conceptual de esta investigación, se define la metodología de análisis Estático no Lineal, análisis inelástico que nos ayuda a entender como las estructuras se comportaran cuando estén sujetos a una sollicitación que exceda su capacidad elástica, esto para resolver algunas de las incertidumbres asociadas con el diseño estructural de una edificación, sabiendo que el método de análisis inelástico más completo es un análisis no lineal tiempo historia, sin embargo aún es considerado complejo y de uso general impráctico, debido a ello se plantea el uso de un método simplificado de análisis no lineal, llamado también análisis estático no lineal, estático porque es deducido a partir del método de la fuerza lateral equivalente y no lineal porque el análisis va más allá del rango elástico, tomando en cuenta el comportamiento inelástico y las deformaciones plásticas, es decir, cuando la estructura pierde rigidez a medida que sus elementos se plastifican gradualmente, teniendo una mejor

aproximación a la realidad, pudiendo determinar el comportamiento y respuesta de la estructura desde el agrietamiento hasta el colapso.

Se presentan además, conceptos importantes sobre la no linealidad de las estructuras, desempeño estructural, y los distintos modelos de histéresis que han propuesto diversos investigadores y que se toman en cuenta en el desarrollo del análisis tridimensional usando software sofisticado para su ejecución. Modelos que representan la respuesta y el comportamiento de una estructura ante diversos ciclos de carga y descarga, considerando la pérdida de rigidez en la estructura.

Se definen todos los elementos que forman parte del procedimiento de análisis a seguir en el desarrollo de esta investigación, propuestos por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en su documento “Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (FEMA – 356), y el Consejo de Tecnología Aplicada en su documento “Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings” (ATC - 40), así como también, el uso de la normativa nuestra “Norma Técnica de Diseño Por Sismo” (NTDS) para la creación del espectro de respuesta sísmica que será utilizado en la etapa de análisis sísmico de la estructura.

A continuación se describe la metodología para la implementación del análisis estático no lineal, que por tratarse de una edificación existente, la implementación del método para determinar el desempeño de la estructura ante un evento sísmico, inicia recabando la información necesaria tanto de diseño estructural

como arquitectónico, a partir de los planos de diseño, funcionalidad arquitectónica y estructural existentes el edificio y si se ajusta a los requerimientos del método de análisis Pushover. Habiendo corroborado su compatibilidad en campo mediante equipos especializados, se procede al análisis Pushover y con esto determinar la curva de capacidad para dicha estructura. Para determinar la demanda sísmica de la estructura será necesario utilizar un espectro de diseño que se ajuste a las condiciones sísmicas de la zona en la cual se encuentra construida, que el caso se ubica en la Ciudad Universitaria de la ciudad de San Salvador, El Salvador.

Luego de definir la capacidad estructural y la demanda sísmica, se determina el punto de desempeño que verifica que los elementos estructurales no sean dañados más allá de los límites admisibles. El punto de desempeño indica el máximo desplazamiento demandado en un sismo de diseño.

Después se procede a la aplicación del análisis Pushover sobre el Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, tomando de base información general de la edificación tales como: la tipología estructural, tipología del edificio (uso), propiedades estructurales de los materiales con los que fue construida, elementos estructurales y no estructurales, geometría global, relevancia, la cantidad de acero de refuerzo que posee cada uno de los elementos estructurales, y todo lo necesario para cumplir con el objetivo de desempeño y realización de los análisis sísmicos respectivos para determinar la capacidad estructural de la edificación. Es importante conocer con la mayor

exactitud posible estos parámetros para que la aplicación de esta metodología genere resultados más aproximados a lo real.

Una vez recolectados todos los parámetros esenciales y necesarios de la estructura para someterla a una evaluación estructural, se puede proceder a la modelación en un software de análisis estructural, ya sea SAP o ETABS que son los programas más comunes que se utilizan en nuestro medio. La modelación de la estructura requiere un conocimiento previo del entorno del software a utilizar, pues este requiere la introducción de ciertos parámetros como lo son: la definición de las cargas actuantes en la edificación, patrón de cargas laterales que se aplica en el análisis Pushover, rigidez de la estructura, modelación de rótulas plásticas, diafragmas de la estructura, y factores numéricos impuestos por; nuestra normativa, la Norma Técnica de Diseño por Sismo, el Consejo de Tecnología Aplicada en su documento “Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings” (ATC - 40), por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) en su documento “Prestandard and Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings (FEMA – 356), y la correcta manipulación de todos estos datos al ser ingresados al software asegurara un comportamiento más aproximado a la realidad.

Habiendo concluido la fase de análisis Pushover, se procede a lo que es el objetivo central de esta investigación, la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso proveerá valores que muestran una visión más

clara del comportamiento de una estructura. Esta curva se construirá a partir de los datos de salida arrojados por el software de análisis estructural, la cual aproximadamente nos indica como la estructura se comporta después de exceder su límite elástico; posteriormente, para usar el “Método del espectro de capacidad” propuesto por la ATC-40, es necesario convertir la curva de capacidad que está en términos del cortante basal y desplazamiento del piso (azotea), a un espectro de capacidad, que es una representación de la curva de capacidad en un formato de espectro de respuesta aceleración-desplazamiento (ADRS) (S_a versus S_d). Con lo anterior, se verifica el nivel de daño producido en los elementos mediante el monitoreo de las deformaciones (giros o desplazamientos) en el nivel de desempeño de la estructura y así proceder a la verificación de los límites locales de aceptación dados por FEMA-356 y ATC-40. Finalmente, una vez terminado el análisis Pushover y la interpretación de los resultados del mismo, se deducen las conclusiones y recomendaciones de ésta investigación, para poder concluir y determinar si los objetivos han sido alcanzados en este trabajo de investigación y sobre los resultados que genera la aplicación del método de análisis y las condiciones de habitabilidad de la edificación.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTOS DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

2 INTRODUCCIÓN

El hecho de que las edificaciones en nuestro país estén diseñadas según los requerimientos dictados por nuestra normativa sismo resistente, no nos garantiza que el comportamiento de esta durante y después de un evento sísmico de media intensidad sea el mejor, ya que en ocasiones se producen colapsos y daños en estructuras importantes, ocasionando graves pérdidas tanto económicas como de vidas humanas, esto debido a la inexistencia de una definición clara de los objetivos de desempeño de las estructuras ante sismos de diferente intensidad. En la actualidad se utilizan métodos innovadores que incorporan el análisis que nos permitirán estudiar de manera más minuciosa las estructuras en su etapa de diseño o evaluación, utilizando los conceptos de la ingeniería basada en el desempeño, que pueden ser aplicados tanto a estructuras nuevas como existentes.

Existen dos metodologías de análisis sísmico que actualmente son los más utilizados, la selección y utilización del método adecuado dependerá en gran medida de la tipología estructural de la edificación que se desea diseñar, evaluar o analizar, los cuales son: el método lineal y el método no lineal.

El método de la fuerza lateral equivalente y el análisis dinámico lineal, son simplificaciones prácticas que únicamente toman en cuenta el trabajo de la estructura en su rango elástico, dependiendo únicamente de factores que son válidos durante la ductilidad de los materiales, métodos válidos únicamente para edificaciones que posean una configuración estructural simétrica en planta y en

elevación. Por otra parte las metodologías de análisis basadas en la no linealidad de la estructura toman en cuenta el comportamiento y las deformaciones de esta más allá de su rango elástico, es decir, cuando la estructura pierde rigidez a medida que sus elementos se plastifican gradualmente, teniendo una mejor aproximación a la realidad, pudiendo determinar el comportamiento y respuesta de la estructura desde el agrietamiento hasta el colapso.

En este capítulo se describe el análisis “Pushover”, que es un análisis estático no lineal, desde su concepción, conceptos básicos y parámetros necesarios a tomar en cuenta para la aplicación de esta metodología adoptada para realizar esta investigación, que básicamente consiste en identificar posibles mecanismos de falla en una estructura nueva o existente, y representar estos mecanismos asignando rotulas plásticas en los extremos de elementos como vigas y columnas, generados por el incremento de las cargas laterales en la estructura durante un evento sísmico.

2.1 RESEÑA Y DESARROLLO HISTÓRICO DE LA METODOLOGÍA

Antes de abordar la metodología para realizar un análisis estático no lineal “Pushover”, es necesario conocer un poco sobre la linealidad y no linealidad de los sistemas así como de donde provienen los diversos métodos para estudiarlos. Existen varios tipos de sistemas y comportamientos que en las diversas ciencias y profesiones son utilizados para poder predecir, analizar, evaluar y explicar el universo que nos rodea. Estos sistemas relacionan ciertas variables de tal forma que una puede ser capaz de determinar o predecir la respuesta de la otra. En

matemática básica, las ecuaciones lineales son las más utilizadas para realizar los análisis, pero las ecuaciones no lineales son la mejor opción en el ámbito de las matemáticas avanzadas y la ciencia ya que nos ayudan a determinar de mejor manera los fenómenos físicos presentes a nuestro alrededor y en especial el de las estructuras de concreto reforzado que presentan rangos elástico e inelástico representados por sistemas lineales y no lineales de la estructura respectivamente.

2.1.1 RELACIONES LINEALES Y NO LINEALES

Cuando se analiza una estructura basada en una respuesta esfuerzo-deformación, podemos observar dos tipos de comportamiento, uno lineal en el cual una de las variables, en este caso la deformación, es proporcional a los esfuerzos que se están generando en la estructura, y otro comportamiento que se observa luego de que los materiales que la conforman alcanzan su estado de fluencia, el cual su comportamiento es no lineal ya que cuando se observa un aumento en el esfuerzo, la respuesta de los desplazamientos que se generan en la estructura no son de forma proporcional. En general si se tienen dos variables, una de entrada y otra de salida, en el caso de un sistema lineal cualquier aumento en la variable de entrada puede provocar un aumento o disminución en la variable de salida dependiendo de la pendiente, a esto se llama "proporcionalidad". A diferencia de ello, en un sistema no lineal el aumento o disminución de la variable de entrada no siempre causará un efecto proporcional a la variable de salida. En

un sistema no lineal, las entradas se combinan entre sí y producen nuevos efectos en la salida.

2.1.2 DIFERENCIAS EN EL GRAFICO SEGÚN LA LINEALIDAD Y LA NO LINEALIDAD

Un gráfico es la representación de un conjunto de soluciones para un problema determinado. En el caso de sistemas lineales, el gráfico siempre será una línea. Por el contrario, un sistema no lineal puede parecerse a una parábola si es de grado 2, o cualquier otro tipo de curva. Mientras que las ecuaciones lineales son siempre rectas, las ecuaciones no lineales generalmente presentan curvas.

Por lo que al estudiar el comportamiento de una estructura de concreto reforzado, por las características de los materiales que la conforman, es necesario realizar análisis en sus rangos lineal y no lineal y así poder comprender de mejor manera su comportamiento (Ver figura 2.1).

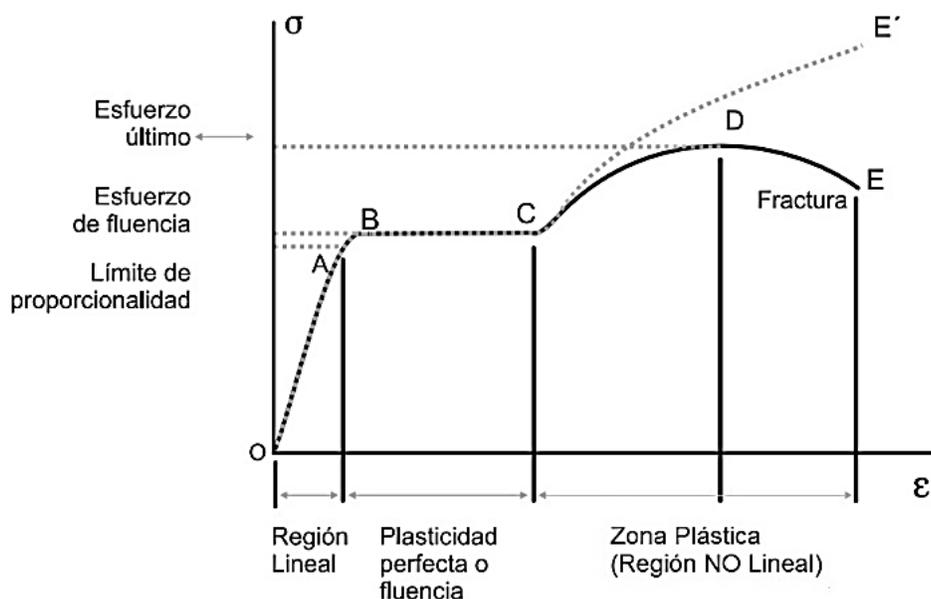


Figura 2. 1: Grafico Esfuerzo-Deformación de estructuras de concreto reforzado

En las últimas décadas la aparición de la computadora y la simulación numérica ha estimulado el interés científico por los sistemas no lineales, ya que por primera vez muchos sistemas han podido ser investigados de una manera más sistemática

Los métodos de análisis estructural pueden dividirse en las siguientes categorías:

- ✓ Análisis estático equivalente, este enfoque define una serie de fuerzas que actúan sobre un edificio para representar el efecto de movimiento de un terremoto en la tierra, definido típicamente por un espectro de diseño. Se supone que el edificio responde en su modo fundamental: primer modo de vibración ó péndulo invertido. Para que esto sea cierto, el edificio debe ser de baja altura y no debe torcer perceptiblemente cuando la tierra se mueve. La respuesta que la estructura presenta se lee de un espectro de diseño, dada la frecuencia natural del edificio (ya sea calculado o definido por el código de la edificación). La aplicabilidad de este método de análisis sísmico se amplía en muchos códigos de construcción, tomando en cuenta factores para los edificios más altos con diferentes modos de vibración predominantes y bajos niveles de torsión.
- ✓ Análisis de espectros de respuesta, también se denomina: Análisis de Espectros de Respuesta de Choque (Shock Response Spectrum, SRS) este enfoque permite tomar en cuenta los múltiples modos de vibración de la estructura (en el dominio de la frecuencia). La respuesta de una estructura puede definirse como una combinación de muchas formas

especiales (modos) que en una cadena vibratoria corresponden a los "armónicos". Análisis con software pueden utilizarse para determinar estos modos de vibración en una estructura. Para cada modo, una respuesta se lee en el espectro de diseño, basado en la frecuencia modal y la masa modal, y luego se combinan para proporcionar una estimación de la respuesta total de la estructura. En esto tenemos que calcular la magnitud de las fuerzas en todas las direcciones es decir X, Y y Z y luego ver los efectos en el edificio.

- ✓ Análisis dinámico lineal, los procedimientos estáticos son apropiados cuando los efectos de los modos de vibración mayores no son significativos. Esto es generalmente cierto para los edificios de baja y mediana altura y que presenten formas regulares tanto en planta como en elevación así como regularidad estructural. Por lo tanto, para edificios altos, edificios con asimetría estructural, o sistemas no ortogonales, se requiere un procedimiento dinámico. En el procedimiento dinámico lineal, el edificio se modela como un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscosa equivalente. La efecto sísmico se modela utilizando análisis modal espectral o un análisis tiempo historia pero en ambos casos, el comportamiento interno de fuerzas y desplazamientos están determinados mediante análisis elástico lineal. Se basan en la respuesta elástica lineal y por lo tanto la aplicabilidad disminuye con el

aumento de comportamiento no lineal, que se aproxima por factores de reducción de fuerza global. En análisis dinámico lineal, la respuesta de la estructura al movimiento de tierra se calcula en el dominio del tiempo, y por lo tanto, se mantiene toda la información de fase.

- ✓ Análisis dinámico no lineal, se utiliza la combinación de registros de movimiento de tierra con un modelo estructural detallado, por lo tanto es capaz de producir resultados con incertidumbre relativamente baja. En análisis dinámico no lineal, es el modelo estructural detallado, sometido a un registro de movimiento de tierra produce estimaciones de deformaciones de componente para cada grado de libertad en el modelo y las respuestas modales se combinan.
- ✓ Análisis estático no lineal (PUSHOVER), con el surgimiento de los sistemas informáticos como una herramienta útil para poder realizar y resolver matemáticamente problemas y ecuaciones provenientes del planteamiento sobre el rango inelástico y por lo tanto no lineal de una estructura permitió a través del tiempo que muchos investigadores y desarrolladores en la rama de la ingeniería pudieran llegar más lejos en sus investigaciones y propusieran en varios documentos este tipo de análisis como el no lineal para estructuras llamado pushover.

El objetivo del análisis modal es el de determinar las formas de modo natural y los períodos de vibración de una estructura durante vibración libre. Es común utilizar el método de elementos finitos (FEM) para realizar este análisis, la

interpretación física de los resultados y vectores que se obtienen del sistema son los que representan las frecuencias y modos correspondientes. A veces, los modos deseados sólo son las frecuencias más bajas con respecto a la frecuencia natural de la estructura, porque pueden ser los modos más predominantes en el cual el objeto vibrará. También es posible analizar un objeto físico para determinar sus frecuencias naturales y modos. Esto se llama un Análisis Modal Experimental. Los resultados de la prueba física se pueden utilizar para calibrar un modelo de elementos finitos.

2.1.3 ORIGEN DE LA METODOLOGÍA PUSHOVER

La rama de la ingeniería civil dedicada al estudio de las estructuras han intentado con el tiempo comprender más el comportamiento inelástico que produce un efecto No Lineal y que se hace presente en ellas al ser sometidas a cargas de servicio y cargas sísmicas, lo que ha llevado a crear métodos de análisis cada vez más depurados, entre estos análisis se encuentra el Análisis Estático No Lineal conocido como Método Pushover.

Al realizar las primeras prácticas de diseño por resistencia sísmica surgió la necesidad de realizar un análisis para una fuerza lateral proporcional al peso de edificio (aplicado en cada nivel de piso). Esta postura fue adoptada en el apéndice de la Uniform Building Code (UBC), publicada en 1927 por the International Council of Building Officials, para ser utilizada en la costa oeste de los Estados Unidos. Luego se pudo comprender que las propiedades dinámicas de la estructura afectaron las cargas generadas durante un terremoto. En el código de

“Los Angeles County Building and Safety” de 1943 se adoptó una disposición para variar la carga basada en el número de niveles de piso (basado en investigación realizada en Caltech en colaboración con la “Universidad de Stanford” y “U.S. Coast and Geodesic Survey”, iniciada en 1937). Con esto se comenzó a formalizar el concepto de "espectros de respuesta" que se desarrolló en la década de 1930, pero no fue hasta 1952 que una comisión de la “San Francisco Section of the ASCE” y la “Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC)” propuso utilizar el período de construcción (el inverso de la frecuencia) para determinar las fuerzas laterales.

La Universidad Berkeley de California, iniciaba sus conocimientos para el análisis sísmico computarizado de estructuras, dirigido por el profesor Ray Clough (quien acuñó el término de elementos finitos. Los estudiantes incluidos a Ed Wilson, quien llegó a programar el software SAP en 1970, un programa inicialmente de "Elementos finitos".

2.1.4 DEFINICIÓN DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Este análisis está basado en los resultados obtenidos de investigaciones en las que se sometían a los elementos estructurales a cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas. Dicho análisis (AENL) con el tiempo se ha empleado en estructuras que necesitan reforzarse, debido a que son vulnerables a acciones de eventos naturales, tales como sismos y vientos. La aplicación del Análisis Estático No Lineal, permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento

natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros.

Por lo que cuando se procede a realizar un Análisis Estático No Lineal es necesario recabar información específica sobre la estructura:

- ✓ Características de los materiales.
- ✓ Geometría de las secciones de los elementos estructurales y la disposición del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
- ✓ Las acciones gravitacionales (cargas permanentes y variables) que actúan sobre ella.
- ✓ La resistencia de las vigas y las columnas.
- ✓ Identificar posible ubicación donde podrían formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
- ✓ Las propiedades de esfuerzo-deformación de las rótulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado y las solicitaciones que actúan.
- ✓ Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por pisos debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo de vibración. Es decir, de

forma triangular invertida, de mayor valor en el piso superior y menor en el nivel inferior.

El Análisis Estático No Lineal consiste en que al actuar primero las cargas gravitacionales, en la estructura se producen las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial, en una dirección hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así se realiza un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente.

La denominación “Pushover” se traduce como “Hacer Caer”, lo cual se entiende como el proceso que lleva a la estructura al colapso y determina las condiciones en las que eventualmente podría ocurrir.

2.2 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LAS ESTRUCTURAS

Hasta hace poco, la mayoría de ingenieros diseñadores se limitaban a utilizar un análisis lineal. El cual mantiene una relación proporcional entre fuerza y deformación, lo que ha generado muy buenas aproximaciones en el cálculo de las estructuras de concreto reforzado, sin embargo, muchas de estas han sido sobredimensionadas ya que son obligadas a trabajar en el rango elástico. La mayoría de problemas ingenieriles encontrados en el diario vivir de un ingeniero es posible resolverlos mediante un análisis lineal, no obstante, muchas veces surgen problemas mucho más desafiantes, los cuales requieren de un enfoque no lineal.

Lo que marca la diferencia fundamental entre un análisis lineal y uno no lineal, es el término “rigidez”. La rigidez se puede definir como una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, la cual contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones. Hay una serie de factores que afectan la rigidez entre las cuales están; la forma, el material y el soporte o apoyo del elemento.

En otras palabras podemos decir que cuando un elemento de concreto reforzado presenta deformaciones producto de cargas externas incrementales, este puede experimentar cambios en su rigidez. Si el elemento se deformó de una forma apreciable este experimentará cambios en su forma, por otra parte, si el material alcanza ya sea su límite elástico o límite de fallo, las propiedades del material habrán cambiado.

Retomando lo anterior cabe señalar que si los cambios de rigidez en un elemento estructural son suficientemente pequeños, es válido suponer que dicho elemento no sufrirá cambios en las propiedades de los materiales que lo componen, ni en la forma de éste. Esta suposición es retomada por el principio fundamental del análisis lineal, el cual en todo el proceso de deformación mantiene la rigidez que poseía la estructura en la forma inicial no deformada.

Todo cambia cuando hablamos del análisis no lineal, ya que en este tipo de análisis se requiere que los diseñadores abandonen la idea de rigidez constate. En vez de ello se tendrá que cambiar la rigidez durante todo el proceso de deformación.

2.2.1 TIPOS DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL

El origen del comportamiento no lineal puede ser muchas veces diferente, lo que hace que sea lógico clasificar los análisis no lineales basándose en el origen principal de la no linealidad, entre los cuales podemos mencionar:

Comportamiento bajo geometría no lineal

Como se mencionó anteriormente cuando hablamos de un cambio de rigidez en el funcionamiento de diferentes elementos estructurales es necesario un análisis no lineal. Entonces cuando los cambios en la rigidez se deban únicamente a cambios en la forma de un elemento, el comportamiento se define como no linealidad geométrica.

Según el informe técnico (Comprensión del Análisis no Lineal, 2011, Pg.4). Estos cambios de rigidez provocados por la forma pueden suceder cuando una pieza tiene grandes deformaciones que son visibles a simple vista. Una regla de aceptación general sugiere la realización de un análisis de geometría no lineal si las deformaciones son superiores a $1/20$ de la cota más grande de la pieza. Otro factor importante que se debe tener en cuenta es que en el caso de grandes deformaciones, la dirección de carga puede cambiar a medida que se deforma el modelo. La mayoría de los programas de Análisis de Elementos Finitos ofrecen dos opciones para responder a este cambio de dirección: carga de seguimiento y de no seguimiento.

Comportamiento bajo materiales no lineales

Si los cambios en la rigidez debido a cargas externas modifican las propiedades de los materiales sujetos a condiciones operativas, el problema nos conduce hacia la no linealidad de los materiales. Cuando nos referimos a modelos de materiales lineales, significa que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones unitarias y que no existen deformaciones permanentes en el modelo, pues se asume, que el modelo regresara a la posición original no deformada.

La simplificación usada en materiales lineales es muchas veces bastante aproximada en sus respuestas, sin embargo, cuando las cargas son lo suficientemente elevadas como para provocar deformaciones permanentes, o en el caso que las deformaciones unitarias sean muy elevadas (mayores que el 50-%), debe ser utilizado un modelo de material no lineal.

En los materiales con no linealidad al superar cierto estado tensional límite el material pierde rigidez y no puede seguir soportando incrementos de carga. En este caso el material se va descargando aunque su deformación sigue aumentando. Este comportamiento es característico de los materiales como el hormigón que se puede asociar a modelos de fisuración (Ver figura 2.2).

Por otra parte es importante el mencionar que cuando se da el caso de la reparación o rehabilitación de estructuras el cálculo no lineal es absolutamente necesario, pues en estos casos el diseño ya ha superado ciertos estados límites, algunas fisuras y deformaciones que pueden cambiar la rigidez con la que la

estructura fue diseñada. Por lo tanto, aquello que interesa, es que la estructura no empeore y que pueda seguir trabajando.

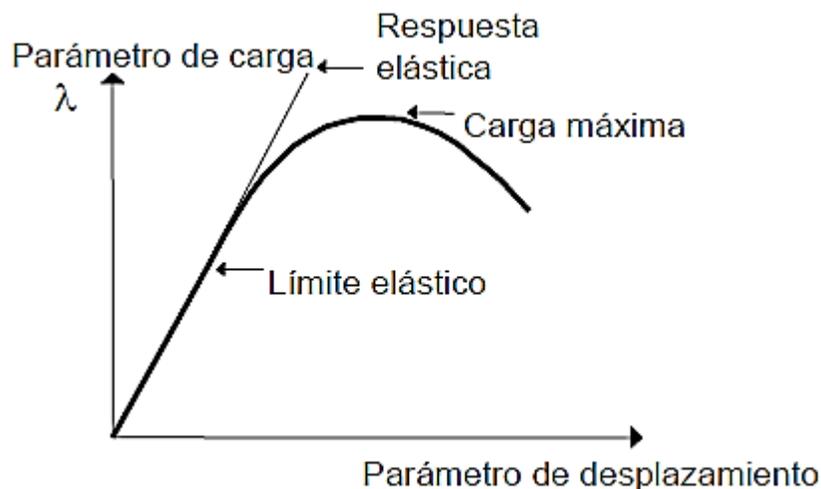


Figura 2. 2: No linealidad del Concreto

2.3 CAPACIDAD, DEMANDA Y DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA

Según, el Applied Technology council (ATC-40, 1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings (volume 1). Los procedimientos de análisis no lineal simplificado, tal como el método de capacidad-espectro para la determinación del punto de desempeño de una estructura, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad: La capacidad es una representación de la habilidad de una estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad global de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes individuales que la componen. Con el fin de determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal, el cual puede ser desarrollado de forma estática o dinámica.

Demanda (desplazamiento): La demanda es una representación del movimiento telúrico. En los métodos de análisis lineales tradicionales se utilizan las fuerzas laterales para representar una condición de diseño, sin embargo, para los métodos no lineales es más fácil y más directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño, ya que resulta más fácil y más directo. Para una estructura dada y una sollicitación sísmica, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo.

Desempeño: El desempeño de una estructura depende de la manera en que su capacidad maneje la demanda sísmica. En otras palabras la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto, tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. Una vez que se ha determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. A través del desempeño se podrá verificar que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño.

2.4 NIVELES DE DESEMPEÑO

Se puede decir que el propósito específico de un diseño por desempeño sísmico es el de lograr un desempeño apropiado de las estructuras que construimos, ante la presencia de movimientos telúricos en las sub-estructuras. Lo que se pretende es tratar de predeterminar el comportamiento global de las construcciones,

teniendo en cuenta aspectos principales como: la protección de la vida de los ocupantes, daños estructurales y su posible reparabilidad, daños no estructurales y efectos en la ocupación o funcionamiento.

Un nivel de desempeño describe una condición límite de daño que puede ser considerada satisfactoria para un edificio y para un movimiento de suelo dado. La condición límite está descrita por los daños físicos en el edificio, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio y el funcionamiento de este posterior al terremoto (ATC – 40, 1996).

2.4.1 PROPUESTA DEL ATC-40 Y FEMA-356

La propuesta tanto del ATC-40 como de FEMA-356 clasifica los niveles de desempeño separadamente en niveles de desempeño para los componentes estructurales y los no estructurales de tal forma que la combinación de estos proporciona el nivel de desempeño de la edificación.

Niveles de desempeño estructural

Representan posibles daños estructurales. Entre ellos se encuentran tres estados de daños discretos: ocupación inmediata, seguridad de vida y la estabilidad estructural. Los otros daños estructurales son: daño controlado, seguridad limitada y no considerado. Estos niveles de desempeño son designados con un título y para una mayor facilidad de referencia con un número. El número es llamado número de desempeño estructural y se abrevia SP-n (donde n es el número designado), en el caso del FEMA 356 se usa S-n.

SP-1. Ocupación inmediata: Después de ocurrido el terremoto la estructura debe presentar daños estructurales muy limitados, tal que los sistemas que soportan y resisten el edificio conserven sus características y capacidades como antes del terremoto. El riesgo de amenaza a la vida de los ocupantes del edificio debe ser insignificante, para que de esta forma, la estructura pueda ser ocupada inmediatamente con reparaciones mínimas.

SP-2. Daño controlado: Este término no es en realidad un nivel específico, sino una gama de estados de daño después del terremoto que puede variar del nivel de ocupación inmediata al de seguridad de vida.

SP-3. Seguridad de vida: El estado de daños después de ocurrido el terremoto puede ser significativo, pero la estructura no colapsará debido a que los principales elementos estructurales conservan una gran parte de su capacidad resistente. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo.

SP-4. Seguridad limitada: corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural. Proporciona un punto de partida para las situaciones donde una modificación puede no reunir todos los requerimientos estructurales del nivel de seguridad de vida.

SP-5 Estabilidad estructural: este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida

de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que al sistema de cargas verticales continúa funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles réplicas. Es muy probable que los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

SP-6 No considerado: No corresponde a un nivel estructural como tal, pero ofrece condición para la cual solamente incluye la evaluación sísmica para los elementos no estructurales.

Niveles de desempeño no estructurales

Representan posibles daños en los componentes no estructurales del edificio. Estos niveles son clasificados por un título, y para fácil referencia por una letra. Se representan con la abreviación NP-n (NP son las siglas de "Nonstructural Performance" y n es una letra que toma valores entre A y E), y solo N-n en FEMA 356.

Estos niveles de desempeño son representados por cuatro estados discretos de daños los cuales son: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. El otro nivel de desempeño no estructural es designado como: No considerado.

NP-A. Operacional: Se espera que después de ocurrido el sismo los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúen en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.

NP-B Ocupación inmediata: los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el

funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque ésto no compromete la ocupación del edificio.

NP-C. Seguridad: Después de ocurrido el sismo pueden ocurrir daños considerables en los componentes y sistemas no estructurales, pero no debe incluir el colapso o caída de objetos demasiado pesados como para causar lesiones graves, tanto dentro como fuera del edificio. Los peligros secundarios tampoco deberán estar presentes, además, es posible que equipos y maquinaria no funcionen sin su respectiva intervención o reparación.

NP-D. Amenaza reducida: En este estado de daños tras ocurrir el sismo podría incurrir en grandes daños a los componentes no estructurales, pero no incluyendo la caída de objetos grandes o pesados que podrían causar lesiones en un grupo de personas, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros.

NP-E. No considerado: Este no es un nivel de desempeño pero proporciona una designación para el caso común donde los elementos no estructurales no han sido evaluados o inspeccionados a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural.

Niveles de desempeño del edificio

La combinación de los niveles de desempeño estructural y los niveles de desempeño no estructural da como resultado los niveles de desempeño de un edificio, que describen las condiciones límite del daño que se esperan durante un movimiento sísmico. En la Tabla 2.1 se muestran las posibles combinaciones.

Existen cuatro niveles fundamentales o más referenciados de una edificación los cuales son: operacional (1-A), ocupación inmediata (1-B), seguridad de vida (3-C) y estabilidad estructural (5-E). Las demás combinaciones podrán ser consultadas en el ATC-40.

Niveles de desempeño no estructurales	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP5
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Operacional	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

Tabla 2. 1: Niveles de desempeño de un edificio (ATC-40)

1-A Operacional: Es un nivel de desempeño relacionado con la funcionalidad, ya que el daño a la estructura del edificio es limitada y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Las reparaciones necesarias son menores y se pueden llevar a cabo sin impedir la ocupación del edificio.

1-B Ocupación inmediata: corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio puedan ser razonablemente utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

3-C Seguridad de vida: Este nivel pretende alcanzar un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de las amenazas a la seguridad de vida, ya sea desde el daño estructural o de caída de elementos no estructurales.

5-E Estabilidad estructural: el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.5 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) SEGÚN LA FEMA-356 Y ATC-40

Para poder comprender el ámbito de aplicación de documentos técnicos internacionales, como lo es el caso de FEMA 356 y ATC 40, y poderlos aplicar de manera correcta en el campo de la ingeniería sísmica de nuestro país, es necesario conocer de manera general, qué son estos documentos y Cómo deben ser utilizados.

FEMA 356 es un documento técnico, generado por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA) y la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE), orientado a la rehabilitación sísmica de edificios de concreto armado, donde se

especifican todas las disposiciones aplicables en la rehabilitación de edificaciones para mejorar su rendimiento sísmico.

Este documento contiene procedimientos aplicables única y exclusivamente a la rehabilitación sísmica de edificaciones existentes. Puede ser utilizado como una herramienta de evaluación que comprueba el cumplimiento de un objetivo de desempeño seleccionado, se puede aplicar en general a la rehabilitación sísmica de todas las edificaciones independientemente de su importancia, ocupación, estado histórico u otras clasificaciones de uso.

La documentación técnica generada por FEMA y ASCE, son para ser utilizadas en el campo de la ingeniería sísmica dentro de los Estados Unidos. Para poder utilizar estos documentos en nuestro país, es necesario la experiencia previa del ingeniero estructural para poder extrapolar cuidadosamente sus procedimientos en función de los requisitos que pueden estar en vigor en cualquier país diferente a los Estados Unidos, como por ejemplo, las ordenanzas que rigen las estructuras históricas, la construcción de hospitales y lo más importante las normativas que rigen los efectos directos del movimiento telúrico del suelo diferentes para cada región del planeta.

ATC 40 es un documento técnico generado por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC) y la Comisión de Seguridad Sísmica del Estado de California (CSSC), que proporciona una metodología técnicamente apropiada para la evaluación y el diseño por desempeño sísmico de una edificación de concreto reforzado existente. Sus procedimientos son aplicables a todos los sistemas

estructurales y sus elementos (marcos de concreto reforzado, paredes de cortante, diafragmas, cimientos, etc.) incluyendo los sistemas y componentes no estructurales. De este documento surge FEMA 356 de manera más especializada, por lo que en la actualidad ambos documentos son utilizados de manera simultánea para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones. Estos documentos son el resultado de una gran variedad de estudios y ensayos, realizados bajo la metodología de análisis no lineal, dentro del cual se encuentra el análisis estático no lineal Pushover, que a su vez se han consolidado para formar lo que ahora en día son estos documentos.

El uso del análisis estático no lineal, ha sido ampliamente utilizado en los últimos años como una herramienta para la evaluación de la resistencia y seguridad en el campo de la ingeniería sísmica. Este tipo de análisis es considerado, más realista que los procedimientos lineales utilizados en los diversos códigos o normativas de diseño sísmico a nivel mundial.

Para realizar la evaluación de la resistencia y seguridad de una edificación, y a partir de ello determinar su desempeño sísmico, FEMA 356 y ATC 40, establecen todas las disposiciones y procedimientos para realizar el análisis Pushover. Dentro de estos procedimientos existen una gran variedad de conceptos que debemos conocer y comprender para la correcta realización de esta investigación y se definen a continuación.

2.5.1 PATRONES DE CARGA LATERAL

Corresponden al set de cargas laterales que se le aplicarán al modelo analítico, modelado en un software de análisis estructural, estas fuerzas serán proporcionales a las fuerzas inerciales que actúan en cada diafragma de cada nivel de la estructura. Para el análisis se aplicarán por lo menos 2 distribuciones de cargas laterales, de los cuales uno será seleccionado del patrón modal y el otro del patrón de fuerzas laterales adaptativas.

Patrón modal

Dentro del patrón modal tenemos tres distribuciones de fuerzas laterales:

- ✓ La distribución de fuerzas empleadas en un análisis estático, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración, en la dirección de análisis.
- ✓ Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección de análisis, siempre y cuando más del 75% del total de la masa participa en el modo fundamental de vibración.
- ✓ Una distribución vertical proporcional al cortante obtenido de la combinación modal, siempre que el número de modos capture más del 90% de la masa total y cuando el periodo de vibración de la edificación excede a 1.0 segundos.

De las cuales seleccionamos uno y obtenemos el primer patrón de cargas laterales para nuestro modelo analítico, comúnmente se utiliza el segundo caso, una distribución de fuerzas verticales proporcionales al modo fundamental de

vibración de la estructura, debido a que en nuestro país rara vez se obtienen periodos de vibración mayores a 1.0 segundos y por otro lado el primer caso, el método estático lineal es muy simplificado y conservador.

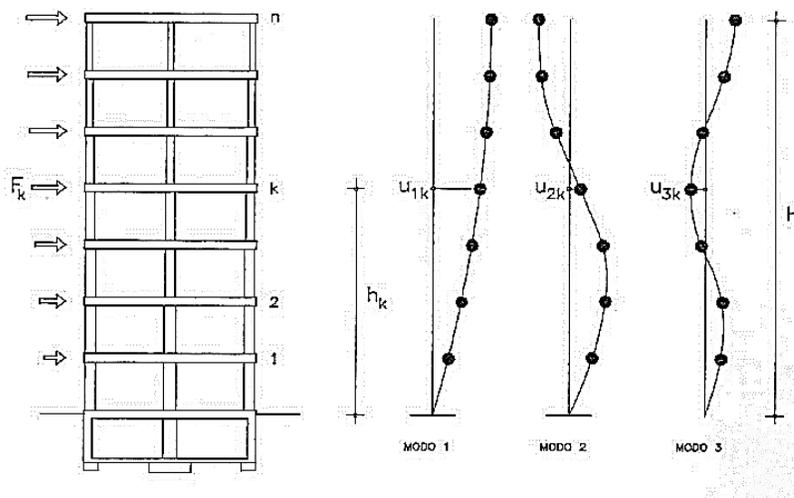


Figura 2. 3: Modos de vibración de una estructura

Patrón de fuerzas laterales adaptativas

Para escoger el segundo patrón de cargas laterales, tenemos las distribuciones de fuerzas adaptativas que se definen a continuación.

- ✓ Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales proporcionales a la masa en cada nivel.
- ✓ Una distribución de fuerzas laterales adaptativo que cambia en la medida que se deforma la estructura. El patrón de fuerzas se actualiza considerando las propiedades de la estructura en la incursión inelástica (cambio de rigidez). De los casos anteriores se tomara el segundo, ya que tenemos la ventaja de utilizar un software de análisis estructural y se

consideran las condiciones reales de deformación de la estructura a medida esta pierde rigidez de manera gradual.

(a) Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, (b) Uniforme

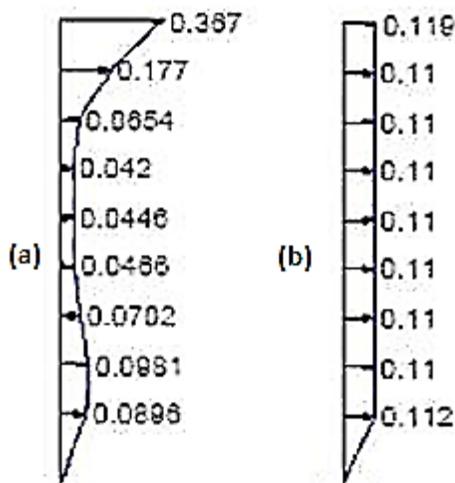


Figura 2. 4: Patrón de fuerzas laterales adaptativas

La intención de utilizar más de un patrón de fuerzas laterales, es analizar el rango de las acciones de diseño que podrían ocurrir durante una respuesta dinámica. El uso de un patrón adaptativo requiere de más esfuerzo, pero produce resultados más consistentes con las características de la estructura en consideración.

2.5.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES

En un edificio típico, casi todos los elementos, incluyendo los componentes no estructurales, contribuyen a la rigidez, masa y amortiguamiento y consecuentemente la respuesta de la edificación. Sin embargo, no todos estos elementos son críticos a la hora de proveer la capacidad a la estructura de resistir el colapso cuando se somete a un movimiento sísmico. Ambos componentes

deben ser modelados y su comportamiento también debe ser explícitamente incluido en el modelo, empleando curvas de fuerza-deformación que incluyan, si existe, la degradación de resistencia y la resistencia residual.

Elementos estructurales

Son los elementos y componentes que otorgan a la estructura la capacidad de resistir el colapso bajo fuerzas sísmicas inducidas por un movimiento sísmico en cualquier dirección.

Aunque se permite el daño y algo de degradación de rigidez de estos elementos, no debe comprometerse su función de resistir el colapso estructural. Por ejemplo, se puede permitir cierto nivel de daño en vigas y columnas, pero estas deben de resistir y mantener en pie la estructura al momento de un evento sísmico.



Figura 2. 5: Falla frágil, Efecto Columna corta (PAHO-OPS 1999)

Elementos no estructurales

Son elementos y componentes que no contribuyen significativamente a resistir los efectos de un sismo debido a su baja rigidez lateral, resistencia o capacidad de deformación. Por lo tanto, se permite que estos componentes experimenten daños considerables y grandes deformaciones, deben preservar su capacidad de soportar las cargas de gravedad. Como por ejemplo, una pared de relleno puede fallar y llegar al colapso y el único riesgo es por caída de elementos pesados a los ocupantes del edificio.



Figura 2. 6: Colapso de paredes no estructurales (PAHO-OPS 1999)

Alternativamente se puede realizar un procedimiento simplificado de análisis estático, modelando solo los componentes primarios (elementos que resisten directamente las fuerzas laterales), la curva de fuerza-deformación para tales componentes puede ser bilineal sin considerar el intervalo de degradación.

Este análisis debe realizarse en conjunción con los criterios de aceptación para componentes primarios.

Las deformaciones de capacidad deben ser mayores a las máximas deformaciones de demanda en el punto de desplazamiento objetivo.

La demanda en los componentes primarios deberá estar dentro del criterio de aceptación en el nivel de desempeño seleccionado.

Los elementos que no cumplan con los criterios deben ser considerados como secundarios, y ser removidos del modelo matemático. Al remover los elementos degradados debe asegurarse que no se modifiquen la regularidad de la estructura ya que esto afectaría sus características dinámicas, ya que el análisis no lineal no captura estos cambios se puede dar lugar a fluencia y degradación anticipadas. Para evaluar las deformaciones de los componentes secundarios que son excluidos del modelo, se podría considerar incluirlos en el modelo.

2.5.3 NODO DE CONTROL

Es un punto de coordenadas conocidas dentro la edificación, formado por la intersección de vigas y columnas, el cual se asigna para estar monitoreando los desplazamientos que ocurren al momento de un sismo. El nodo de control debe ubicarse en el centro de masa del techo o azotea de la edificación.

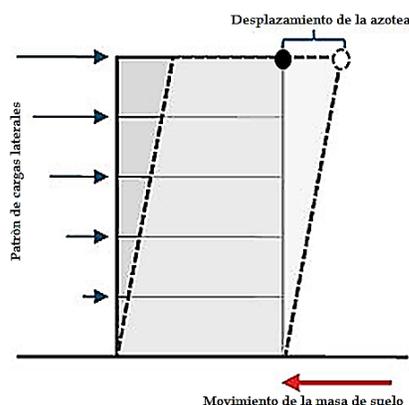


Figura 2. 7: Nodo para el control de derivas y desplazamientos en la azotea de la edificación

2.5.4 PERÍODO FUNDAMENTAL EFECTIVO

El periodo fundamental efectivo de una estructura se define como el tiempo que esta tarda en completar un ciclo de vibración (ir y venir), calculándose a partir de un análisis dinámico elástico y afectándose por un factor de modificación que resulta de la relación entre la rigidez ideal y la rigidez efectiva de la estructura, tomando en cuenta la degradación de la rigidez de los elementos estructurales sismoresistentes.

El periodo fundamental efectivo (T_e), se calcula con la siguiente expresión:

$$T_e = T_0 = \sqrt{\frac{K_0}{K_e}} \quad [Ec. 2.1]$$

En donde:

T_0 : Periodo fundamental elástico, calculado a partir de un análisis modal espectral.

K_0 : Rigidez elástica lateral del edificio en la dirección considerada.

K_e : Rigidez lateral efectiva del edificio.

Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo (δ_t), se define como el máximo desplazamiento que podría experimentar una edificación en su último entrepiso durante el sismo de diseño, para lo cual se asigna un nodo de control de desplazamientos y poder medir la magnitud de los desplazamientos una vez se ha ejecutado el análisis sísmico.

El desplazamiento objetivo (δ_t) en cada nivel se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad [Ec. 2.2]$$

En donde:

T_e : Periodo fundamental efectivo calculado en la ecuación [Ec. 2.1]

C_0 : Factor de modificación relativo al desplazamiento espectral y al desplazamiento probable del techo o de la azotea del edificio.

C_1 : Factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado.

C_2 : Factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento.

C_3 : Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ (efectos de segundo orden), para edificios con rigidez post fluencia positiva.

Este factor se calcula con la siguiente expresión:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{2/3}}{T_e} \quad [Ec. 2.3]$$

α : equivale a la relación entre la rigidez post fluencia y la rigidez elástica.

S_a : Aceleración del espectro de respuesta elástico en el periodo fundamental efectivo.

El factor C_1 se calcula de la siguiente manera:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{Para } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = [(1.0 + (R - 1))(T_s)/(T_e)]/R \quad \text{Para } T_e < T_s \quad [Ec. 2.4]$$

C_1 no puede exceder el valor de 2.0 para $T_e < 0.1$ segundos

Dónde:

T_s : periodo de transición de aceleración constante a velocidad constante en el espectro de respuesta.

R : es la relación entre la resistencia elástica requerida y la resistencia de fluencia de la estructura. Y se calcula con la siguiente expresión:

$$R = \frac{W}{V_y} \frac{S_a}{g} C_0 \quad [Ec. 2.5]$$

En donde:

S_a : Corresponde a la aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección considerada.

V_y : Es el esfuerzo de fluencia calculado usando la curva de capacidad (fuerza-desplazamiento).

W : Es el peso total del edificio, incluye toda la carga muerta y una porción de otras cargas de gravedad aplicables, como el peso de operación de equipos permanentes y el porcentaje de aplicación de la carga viva empleada en el diseño (No menor a 50kgf/m²).

En el Capítulo 8 del ATC-40 se presentan una serie de tablas donde podemos obtener los factores de modificación C_0 y C_2 , así:

Número de pisos	Factor de modificación
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10+	1.5

Tabla2. 2: Valores del factor de modificación C_0 (ATC-40)

Nivel de desempeño	T = 0.1 seg		T \geq T ₀ seg	
	Marco Tipo 1	Marco Tipo 2	Marco Tipo 1	Marco Tipo 2
Inmediatamente ocupacional	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla2. 3: Valores del factor de modificación C_2 (ATC-40)

Marcos Tipo 1: Estructuras en el cual más del 30% del cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez puede deteriorarse durante el sismo de diseño. Tales elementos incluyen: marcos ordinarios resistentes a momentos, marcos arriostrados concéntricamente, marcos con conexiones parcialmente restringidos, marcos solamente arriostrados en tensión, paredes no reforzadas de mampostería, paredes con cortante crítico o cualquier combinación de los descritos anteriormente.

Marcos Tipo 2: Todos los marcos no asignados en Marcos tipo 1.

2.5.5 EFECTO P- Δ

Efectos de segundo orden, denominados comúnmente como los efectos P- Δ , estático y dinámico; Los estáticos son los causados por las cargas de gravedad que actúan en la configuración deformada de una estructura, produciendo un incremento en los desplazamientos laterales. Si este efecto resulta en una rigidez

post fluencia negativa en cualquier entrepiso, podría incrementar significativamente la deriva de entrepiso y el desplazamiento objetivo; Los dinámicos son generados por las mismas cargas, sumándoles las que ocurren al momento del sismo, lo cual incrementa los desplazamientos laterales de la estructura.

La manera en que el efecto $P-\Delta$ dinámico incrementa el desplazamiento, depende de:

- ✓ La relación de rigidez post fluencia negativa a rigidez elástica. (K_e/K_0)
- ✓ El periodo fundamental de la edificación. (T_0)
- ✓ La relación de Resistencias (R).
- ✓ La relación de carga-deformación de cada piso. ($P-\Delta$)
- ✓ La frecuencia del movimiento sísmico. - La duración del sismo.

Debido al número de variables envueltas, es difícil capturar este efecto con un solo factor de modificación. Luego el factor debe ser calculado solo para aquellos edificios que exhiben rigidez post fluencia negativa. Por tanto, para considerar este efecto se deberá incluir este efecto en el modelo matemático de la relación de fuerza-deformación no lineal de los elementos y componentes sujetos a cargas axiales.

2.5.6 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

Se define como la capacidad que poseen las estructuras para resistir deformaciones máximas en sus elementos individuales. Para poder determinar la capacidad estructural de una edificación más allá del límite elástico, es

necesario utilizar un análisis no lineal, como por ejemplo, el análisis estático no lineal (Análisis Pushover). Procedimiento que utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido como “Curva de Capacidad”.

Curva de capacidad

Esta curva es la que relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal, V) y los desplazamientos (D) en el nivel superior de la estructura.

La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. Esto es generalmente válido para estructuras con periodos de vibración propios menores a 1 segundo. Para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos.

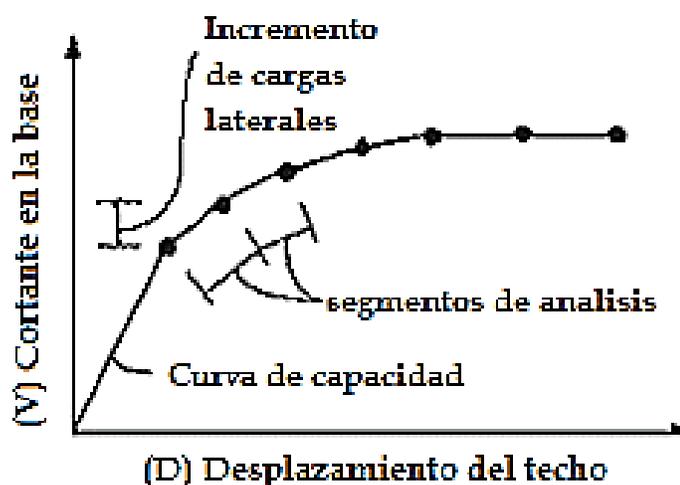


Figura 2. 8: Curva de capacidad de una estructura en general (ATC-40)

Representación bilineal de la curva de capacidad

Se define como la representación idealizada por medio de líneas, rigidez tangente y rigidez secante, de la curva de capacidad de una estructura en general, y se utiliza para estimar el espectro inelástico reducido.

Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la estructura. En la actualidad no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades.

Así por ejemplo, el desplazamiento de fluencia se puede definir como:

- ✓ El punto de intersección de la rigidez tangente inicial con la resistencia nominal.
- ✓ La intersección de la rigidez secante a través de la fluencia y la resistencia nominal.

El desplazamiento último se puede definir como:

- ✓ El desplazamiento correspondiente a la resistencia pico.
- ✓ El desplazamiento correspondiente al 60% de la resistencia de fluencia.
- ✓ El desplazamiento en la fractura inicial del refuerzo transversal.

El procedimiento propuesto y descrito por la Agencia Federal de manejo de Emergencias, en su documento FEMA-273, para obtener la representación bilineal de la curva de capacidad, ha sido mayormente utilizado por la comunidad internacional y es el que se utilizara en el desarrollo de esta investigación.

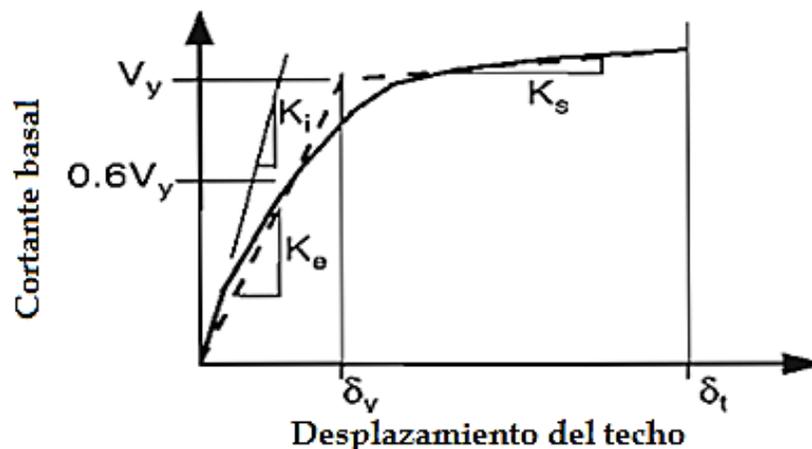


Figura 2. 9: Representación bilineal de la curva de capacidad (ATC-40)

Demanda sísmica

La demanda sísmica es la que se representa a través de un espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una fracción de sus frecuencias. Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basándose en la fuerzas. Sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones. Por lo tanto, la comunidad internacional ha promovido el uso de espectros de respuesta en el formato AD (aceleración-desplazamiento) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40). La ventaja de este formato es que la capacidad y la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura.

Determinación de la demanda sísmica de acuerdo a la NTDS

Para determinar la demanda sísmica se toma como base la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador publicada en el año de 1997, la cual presenta un espectro de respuesta elástico que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos significativos en la estructura.

El análisis en que se basa la NTDS no inicia a partir de las aceleraciones máximas del terreno, sino a partir de la aceleración máxima efectiva cuya probabilidad de excedencia es de 10% en 50 años lo cual equivale a un período de retorno de 500 años (Sgri K. Singh, Carlos Gutierrez y Jorde Arboleda , Julio 1993).

Una de las bases de la NTDS es un estudio realizado en 1993 “Peligro Sísmico en El Salvador” demostrando que los parámetros propuestos del Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) para determinar la amenaza sísmica pueden ser aplicados a El Salvador, de tal manera que puede considerarse los factores de reducción de demanda sísmica aplicados en el ATC-40.

Para la reducción de la demanda sísmica se debe considerar un amortiguamiento efectivo de la estructura, para calcular este valor se plantea de manera bilineal del espectro de capacidad y se obtiene el amortiguamiento debido a un ciclo de carga, luego se considera que el amortiguamiento efectivo es la suma del amortiguamiento hysterético y viscoso.

Construcción del espectro elástico de respuesta sísmica

Debido a que en el país no se cuenta con un amplio estudio de amenaza sísmica, por lo que en la NTDS solamente se establece un espectro elástico para un sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Para la aplicación de esta metodología, dicho espectro se toma como equivalente al sismo de diseño presentado en el capítulo 3 del ATC-40, ya que presenta las mismas características para poder utilizar las ecuaciones y factores de reducción de la demanda sísmica presentadas en el FEMA-356.

2.5.7 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

La determinación del punto de desempeño requiere el uso de alguno los tres procedimientos de los métodos de espectro de capacidad o el de los coeficientes de desplazamiento, los cuales son establecidos por el ATC-40. Para esta investigación se utilizara el método de los coeficientes de desplazamiento.

Método de los coeficientes de desplazamiento

El método del coeficiente de desplazamiento es un procedimiento estático no lineal para determinar un objetivo de desplazamiento (nivel de desempeño). Utiliza una versión modificada de la aproximación de desplazamientos iguales, propuesto por el Consejo de Tecnología Aplicada (ATC-40) y la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA-356), para estimar el punto de desempeño de la edificación, haciéndolo sobre la curva Pushover idealizada de forma bilineal, utilizando para ello factores que ponderan la demanda sísmica a partir de un espectro de aceleraciones elástico. Estos factores están relacionados con

parámetros que dependen de las características estructurales y dinámicas llevadas a un sistema de un grado de libertad. El método provee un proceso numérico directo y su aplicabilidad se limita a estructuras regulares, que no posean efectos torsionales adversos. Este método se fundamenta en el principio del trabajo virtual y permite optimizar un diseño por resistencia controlando sus deformaciones.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA PARA LA

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS

ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

3 INTRODUCCIÓN

El presente capítulo contiene la metodología a desarrollar para la evaluación estructural por desempeño, la cual ha sido basada en los lineamientos de FEMA-356 y ATC-40 en la cual se han definido e identificado los procedimientos que serán aplicados al cuerpo central del edificio de la facultad de medicina. La metodología a desarrollar aborda procedimientos previos a la aplicación del análisis pushover como lo son: la inspección visual de las condiciones existentes en la edificación, la revisión y comparación de planos arquitectónicos con la edificación y un levantamiento de daños en todos los elementos estructurales que componen a la súper estructura.

Además, se especifican todas las revisiones y ensayos que deberán ser implementados al edificio, los que servirán para recolectar información indispensable y requerida para el análisis estático no lineal, tales como: La corroboración de la cantidad y disposición de acero de refuerzo, y las propiedades mecánicas de los materiales que componen los elementos sismo resistentes.

Finalmente se definen las reglas generales y procedimiento a seguir para el desarrollo de un análisis estático no lineal, a través de un software de análisis y diseño de estructural; con la finalidad de obtener la curva de capacidad, demanda sísmica y punto de desempeño de la edificación.

3.1 INFORMACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS

Para la realización del análisis pushover serán necesarios estudios preliminares y la obtención de información relacionada con las condiciones generales de la edificación. Esta información servirá para realizar los cálculos estructurales exigidos por el análisis y determinar si la estructura cumple con los límites de seguridad establecidos por FEMA 356 Y ATC-40, esto a través de la determinación del punto de desempeño de la estructura.

Se usará equipo como el pachómetro para determinar la cantidad de acero de refuerzo, sin escarificar, así como también el martillo suizo o esclerómetro, el cual es una prueba no destructiva que ofrece un parámetro para conocer las condiciones del concreto.

De acuerdo con las disposiciones presentadas en el ATC-40, el procedimiento a seguir para realizar la evaluación previa al análisis consiste en recabar toda la información necesaria de la estructura, presentando además lineamientos con los cuales se podrá obtener la información aun cuando esta no se encuentre disponible inmediatamente debido a factores previamente mencionados.

Debido a lo anterior y en vista de que para la realización de esta investigación se han presentado inconvenientes para obtener la información necesaria para la realización del análisis, ha sido necesario tomar las recomendaciones y procedimiento mostrado en el ATC-40 (Ver Tabla 3.1).

INFORMACIÓN REQUERIDA PARA UNA EVALUACIÓN DETALLADA CUANDO NO SE DISPONE DE PLANOS DE CONSTRUCCIÓN ORIGINALES.			
ÍTEM	REQUERIDO		COMENTARIO
	SI	NO	
Cálculos estructurales.		x	Puede ser útil.
Sismicidad del sitio, geotecnia.		x	Útil pero no esencial.
Informe base		x	Útil pero no esencial.
Informes de evaluación sísmica previa.		x	Útil pero no esencial.
Levantamiento de condición del edificio.		x	
Modificaciones y evaluaciones del edificio.		x	
Inspección de dimensiones.	x		Es necesario realizarse sobre todo si la estructura será reestructurada.
Inspección no estructural.	x		Identificar posibles fallas.
Pruebas de núcleos.	x		Mínimo 2 por piso, 8 por edificio.
Prueba de martillo de rebote.	x		Mínimo 8 por piso, 16 por edificio.
Prueba de agregados.	x		Cada núcleo.
Pruebas al acero de refuerzo.	x		2 por tipo.
Verificación de la disposición del acero de refuerzo.	x		Pachometro, para todos los elementos críticos, tomar al 25%.
Exploración no estructural.	x		Verificando las condiciones de anclaje y refuerzo de los componentes sensibles al desempeño del edificio.

Tabla 3. 1: Información requerida para una evaluación sísmica detallada cuando no se tienen planos de construcción originales (ATC-40)

3.1.1 REVISIÓN DE PLANOS Y ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE LOS MATERIALES

Para la búsqueda de información útil para el análisis, se realizará una revisión de la información existente, para ello es necesario el revisar planos existentes tanto

estructurales como arquitectónicos, así como, las especificaciones técnicas de los materiales que conforman la estructura.

Es de mucha utilidad la realización de una visita de campo preliminar, para saber de forma representativa si la información arrojada por los planos y especificaciones concuerda con las condiciones existentes en la edificación. Esto servirá para determinar si la información preliminar a la visita de campo es de utilidad para el análisis.

3.1.2 INSPECCIÓN VISUAL

Con el objetivo de determinar las condiciones actuales del edificio se procede a realizar una inspección visual para poder corroborar de forma parcial la información que se tiene de la estructura, además de observar detalles importantes para la realización del análisis como dimensiones, sistema estructural y regularidad tanto en planta como en elevación de la estructura (Ver Figura 3.1).

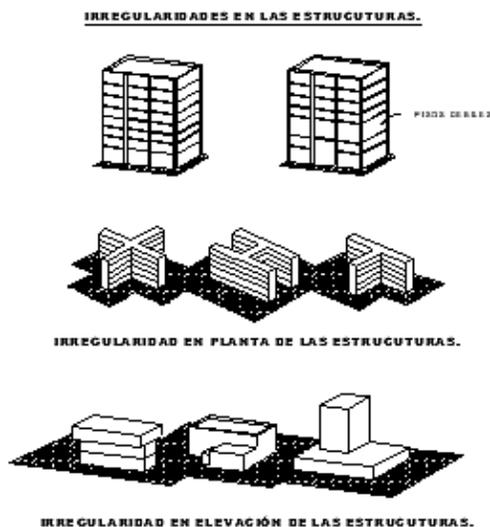


Figura 3. 1: Irregularidades en las estructuras

3.1.3 REVISIÓN DE LAS CONDICIONES EXISTENTES DE LA EDIFICACIÓN

Al momento de realizar una evaluación estructural, se debe recopilar la información existente de la edificación y verificar las condiciones actuales mediante visitas de campo y con la ayuda de un formato elaborado para el levantamiento de daños, en el cual se especifica información como localización del daño en la estructura y en el elemento estructural específicamente, así como un esquema del daño presentado y observaciones en caso de haberlas.

Análisis de daños del diseño estructural

Para representar los daños detalladamente para cada elemento estructural, se hará referencia de la tabla 3.2 que clasifica el daño de acuerdo al tipo de elemento estructural y los daños más comunes en ese elemento.

ELEMENTO	TIPO DE DAÑO	CAUSA
COLUMNAS	Grietas diagonales.	Cortante o torsión.
	Grietas verticales.	Flexo-compresión.
	Desprendimiento de recubrimiento	Flexo-compresión.
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexo-compresión.
VIGAS	Grietas diagonales.	Cortante o torsión.
	Rotura de estribos.	Cortante o torsión.
	Grietas verticales.	Flexión.
	Rotura del refuerzo	Flexión.
	Aplastamiento del concreto.	Torsión.
UNIÓN VIGA-COLUMNA	Grietas diagonales.	Cortante.
	Falla por adherencia del refuerzo de vigas	Flexión.
SISTEMA DE PISOS	Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas.	Penetración.
	Grietas longitudinales.	Flexión.

MUROS DE CONCRETO	Grietas diagonales.	Cortante.
	Grietas horizontales.	Flexo-compresión.
	Aplastamiento del concreto y pandeo de barras.	Flexo-compresión.
MUROS DE MAMPOSTERÍA	Grietas diagonales.	Cortante.
	Grietas verticales en las esquinas y centro.	Flexión y volteo.
	Grietas como placa Perimetralmente apoyada.	Torsión.

Tabla 3. 2: Tipo de elemento estructural y daños más comunes. Referencia: Evaluación de daños y rediseño estructural del edificio de la escuela de Ingeniería Mecánica (Lisette Campos, Manuel Gutiérrez & Miguel Martínez) 1996

Se clasificará la magnitud de daño empíricamente, si se sabe el ancho de grieta presente en los elementos estructurales, tal y como se muestra en la Tabla 3.3.

<i>Daño</i>	<i>Descripción</i>
Estructural ligero	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Grietas de menos de 0.5 mm de ancho en elementos de concreto. ▪ Fisuras y caídas de aplanados en paredes y techo. ▪ Grietas de menos de 3.0 mm de ancho en muros de mampostería.
Estructural fuerte	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Grietas de 0.5 a 1.0 mm de ancho en elementos de concreto ▪ Grietas de 3.0 a 10 mm de ancho en muros de mampostería.
Estructural grave	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Grietas de más de 1.0 mm de ancho en elementos de concreto. ▪ Desprendimiento de recubrimiento en vigas y columnas.

	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo de refuerzo en columnas y muros de concreto. ▪ Agrietamiento de losas planas alrededor de las columnas. <ul style="list-style-type: none"> ▪ Aberturas en muros de mampostería. ▪ Desplomes de columnas de más de 1:100 de su altura. ▪ Desplome de edificio de más de 1:100 de su altura.
--	---

Tabla 3. 3: Clasificación y evaluación de daños

El ACI 224R-08 propone parámetros de anchos de fisuración máximos para elementos de concreto reforzado sometidos a cargas de servicios en diferentes condiciones ambientales. Tal como se muestra en la Tabla 3.4.

Condición de exposición	Ancho de la fisura	
	in	mm
Aire seco o membrana protectora	0.016	0.41
Humedad, aire húmedo y suelo	0.012	0.30
Productos químicos descongelantes	0.007	0.18
Agua de mar y rocío de agua de mar, humedecimiento y secado	0.006	0.15
Estructuras para retención de agua	0.004	0.10

Tabla 3. 4: Guía para anchos de fisura razonable del concreto bajo cargas de servicio (ACI 224R-01)

Evaluación y cuantificación de daños

Para cuantificar los daños observados de manera que sean representativos de las condiciones actuales, Se deben tomar criterios para la reducción de rigidez en elementos en los cuales ha ocurrido daño. (Ver Tabla 3.5.)

Por otro lado, FEMA 356 y ATC-40 proponen criterios de reducción de rigidez en elementos por defecto, sin embargo, estos son solo estimaciones ya que la

rigidez real depende de la fatiga, tipo de deformación, grado de fijez, patrones de agrietamiento etc.

ELEMENTO	Clasificación de daño	Factor de agrietamiento
Vigas	Estructural Ligero	0.50lg
	Estructural Fuerte	0.40lg
	Estructural Grave	0.35lg
Columnas	Estructural Ligero	0.85lg
	Estructural Fuerte	0.80lg
	Estructural Grave	0.70lg

Tabla 3. 5: Propuesta de parámetros de agrietamiento de secciones ((MacGregor J.G Hage S.E, octubre 1997) y “(T paulay & M. prinsley, 1992)).

Además, propone que la rigidez inicial de los componentes podría ser representado por un valor secante definido por el punto de cadencia efectivo del componente.

En muchos casos será impráctico calcular la rigidez efectiva de los principios de la mecánica. En su lugar se puede emplear valores aproximados como los que se presenta en la siguiente tabla. En particular, los efectos del agrietamiento en la rigidez deben ser tomados en cuenta considerando una evidencia experimental.

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al Corte	Rigidez Axial
Viga	0.5EcI _g	0.4EcAw	EcAg
Columna en En compresión	0.7EcI _g	0.4EcAw	EcAg
Columna en Tracción	0.5EcI _g	0.4EcAw	EcAg

Muro no fisurado	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Muro fisurado	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Losas planas		$0.4E_cA_w$	E_cA_g

Tabla 3. 6: Valores de rigidez efectiva (ATC-40, 1996).

Dónde:

E_c = Modulo de elasticidad del concreto.

I_g = Momento de inercia de la seccion bruta.

A_g = Area bruta de una seccion transversal.

A_w = Area del alma de la seccion transversal.

3.1.4 PRUEBAS MECÁNICAS EN MATERIALES ESTRUCTURALES

Con la finalidad de conocer las condiciones reales de la estructura, es necesario realizar una serie de pruebas y ensayos a los materiales que la conforman, para obtener un resultado lo más aproximado posible a la realidad.

Extracción y ensayos de núcleos de concreto

Para la obtención de la resistencia a la compresión del concreto que se encuentra actualmente en la estructura, se realizó una extracción de núcleo de concreto la cual fue sometida a la prueba ASTM C42-03 (Método de Ensayo Estándar para la obtención y ensayo de núcleos taladrados de Concreto).

Pruebas de martillo de rebote

Este ensayo no destructivo permite evaluar la calidad del concreto o de los elementos de concreto reforzado, el cual mide la dureza superficial del concreto

a partir del rebote de una masa incidente después de impactar contra la superficie de estudio. Determinará qué tan homogéneo está el concreto actualmente en la estructura.

Verificación de la disposición del acero de refuerzo

Para esto se realizará el ensayo no destructivo utilizando un Localizador de barras y recubrimiento (pachómetro), con el cual se realizarán pruebas a los elementos estructurales seleccionados de forma estratégica para que la información obtenida sea lo más completa posible. Determinará la disposición y cantidad del acero de refuerzo que existe actualmente en la estructura.

Es necesario mencionar además que, para obtener un resultado más cercano a la realidad debido a la incerteza de la información obtenida, es recomendable realizar el análisis con un valor del esfuerzo a tensión en el punto de fluencia de $2,800 \text{ kg/cm}^2$, lo cual será tomado en cuenta en los análisis y cálculos posteriores.

3.2 ESTABLECIMIENTO DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO

Para establecer el comportamiento sísmico esperado en la edificación, debe asignarse un objetivo de desempeño que se define como la selección de un nivel de desempeño del edificio deseado para un determinado movimiento sísmico.

Es necesario conocer las características de cada nivel de desempeño descritas en la sección 2.5.1.3, para luego seleccionar por el más adecuado para la edificación.

En la Tabla 3.7 se presenta los diferentes niveles de desempeño del edificio establecidos por el ATC-40.

Niveles de desempeño del edificio			
Operacional (1-A)	Ocupación inmediata (1-B)	Seguridad de vida (3-C)	Estabilidad estructural (5-E)

Tabla 3. 7: Niveles de desempeño (ATC-40)

El objetivo de desempeño que se establecerá debe estar en función de la seguridad de los ocupantes, teniendo como mínimo un nivel de desempeño de seguridad de vida. Se establece un objetivo de desempeño inicial, presentando varias combinaciones y el encargado de tomar la decisión es el propietario con la ayuda del ingeniero brindándole asistencia técnica, proporcionándole la información necesaria para que conozca las condiciones existentes del edificio y garantizar que el objetivo deseado por el propietario sea el más adecuado para realizar el proceso de evaluación.

3.3 REGLAS GENERALES PARA EL DESARROLLO DEL MODELO ANALÍTICO DE LA ESTRUCTURA

Las reglas de modelado se crearon para guiar el desarrollo del modelo analítico a utilizar para evaluar una edificación existente o para reacondicionarla. Estas reglas están destinadas a ser utilizadas con un procedimiento de análisis estático no lineal como el que se describe en el capítulo 8 del ATC-40, incluyendo toda una gama de elementos de concreto y su comportamiento, considerando agrietamiento, rotulas plásticas, degradación de la fuerza y la pérdida de la resistencia a las acciones gravitacionales. Las reglas están basadas en los principios de la mecánica, mediante la observación del desempeño sísmico,

resultados obtenidos de la experimentación, y conclusiones basadas en criterios de ingeniería.

Un modelo analítico de cualquier edificación basado en estas reglas será completo y suficientemente preciso para permitir el análisis estático no lineal Pushover, descrito en el capítulo 8 del ATC-40, y los límites de aceptabilidad dados en el Capítulo 11 del mismo documento.

De una manera muy general podemos plantear el procedimiento de la siguiente manera:

- ✓ Creación del modelo computacional
- ✓ Definición de rotulas plásticas
- ✓ Definición de casos de cargas del análisis Pushover
- ✓ Realizar el análisis pushover

3.3.1 CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Para la creación del modelo computacional será necesario utilizar un software de análisis y diseño estructural, se debe contar con las dimensiones de todos los elementos estructurales, las respectivas cargas de servicio, así como, la cantidad y las respectivas características de las barras que componen el acero de refuerzo de cada uno de los elementos. La recolección de la información antes mencionada, será setiada en el software de análisis estructural, con la finalidad de obtener un modelo computacional que se asemeje a la geometría y condiciones existentes de la edificación.



Figura 3. 2: Ejemplo de modelo computacional de una estructura

3.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

Con el modelo computacional terminado el cual representa la distribución espacial de las masas y rigideces de la estructura, se puede proceder a analizar los diferentes modos de vibración a través de un análisis modal espectral.

Análisis modal espectral

Es un análisis dinámico elástico de la estructura, que utiliza la respuesta dinámica pico de todos los modos que tenga una contribución significativa en la respuesta estructural total. Las respuestas modales pico son calculadas usando las ordenadas de la curva del espectro de respuesta apropiado que correspondan a los periodos modales. Los requisitos para que todos los modos significativos sean incluidos puede ser satisfecho comprobando que, los modos considerados, al

menos el 90 por ciento de la masa participante de la estructura está incluida en los cálculos. (Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones El Salvador, 1994)

Con los resultados del análisis modal se determinan datos relevantes para la evaluación estructural, tales como los períodos para los diferentes modos de vibración, los desplazamientos modales y la distribución de fuerzas y cortantes por modo, para el período fundamental del edificio.

Construcción del espectro elástico de respuesta sísmica

La construcción del espectro elástico de respuesta es necesaria tanto para el análisis modal espectral, así como para el análisis pushover. Para ello se utilizarán las disposiciones contenidas en la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS), que forma parte del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador en la sección 5.2, la cual dispone lo siguiente:

$$\text{Si } T_m < \frac{T_o}{3} \quad C_s = \frac{IA}{R} \left[1 + \frac{3(C_o-1)T_m}{T_o} \right] \quad [\text{Ec. 3.1}]$$

$$\text{Si } \frac{T_o}{3} \leq T_m \leq T_o \quad C_s = \frac{IAC_o}{R} \quad [\text{Ec.3.2}]$$

$$\text{Si } T_o < T_m \leq 4 \text{ seg} \quad C_s = \frac{IAC_o}{R} \left(\frac{T_o}{T_m} \right)^{\frac{2}{3}} \quad [\text{Ec. 3.3}]$$

$$\text{Si } T_m > 4 \text{ seg} \quad C_s = \frac{2.5IAC_oT_o^{2/3}}{RT_m^{4/3}} \quad [\text{Ec. 3.4}]$$

Dónde:

$T_m =$ Periodo modal de vibracion

T_o y $C_o =$ Coeficientes de sitio debido a las características del suelo

$R =$ Factor de modificación de respuesta

$I =$ Factor de importancia

$A =$ Factor de zonificación sísmica

Gráficamente se puede representar de la siguiente manera (Figura 3.3).

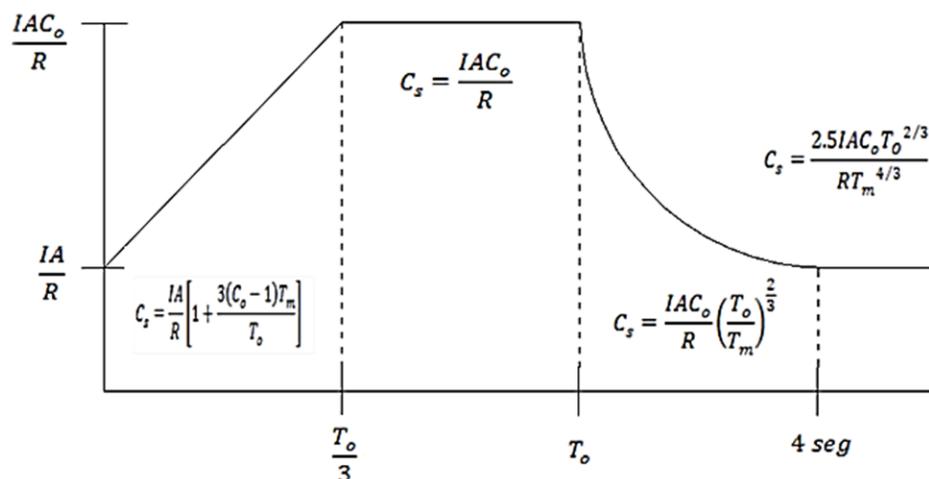


Figura 3. 3: Espectro elástico de respuesta, según NTDS.

La figura anterior establece un espectro elástico para un sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años. Para la aplicación de esta metodología, dicho espectro se toma como equivalente al sismo de diseño presentado en el capítulo 3 del ATC-40.

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo.

Sismo de Servicio, SE: es definido probabilísticamente como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 75 años, y representa a los sismos frecuentes que experimenta una

estructura en su vida útil. En magnitud, típicamente representa 0.5 veces un sismo de diseño.

Sismo de diseño, DE: representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. Este sismo como su nombre indica, es el que generalmente establecen los códigos para el diseño de estructuras convencionales.

Sismo Máximo, ME: es definido deterministamente como el nivel máximo de sismo que podría experimentar una estructura. También podría ser calculado como un sismo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años y un periodo de retorno de 1000 años. En magnitud es aproximadamente 1.25 a 1.5 veces el sismo e diseño.

Selección de la demanda sísmica

El análisis debe ser tropicalizado según las características de sismicidad en nuestro país, desafortunadamente la NTDS solo prescribe un solo estado de daño, cuya demanda es el 10% de ser excedida en un periodo de 50 años (475 años como periodo de retorno), en el país no se cuenta con un amplio estudio de amenaza sísmica y el documento con la información más reciente para El Salvador en el documento de “Evaluación de la Amenaza Sísmica en El Salvador” (RESIS II) presenta demandas para este periodo de retorno y mayores, de

acuerdo a lo anterior, según el estado de daño que prescribe la NTDS y comparando con el ATC-40 y su versión actualizada ASCE 41-13, con esta demanda estaríamos revisando que la estructura cumpla para un límite de daños de seguridad de vida (o daño severo), por lo que para la aplicación de esta metodología, dicho espectro se toma como equivalente al sismo de diseño presentado en el capítulo 3 del ATC-40, ya que presenta las mismas características de probabilidad de excedencia y periodo de retorno de ocurrencia del evento sísmico.

Análisis por cargas de servicio

Al realizar una evaluación estructural es conveniente verificar que no exceda el estado límite de servicio utilizando las posibles combinaciones de carga (carga muerta “CM”, carga viva “CV” y sismo en las direcciones “X” y “Y”, “SX” y “SY”) que actúen simultáneamente en la edificación.

Combinaciones de cargas dadas por el ACI-318 para condiciones de servicio.

- CM
- CM + CV
- CM + CV \pm SX \pm 0.3 SY
- CM + CV \pm SY \pm 0.3 SX
- CM \pm SX \pm 0.3 SY
- CM \pm SY \pm 0.3 SX

Para estas combinaciones de servicio deberá revisarse que la deflexión ocurrida en los elementos por la carga viva actuante no exceda los valores establecidos

en la tabla 9.5 del ACI-318, además de verificar que la deriva de entrepiso no exceda a los valores permisibles según la Tabla 8 de la NTDS.

3.3.3 DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA LATERAL

Para realizar un análisis estático no lineal, deben definirse los patrones de cargas que se aplicarán al edificio, así como los posibles modos de falla y su ubicación, para luego generar la curva de capacidad de la estructura.

Se debe definir al menos 2 patrones de carga diferentes, aproximándose a las fuerzas inerciales que ocurrirán ante un evento sísmico en las distribuciones posibles de carga que pueden ser aplicadas, en esta tesis se usará la distribución de fuerza en altura del modo de vibración predominante de la estructura, producto del análisis espectral modal y la distribución del cortante basal en altura proporcionado por la norma técnica de diseño por sismo del reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador.

3.3.4 DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Para definir las rótulas plásticas se propondrá la definición del modelo de plasticidad concentrada, ya que se recomienda que para estructuras mayores a los 3 niveles es más práctico utilizar este modelo, debido a que se establecen conservadoramente en base a los estudios realizados por la Agencia Federal de Manejo de Emergencias (FEMA 356) y el software a utilizar (ETABS) permite utilizar este modelo. Estas rótulas son indispensables para definir nuestro modelo no lineal que será sometida a una carga estática mono tónicamente creciente.

Sin embargo para llevar a cabo el análisis inelástico con el modelo de rótula puntual, las hipótesis de viga inelástica consideran el diagrama momento-curvatura de la sección crítica, por lo que será necesario obtenerlo para cada sección diferente, de igual manera, para calcular las rótulas plásticas en las columnas se requiere el uso de los diagramas de interacción de la sección transversal, en este caso también debe calcularse para cada sección transversal diferente en toda la estructura.

Las características de cada rótula son definidas por la FEMA-356 y ATC-40 a través de curvas fuerza versus deformación generalizada adecuada para la mayoría de los componentes del concreto (figura 3.4).

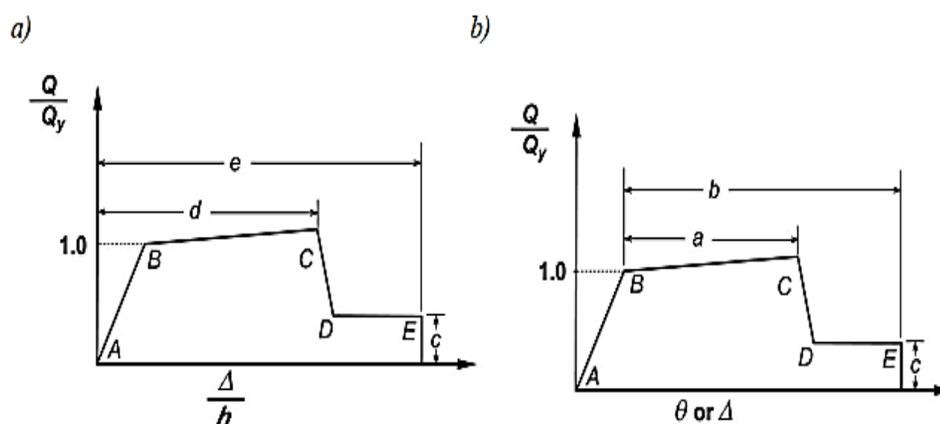


Figura 3. 4: Curvas generalizadas para elementos de concreto armado a) Fuerza versus deformación, b) Fuerza versus razón de deformación. (FEMA 356)

Los parámetros de modelación dependen del tipo de elemento estructural, clasificados como primarios o secundarios. Los primarios proveen de capacidad a la estructura para resistir un colapso frente a cargas sísmicas, mientras que los

secundarios no proveen dicha capacidad. De acuerdo a esta definición, la estructura en estudio está conformada exclusivamente por elementos primarios. Los parámetros de modelación pueden representar relaciones carga (Q)-deformación (Δ ó θ) o relaciones carga(Q)-razón de deformación(Δ/h). Esta razón de deformación se define como el cociente entre el desplazamiento horizontal experimentado por un elemento y su longitud. Típicamente la flexión se asocia con la deformación y el corte con la razón de deformación.

Las curvas anteriores pueden ser explicadas de la siguiente manera:

Para la curva a), el punto **A** representa una condición sin carga, el punto **B** representa un punto de fluencia efectivo, del punto **B** al **C** representa una respuesta lineal en reducción de la rigidez (condición donde se da el endurecimiento por deformación), el punto **D** representa la reducción repentina de la resistencia a carga lateral, entonces la sección seguirá teniendo rotación hasta una resistencia reducida **E**, y última pérdida de resistencia a partir de entonces (ATC-40, 1996).

Para la curva b), las deformaciones se expresan directamente usando términos como deformación, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros a y b se refieren a aquellas porciones de deformaciones que ocurren después de la fluencia, es decir, las deformaciones plásticas. Para la curva a), las deformaciones son expresadas en términos tales como la deformación angular y deriva. Los parámetros d y e se refieren a las deformaciones totales medidas desde el origen.

Las rótulas plásticas serán concentradas en los extremos de las vigas y columnas, forzando a que en esos puntos específicos los elementos estructurales entren en el rango plástico y alcancen su máxima capacidad para obtener la deformación máxima (colapso) de la estructura. Dando origen a que se produzca el efecto de columna fuerte, viga débil.

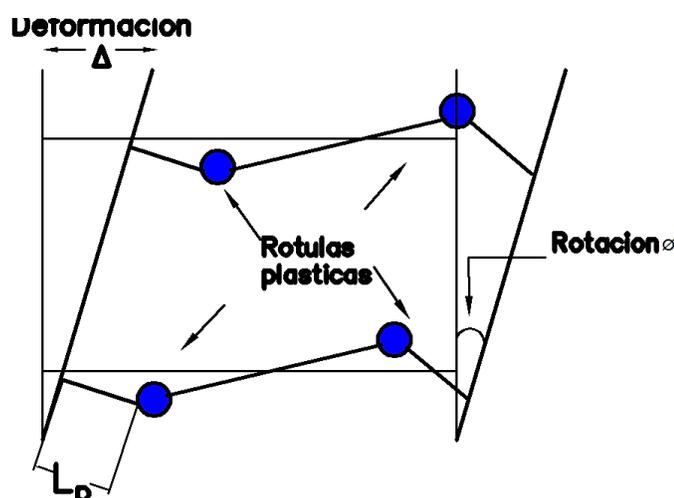


Figura 3. 5: Representación de rotulas plásticas

Procedimiento para definir las rotulas plásticas según el ATC-40 y FEMA-356

Vigas: Las vigas pueden ser modeladas con modelos de plasticidad concentrada, modelos de plasticidad distribuida, u otros modelos que representen adecuadamente la respuesta inelástica a lo largo del componente. Excepto cuando se demuestra por equilibrio que la fluencia esperada estará restringida solo a los extremos del mismo.

Además propone que la capacidad de rotación de una rótula plástica puede obtenerse de ensayos experimentales o puede calcularse usando principios de la mecánica, y sugiere el siguiente método para estimar la capacidad:

- Se determina el diagrama Momento (M)-Curvatura (ϕ), usando estimaciones de las relaciones de esfuerzo (σ) – deformación (ϵ) de los materiales.
- Luego se determina la curvatura de fluencia y la curvatura última, ϕ_y, ϕ_u .
- A continuación se puede emplear $L_p = h/2$ para estimar conservadoramente la longitud de la rótula plástica.

Si el programa no reconoce valores de curvatura, se obtiene finalmente la

capacidad de rotación con $\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p$

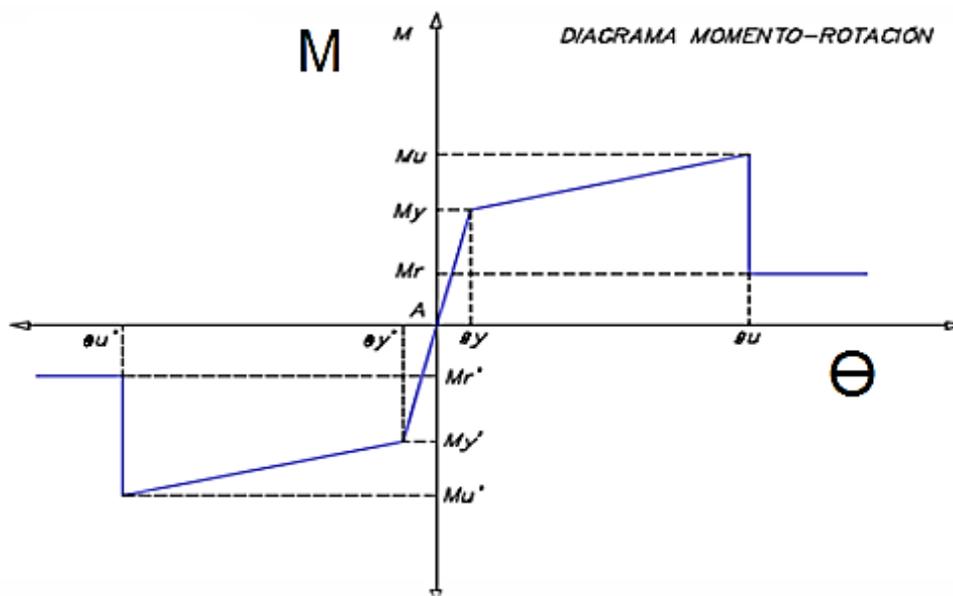


Figura 3. 6: Diagrama Momento-Curvatura de una sección de Concreto reforzado

Columnas:

Las columnas pueden ser modeladas con modelos de plasticidad concentrada, modelos de plasticidad distribuida, u otros modelos que representen adecuadamente la respuesta inelástica a lo largo del componente, además de que, los valores de las curvas generalizadas (ver figura 3.4) B, C y E pueden ser obtenidas directamente de ensayos experimentales o análisis racionales y deberían tomar en cuenta la interacción entre flexión fuerza axial y corte.

Para el desarrollo de posibles mecanismos de falla en las columnas (Rótulas plásticas) se definirá mediante el uso de diagramas de interacción de cada una de las diferentes secciones, donde, los momentos de fluencia (M_y) quedan definidos por los diagramas de interacción momento-carga axial (M_n/P_n) y el giro asociado es calculado internamente por el software de análisis estructural.

3.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Para la determinación del punto de desempeño, se utilizará el método dado por el ATC-40 y FEMA 356, “Método de los Coeficientes de Desplazamiento (MCD)”, procedimiento estático no lineal propuesto como un método alternativo, de procedimiento manual, para determinar un desplazamiento objetivo, el cual será comparado con el desplazamiento límite para el nivel de desempeño de seguridad de vida.

Además, para corroborar el método manual antes mencionado, se calculará el punto de desempeño a través del sap2000 utilizando el método del espectro de demanda, procedimiento más afinado que utiliza internamente el software.

El procedimiento manual a seguir es el siguiente:

- ✓ Se hará una representación bilineal de la curva de capacidad, definiendo un punto de fluencia, se obtiene la rigidez inicial efectiva (K_e) que se define como la rigidez secante pasando por el punto donde la fuerza cortante igual al 60% de la resistencia de fluencia de la estructura ($0.6 V_y$) y se determina la pendiente de la curva después del punto de fluencia (α) como se muestra en la figura 3.7.

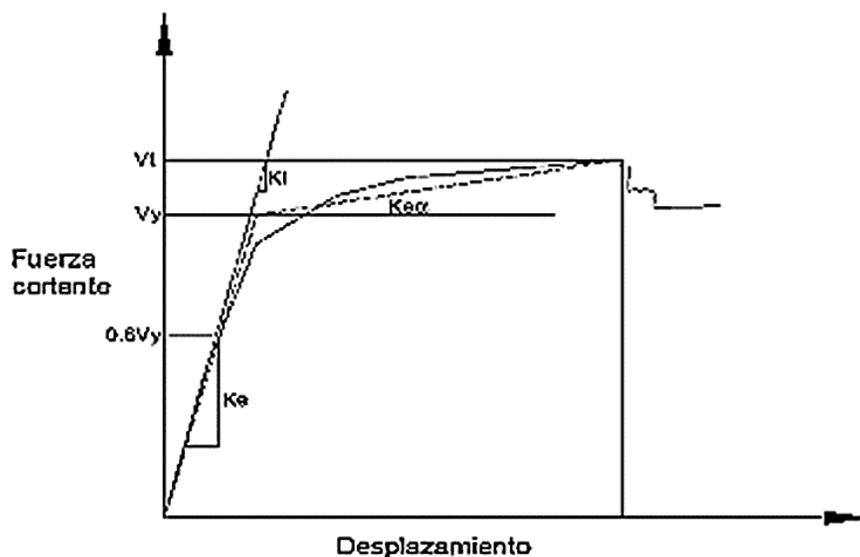


Figura 3. 7: Representación bilineal de la curva de capacidad (ATC-40)

- ✓ Se calcula el periodo fundamental efectivo T_e con la ecuación [Ec. 3.1]
- ✓ Se determina un objetivo de desplazamiento, con la ecuación [Ec. 3.2] considerando la respuesta no lineal con los factores de desplazamiento que dependen de las características del edificio.
- ✓ Se hace una representación de manera gráfica en donde se puedan observar en un mismo plano cartesiano la curva de capacidad idealizada

de forma bilineal, el punto de desempeño (desplazamiento de desempeño) y el desplazamiento último de la estructura.

3.4.1 LÍMITES DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

Una vez determinado el punto de desempeño en base al procedimiento descrito anteriormente, se verificará que la estructura cumpla con los límites de respuesta, que pueden clasificarse de manera global (de la estructura completa) o de manera local (por elemento), por lo que debe revisarse los siguientes límites.

3.4.2 LÍMITES DE ACEPTABILIDAD GLOBAL

Los límites de respuesta global se establecen de acuerdo al tipo de cargas analizadas. Estos límites de respuesta incluyen requerimientos para la capacidad de soportar cargas gravitacionales y desplazamientos laterales admisibles cuando el edificio es sometido a fuerzas sísmicas.

Cargas gravitacionales

El edificio debe tener la capacidad de soportar el total de cargas gravitacionales aplicadas para que pueda cumplir con el estado de daño de seguridad de vida (o daño severo); si algún elemento o componente de la edificación ha sufrido grandes daños y ha perdido la capacidad de soportar estas cargas, la estructura debe ser capaz de redistribuirlas en el resto de los elementos (ATC-40, noviembre 1996).

Verificación de las deformaciones laterales

Cuando una edificación es sometida a cargas sísmicas responde desplazándose lateralmente, lo cual se representa con la curva de capacidad obtenida del

análisis estático no lineal (pushover). Para definir los límites de deformaciones laterales de cada nivel de desempeño se multiplican los valores adimensionales de la Tabla 3.8 por la altura del edificio.

Límites de deriva de entrepiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01H	0.01H-0.02H	0.02H	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Deriva inelástica máxima	0.005H	0.005H-0.015H	Sin limite	Sin limite

Tabla 3. 8: Límites de deformación (Tabla 11-2 en ATC-40)

Dónde: H es la altura del edificio.

En la Figura 3.8 se muestra de manera gráfica como se establecen los límites de derivas laterales para cada nivel de desempeño de la estructura.

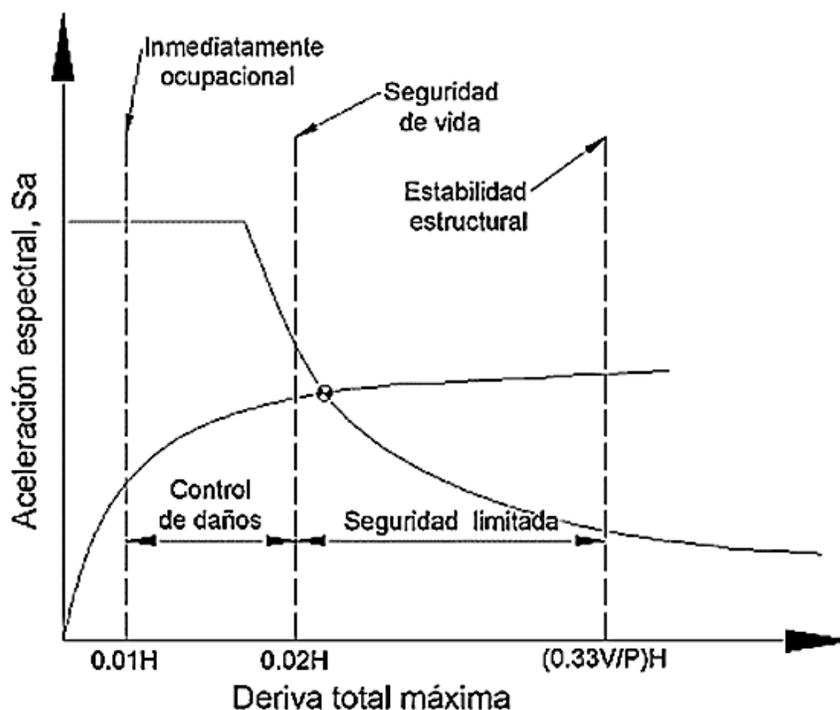


Figura 3. 8: Límites de derivas para cada nivel de desempeño

Como requerimiento adicional se establecen límites de derivas laterales establecidas por la NTDS (ver Tabla 3.9), que están en función de la ocupación y el tipo de estructura.

Tipo de edificio	Categoría de ocupación		
	I	II	III
Edificios de un piso en acero estructural sin ningún equipo ligado a la estructura y sin acabados frágiles.	0.015hsx	0.020hsx	Sin Límite
Edificios de 4 pisos o menos y sin acabados frágiles.	0.010hsx	0.015hsx	0.020hsx
Todos los otros edificios.	0.010hsx	0.015hsx	0.015hsx

Tabla 3. 9: Límites de derivas según la NTDS (Tabla 8 de la NTDS)

Dónde: hs es la altura de entrepiso debajo del nivel X.

Límites de aceptabilidad en elementos

Para determinar los criterios de aceptación de cada elemento, deberán clasificarse en primarios y secundarios, dependiendo su importancia en el sistema para soportar cargas laterales, o su influencia en la determinación del punto de desempeño.

En las tablas 11-3 y 11-4 del capítulo 11 del ATC-40 se proponen los parámetros que definen las rotaciones límites de las rótulas formadas en vigas y columnas respectivamente para cada nivel de desempeño (inmediatamente ocupacional, IO, seguridad de vida, LS, y prevención de colapso, CP) como se muestra en la Figura 3.9.

En este gráfico (Figura 3.9) el punto A es la condición sin carga lateral, el punto B representa la fluencia del elemento, en punto C define la máxima capacidad, D es el esfuerzo residual que representa la disminución de la resistencia que puede

estar asociada a la fractura del refuerzo longitudinal y el punto E es el punto de máxima deformación.

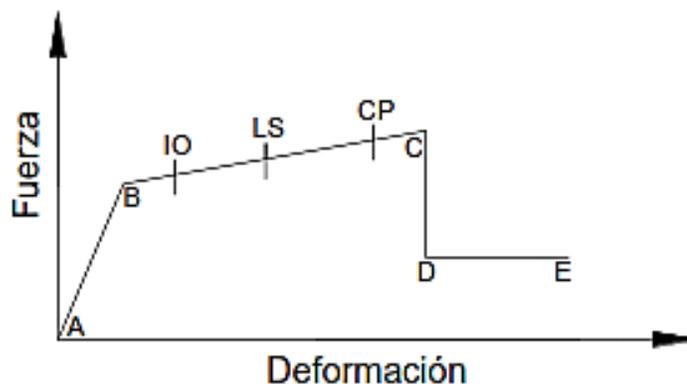


Figura 3. 9: Curva fuerza-deformación de los elementos

3.4.3 RESULTADO DE LA EVALUACIÓN

El análisis de los resultados sirve para determinar si el desplazamiento de desempeño de la estructura de manera global (desplazamiento en el nodo de control ubicado en el nivel de azotea) y desempeño local de elementos críticos del sistema estructural sismo-resistente (giros o rotaciones en elementos críticos), queda por debajo del límite para el estado de daños de seguridad de vida, cumpliendo así con el nivel de desempeño que asegure la vida de los ocupantes del edificio; se deberán examinar los daños actuales y el comportamiento de la estructura con la aplicación del análisis estático no lineal (pushover) para hacer las recomendaciones pertinentes sobre la estructura y cada uno de los componentes. Se debe revisar el desplazamiento de la estructura en el punto de desempeño calculado según la sección 3.4, luego se compara con los valores límites de deformación propuestos en la tabla 3.8.

En caso que la edificación, con esa demanda sísmica, sobrepase el límite para el estado de daños de seguridad de vida (o daños severos), debe analizarse cada uno de los elementos que alcanzan su límite de aceptabilidad e indicar los elementos que requieren reforzarse para mejorar su rendimiento.

3.5 REPORTE GENERAL DE LA EDIFICACIÓN

Tomando en cuenta los resultados del análisis anteriormente mencionados, se harán las conclusiones pertinentes sobre el estado de la estructura, indicando y revisando los elementos críticos que poseen mayor daño estructural desde el punto de vista de su desempeño, se harán las recomendaciones pertinentes en las que debe recalcarse si es necesario realizar reforzamiento de la estructura, reparaciones superficiales que pueden realizarse y demás intervenciones en función del estado de daño que presente la estructura, dejar en claro el estado de daño que puede llegar a presentar la edificación a medida se acerca al límite de seguridad de vida y las repercusiones que pueden surgir con el paso del tiempo si no se realizan las reparaciones de los daños encontrados.

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS
ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

4 INTRODUCCIÓN

Se describen a continuación la aplicación de cada uno de los pasos que contiene el proceso de análisis estático no lineal Pushover para determinar la curva de capacidad de la edificación y posteriormente el punto de desempeño, para poder definir el nivel de desempeño que posee la estructura en sus condiciones actuales.

Siguiendo la metodología mostrada en el capítulo anterior, se describe toda la información necesaria recolectada para realizar este análisis, partiendo de una revisión de planos existentes, por medio de inspecciones y visitas de campo que permitieron definir parámetros como la evaluación y cuantificación de daños y propiedades mecánicas de los materiales estructurales que componen la edificación.

Luego de definir la información anterior se procede al establecimiento del objetivo de desempeño deseado para la estructura, tomando en cuenta la importancia de la edificación y su clasificación de acuerdo a la NTDS. Con esto se pasa a realizar el modelo analítico de la estructura realizado en el software SAP 2000, basando la definición de los parámetros de este modelo en normativas como la NTDS, FEMA-356 y ATC-40.

Seguidamente, se determina el punto de desempeño de la estructura y se realizó un análisis de los resultados obtenidos con la aplicación del método PUSHOVER



Figura 4. 1: Fachada frontal del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador

4.1 INFORMACIÓN PREVIA AL ANÁLISIS

Para poder realizar el análisis de la estructura, mediante un modelo analítico, fue necesario recabar información importante para poder contar con un modelo computacional representativo de las condiciones existentes en la edificación.

4.1.1 REVISIÓN DE PLANOS

Al contar con todos los planos estructurales y arquitectónicos de la estructura se hizo una revisión de los mismos para definir la información que sería útil para nuestro análisis, se verificó además si se contaba con toda la información que sería necesaria para su realización.

De forma demostrativa se muestran los planos obtenidos, los cuales fueron revisados posteriormente. (Ver Figura 4.2 y Figura 4.3).

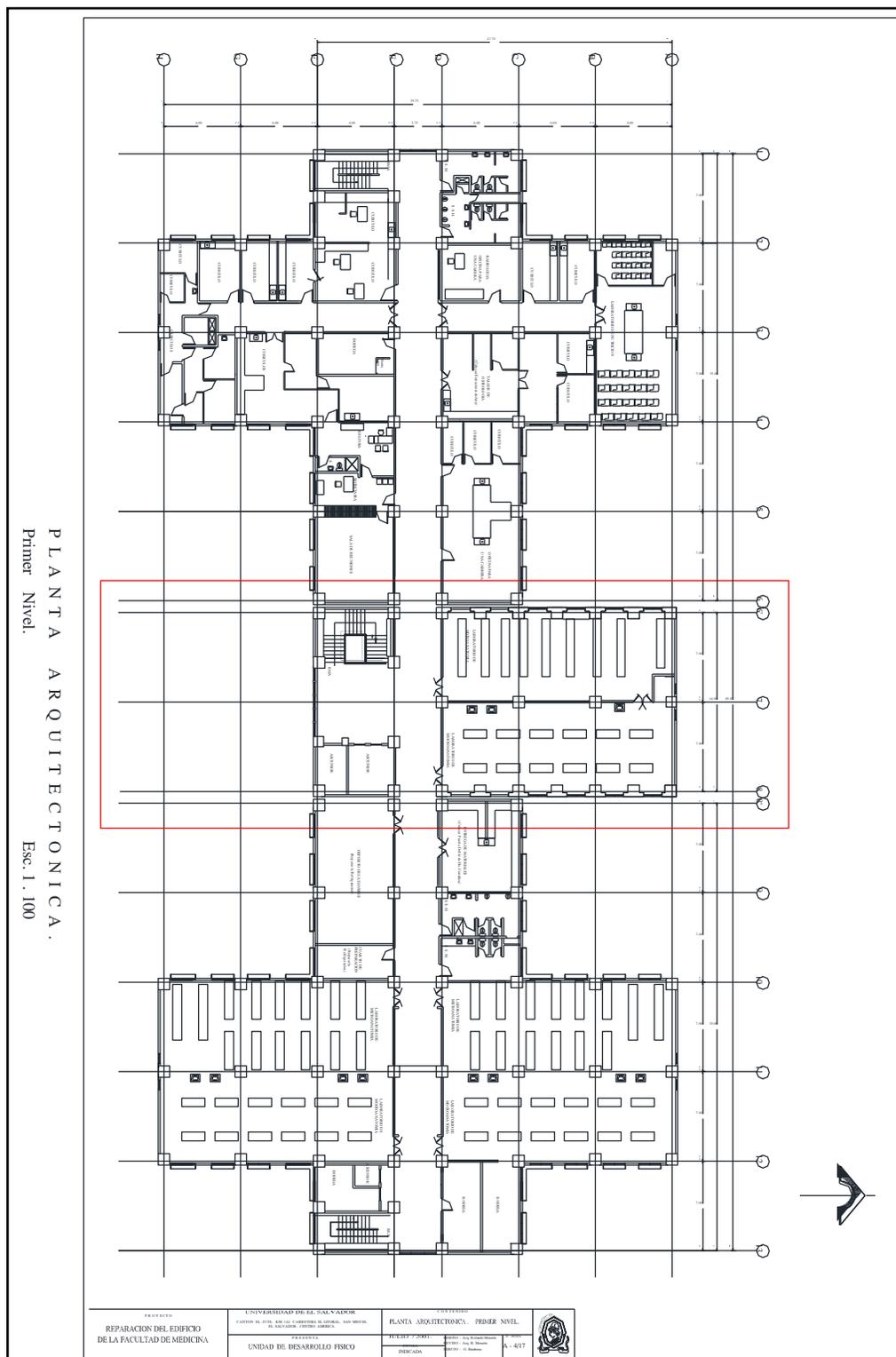


Figura 4. 2: Planta Arquitectónica del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. (Plano Original)

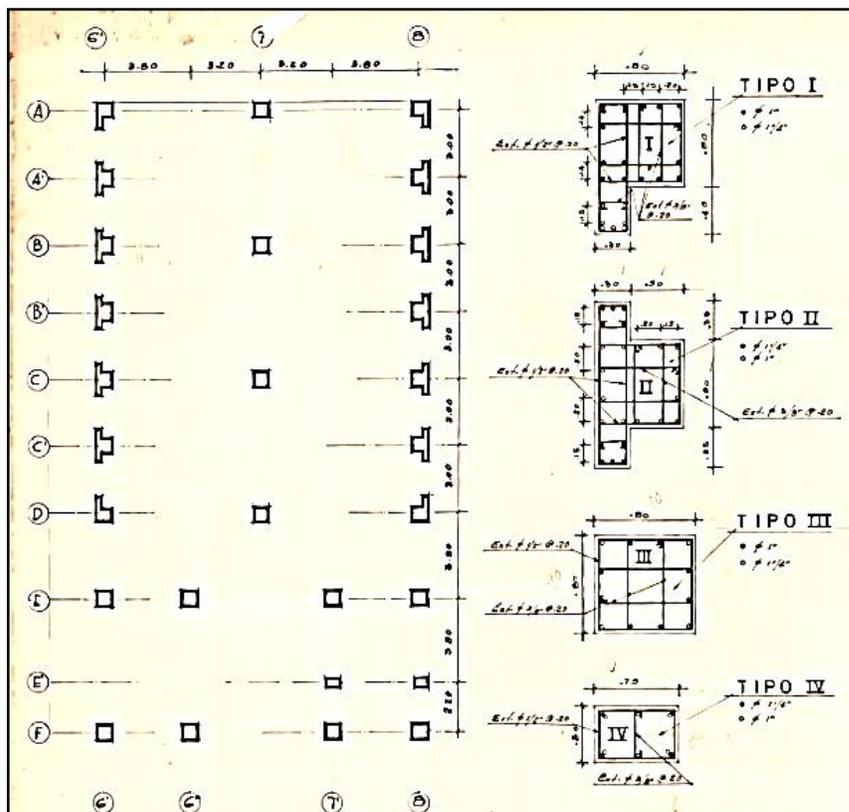


Figura 4. 3: Planta del nivel I del cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador (Planos originales)

Inspección visual

A partir de la inspección visual se pudo corroborar la información presentada en los planos tanto estructurales como arquitectónicos, definiendo aspectos como:

- ✓ Geometría de la estructura.
- ✓ Disposición de los elementos estructurales.
- ✓ Geometría de los elementos estructurales.
- ✓ Disposición del acero de refuerzo.
- ✓ Uso que se le da a las áreas construidas para determinar las cargas de servicio.

Luego de realizar esta revisión de la información con la que se cuenta se logró definir lo siguiente:

- ✓ La geometría mostrada en los planos es consistente con lo que presenta actualmente la edificación, con dimensiones en planta de 27.75 m en dirección Este-Oeste, 14.00 m en dirección Norte-Sur y una altura total desde la losa de fundación de 26.72 m.
- ✓ Las dimensiones de los elementos estructurales que especifican los planos coinciden con los elementos que existen en la estructura. El edificio está compuesto por diferentes secciones transversales de vigas que varían desde dimensiones de 45x90 cm hasta 40x85 cm para la estructura principal en ambas direcciones y que se modifican de acuerdo al nivel de entrepiso en el que se encuentran, las columnas poseen secciones cuadradas, tipo “T” y tipo “L”. (Ver Figura 4.4 y Figura 4.5)
- ✓ Por medio del uso del pachómetro se pudo definir que el acero de refuerzo concuerdan con lo especificado en los planos, además se verificó la disposición del acero transversal para corroborar la armadura con detallado especial en columnas y vigas, presentando zonas de confinamiento en todos los elementos estructurales.
- ✓ La edificación está conformado por marcos de concreto reforzado con detallado especial en ambas direcciones, y que resisten la totalidad de la cargas lateral y gravitacionales, siendo clasificada según la tabla 7 de la NTDS como un sistema “A”. La fundación consiste en una losa densa de

apoyo que reparte las cargas del edificio sobre toda la superficie (Ver Figura 4.6).

- ✓ El sistema de entrepiso de los niveles desde el nivel de sótano hasta el nivel de azotea está compuesto por diafragma rígido conformado por losas densas bidireccionales.

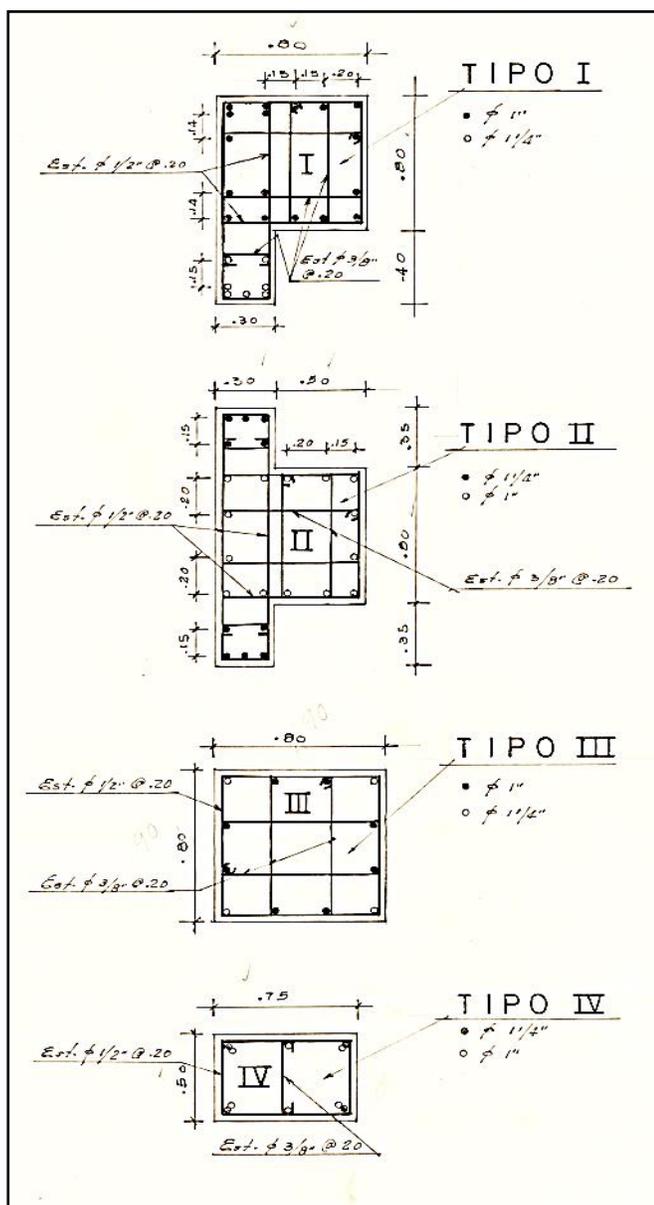


Figura 4. 4: Detalles de secciones de Columnas de entrepiso 1. (Plano Original)

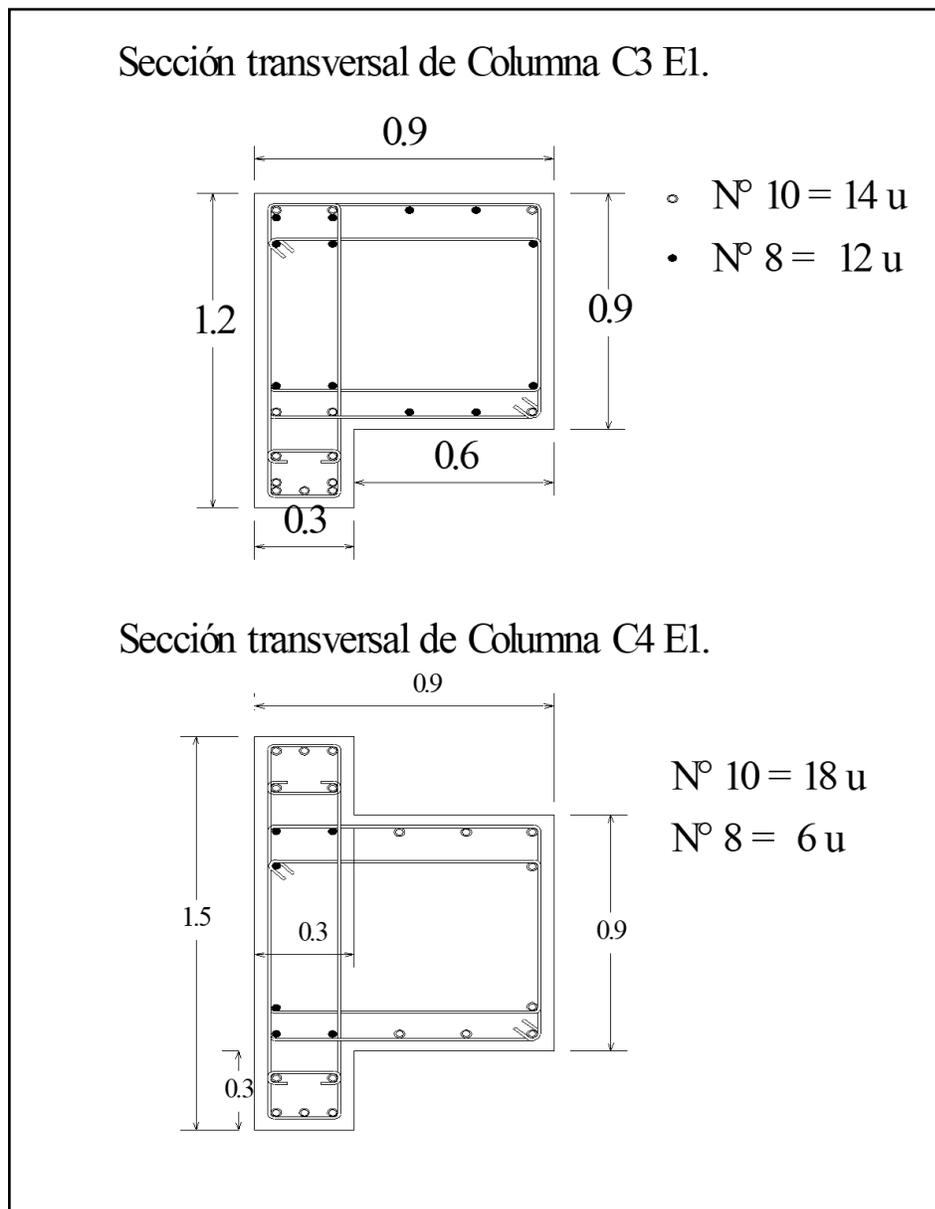


Figura 4. 5: Detallado de columnas del entrepiso 1. (Elaboración propia)

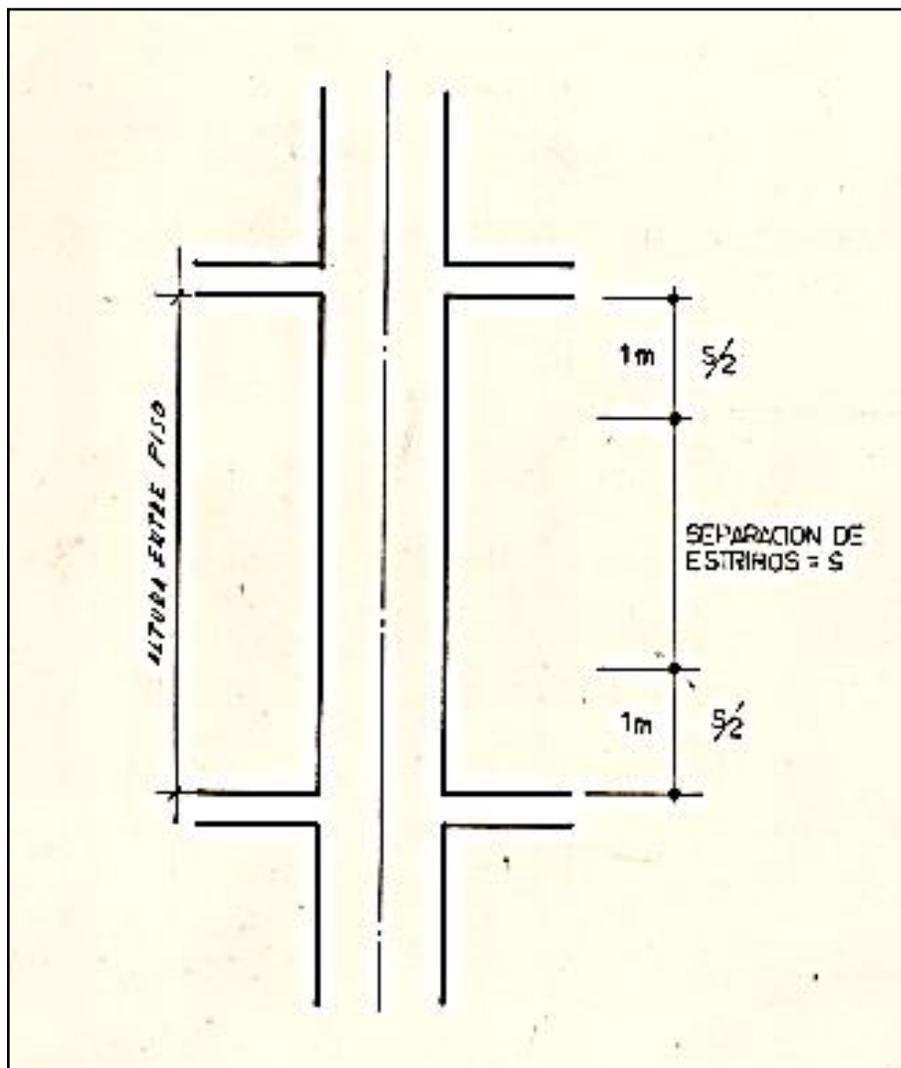


Figura 4. 6: Detallado especial del refuerzo transversal en columnas. (Planos originales)

4.1.2 CUANTIFICACIÓN DE DAÑOS

Luego de realizar inspección visual se identificaron los daños que presentan algunos de los elementos estructurales.

Para poder definir la causa de los daños presentados en algunos elementos estructurales se tomaron los siguientes conceptos:

- a. **Grietas por asentamiento:** se originan por falta de soporte en el suelo donde se apoya o por mal diseño de la estructura de cimentación, lo cual causa un desplazamiento no uniforme de la estructura en su nivel de desplante.
- b. **Grietas térmicas:** se deben a la diferencia de temperatura en el interior y exterior de la construcción.
- c. **Grietas de tipo estructural:** se deben al análisis y/o diseños defectuosos y se presentan en zonas de cortante, flexión o torsión máximas, además si la estructura presenta una armadura deficiente para absorber estos esfuerzos la falla puede llevar al colapso (Ver Tabla 4.2).

Cabe mencionar que para nuestros intereses solo se consideraron aquellas grietas con características de tipo estructural.

Se utilizaron los siguientes parámetros para la identificación de grietas estructurales.

Además se catalogaron las grietas de acuerdo al tipo de esfuerzo que la producía:

Flexión (Grietas verticales en el centro de la luz de una viga):

En las secciones de máximos momentos flectores, se originan en esfuerzos de flexión y se deben generalmente a armaduras insuficientes. Las grietas por flexión se extienden hasta el eje neutro y la anchura de la grieta indica el grado de esfuerzo a tracción al cual ha sido sometido el refuerzo de la viga. (Ver Tabla 4.2).

Cortante (Grietas horizontales o a 45° en vigas):

Son debidas al esfuerzo de corte y se deben a secciones insuficientes de concreto en los apoyos, y/o áreas insuficientes de acero de refuerzo de estribos en los apoyos. (Ver Tabla 4.2).

Torsión (Grietas que rodean la sección):

Con una tendencia a seguir líneas a 45°, son debidos a esfuerzos de torsión e indican detallado de refuerzo deficientes para neutralizarlos. Este tipo de daño no fue detectado en la estructura.

Anchos admisibles en las grietas

El ancho de grieta para el cual no representa un peligro estructural y es aceptable según la recomendación del comité ACI 224, depende de las condiciones de exposición que el elemento dañado presente, se muestra en la Tabla 4.1.

ANCHOS TOLERABLES DE GRIETAS PARA CONCRETO REFORZADO.	
Condiciones de exposición.	Ancho tolerable de la
Aire seco o Membrana protectora.	0.41 mm
Humedad, Aire húmedo, Suelo.	0.30 mm
Químicos para deshielo.	0.18 mm
Agua de mar y rocío de agua de mar.	0.15 mm
Estructuras de contención de agua.	0.10 mm

Tabla 4. 1: Anchos de grietas tolerables según ACI 224

Se muestra además la configuración realizada para la recolección de la información y se creó una denominación para los elementos estructurales con la finalidad de identificarlos de una forma más clara y para cada nivel. (Ver Figura 4.7 y Figura 4.8).

Nomenclatura de esquemas y Tabla 4.2.

C..... Columna.

E..... Entrepiso.

V..... Viga.

N..... Nivel.

Vigas: **V**-(Eje), **TRAMO**(Eje_o-Eje_f), **N**(Nivel)

Columnas: **C**(Tipo de columna)-(Ejes), **E**(Entrepiso)

La Tabla 4.2, muestra de forma resumida los daños encontrados en la estructura, especificando el tipo de elemento y el nivel en el que se encuentra.

Resumen de daños significativos recopilados en la inspección visual

ELEMENTO	DANO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V- E , TRAMO 6' - 6''	Desprendimiento o de recubrimiento	-	ERROR CONSTRUCTIVO	-	CONSTRUCTIVO	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

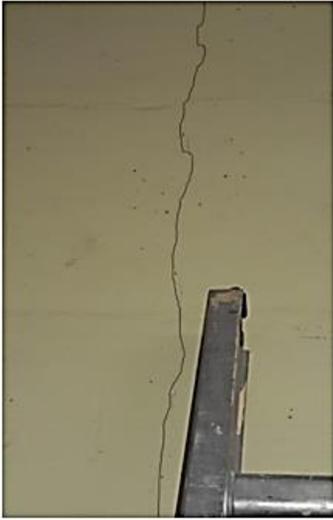
ELEMENTO	Daño	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACION	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACION
C1 F-6'', E4	Desprendimiento de recubrimiento	-	ERROR CONSTRUCTIVO	-	CONSTRUCTIVO	SI

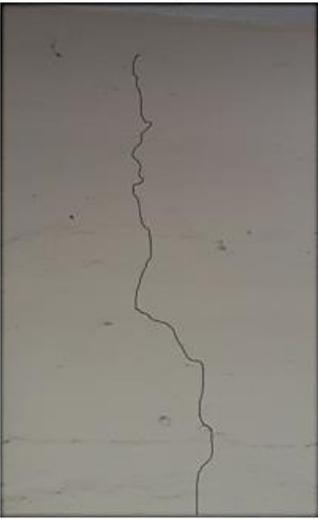



ELEMENTO	Daño	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACION	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-C', TRAMO 6'-7, N1	Grietas verticales	0.5mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI

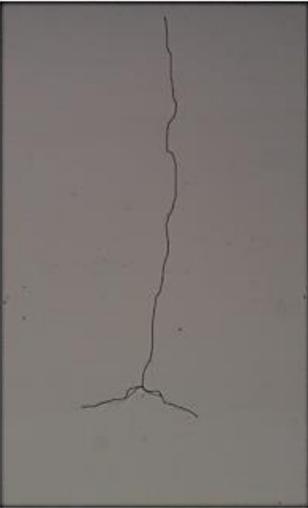


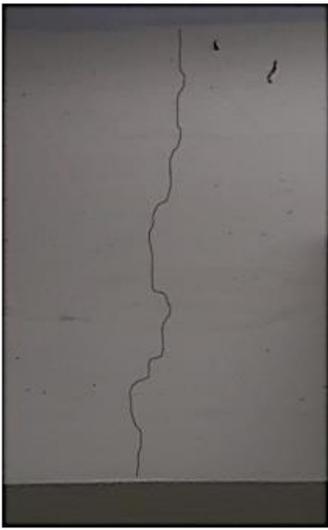
CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DANO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACION	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-B', TRAMO 6'- 7, N1	Grietas verticales	0.4mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DANO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACION	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-A, TRAMO 6'- 7, N3	Grietas verticales	0.3mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-B', TRAMO 6'- 7, N3	Grietas verticales	0.3mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-C, TRAMO 6'- 7, N3	Grietas verticales	0.3mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-D, TRAMO 6'-7, N3	Grietas diagonales	0.1mm	REFUERZO EN ESTRIBOS INSUFICIENTE	Cortante	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA.	REQUIERE REPARACIÓN
V-7, TRAMO C-B, N3	Grietas verticales	0.4mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-D, TRAMO 6'- 7, N5	Grietas diagonales	0.1mm	REFUERZO EN ESTRIBOS INSUFICIENTE	Cortante	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-C, TRAMO 6'- 7, N5	Grietas verticales	0.1mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

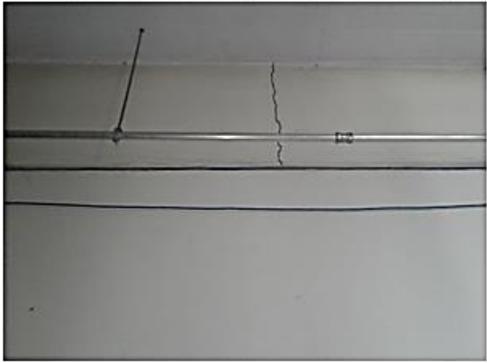
CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-C, TRAMO 6'- 7, N6	Grietas verticales	0.1mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-D, TRAMO 6'- 7, N6	Grietas verticales	0.1mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-8, TRAMO C- B, N6	Grietas verticales	0.1mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-A, TRAMO 6'- 7, N7	Grietas verticales	0.3mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

ELEMENTO	DAÑO	ANCHO DE GRIETA	POSIBLE CAUSA	TIPO DE DEFORMACIÓN	TIPO DE FALLA	REQUIERE REPARACIÓN
V-8, TRAMO C-B, N7	Grietas verticales	0.4mm	REFUERZO A FLEXIÓN INSUFICIENTE	Flexión	ESTRUCTURAL	SI
						

Tabla 4. 2: Resumen de daños significativos encontrados en la edificación.

(Elaboración propia)

De acuerdo a los resultados obtenidos y tomando como base la Tabla 4.1, los anchos de grietas que presentan los elementos estructurales están dentro de los límites admisibles, por lo tanto no representan un peligro para la estructura.

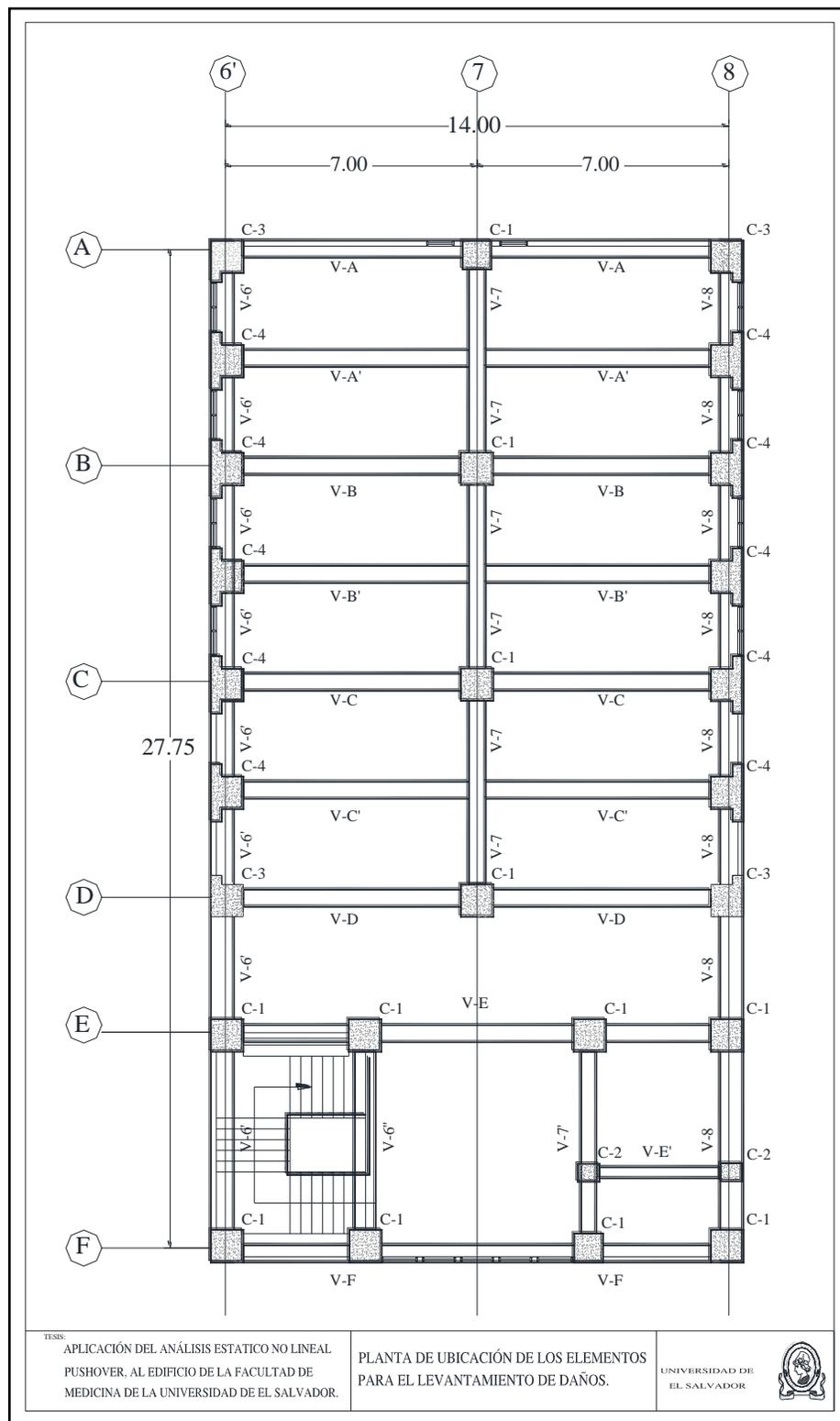


Figura 4. 7: Planta de ubicación de los elementos estructurales. (Elaboración propia)

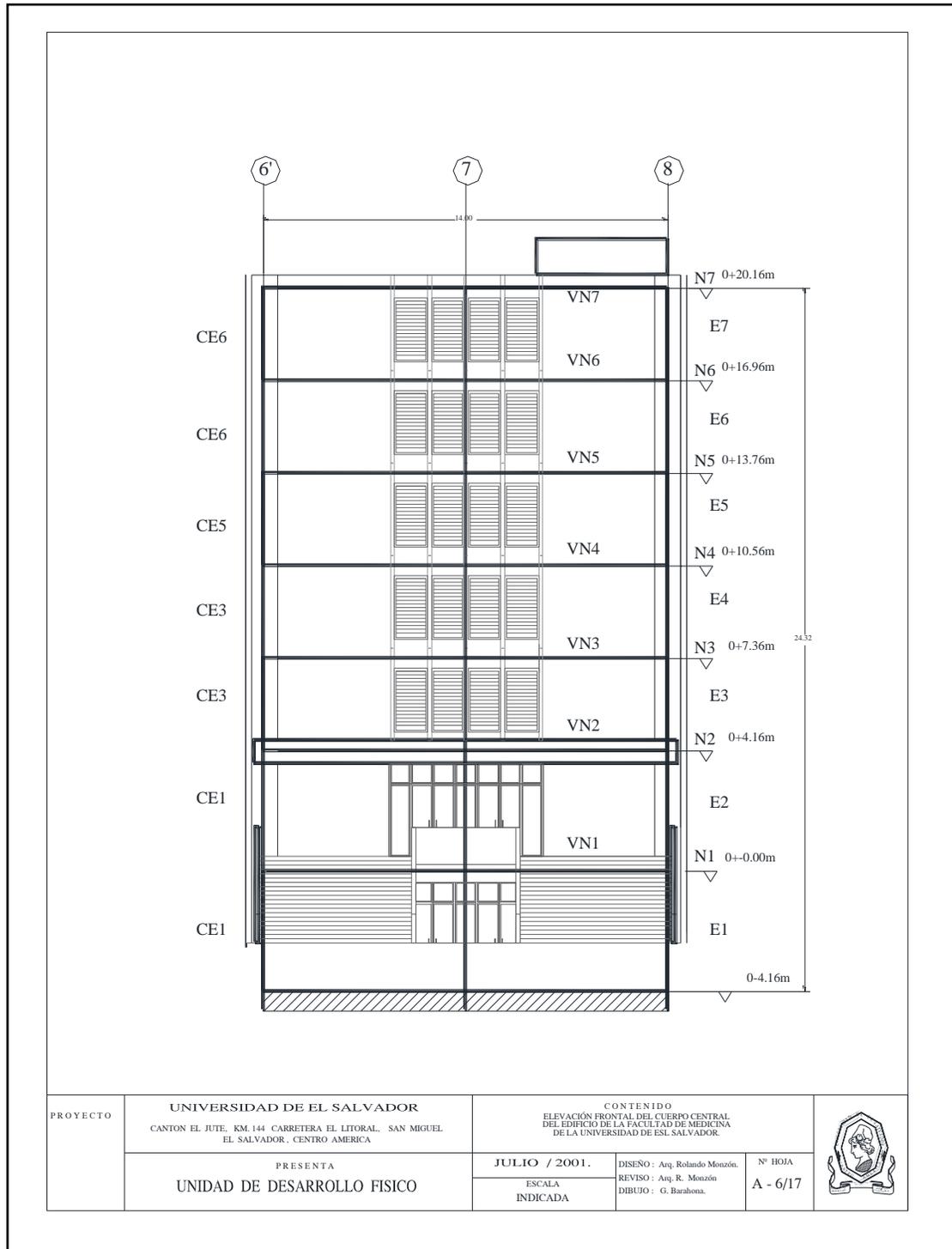


Figura 4. 8: Ubicación en elevación de los elementos estructurales. (Elaboración propia)

4.1.3 DETERMINACIÓN DE LA CALIDAD DE LOS MATERIALES

La determinación de la calidad de los materiales se obtuvo a partir de las especificaciones técnicas con las que el edificio fue construido, tales como: la resistencia a la compresión del concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y la fluencia del acero de refuerzo $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$, tanto longitudinal como transversal. Además de verificar la distribución del acero de refuerzo y homogeneidad del concreto, a través del pachometro y martillo de rebote respectivamente.

La información sobre el detallado del acero de refuerzo de las secciones de concreto de los elementos, se obtuvo directamente de los planos constructivos ya que se constató que las secciones estructurales presentan el mismo detallado que el especificado en los planos estructurales durante la investigación de campo y por ende son representativos de las condiciones existentes.

4.2 OBJETIVO DE DESEMPEÑO

Para definir el objetivo de desempeño fue necesario conocer el uso del edificio y su estado actual, además de la demanda sísmica establecida. Actualmente la edificación es utilizada para aulas, oficinas de docentes y otras áreas para consultas médicas además de resguardar equipo médico (Ver Figura 4.9), por lo que se requiere la ocupación inmediata después de un evento sísmico.

Con la información anterior se estableció el objetivo de desempeño, tomando en cuenta además los daños que la edificación presenta en algunos elementos estructurales que disminuyen la resistencia y rigidez global de la estructura pero que no afectan de gran manera su comportamiento ante un evento sísmico. Los

cuales fueron presentados previamente, pero que se consideró que no representan ningún peligro para la infraestructura.

Debido a que la edificación pertenece a la Universidad de El Salvador y por lo tanto es considerado según la Norma Técnica de Diseño por Sismo (NTDS) como edificio de ocupación especial, es necesario que la estructura mantenga un margen de deformaciones antes del colapso tal que el peligro de vida sea despreciable y el edificio permanezca seguro para mantenerse funcionando en su totalidad, por lo que según lo establecido en el ATC-40 y confirmado con su versión más reciente, el ASCE 41-13, para lograr este comportamiento de la estructura se debe establecer un objetivo de desempeño de Seguridad de Vida (Tabla 4.4).

En la Tabla 4.3, se muestra la distribución del uso del edificio por niveles lo cual fue de utilidad para establecer las cargas vivas en el modelo analítico.

USO DE LA EDIFICACIÓN PARA CADA NIVEL	
Nivel 0	Biblioteca-Circulaciones horizontales.
Nivel 1	Biblioteca-Aulas-Circulaciones horizontales.
Nivel 2	Laboratorios-Oficinas-Circulaciones horizontales.
Nivel 3	Aulas-Oficinas-Circulaciones horizontales.
Nivel 4	Aulas -Circulaciones horizontales.
Nivel 5	Auditórium-Circulaciones horizontales.
Nivel 6	Auditórium-Circulaciones horizontales.
Nivel 7	Azotea.

Tabla 4. 3: Uso de la edificación para cada nivel

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

➤	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Sismo de Diseño.			✓	

Tabla 4. 4: Objetivo de desempeño correspondiente a la demanda sísmica de NTDS.

(ASCE 41-13)

A continuación se muestra un ejemplo ilustrativo de la distribución en planta del tercer nivel del edificio, considerando esta debido a que posee la mayor diversidad de usos dentro de la estructura, datos necesarios para la asignación de cargas vivas al análisis (Ver figura 4.9).

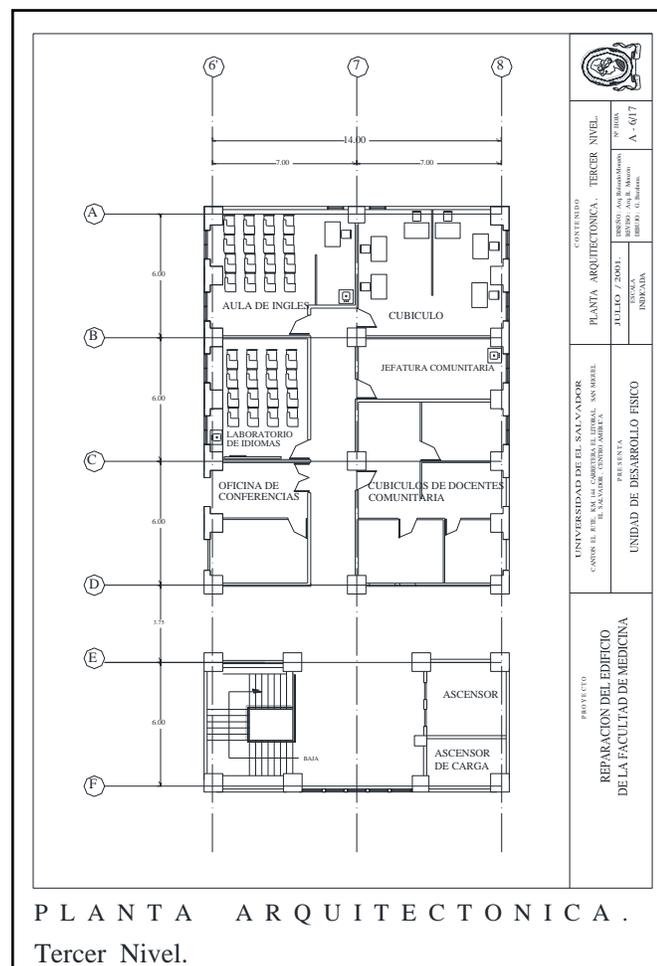


Figura 4. 9: Representación esquemática del uso del edificio según planos originales

4.3 CREACIÓN DEL MODELO COMPUTACIONAL

Con la información recopilada en campo y los planos tanto estructurales como arquitectónicos se modela la geometría, distribución y cantidad de acero de todas las secciones, siendo necesario introducir en el programa todas las características mecánicas de los elementos a partir de sus propiedades estructurales, tales como resistencia del concreto ($f'_c=210 \text{ kg/cm}^2$) y fluencia del acero ($f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$), con la finalidad de obtener un modelo computacional representativo de las condiciones existentes (ver Figura 4.10).

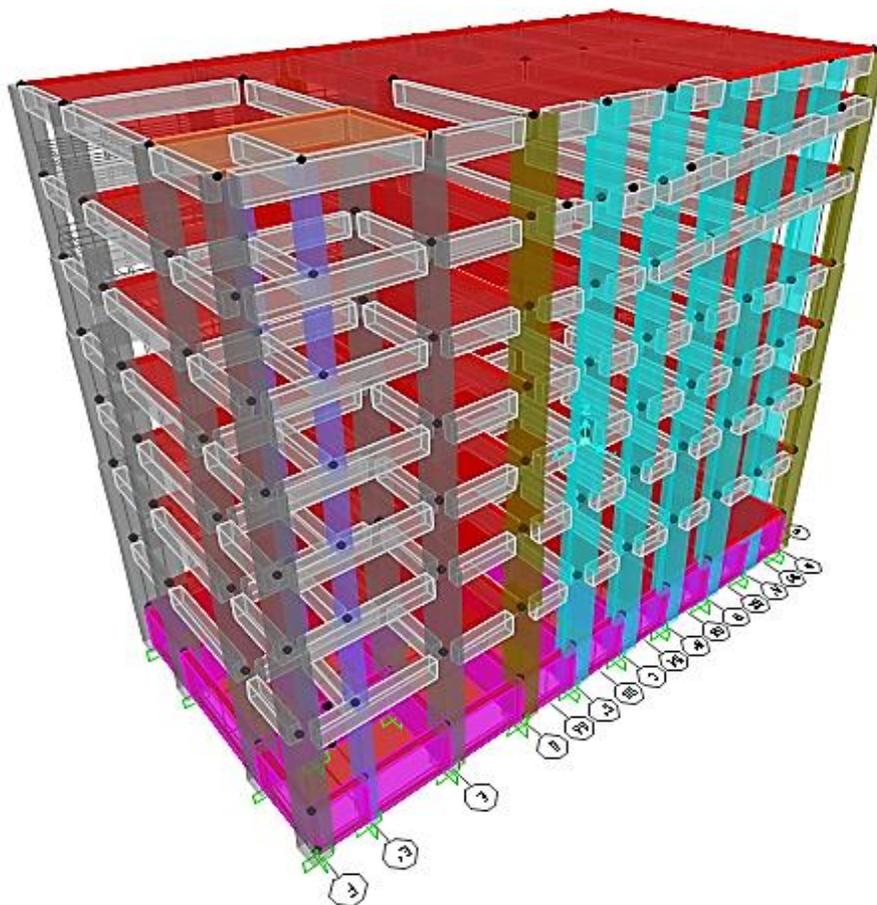


Figura 4. 10: Modelo tridimensional del cuerpo central de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador. (Fuente: Sap2000)

Se realizó además el modelamiento de todas las secciones de las columnas existentes (forma de “T”, “L”, cuadradas y rectangulares), con su respectivo acero de refuerzo en la opción “Diseño de secciones” del SAP2000, asegurando con ello una mejor aproximación en el detallado y respuesta estructural de las secciones de concreto reforzado, por el cual fue posible además obtener los diagramas de momento-curvatura e interacción de forma automática. A continuación, como ejemplo ilustrativo se presenta el modelado de la columna c3 en la intersección de los ejes 6' y A del primer entepiso (columna de borde sujeta a fuertes acciones internas, siendo un caso desfavorable a ejemplificar), en donde se puede apreciar el detallado en los planos constructivos y el detallado de la sección modelada en SAP2000, el refuerzo transversal no se aprecia debido a que este debe ser introducido por áreas. (Ver Figura 4.11).

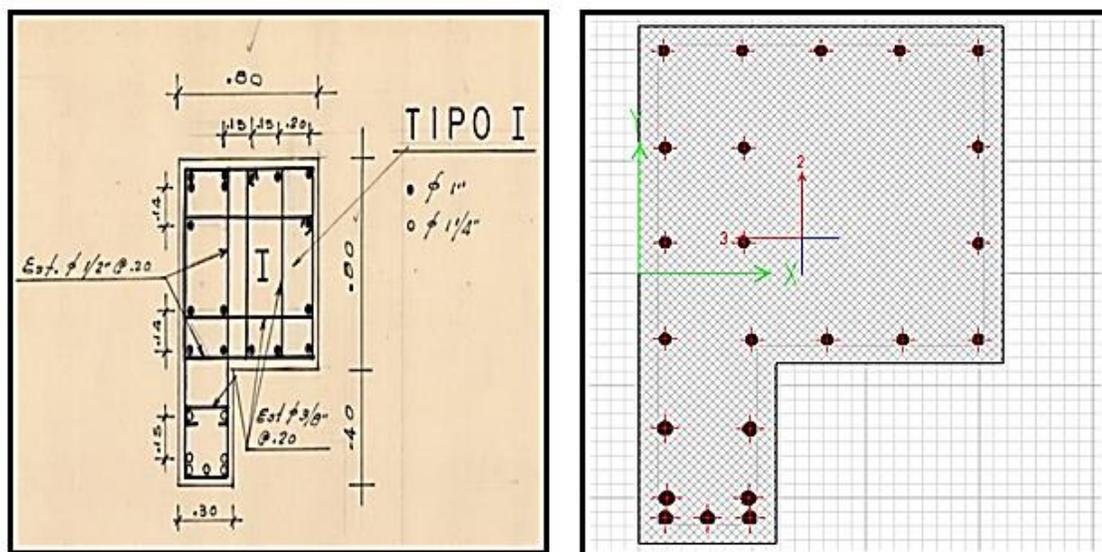


Figura 4. 11: Sección transversal de columna en forma “L”, con su respectivo detallado de acero de refuerzo longitudinal. (Fuente: Elaboración propia Sap2000)

Con el modelo computacional definido se aplicaron las cargas gravitacionales de servicio, tomando en cuenta los parámetros establecidos en el Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador y los diferentes pesos por unidad de volumen de los materiales que componen a la edificación (Tabla 4.5).

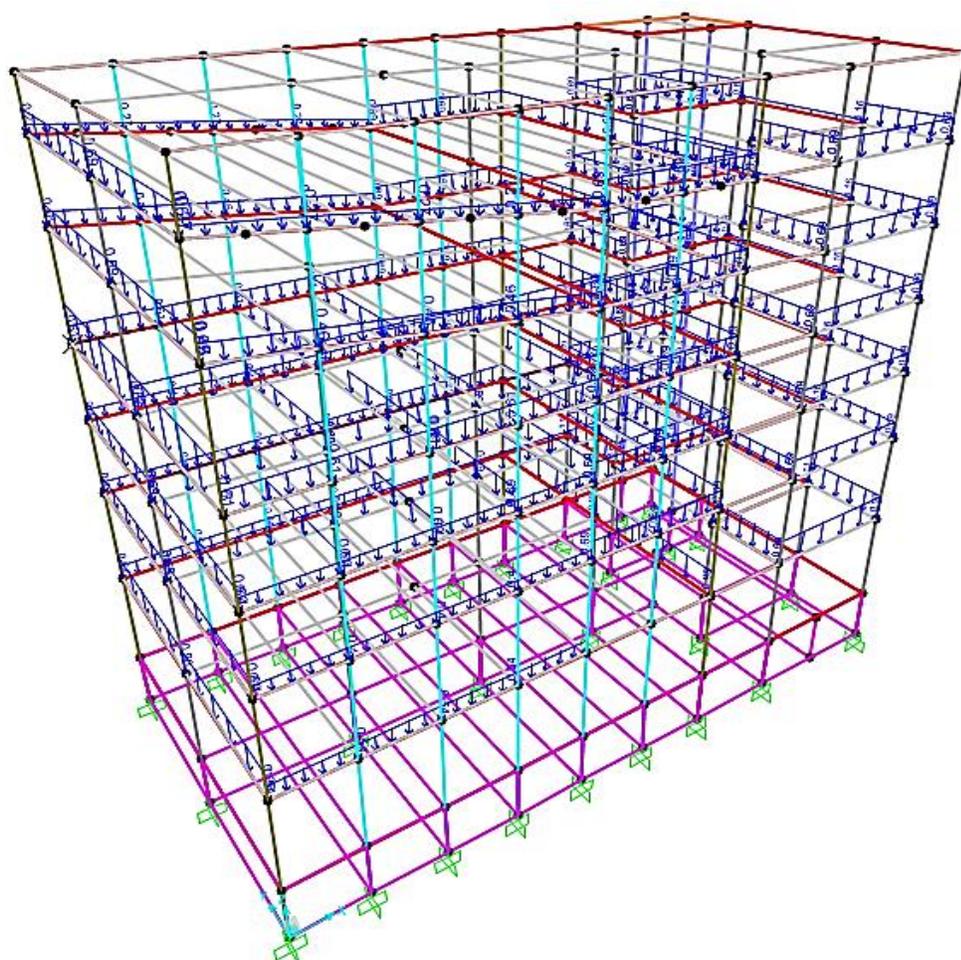


Figura 4. 12: Modelo computacional con las cargas gravitacionales asignadas

La siguiente tabla muestra los pesos por unidad de volumen, de cargas permanentes y variables que incidieron en el cargado gravitacional de la edificación.

Carga Muerta	
Peso volumétrico del concreto	2400 kg/m ³
Sobrecarga en losa	20 kg/m ²
Ladrillo sobre losa	120 kg/m ²
Cielo falso + instalaciones eléctricas	30 kg/m ²
Divisiones interiores	70 kg/m ²
Ventanería	35 kg/m ²
Pared de ladrillo de barro cocido	300 kg/m ²
Carga Viva	
Carga viva máxima en losa (Oficinas)	250 kg/m ²
Carga viva máxima en losa (Auditorio)	350 kg/m ²
Carga viva máxima en losa (Pasillo)	300 kg/m ²
Carga viva máxima en losa (Biblioteca)	300 kg/m ²
Carga viva máxima en losa (Laboratorios)	250 kg/m ²
Carga viva máxima en escalera	350 kg/m ²

Tabla 4. 5: Valores para los pesos muertos y cargas vivas a considerar de acuerdo al uso de la edificación en análisis. (Fuente: Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones en El Salvador, 1996)

4.3.1 ANÁLISIS MODAL

Es un método que permitió determinar los desplazamientos y fuerzas de los elementos estructurales, se aplicó utilizando un espectro de respuesta elástico, además, se estimaron cada uno de los modos de respuesta en la estructura, seleccionando el número de modos de vibración donde el 90% de la masa del edificio participara en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales durante el sismo.

El análisis modal permitió calcular la forma y el período de vibración de cada modo, utilizando las masas y rigidez del edificio.

El análisis modal asume que la masa se encuentra concentrada en los pisos del edificio, y que estos sólo tienen tres grados de libertad dinámicos.

El programa SAP2000, calculo las diferentes tendencias de vibración del edificio y permitió seleccionar el número de modos que se decidieron usar en el análisis, así como el procedimiento para hallar estas tendencias de vibración representativas.

Espectro de diseño

El espectro de diseño se calculó utilizando las ecuaciones establecidas en la sección 5.2 de la Norma Técnica para Diseño por Sismo en base a la zona sísmica, tipo de suelo e importancia de la estructura. La determinación de dicho espectro es de gran importancia pues a través de la intercepción de este con la curva de capacidad fue posible determinar el punto de desempeño del edificio.

✓ Factor de zonificación:

Zona 1 $A=0.4$.

✓ Categoría de ocupación:

Ocupación especial $I=1.2$.

✓ Tipo de suelo S_3

Debido a que según la Norma Técnica para Diseño por Sismo de El Salvador en sitios donde las propiedades del suelo no se conocen con detalle como para poder establecer el tipo perfil de suelo, deberá utilizarse un perfil de suelo S_3

$$C_o=3.0 \quad T_o=0.6 \text{ s.}$$

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta elástico. En la figura 4.13 se muestra la configuración del espectro de respuestas elástico calculado con los factores determinados con anterioridad, el

cual tiene en el eje de las ordenadas las aceleraciones espectrales y en el eje de las abscisas los períodos naturales.

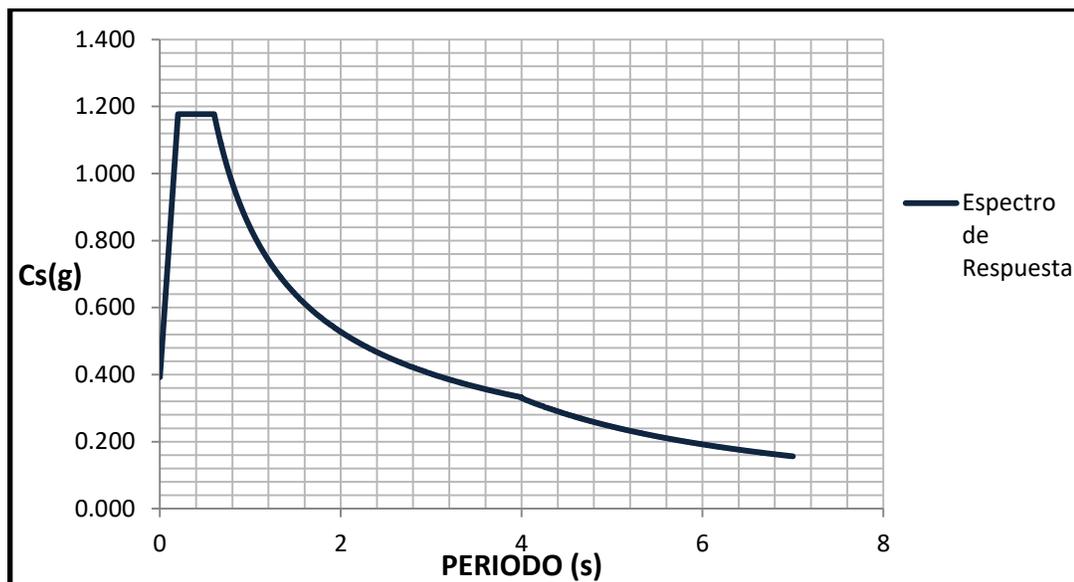


Figura 4. 13: Espectro de respuesta sísmica, de acuerdo a la NTDS

Una vez establecido el espectro y realizado el análisis modal se verificó la participación de masa total (ver tabla 4.6).

PARTICIPACIÓN DE MASA	
UX	91.658 %
UY	90.370 %

*Tabla 4. 6: Factores de participación de la masa en el modo predominante de vibración.
(Fuente: Resultado del análisis en el Sap2000)*

El número de modos de vibración de la estructura necesarios para que a menos el 90% de la masa total participara en los movimientos de las direcciones ortogonales horizontales durante el sismo se muestran en la siguiente tabla con sus respectivos periodos (ver tabla 4.7).

MODO DE VIBRACIÓN	PERIODO (seg)
1	0.6788
2	0.4999
3	0.4688
4	0.4644
5	0.3351
6	0.2446
7	0.2000
8	0.1833
9	0.1695
10	0.1534
11	0.1049
12	0.0789
13	0.0777
14	0.0339
15	0.0313

*Tabla 4. 7: Modos y periodos de vibración de la estructura.
(Fuente: Resultados del análisis en el Sap2000)*

4.3.2 ANÁLISIS POR CARGAS DE SERVICIO

Una vez obtenido el modelo del análisis modal, cargado gravitacionalmente, y considerando cargas sísmicas tomadas directamente del espectro de diseño que establece la Norma Técnica para Diseño por Sismo (NTDS), se introdujeron las combinaciones de cargas de servicio al SAP2000 para corroborar que las derivas de entrepiso no sobrepasen el límite propuestos por la NTDS ($\Delta_{adm} = 0.015h_{sx}$). A continuación, se muestran las diversas combinaciones de carga que establece nuestra normativa para un análisis por cargas de servicio y que fueron introducidas al SAP2000, para determinar los desplazamientos de cada nivel y con ello las respectivas derivas de entrepiso.

- CM [Ec. IV – 14]
- CM + CV [Ec. IV – 15]
- CM + CV \pm SX \pm 0.3 SY [Ec. IV – 16]
- CM + CV \pm SY \pm 0.3 SX [Ec. IV – 17]
- CM \pm SX \pm 0.3 SY [Ec. IV – 18]
- CM \pm SY \pm 0.3 SX [Ec. IV – 19]

Dónde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

SX: Sismo en la dirección X

SY: Sismo en la dirección Y

hsx : Altura de entrepiso

Δ_{adm} : Deriva admisible

El resumen de los datos obtenidos del análisis por cargas de servicio y su respectiva comparación con las derivas admisible que propone nuestra norma técnica se muestra en la siguiente tabla (ver tabla 4.8).

NIVEL	Entrepiso	h_{sx}	h_i (m)	Δ_{adm}	Δx	CUMPLE	Δy	CUMPLE
7			24.32					
	7	3.2		4.80	0.28	✓	0.72	✓
6			21.12					
	6	3.2		4.80	0.68	✓	1.28	✓
5			17.92					
	5	3.2		4.80	1.02	✓	1.60	✓
4			14.72					
	4	3.2		4.80	1.00	✓	1.92	✓
3			11.52					
	3	3.2		4.8	1.16	✓	2.16	✓
2			8.32					

	2	4.16		6.24	1.81	✓	3.04	✓
1			4.16					
	1	4.16		6.24	1.61	✓	2.32	✓

*Tabla 4. 8: Chequeo de derivas en cada entrepiso con lo establecido por la NTDS.
(Fuente: Análisis modal con cargas de servicio, Límites por NTDS)*

4.3.3 DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA LATERAL

Como primer paso se calcularon los pesos de la estructura por cada nivel y se generó un sistema de 7GDL simplificado como se muestra en la Figura 4.14.

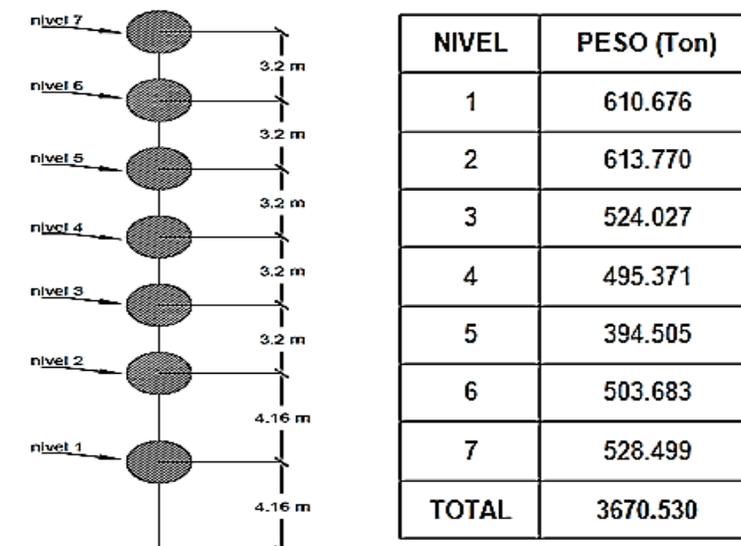


Figura 4. 14: Peso de la edificación por cada nivel y Esquema simplificado de la estructura de 7GDL.

Patrón de cargas uniformemente distribuida

Se calculó la fuerza lateral normalizada en cada nivel, obteniendo la siguiente tabla:

NIVEL	PESO (Ton)	F NORMALIZADA
1	610.676	0.17
2	613.770	0.17
3	524.027	0.14
4	495.371	0.13
5	394.505	0.11
6	503.683	0.14
7	528.499	0.14
TOTAL	3670.530 Ton	1.00

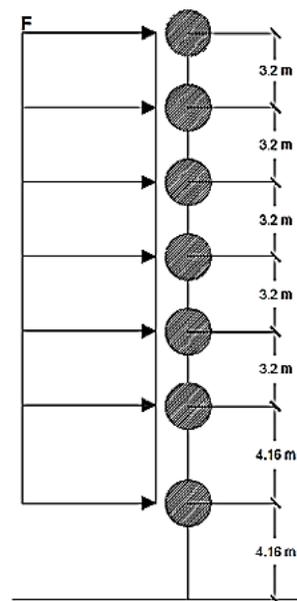


Tabla 4. 9: Fuerza lateral en cada nivel normalizada. (Fuente: Elaboración propia)

Patrón de cargas propuesto por NTDS

Con el valor de cortante basal, se calculó la fuerza lateral normalizada en cada nivel, obteniéndose los valores que se muestran en la siguiente tabla (Ver Tabla 4.10).

ID	PESO	H (entrepiso)	Hx	Fx	F normalizada.
W1	610.68 ton	4.16 m	4.16 m	10.48 ton	0.05
W2	613.77 ton	4.16 m	8.32 m	20.97 ton	0.10
W3	524.03 ton	3.20 m	11.52 m	24.79 ton	0.12
W4	495.37 ton	3.20 m	14.72 m	29.95 ton	0.14
W5	394.50 ton	3.20 m	17.92 m	29.04 ton	0.14
W6	503.68 ton	3.20 m	21.12 m	43.69 ton	0.20
W7	528.50 ton	3.20 m	24.32 m	54.85 ton	0.26
WT	3670.53 ton		24.32 m	213.79 ton	1.00

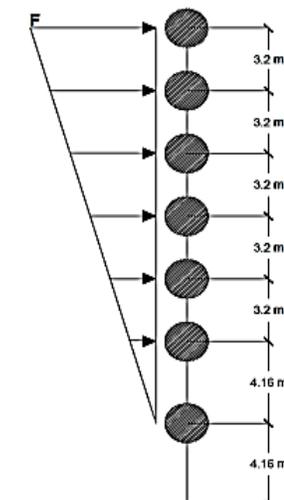


Tabla 4. 10: Fuerzas laterales normalizadas para el patrón de cargas laterales propuesto por la NTDS. (Fuente: Elaboración propia, NTDS)

Patrón de cargas tomadas del modo predominante de vibración

Con los desplazamientos del primer modo de vibración se calculó la fuerza lateral normalizada en cada nivel obteniendo los valores que se muestran en la tabla siguiente (Ver Tabla 4.11).

DIRECCIÓN		X-X			Y-Y		
ID	PESO	Δ	$w*\Delta$	F	Δ	$w*\Delta$	F
W1	610.676	0.004	2.50	0.001	0.009	5.37	0.001
W2	613.770	0.245	150.07	0.061	0.591	362.62	0.054
W3	524.027	0.600	314.36	0.127	1.542	807.79	0.119
W4	495.371	0.823	407.69	0.165	2.168	1073.8	0.159
W5	394.505	1.005	396.60	0.161	2.724	1074.7	0.159
W6	503.683	1.159	583.92	0.237	3.177	1600.3	0.236
W7	528.499	1.157	611.26	0.248	3.490	1844.4	0.272
TOTA	3670.53		2466.4	1.000		6769.0	1.000

Tabla 4. 11: Fuerza lateral normalizada para el patrón de cargas laterales por el modo predominante de vibración. (Fuente: Elaboración propia, Sap2000)

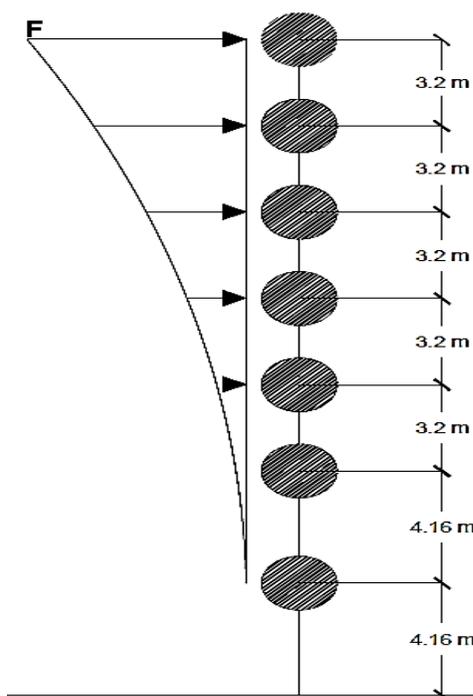


Figura 4. 15: Esquema representativo de la distribución en altura correspondiente al primer modo de vibración. (Fuente: elaboración propia).

4.3.4 AGRIETAMIENTO DE LAS SECCIONES

Para representar el daño existente en los elementos estructurales del modelo computacional, se tomó como criterio lo establecido en los lineamientos del ATC-40, el cual proporciona una tabla en donde se establecen las constantes de reducción inerciales tanto para columnas como para vigas (ver Tabla 4.12).

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al Corte	Rigidez Axial
Viga	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	1
Columna en En compresión	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	1
Columna en Tracción	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	1

Tabla 4. 12: Valores de rigidez efectiva (ATC-40, 1996)

4.3.5 PARÁMETROS NO LINEALES DE LOS MATERIALES

Para representar la no linealidad o el comportamiento más allá del punto de fluencia de los materiales como lo son el concreto y el acero, es necesario establecer un modelo matemático construido por la acción progresiva de la fuerza cortante de carga y descarga generando una deflexión. Estos modelos han venido cada vez más acercándose a la respuesta cíclica real de los elementos estructurales.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, entre los cuales podemos mencionar: modelo bilineal, Modelo de la rigidez degradante de Clough y variantes, Modelo de Takeda, etc.

Para los parámetros no lineales del concreto, se tomó el modelo de histéresis de Takeda; el cual es un modelo histórico más refinado y sofisticado el cual fue desarrollado por Takeda a partir de resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico en la Universidad de Illinois, este modelo incluye tanto los cambios de rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia, así como, las características de endurecimiento por flexión.

Para definir la curva de esfuerzo deformación del concreto se utilizó el modelo de concreto confinado de Mander; el cual está definido por una curva continua que considera que el efecto de confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión de este.

Para el acero de refuerzo se definió el modelo histerético de Kinematic; el cual es un modelo que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que es muy común en los metales y es el modelo que se encuentra por defecto en el software de análisis estructura SAP2000.

Para la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo de Park, el cual toma en cuenta el efecto de endurecimiento del material.

4.3.6 RÓTULAS PLÁSTICAS

La asignación del número de rotulas plásticas dentro de los elementos estructurales es con el fin de capturar cualquier comportamiento no lineal que se presente en dichos elementos, siendo posible con ello determinar si el mecanismo formado de falla se debe a que las rotulas se hacen primer en las

vigas, preferentemente, que en las columnas o viceversa (mecanismo indeseado).

La determinación de rótulas plásticas para vigas se hizo por medio del cálculo de los diagramas de momento-curvatura y para columnas los diagramas fueron extraídos del SAP2000, de la opción “Diseño de secciones”. Como ejemplo ilustrativo se muestran los resultados para la viga (V-A tramo 6'-8 N1) y para la columna (C4 6'-A' E1). Secciones que son elementos de borde y por ende están expuestas a mayores acciones internas.

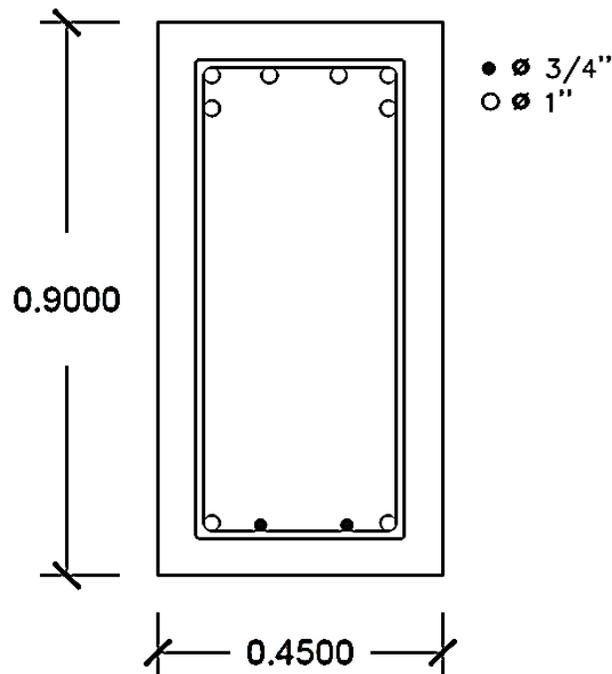


Figura 4. 16: Sección transversal de la viga V-A tramo 6'-8 N1

Momento (ton-m)	Curvatura (rad)
0	0
24.66Ton-m	2.80E-06
19.30Ton-m	3.12E-06
18.09Ton-m	5.31E-06
19.43Ton-m	6.73E-06
44.20Ton-m	2.14E-05
45.45Ton-m	9.78E-05
45.85Ton-m	4.58E-04
-24.66Ton-m	-2.80E-06
-19.30Ton-m	-3.12E-06
-18.09Ton-m	-5.31E-06
-19.43Ton-m	-6.73E-06
-44.20Ton-m	-2.14E-05
-45.45Ton-m	-9.78E-05
-45.85Ton-m	-4.58E-04

Tabla 4. 13: Valores de Momento y Curvatura para la viga V-A tramo 6'-8 NI.
(Fuente: Elaboración propia)

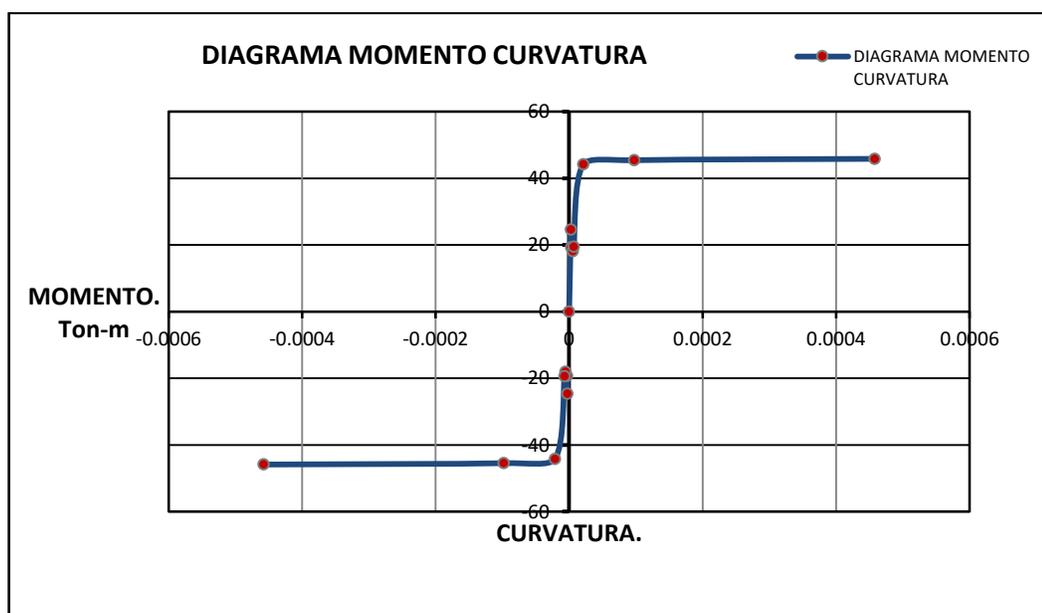


Figura 4. 17: Diagrama de Momento Curvatura la viga V-A tramo 6'-8 NI.
(Fuente: Elaboración propia)

Curvatura (rad)	Momento (ton-m)
0	0
0.0004057	65.1889
0.001014	95.1365
0.001826	117.0402
0.00284	127.5412
0.004057	130.239
0.005478	134.2758
0.0071	136.7094
0.008926	140.0165
0.011	144.1408
0.0132	146.693
0.0156	147.073
0.0183	147.5885
0.0211	148.137
0.0241	148.7275
0.0274	149.8627
0.0308	153.3189
0.0345	157.0126
0.0383	161.1316
0.0424	165.1511

*Tabla 4. 14: Valores de Momento y Curvatura para la columna C4 6'-A' E1.
(Fuente: SAP 2000)*

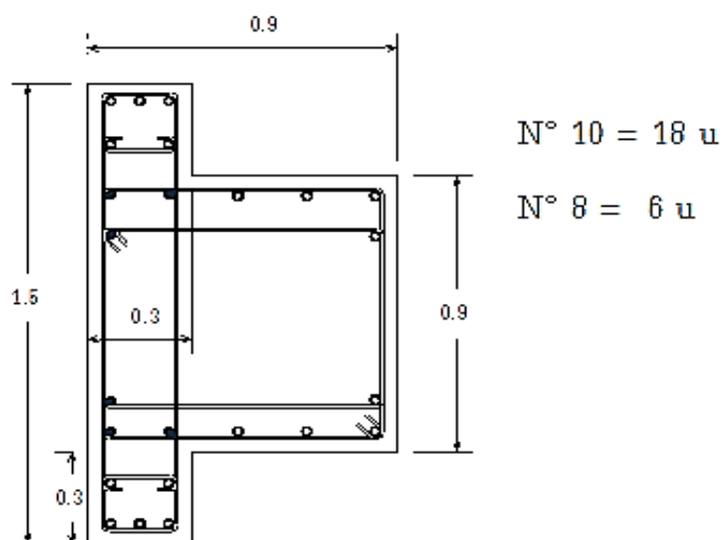


Figura 4. 18: Sección transversal de la columna C4 6'-A' E1.

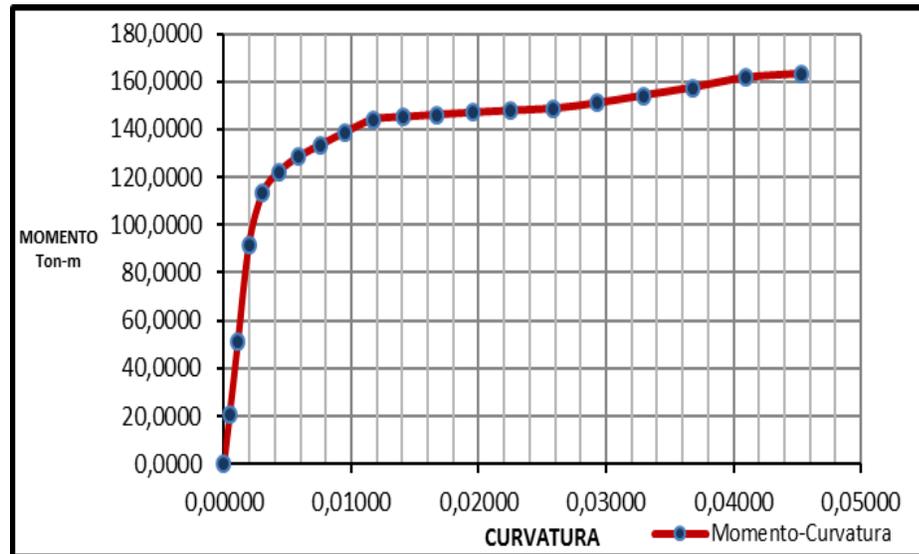


Figura 4. 19: Diagrama de momento curvatura para la columna C4 6'-A' E1, calculado con Sap2000 en la herramienta diseño de secciones. (Fuente: Elaboración propia, Sap2000)

Una vez obtenidos los diagramas de momento curvatura se procedió a normalizarlos para su respectiva introducción al SAP2000. Esto se hizo dividiendo los valores de momento entre sus respectivos momentos de fluencia y los valores de curvatura entre las curvaturas de fluencia. A continuación, se presenta como ejemplo, la normalización del diagrama de momento curvatura para la columna C4 6'-A' E1 (Figura 4.20).

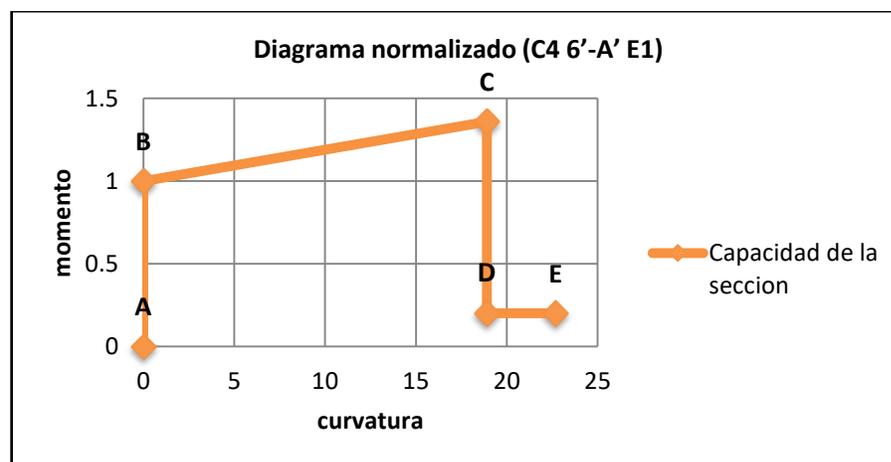
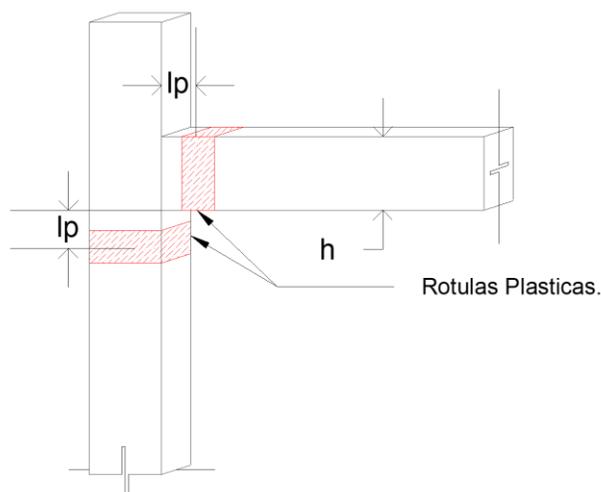


Figura 4. 20: Diagrama de momento curvatura normalizado para la columna C4 6'-A' E1.

Como ya es sabido, cuando los marcos son sometidos a acciones sísmicas, los mayores esfuerzos ocurren en los extremos de los elementos, por lo que se debe de hacer una simplificación definiendo posibles puntos en los cuales se pueden generar las rótulas plásticas, una buena estimación donde se generan las rótulas plásticas es longitud plástica, l_p (ver Figura 4.21), que corresponde a la mitad del peralte de la sección, $0.5h$.



*Figura 4. 21: Esquema de ubicación de las rotulas plásticas en vigas y columnas.
(Fuente: Elaboración propia)*

4.3.7 CURVAS DE CAPACIDAD

Con todos los criterios anteriores definidos en el programa de computadora se obtuvieron las siguientes curvas de capacidad según la dirección de análisis:

✓ Dirección X-X

Las curvas de capacidad para cada uno de los patrones de carga presentan poca variación en cuanto a desplazamiento y cortante; siendo la curva con el patrón

uniformemente distribuida la de mayor capacidad, pero menor desplazamiento. La curva de menor capacidad en la dirección x, es la representada en la Figura 4.22 basada en el patrón de cargas de la NTDS.

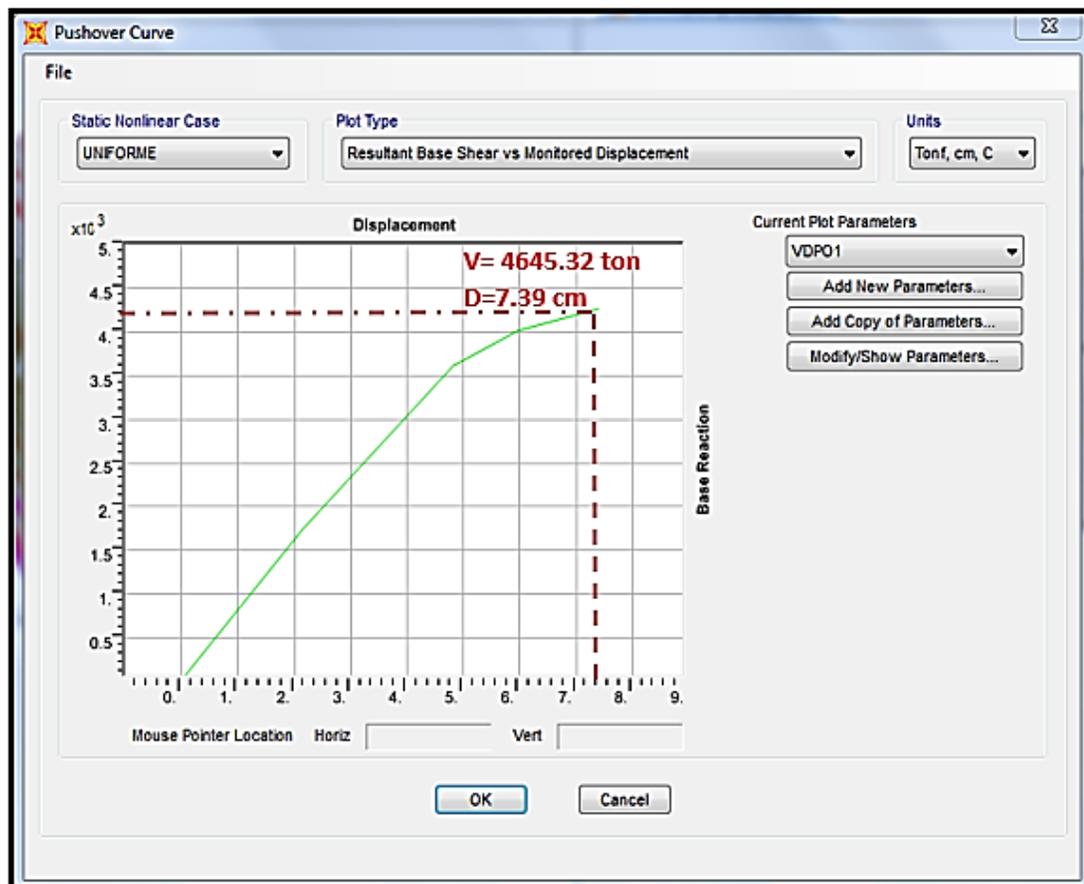


Figura 4. 22: Curva de capacidad (patrón de carga uniformemente distribuido)

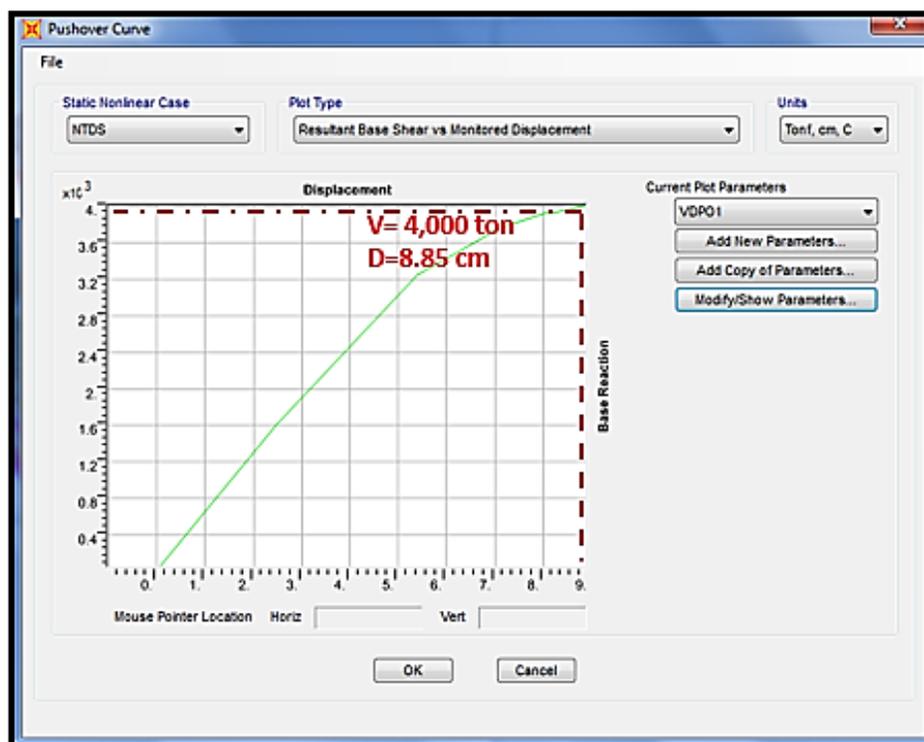


Figura 4. 23: Curva de capacidad (patrón de carga propuesto por la NTDS)

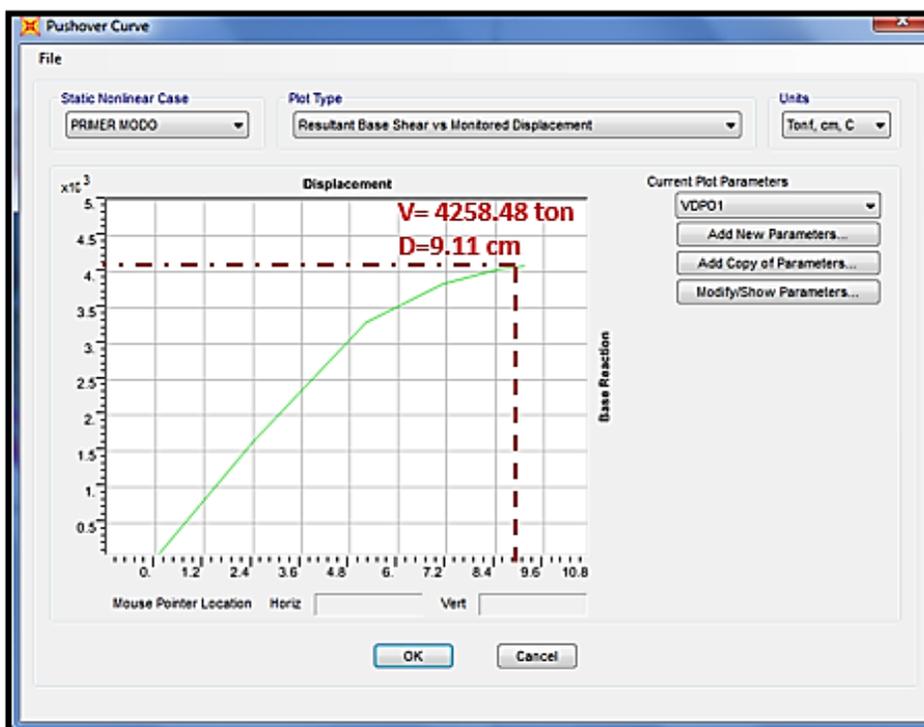
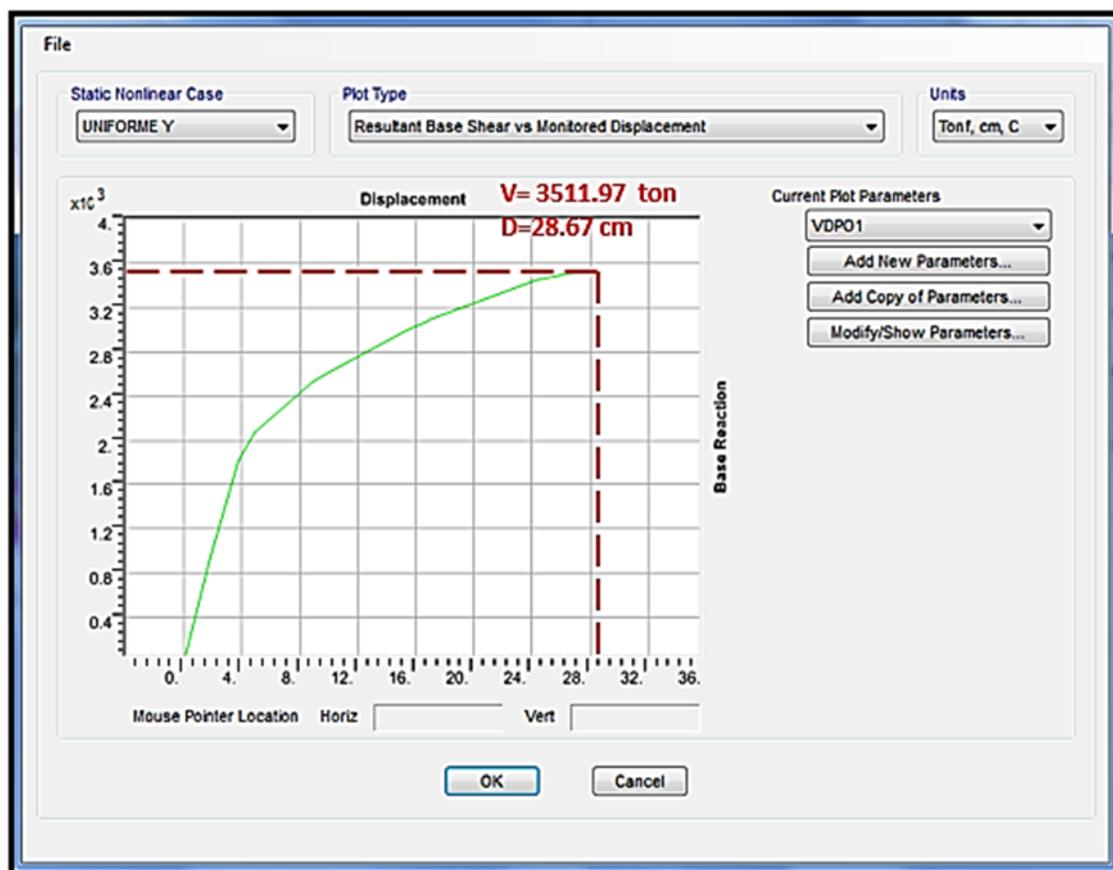


Figura 4. 24: Curva de capacidad (basado en el primer modo de vibración).

✓ **Dirección Y-Y**

En las siguientes figuras, se observan las curvas de capacidad para la dirección Y, de las cuales la curva de menor capacidad es la obtenida del primer modo de vibración con un cortante de 3234.16 ton (ver Figura 4.25).



*Figura 4. 25: Curva de capacidad en dirección Y
(patrón de carga uniformemente distribuido en dirección)*

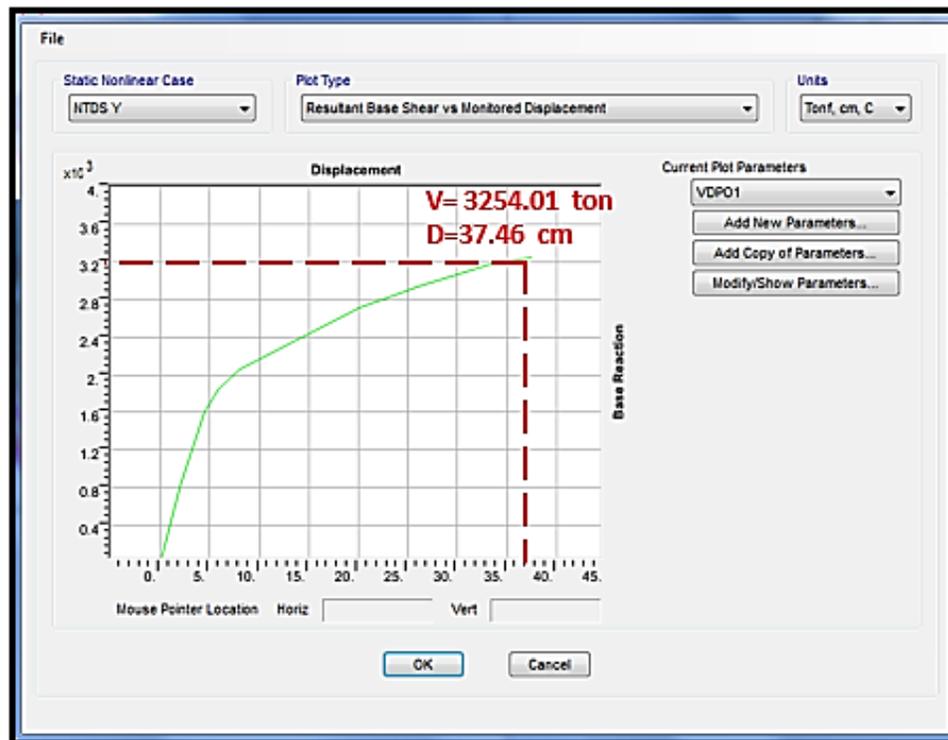


Figura 4. 26: Curva de capacidad en dirección Y (patrón de carga propuesto por la NTDS Y)

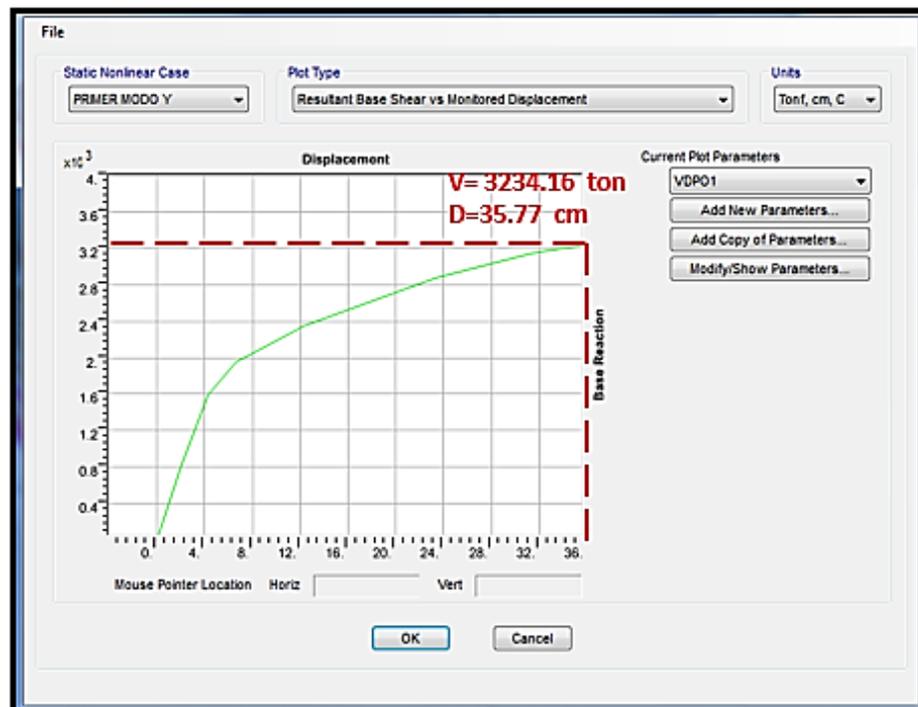


Figura 4. 27: Curva de capacidad en dirección Y (basado en el primer modo de vibración)

4.4 DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO

Una vez se obtienen los resultados del análisis Pushover de cada uno de los patrones de carga lateral tanto en la dirección “x” como en la dirección “Y”, se obtuvieron seis curvas de capacidad que arrojan resultados del desplazamiento máximo en el nivel de azotea del edificio.

Las curvas de capacidad que se obtuvieron del análisis se denominan de la siguiente manera:

- 1º MODO Y: Correspondiente al patrón de cargas laterales resultantes del primer modo de vibración de la estructura, aplicado en la dirección Y positiva.
- NTDS Y: Correspondiente al patrón de cargas laterales basado en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, aplicado en la dirección Y positiva.
- UNIFORME Y: Correspondiente al patrón de cargas laterales en una distribución uniforme, aplicado en la dirección Y positiva.
- 1º MODO X: Correspondiente al patrón de cargas laterales resultantes del primer modo de vibración de la estructura, aplicado en la dirección X positiva.
- NTDS X: Correspondiente al patrón de cargas laterales basado en la Norma Técnica de Diseño por Sismo, aplicado en la dirección X positiva.

UNIFORME X: Correspondiente al patrón de cargas laterales en una distribución uniforme, aplicado en la dirección X positiva.

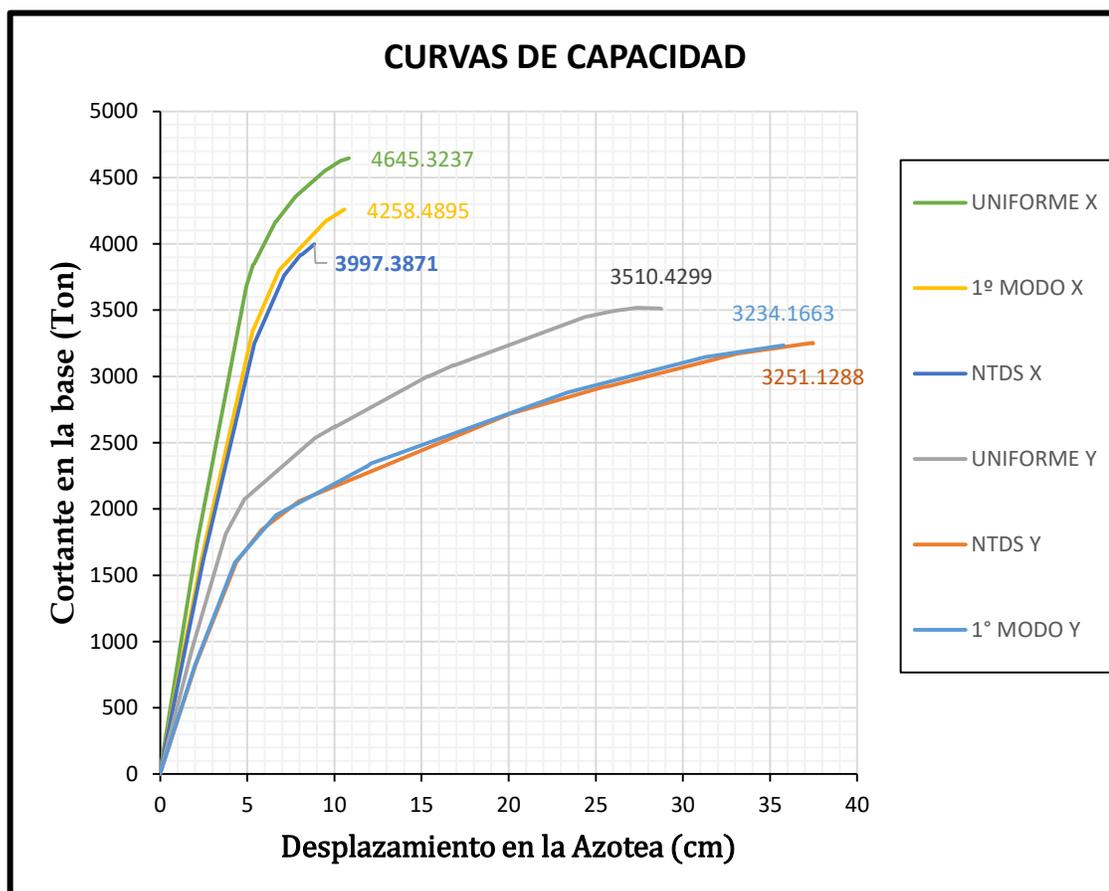


Figura 4. 28: Superposición de las Curvas de capacidad resultante del análisis Pushover a la estructura. (Sap2000)

De la superposición de curvas antes descritas (ver Figura 4.28), se seleccionó la curva que mostró la menor capacidad de cortante basal (ver figura 4.29), de tal manera que represente el punto de desempeño más desfavorable a nivel teórico. De acuerdo a lo anterior, se procedió a seleccionar la curva correspondiente al patrón de cargas provenientes del primer modo de vibración en la dirección “Y” positiva, denominada “1º MODO Y” (figura 4.29), ya que ésta posee el valor más

pequeño de capacidad de cortante (3234.1663 ton) quedando la curva de capacidad como se muestra en la siguiente figura:

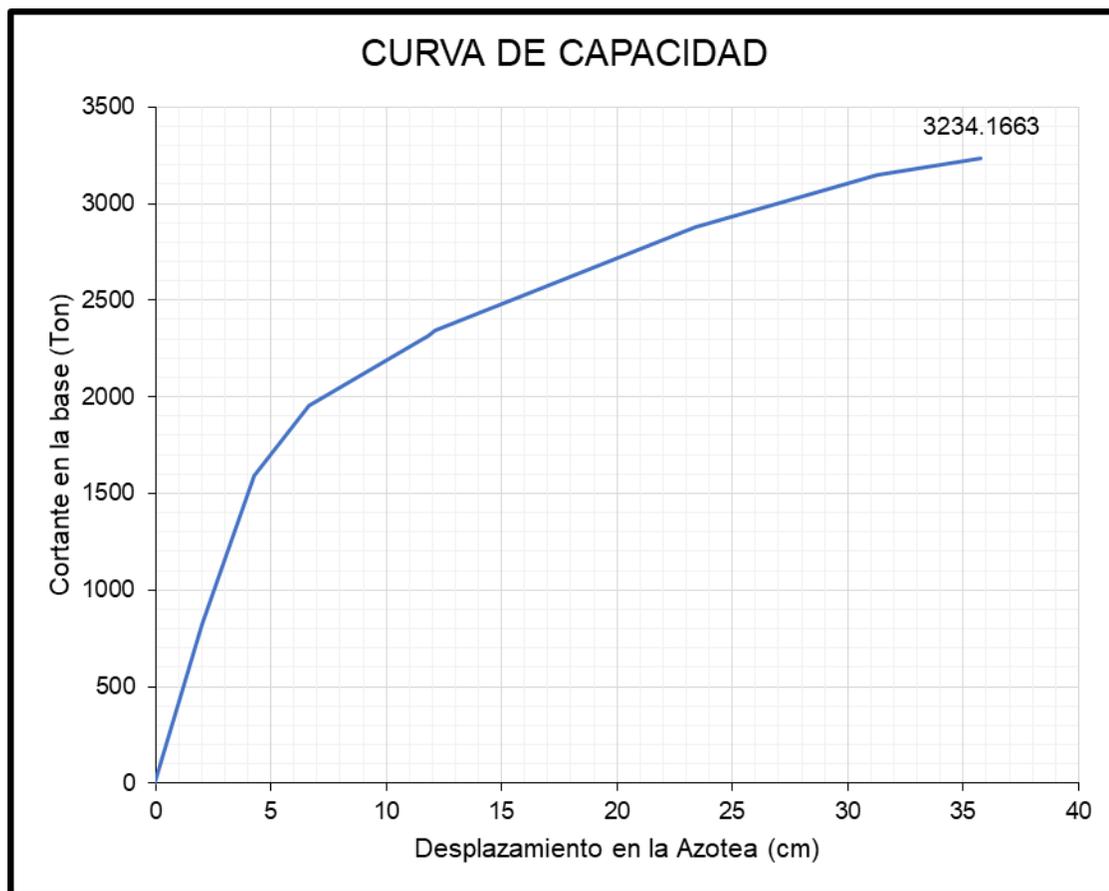


Figura 4. 29: Curva de Capacidad seleccionada (1° MODO Y), para el cálculo del punto de desempeño. (Sap2000)

4.4.1 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

Luego de haber seleccionado la curva de capacidad, se procedió a la representación de la misma en un modelo bilineal, por dos rectas, una tangente y otra secante utilizando el criterio de áreas iguales que consiste en encontrar el modelo bilineal de tal manera que el área comprendida bajo la curva de capacidad resistente sea aproximadamente igual al área comprendida bajo la

curva de capacidad del modelo bilineal (ATC-40, Noviembre 1996).
(Ver figura 4.30).

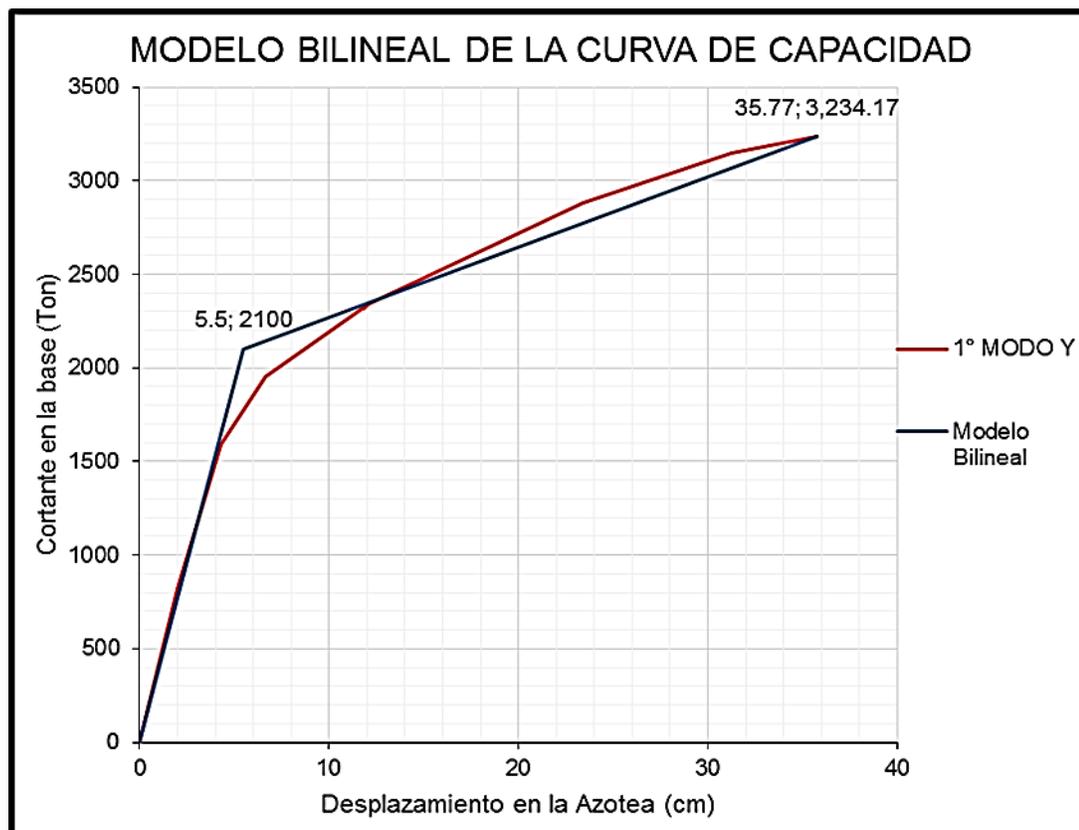


Figura 4. 30: Representación bilineal de la curva de capacidad

Con el modelo bilineal de la curva de capacidad, procedemos a calcular la rigidez inicial de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad resistente en el rango elástico (k_i), la rigidez efectiva de la estructura, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad bilineal en el rango elástico (K_e) y la rigidez post-fluencia, que corresponde a la pendiente de la curva de capacidad bilineal en el rango de fluencia (K_p).

Rigidez inicial (Ki):

$$K_i = \frac{V_y}{D_y} = \frac{2100}{5.5} = 381.81 \text{ ton/cm}$$

Rigidez efectiva (Ke):

$$K_e = \frac{V_i}{D_i} = \frac{1594.1092}{4.2844} = 372.07 \text{ ton/cm}$$

Rigidez post-fluencia (Kp):

$$K_p = \frac{V_u}{D_u} = \frac{3234.17}{35.77} = 90.42 \text{ ton/cm}$$

Con los datos anteriores se procede a calcular el periodo fundamental efectivo, que viene dado por la siguiente expresión:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = (0.61) \sqrt{\frac{381.81}{372.07}} = 0.6179$$

Donde T_i , representa el periodo fundamental de vibración de la estructura, resultado obtenido del primer modo de vibración en el análisis modal.

4.4.2 DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO

Ahora procedemos a calcular el objetivo de desplazamiento con la fórmula siguiente (FEMA 356, ATC 40):

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \left(\frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) (g)$$

Primeramente se deben determinar los coeficientes presentes en la ecuación:

El coeficiente C_0 , es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento ultimo del edificio. FEMA 356 tiene tres criterios para calcular este factor y son los siguientes:

- a) C_0 será igual al factor de participación modal, en el modo fundamental de vibración, del nodo de control en la azotea de la estructura.
- b) C_0 será igual al factor de participación modal del nodo de control en la azotea de la estructura, calculado utilizando un vector correspondiente a la forma deformada de la edificación en el desplazamiento objetivo, éste se utilizara si se está aplicando un patrón de cargas laterales adaptativas (Sap2000 hace este cálculo).
- c) C_0 será igual al valor apropiado según la tabla 3.2 de FEMA 356

Nº DE PISOS	VALOR DE C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
10 o mas	1.5

Tabla 4. 15: Valores del coeficiente C_0 según FEMA 356

Como el procedimiento es manual, se utilizó la forma simplificada dada por la Tabla 4.15, donde por tratarse de un edificio con siete pisos, se hizo la interpolación lineal siguiente:

$$5 \text{ --- } 1.4$$

$$7 \text{ --- } C_0$$

$$10 \text{ --- } 1.5$$

$$\frac{10 - 5}{7 - 5} = \frac{1.5 - 1.4}{C_0 - 1.4}, \quad C_0 = 1.44$$

El coeficiente C_1 , es un factor de modificación que relaciona del desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal. FEMA recomienda:

$$C_1 = 1.0 \quad \text{para } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = 1.5 \quad \text{para } T_e < 0.1 \text{seg}$$

Donde T_s es el periodo que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante en el espectro de respuesta elástico dado por NTDS.

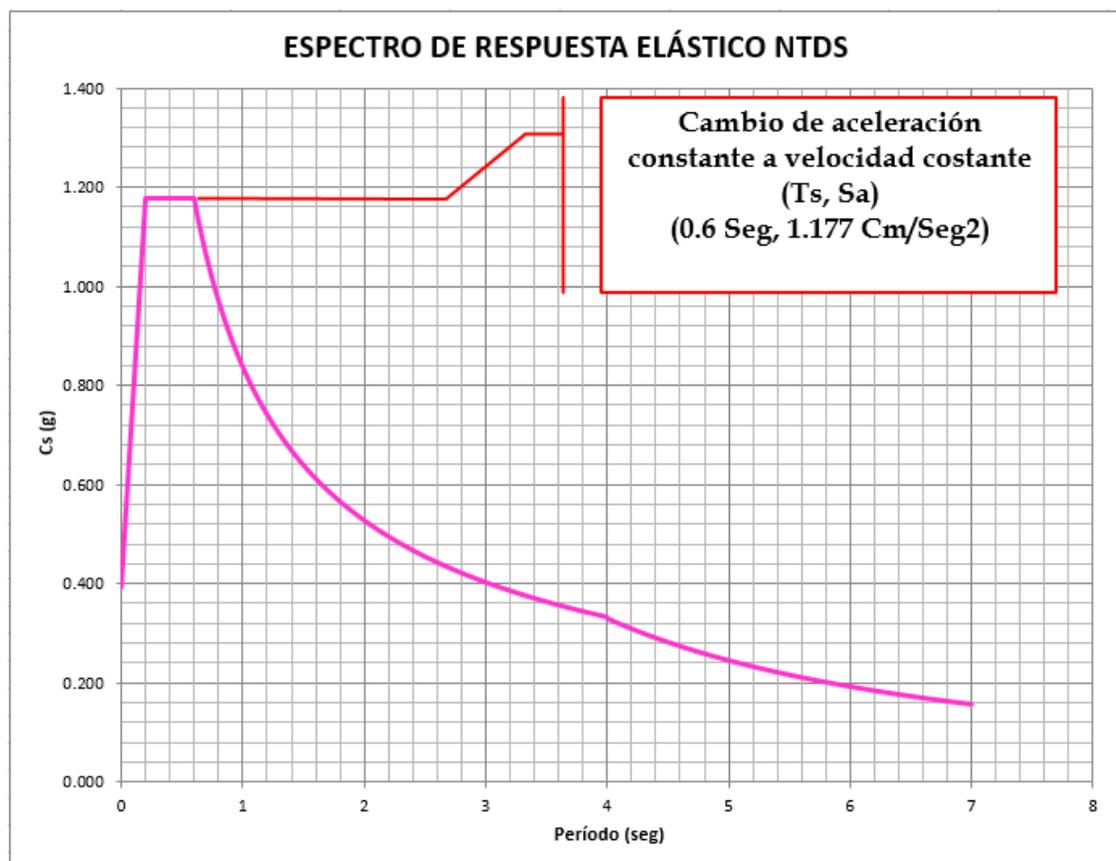


Figura 4. 31: Espectro de respuesta elástico NTDS.

Como se muestra en la Figura 4.31, T_s tiene un valor de 0.6 seg y T_e posee un valor de 0.6179, por lo tanto C_1 toma el valor de 1.0, ya que se cumple la condición de $0.6179 \text{ seg} > 0.6 \text{ seg}$.

El coeficiente C_2 , es un factor de modificación que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos, en la respuesta del desplazamiento máximo. FEMA recomienda que para procesos no lineales usar $C_2 = 1.0$.

El coeficiente C_3 representa el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ . Para estructuras con rigidez post-fluencia mayor del 5% de la rigidez elástica de la estructura (α), el valor de $C_3 = 1.0$

$$\alpha = \frac{K_p}{K_e} = \frac{90.42}{372.07} = 0.2430 = 24.3\%,$$

$$C_3 = 1.0$$

El valor de (S_a) en la ecuación para calcular el desplazamiento objetivo, corresponde a la aceleración espectral elástica para el periodo fundamental efectivo (T_e) en el espectro de respuesta elástica de la NTDS.

$S_a = 1.152$ (ver Figura 4.32).

Y la constante g corresponde al valor de la aceleración de la gravedad $g = 981 \text{ cm/s}^2$.

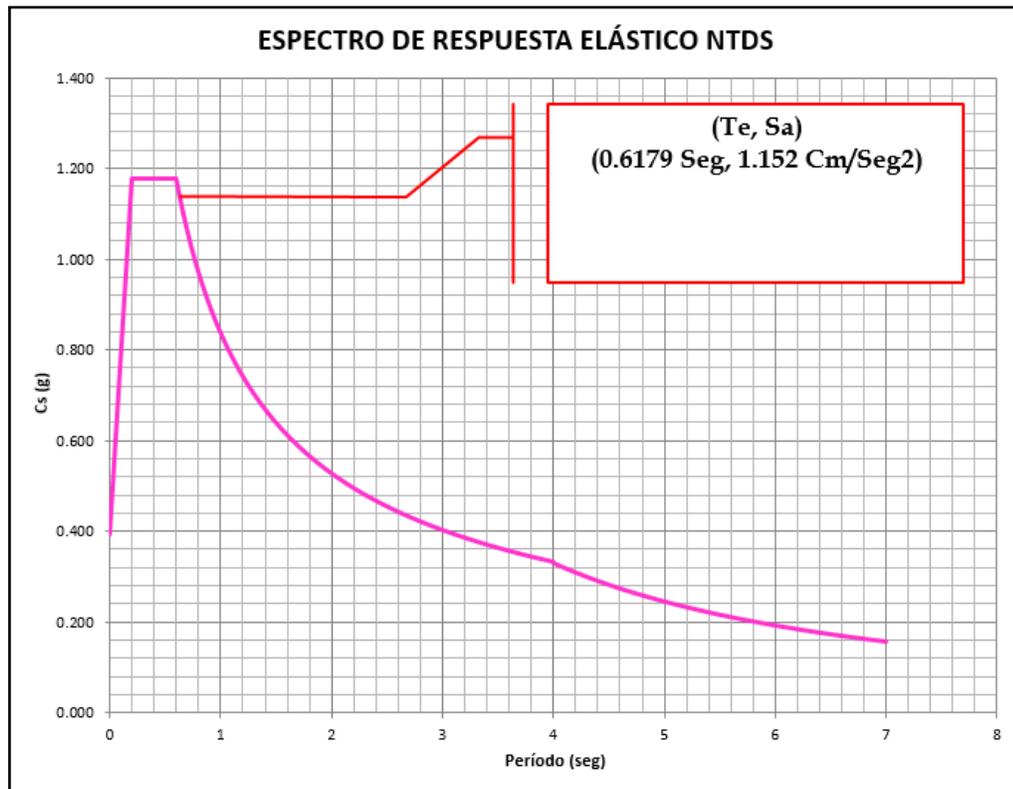


Figura 4. 32: Aceleración espectral elástica en el periodo fundamental efectivo.

Una vez determinadas todas las constantes y los coeficientes, procedemos a calcular el desplazamiento objetivo:

$$\delta t = (1.44)(1.0)(1.0)(1.0)(1.152) \left(\frac{0.6179^2}{4\pi^2} \right) (981) = 15.74 \text{ cm}$$

Desplazamiento objetivo = 15.74 cm

El resultado de la ecuación anterior indica que el desplazamiento máximo esperado en la azotea del edificio en la dirección “Y” (dirección débil) debe ser 15.74 cm, para el escenario que plantea el espectro de respuesta elástico dado por la NTDS y las condiciones en las que se encuentra la estructura, siendo esta una demanda sísmica con un 10% de ocurrencia en 50 años, calculado de forma manual con el método de los coeficientes de desplazamiento.

Se muestra además el desplazamiento que la estructura experimento bajo la acción de una demanda sísmica con el 10% de probabilidad de ocurrir en 50 años (con periodo de retorno de 475 años) para ser chequeado con el desplazamiento permisible para el estado de daño de seguridad de vida (LS), calculado con el Sap2000, utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento (FEMA 356).

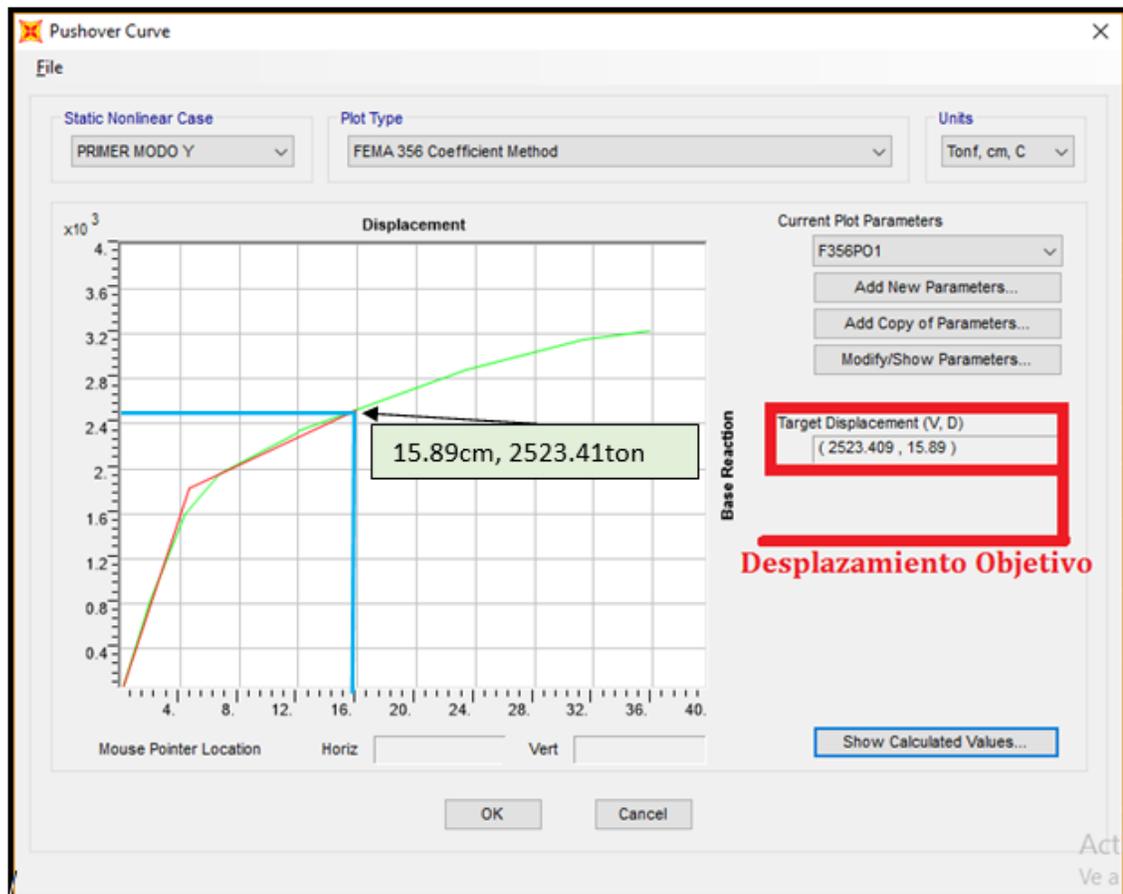


Figura 4. 33: Desplazamiento Objetivo calculado usando el método de coeficientes de desplazamiento de FEMA 356. (Sap2000)

Para corroborar y validar el resultado de desplazamiento máximo obtenido del método manual, siendo este valor de 15.74 cm, se calculó el punto de desempeño

utilizando el método de “Espectro de Capacidad” (ATC 40), cuya metodología de análisis es mucho más precisa ya que realiza un proceso iterativo superponiendo la curva de capacidad, obtenida del análisis pushover, con la demanda sísmica según la NTDS, hasta obtener el punto óptimo de la estructura denominado “punto de desempeño”. Con el uso del Sap2000 se tiene la ventaja de realizar este cálculo con facilidad y los resultados se muestran en la figura siguiente.

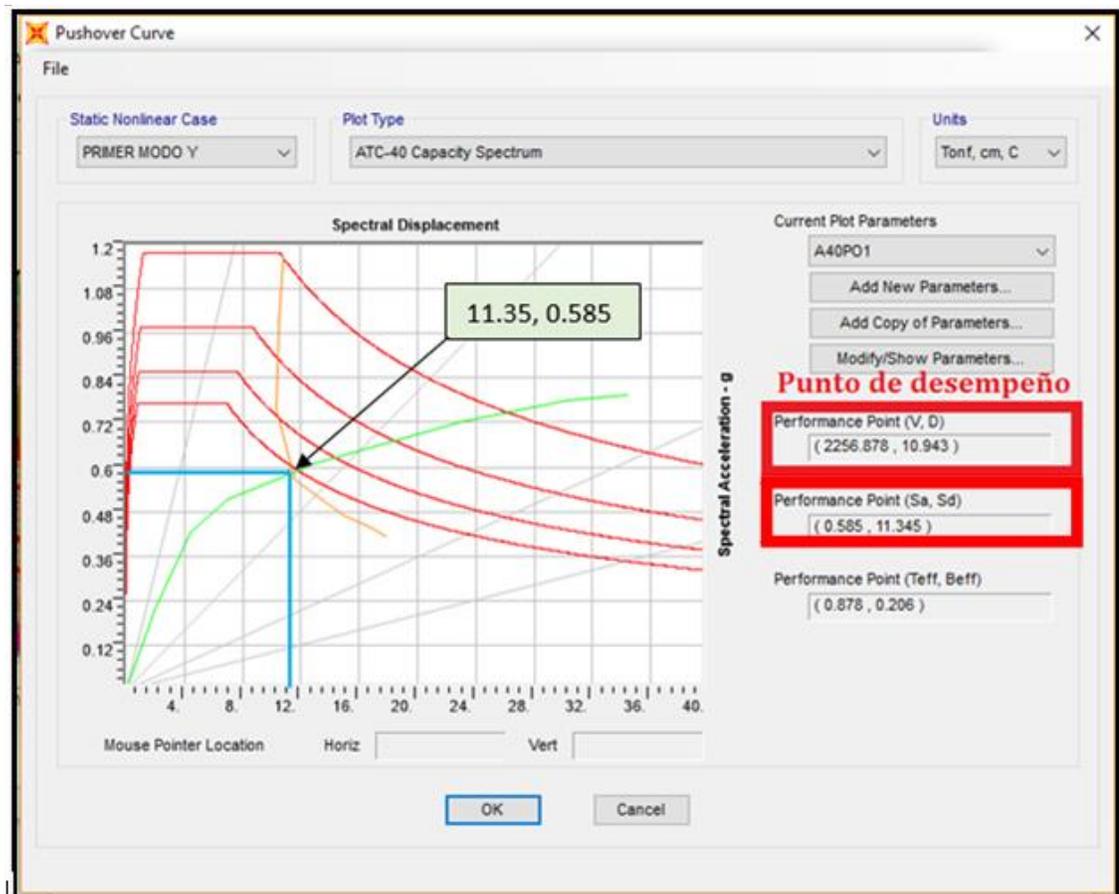


Figura 4. 34: Punto de desempeño, método Espectro de Capacidad ATC-40. (Sap2000)

4.4.3 LÍMITES DE RESPUESTA ESTRUCTURAL

En base a los resultados descritos anteriormente, se seleccionó el mayor valor de desplazamiento, siendo este el máximo desplazamiento esperado en la

azotea del edificio (15.89 cm Sap2000), para realizar el chequeo con el límite de estado de daño seguridad de vida (LS) y el estado de Daños Controlados (NTDS), se calculan los desplazamientos límites permisibles en la azotea según fema 356, de la siguiente manera:

- **Desplazamiento Máximo Permitido en la NTDS para el control de daños = 36.48 cm**
- **Seguridad de Vida (LS)= 48.64 cm**

De acuerdo con lo anterior, el desplazamiento de 15.89 cm obtenido con una demanda sísmica con 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años cumple para el limite permisible para el estado de daños de seguridad de vida, $15.89 \text{ cm} \ll 48.64 \text{ cm}$.

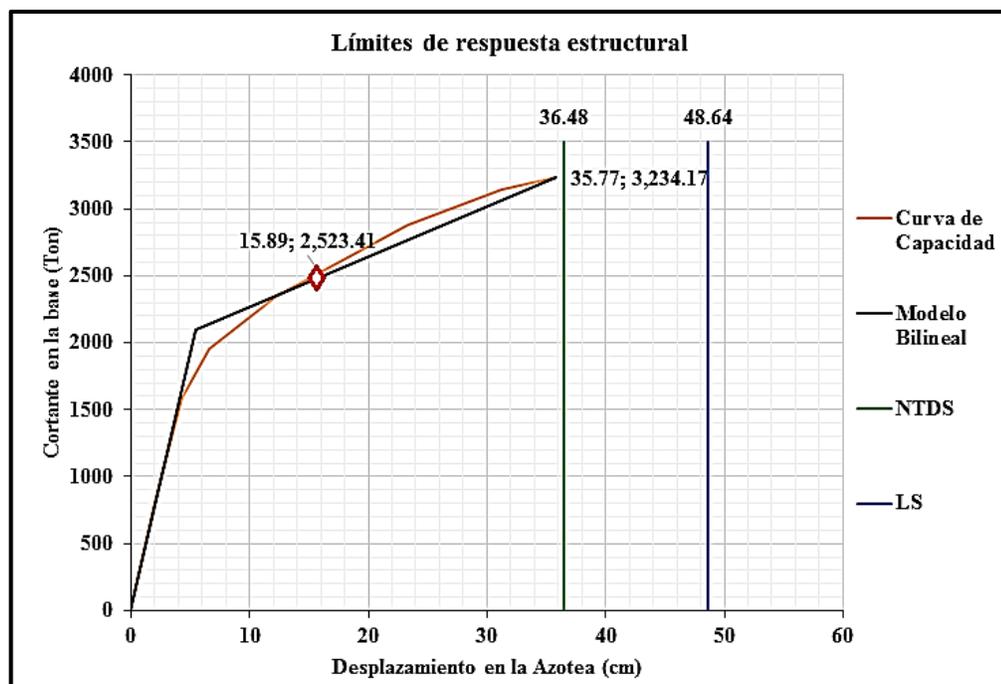


Figura 4. 35: Límites de respuesta estructural y punto de desempeño de la estructura

En la Figura 4.35, se muestra la curva de capacidad con sus respectivos límites de desplazamientos para los niveles de desempeño establecidos en FEMA 356 y ATC 40, además se presenta el desplazamiento inelástico máximo permitido según la NTDS.

Como se puede observar, la curva de capacidad se encuentra en el rango inelástico para el desplazamiento de 24.32 cm, lo que significa que si la estructura se descarga en ese instante, presentará remanentes de deformación, lo cual daría como resultado daños únicamente correspondientes al nivel de desempeño seguridad de vida. En columnas y vigas de los ejes primarios, se generan fisuras menores al grosor de un cabello y rendimientos limitados en algunos lugares, las deformaciones por aplastamiento en el concreto son menores a 0.003. Se generan pequeñas pérdidas de la capa superficial del concreto en algunos lugares (descamación), se generan grietas por flexión y grietas por cortante menores a 1/16" en juntas.

El punto de desempeño calculado con un valor de 15.89 cm cumple con el objetivo de desempeño propuesto para la estructura en estudio, se localiza muy por debajo de los límites: seguridad de vida (PD<I<<NTD <<<LS) dejando una holgura para mantener la seguridad de vida de los ocupantes de la edificación.

4.4.4 LÍMITES DE ACEPTABILIDAD EN ELEMENTOS

Una vez completado el análisis, y habiéndose calculado el punto de desempeño de la estructura, fue necesario identificar todos los posibles mecanismos de falla en elementos, ya sean vigas o columnas, que pueden producirse cuando la

estructura se somete a fuerzas laterales que pueden hacer que estos elementos incurran en su rango inelástico; y chequear si estos elementos cumplen con los límites de deformación admisibles por FEMA 356. Para comprenderlas gráficamente se utilizara la nomenclatura que se muestra en la siguiente figura.

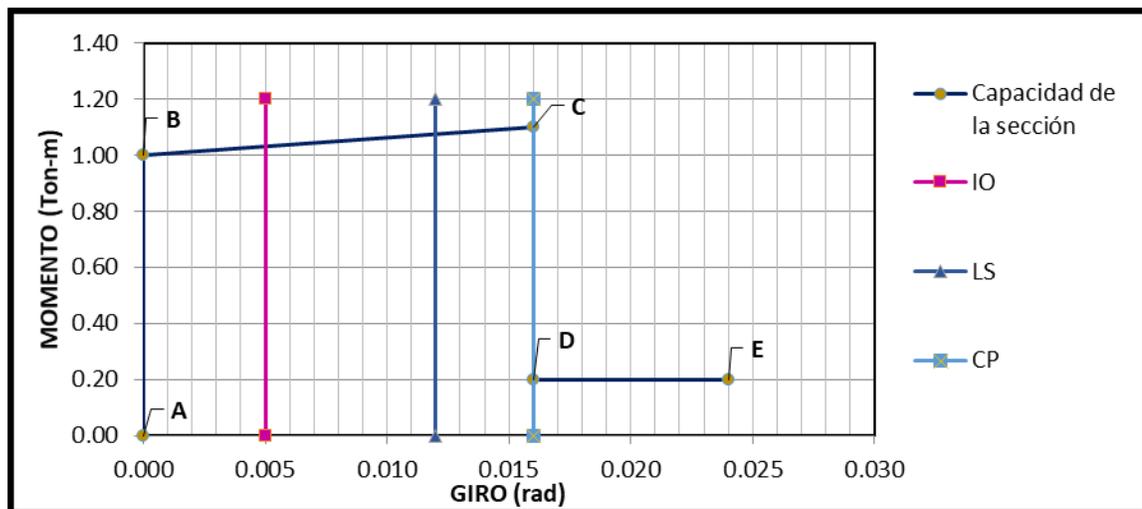


Figura 4. 36: Rotula de columna con valores normalizados de acuerdo a los límites establecidos por FEMA 356. (Fuente: FEMA 356)

En la Figura 4.36, se puede observar que el punto A y B representan el rango lineal del elemento; por lo que del punto B a C se presenta un cambio de resistencia. Cuando un elemento llega al tramo entre los puntos C y D su resistencia decrece considerablemente con el mismo valor de curvatura; a partir del punto D hasta llegar al punto E la curvatura de la sección aumenta con un valor del 20% de la resistencia de fluencia hasta llegar al colapso.

Para un sismo como el que nos da la NTDS y aplicada en las direcciones ortogonales X, Y, algunos elementos de la estructura tienen un comportamiento que supera su rango elástico, Ahora debemos saber si esa incursión inelástica está dentro de los límites aceptables o no, para poder reforzarlos en caso de que

sobrepase los límites permitidos. En los siguientes gráficos se muestran el chequeo del comportamiento de algunos elementos que tuvieron esfuerzos más allá de su límite elástico, y veremos si su deformación (giro) está dentro del rango permitido de acuerdo al objetivo de desempeño inmediatamente ocupacional (IO), o caso contrario, no deben pasar el nivel de Seguridad de Vida (LS).

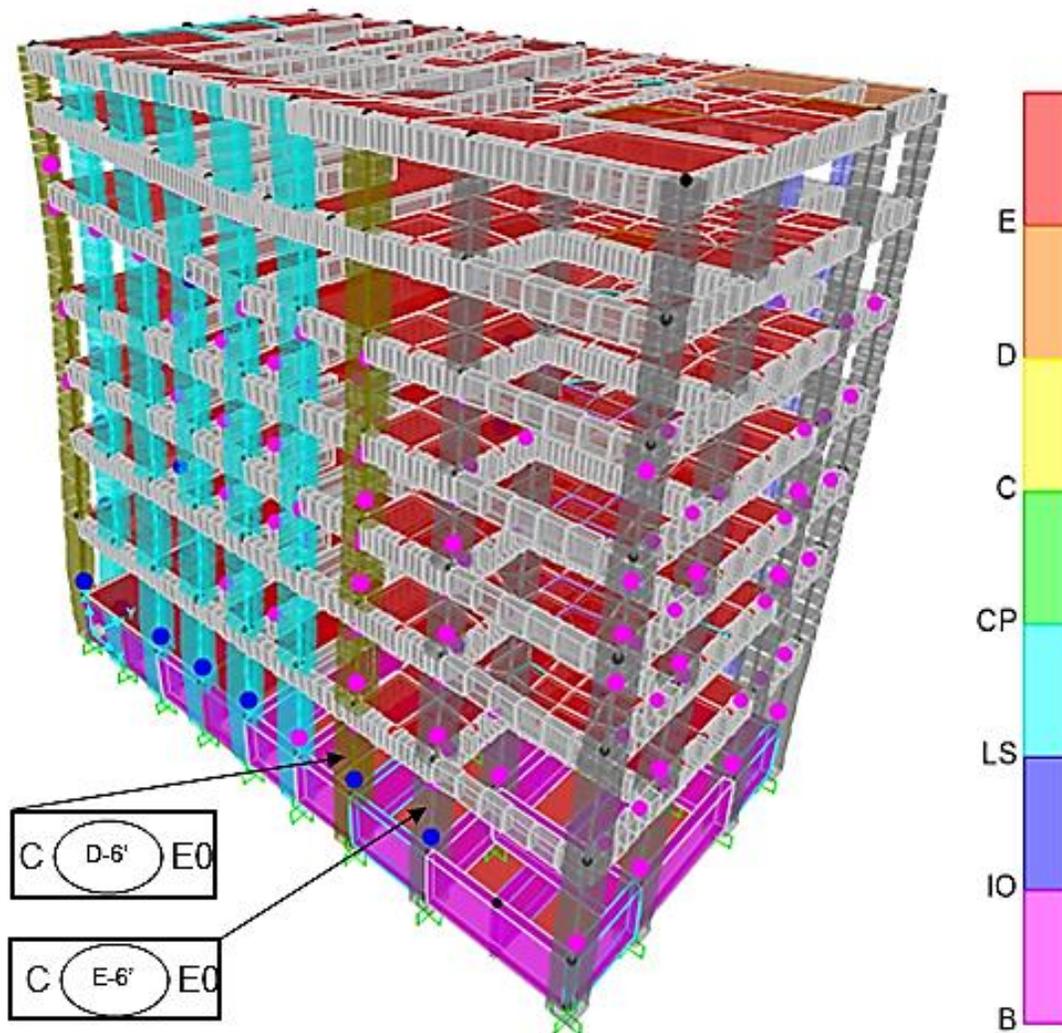


Figura 4. 37: Rótulas plásticas generadas en el nivel de desempeño del edificio Inmediatamente Ocupacional (IO). (Fuente: Sap2000)

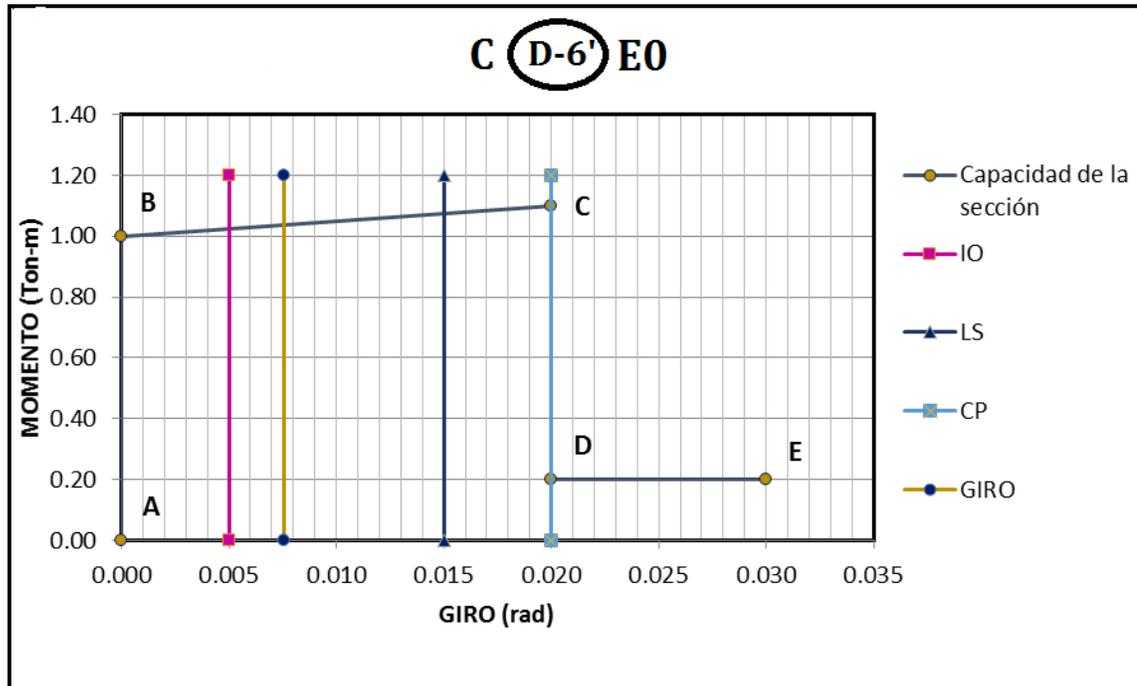


Figura 4. 38: Rótula plástica de la columna para elemento más crítico, en el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000)

Análisis del gráfico:

En la Figura 4.38 se observó que el elemento tuvo un comportamiento aceptable desde el punto de vista de su giro (sobrepasó el límite de ocupación inmediata) que dándole un buen margen de giro para llegar al límite de desempeño básico permisible en elementos vigas y columnas (seguridad de vida), quedándole aún bastante rango para incurrir en prevención de colapso. Por tanto no necesita ser reforzado o intervenido.

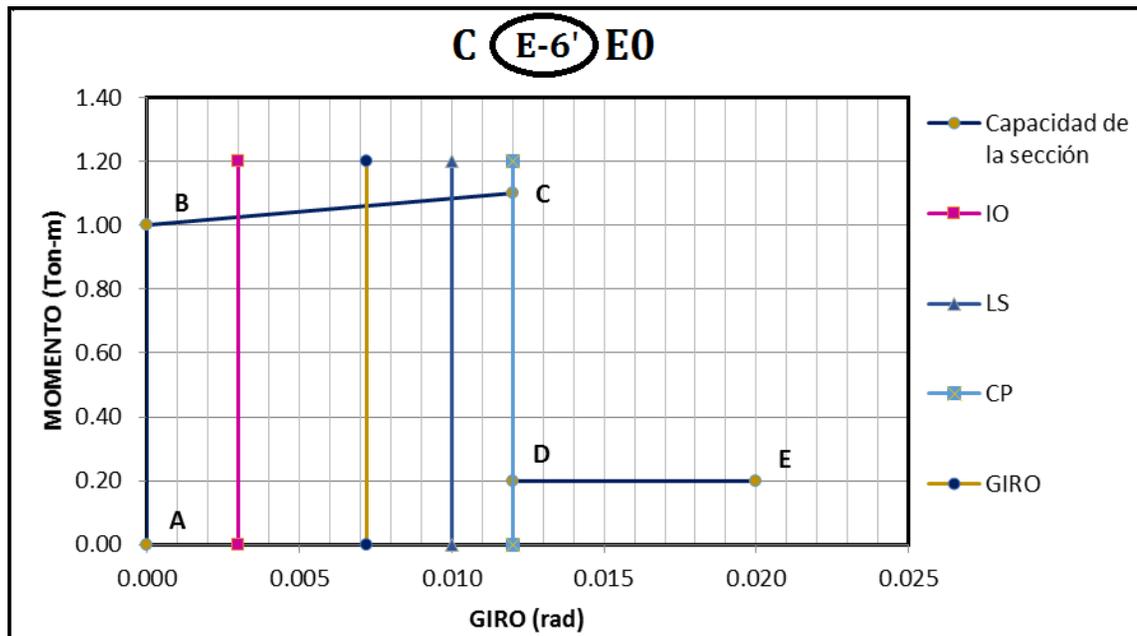


Figura 4. 39: Rótula plástica de la columna para elemento más crítico, en el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000)

Análisis del gráfico:

En la Figura 4.39 se observó que el elemento tuvo un comportamiento aceptable desde el punto de vista de su giro (sobrepasó el límite de ocupación inmediata) que dándole poco margen de giro para llegar al límite de desempeño básico permisible en elementos vigas y columnas (seguridad de vida), quedándole aún buen rango para incurrir en prevención de colapso. Por tanto no necesita ser reforzado. Pero por razones de seguridad puede ser monitoreado cada vez que ocurre un evento sísmico para observar su comportamiento y si se generan algún tipo de grietas o daños que sean considerables de reparación.

4.5 RESUMEN DEL ANÁLISIS

En la dirección del eje Y, la dirección más débil, el desplazamiento de desempeño en el techo fue de 15.89 cm lo cual ubica la edificación en el nivel de desempeño Seguridad de Vida (LS). Y en la siguiente tabla se resume el número total de elementos entre vigas y columnas que entraron en el rango inelástico para el punto de desempeño.

FUERZAS LATERALES EN LA DIRECCIÓN Y-Y	
COMPORTAMIENTO MECÁNICO	Nº DE ELEMENTOS
TOTAL DE ELEMENTOS CON COMPORTAMIENTO	29
TOTAL DE ELEMENTOS HORIZONTALES CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO	0
TOTAL DE ELEMENTOS VERTICALES CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO	29
TOTAL DE ELEMENTOS HORIZONTALES CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO INACEPTABLE	0
TOTAL DE ELEMENTOS VERTICALES CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO INACEPTABLE	0

Tabla 4. 16: Resumen del total de elementos verticales y horizontales que presentaron comportamiento inelástico para el punto de desempeño del edificio. (Fuente: Sap2000)

4.5.1 FORMACIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS POR EJE EN ELEVACIÓN

En la figura siguiente se muestran las rótulas plásticas en el eje 6' que para el punto de desempeño ya han incursionado en su rango inelástico quedando en el límite seguridad de vida (LS color azul) (ver rótula en figura 4.38 y 4.39).

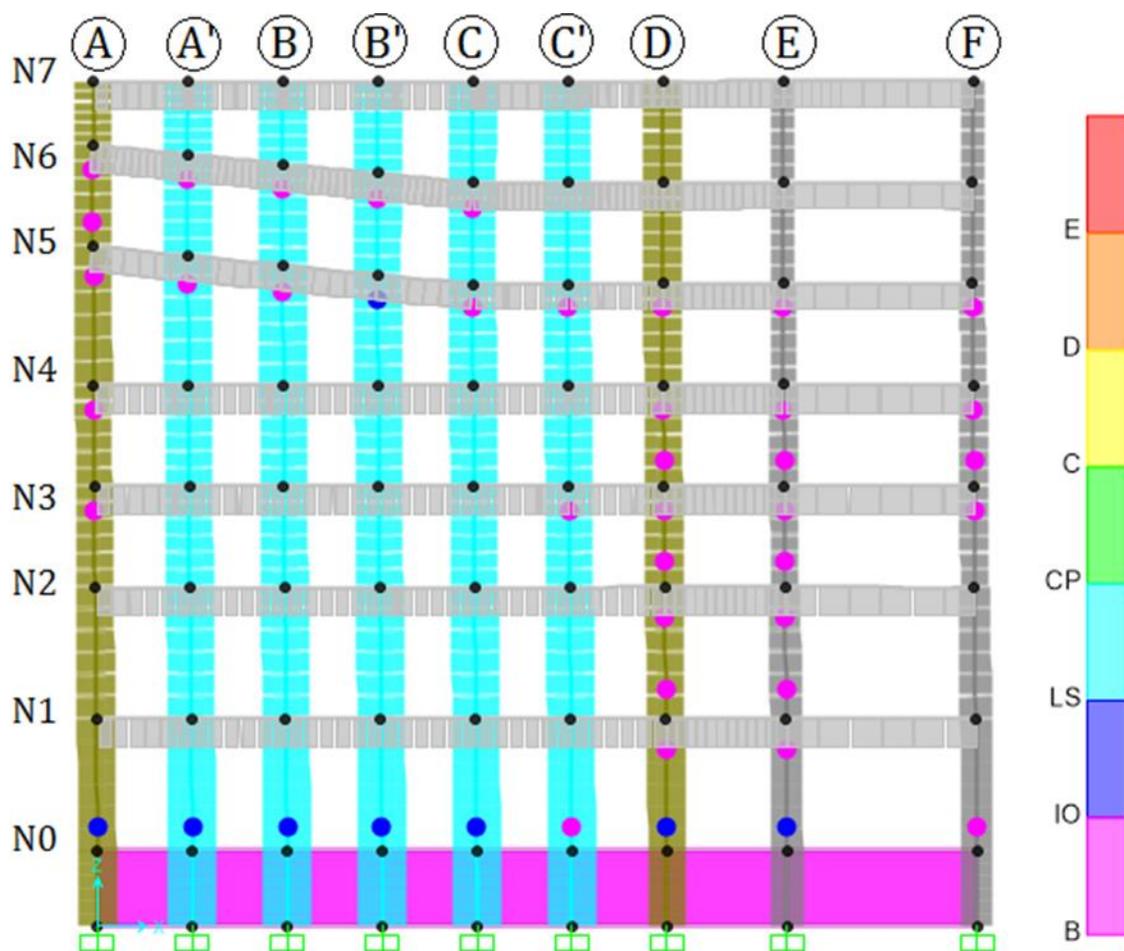


Figura 4. 40: columnas que incursionaron en el rango inelástico, límite seguridad de vida, EJE 6'. (Sap2000)

En la figura siguiente se muestran las rótulas plásticas en el eje 7 que para el punto de desempeño ya han incursionado en su rango inelástico quedando en el límite seguridad de vida (LS color azul).

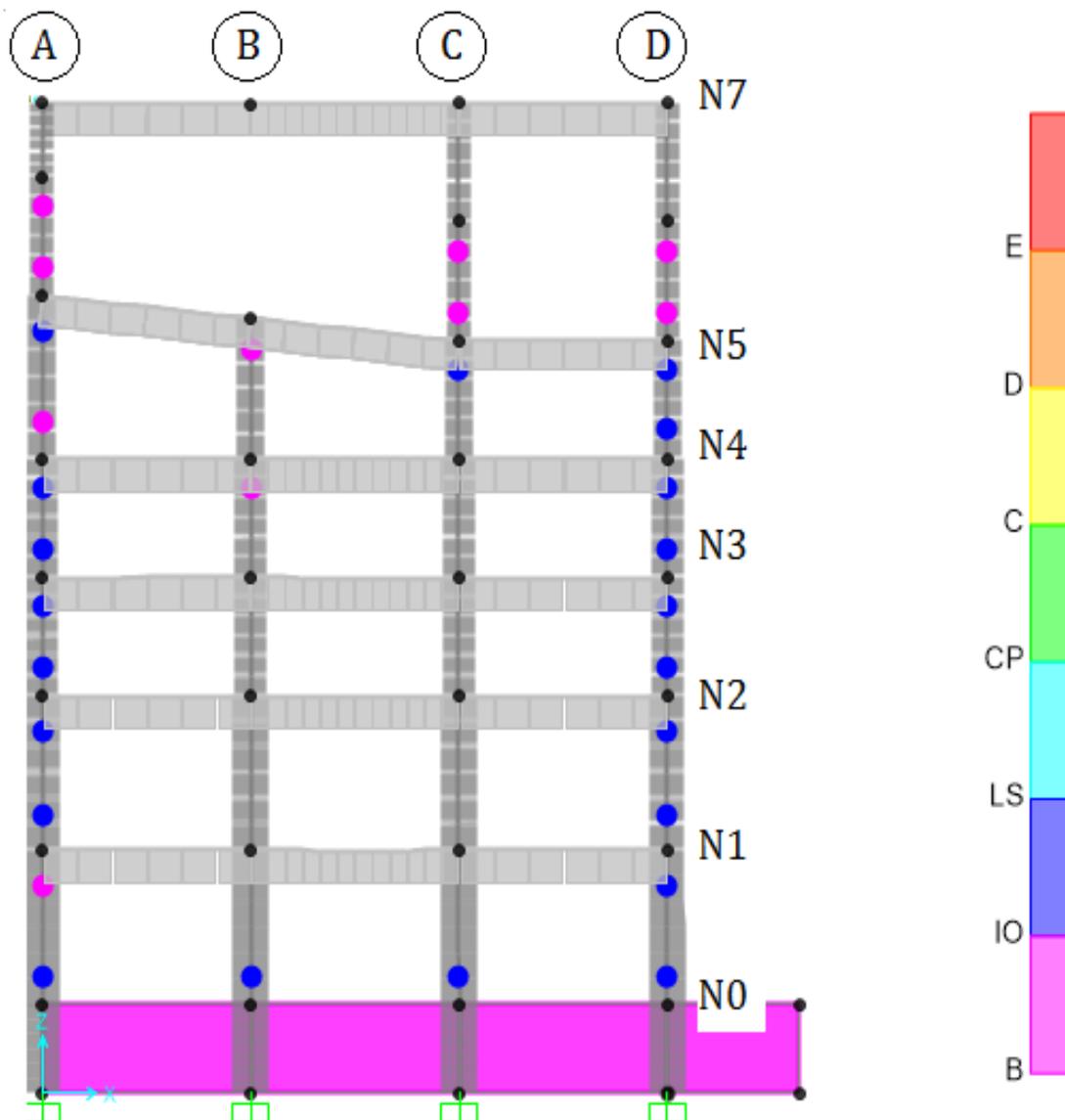


Figura 4. 41: columnas que incurrieron en el rango inelástico, límite seguridad de vida, EJE 7. (Sap2000)

En la Figura 4.42: siguiente se muestran las rótulas plásticas en el eje 7'' que para el punto de desempeño ya han incurrido en su rango inelástico quedando en el límite seguridad de vida (LS color azul).

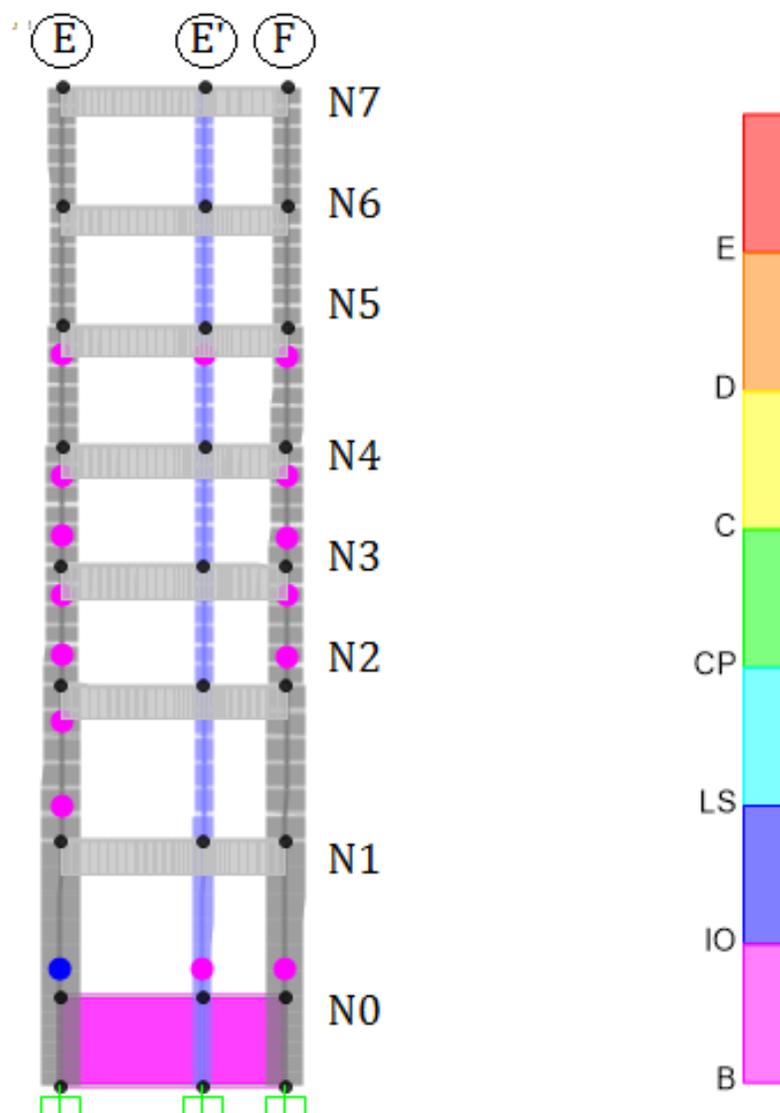


Figura 4. 42: columna que incursionó en el rango inelástico (color azul) límite seguridad de vida, EJE 7''.(Sap2000)

En la Figura 4.43 se muestran las rótulas plásticas en el eje 8 que para el punto de desempeño ya han incursionado en su rango inelástico quedando en el límite seguridad de vida (LS color azul).

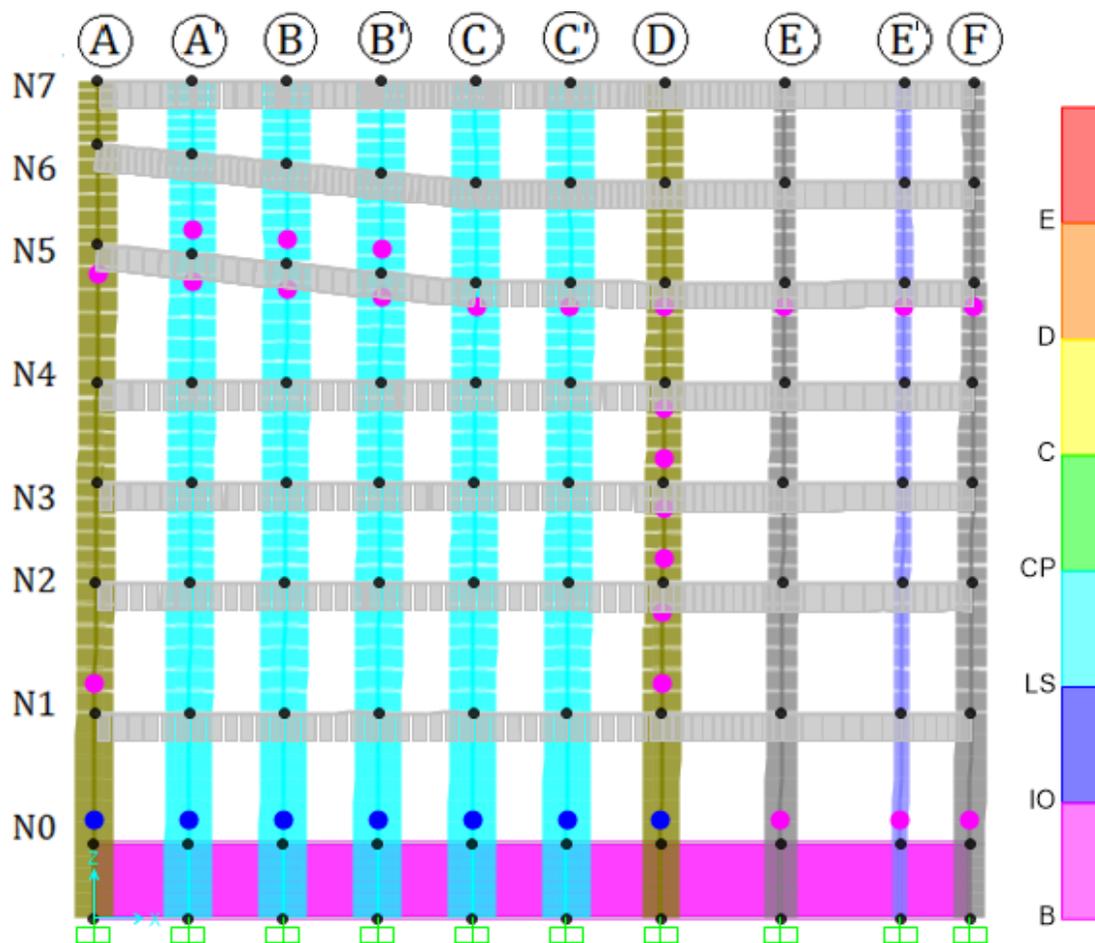


Figura 4. 43: columnas que incurrieron en el rango inelástico límite seguridad de vida, eje 8. (Sap2000)

4.6 PARÁMETROS INCIDENTES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA, NO CONTEMPLADOS EN EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

Existen una gran variedad de criterios de estructuración sísmica que son de mucha importancia revisar al momento de diseñar una edificación, en los códigos como ACI 318 y la Norma Técnica de Diseño por Sismo de nuestro país, los cuales de forma general nos dan un parámetro previo al cálculo estructural, para

poder garantizar la seguridad y el buen comportamiento de las edificaciones ante eventos sísmicos.

4.6.1 CRITERIOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN SÍSMICA

El edificio debe tener poco peso

Este es uno de los criterios más importantes a tener en cuenta en el momento en que se está diseñando una edificación, ya que el peso es uno de los criterios que más afectan a la edificación a la hora de un evento sísmico, por lo tanto, las edificaciones deben de cumplir este criterio para que experimente un comportamiento adecuado y controlado a la hora del sismo.

Para el caso de los elementos que componen el edificio, estructurales y no estructurales, elementos de uso, los que se sacrifican son los elementos no estructurales ya que son poco funcionales en el comportamiento sísmico del edificio, así mismo los acabados.

A continuación se muestran los pesos de la edificación por nivel

PESOS DE LA EDIFICACIÓN	
NIVEL	PESO (TON)
N6	528.50
N5	503.68
N4	394.50
N3	495.37
N2	524.03
N1	613.77
N0	610.68
TOTAL	3,670.53

Tabla 4. 17: pesos correspondientes a cada nivel de la edificación.

En este caso se tienen paredes de relleno de mampostería de block de cemento en el perímetro y paredes falsas en las divisiones interiores, las losas década entrepiso son densas con espesores de 15 y 20 cm, las grandes dimensiones de columnas aportan mucho peso a la estructura, van de 100 cm x 100 cm hasta 70 x 70 cm en los últimos niveles,

Se puede observar en la tabla 4-1 que los niveles 5 y 6, niveles que corresponden a los auditoriums, presentan un cambio brusco en aumento de peso con respecto a los niveles inferiores lo cual al concentrarse la masa en los niveles superiores presenta una condición desfavorable para el comportamiento sísmico de la estructura.

De lo anterior se deduce que la estructura no cumple con el criterio de tener poco peso y además presenta discontinuidades del mismo en altura.

Regularidad en planta

Este criterio se cumple cuando el edificio cuenta con sencillez y simetría tanto geométrica como estructural.

La sencillez en planta: se refiere a la simplicidad de las formas geométricas y estructurales en planta

La mejor forma para cumplir el criterio de sencillez geométrica es la forma conocida como “cajonera”, rectangular, cuadrada o en todo caso la forma geométrica circular que es la más efectiva.

En nuestro caso, la forma que adopta el edificio en planta es del tipo “cajonera”, ya que es un rectángulo, por lo tanto el edificio cumple con el criterio de sencillez geométrica en planta. Ver figura 4.44.

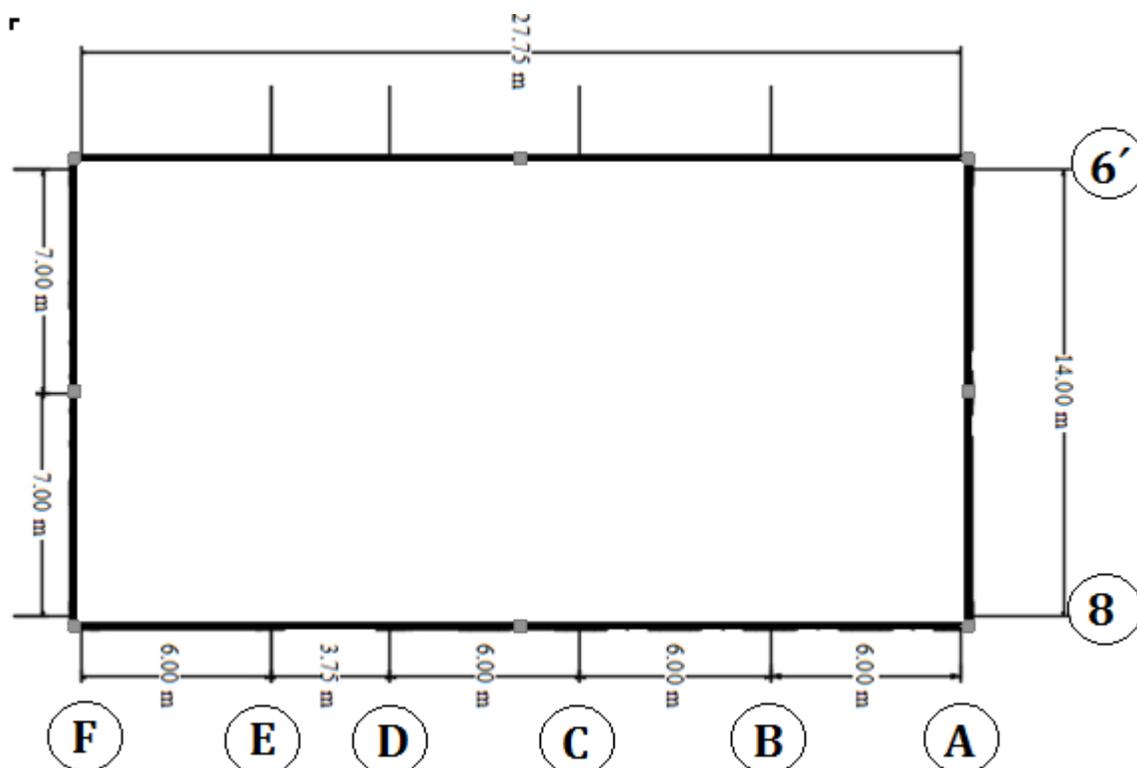


Figura 4. 44: Esquema de sencillez geométrica en planta de la edificación

Con respecto a la sencillez estructural en planta, no cumple ya que la estructuración no es sencilla y además no es simétrica.

En la figura anterior se pueden observar que en el costado izquierdo se alojan los asesores y las escaleras principales ligados a la estructura, tenemos un pasillo y luego al costado izquierdo una estructura demasiado rígida con columnas en forma de “T” y “L”.

Para el caso de la simetría en planta tenemos que hay de dos tipos: simetría geométrica y simetría estructural; para la simetría geométrica en planta se cumple

cuando la estructura es idéntica tanto en un lado como al otro del eje considerado como de simetría, contando con al menos un eje de simetría geométrico. (Esto solo el cuerpo principal o solo entre marcos perimetrales).

Para el caso de nuestra edificación, se cuenta con dos ejes de simetría y por tanto se está cumpliendo con el criterio de simetría geométrica en planta. Ver figura 4.45.

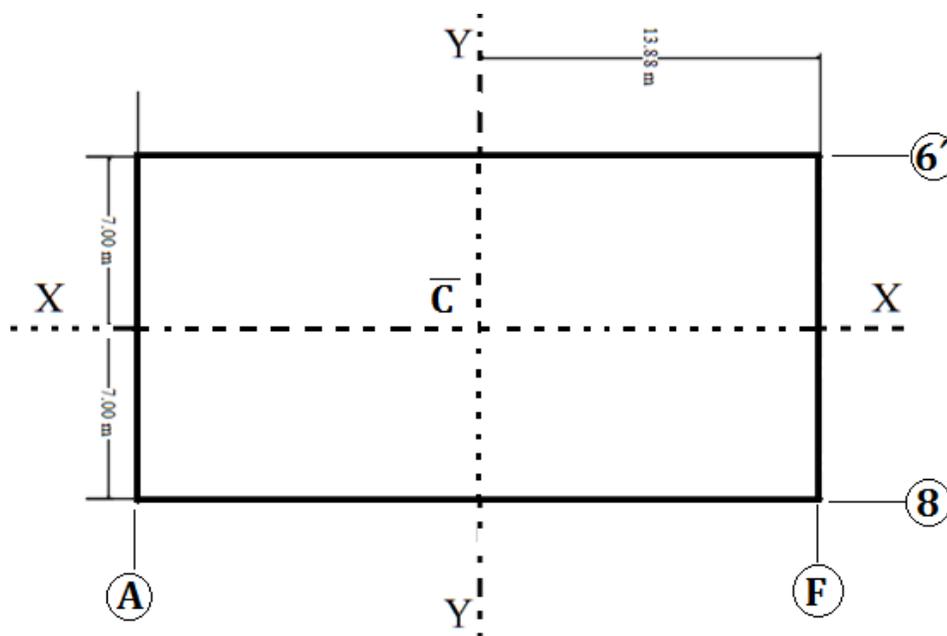


Figura 4. 45: Esquema de simetría geométrica en planta de la edificación

Simetría estructural en planta: con respecto a la simetría estructural en planta, la cual se da cuando se evita el efecto de la torsión a las plantas de nivel coincidiendo el centro de masa y el centro de rigidez.

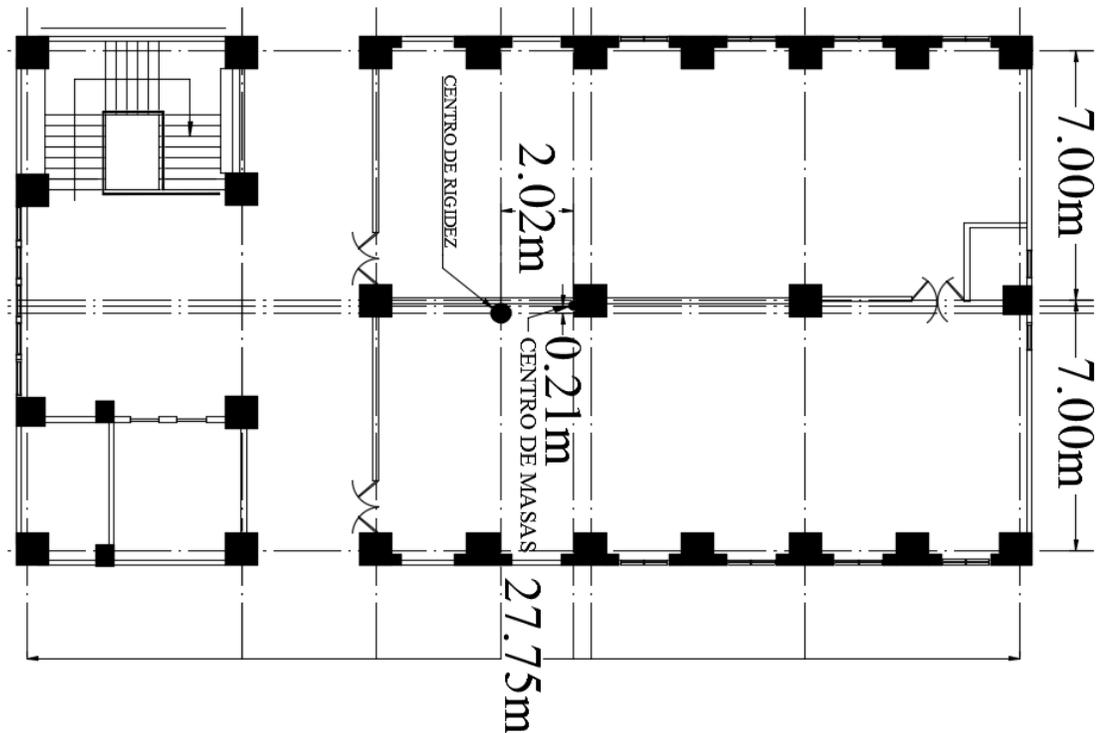


Figura 4. 46: Esquema de simetría estructural en planta de la edificación

Para el caso de nuestra edificación tenemos que estos dos puntos no coinciden y por lo tanto tenemos que no cumple con el criterio de simetría estructural en planta, pero puede ser regularmente aceptable.

Regularidad en elevación

Se da cuando se cuenta con sencillez y simetría tanto geométrica como estructural en elevación.

Para el caso de la sencillez geométrica en elevación esta se da cuando se cumple la continuidad en elevación, esto sería muy poco estético y poco funcional de cumplir, en el caso de la edificación en análisis se cumple con dicho criterio ya que se cuenta con paredes y columnas continuas en elevación.

Con respecto a la sencillez estructural en elevación, se considera el elemento vertical sismo-resistente y a una configuración sencilla del mismo. Para el caso de la edificación en análisis se cumple dicho criterio ya que presenta un diseño sencillo en elevación del elemento estructural sismo-resistente.

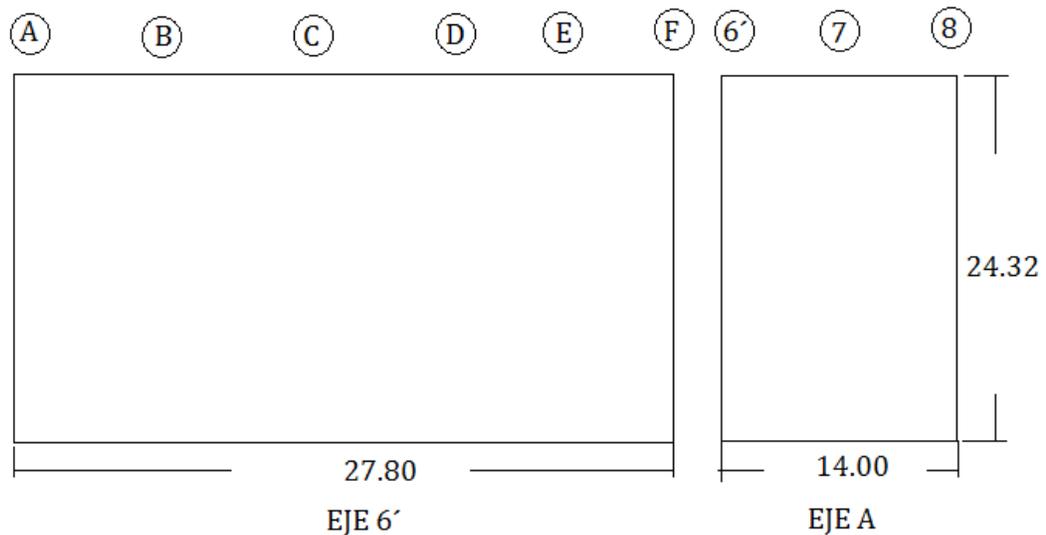


Figura 4. 47: Esquema de sencillez geométrica en elevación de la edificación.

Simetría geométrica en elevación: se dá cuando los centros de gravedad (CG) de todos los niveles se encuentran uno justo por encima del otro. Para el caso de nuestra edificación en análisis se tiene que se cumple con este criterio ya que en altura no cambian las dimensiones geométricas de la estructura principal.

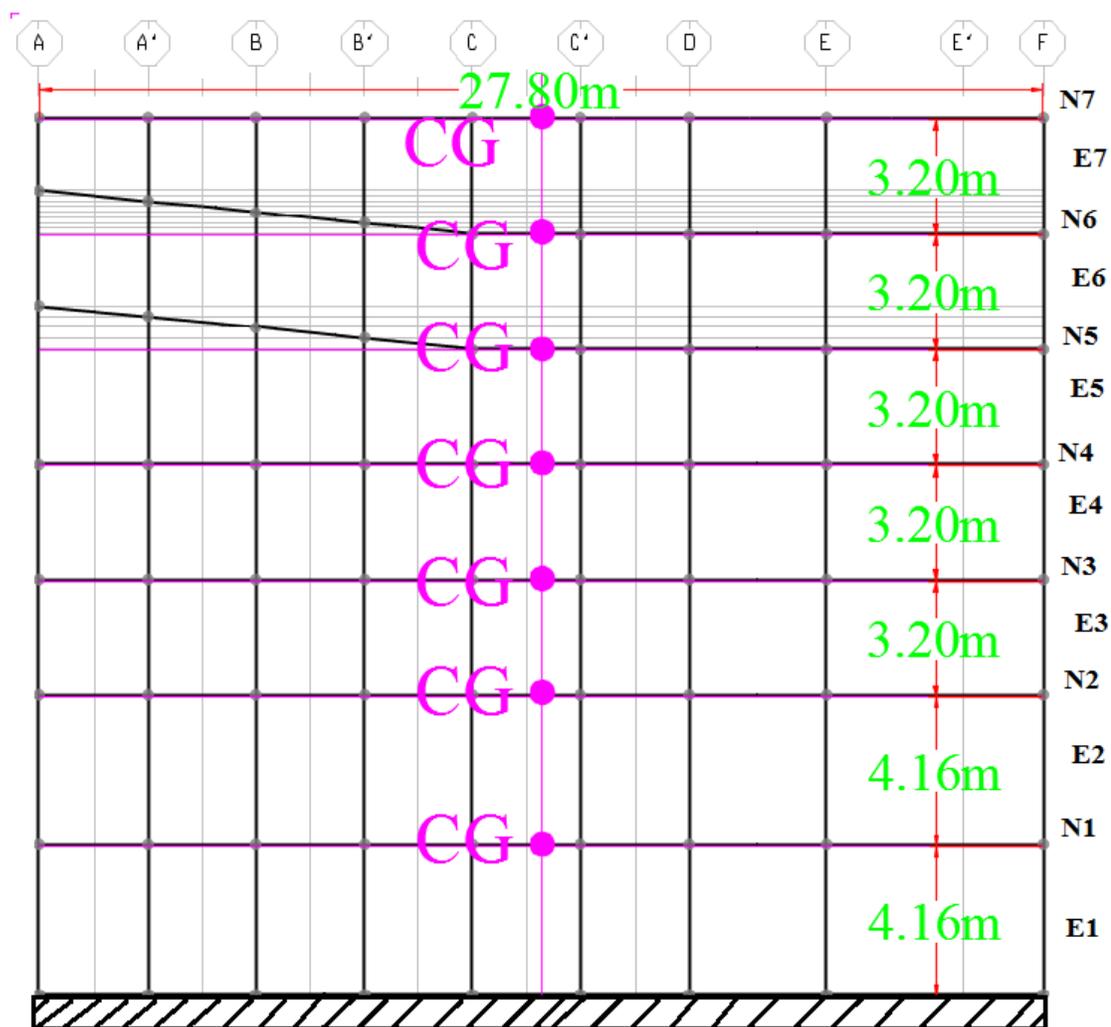


Figura 4. 48: Esquema de simetría geométrica en elevación de la edificación, Eje 6'

Simetría estructural en elevación se da cuando el centro de masas (CM) se encuentra en el mismo eje vertical que el centro de rigidez (CR), esto hace que la torsión en elevación no afecte la estructura. Para nuestro caso no se cumple con el criterio de simetría estructural en elevación ya que los centros de masas y de rigidez varían de nivel a nivel quedando discontinuos en altura.

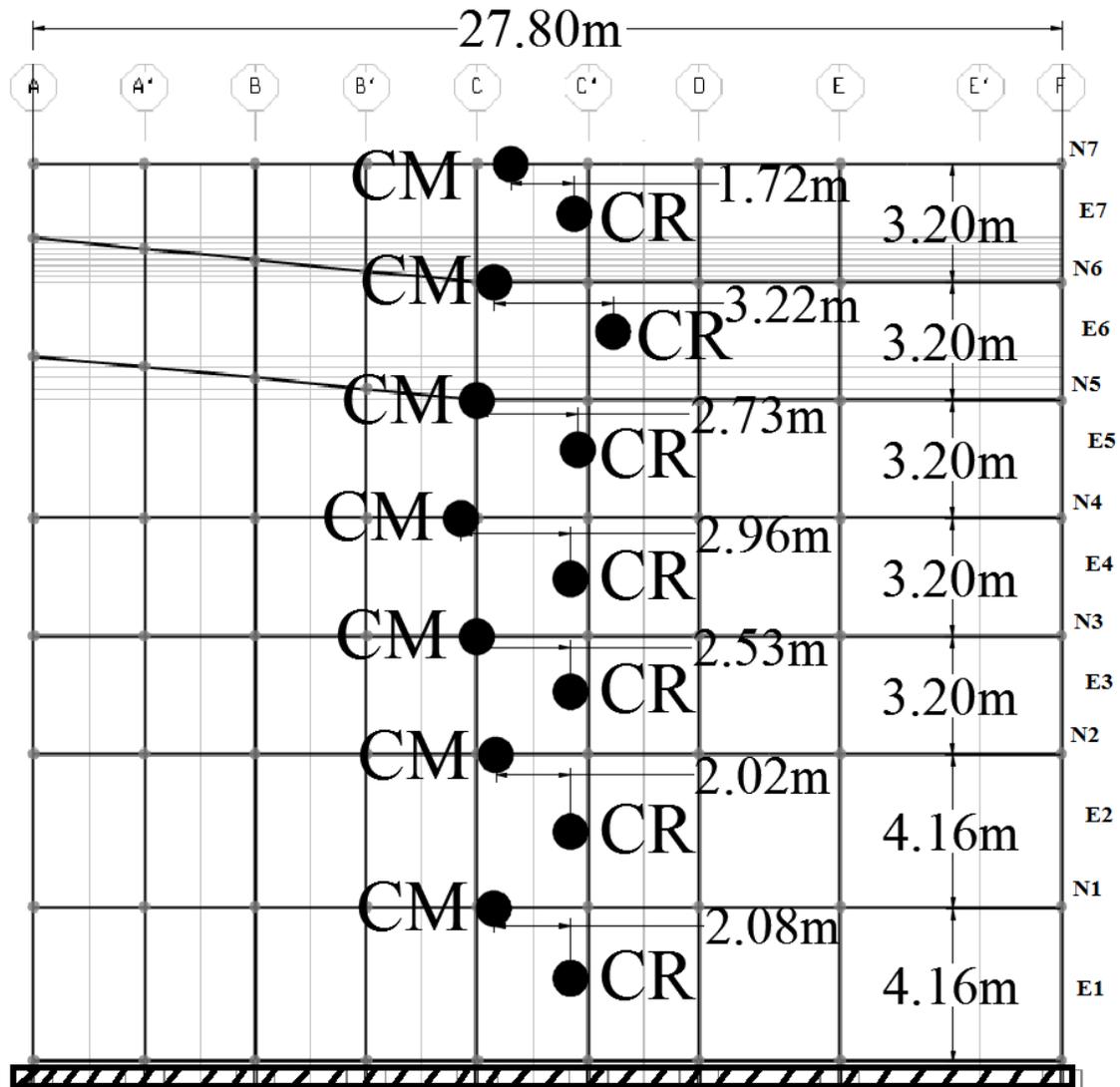


Figura 4. 49: Esquema de simetría estructural en elevación de la edificación, Eje 6'

4.6.2 CRITERIOS ESPECÍFICOS DE ESTRUCTURACIÓN SÍSMICA

Son criterios enfocados a los elementos que componen el edificio, basados en tres propiedades:

- a) **Propiedades geométricas:** tamaño y proporción de edificios; además de formas en planta y en elevación.

b) Propiedades de masa: concentración de masa en los sistemas de pisos rígidos o losas.

c) Propiedades de rigidez: se enfoca a partir de la configuración de los elementos verticales sismo-resistentes.

Geometría elemental y general

Está consideradas en planta como en elevación.

Planta:

Para la edificación en análisis no es aplicable dicho criterio ya que por tener una geometría rectangular y que el cuerpo de escaleras y ascensores están dentro de la estructura, no posee salientes ni entrantes por lo tanto este criterio no se aplica en planta.

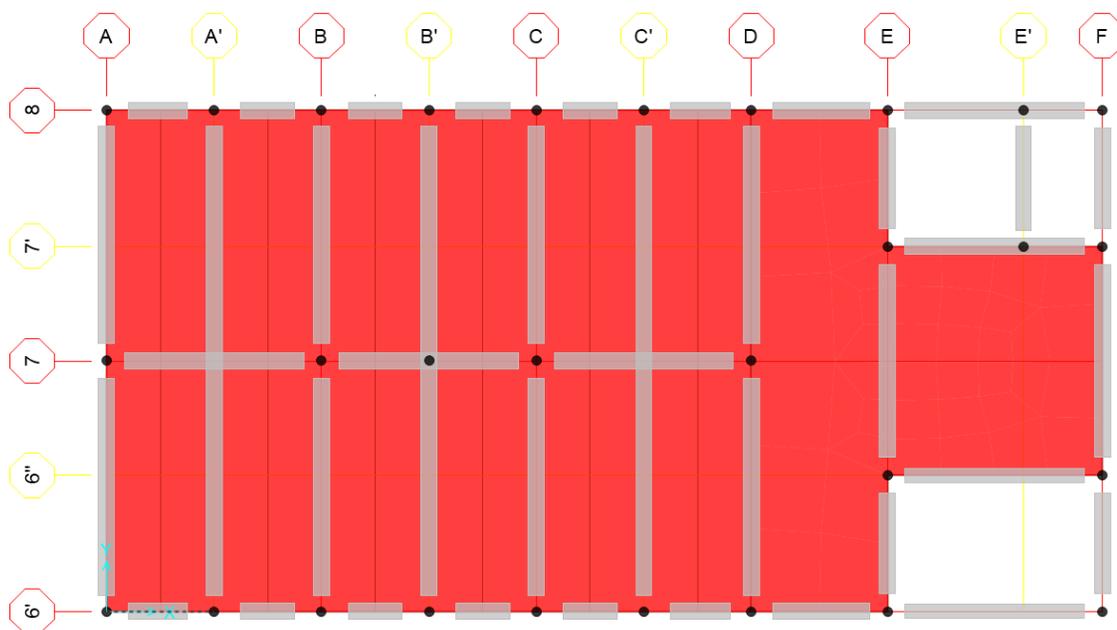


Figura 4. 50: Esquema de la geometría general en planta de la edificación.

Elevación:

La edificación en análisis, en elevación posee una geometría rectangular continua sin salientes ni entrantes, debido a esto no se aplica este criterio en elevación

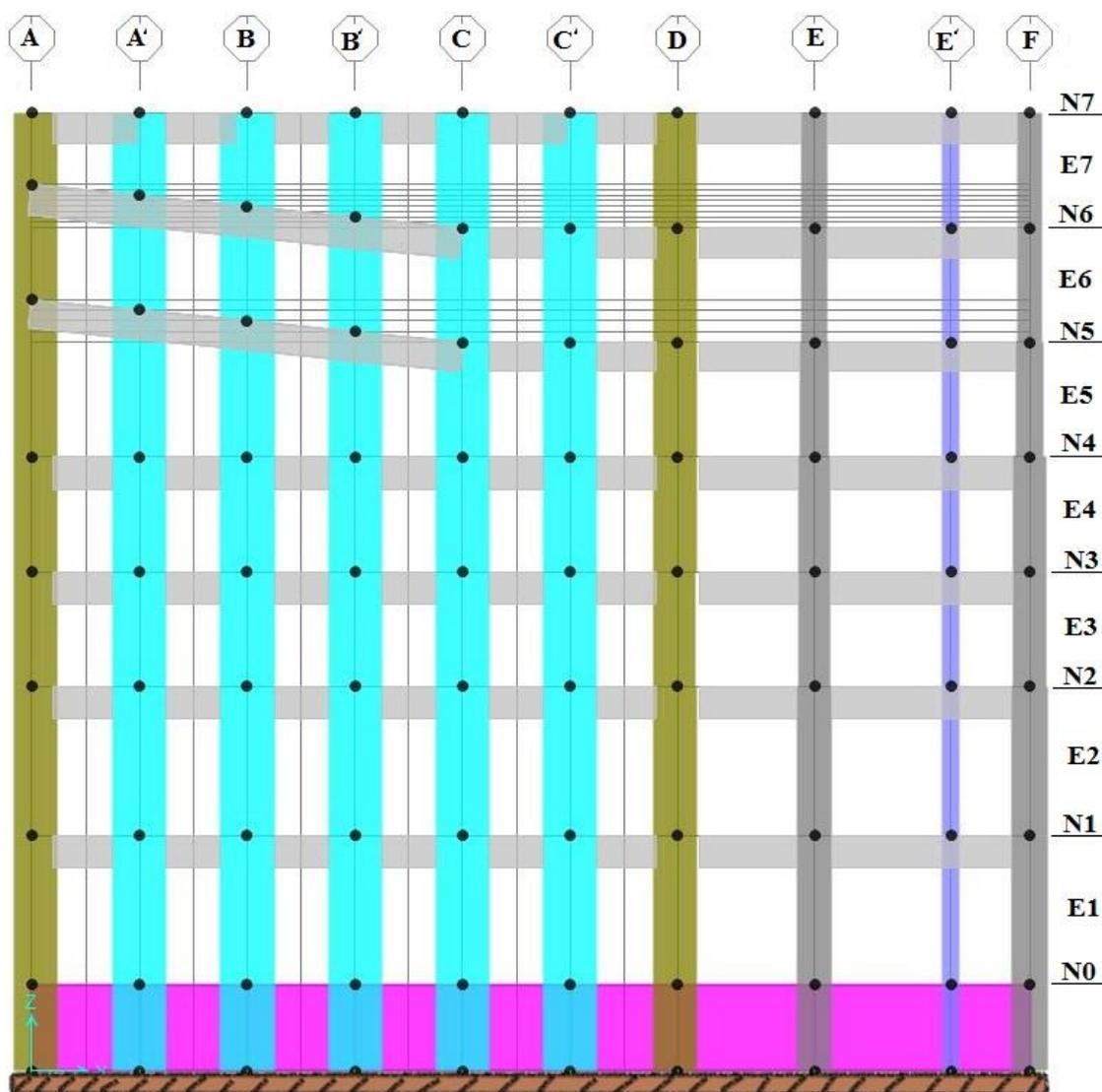


Figura 4. 51: Esquema de la geometría general en elevación de la edificación, Eje 8

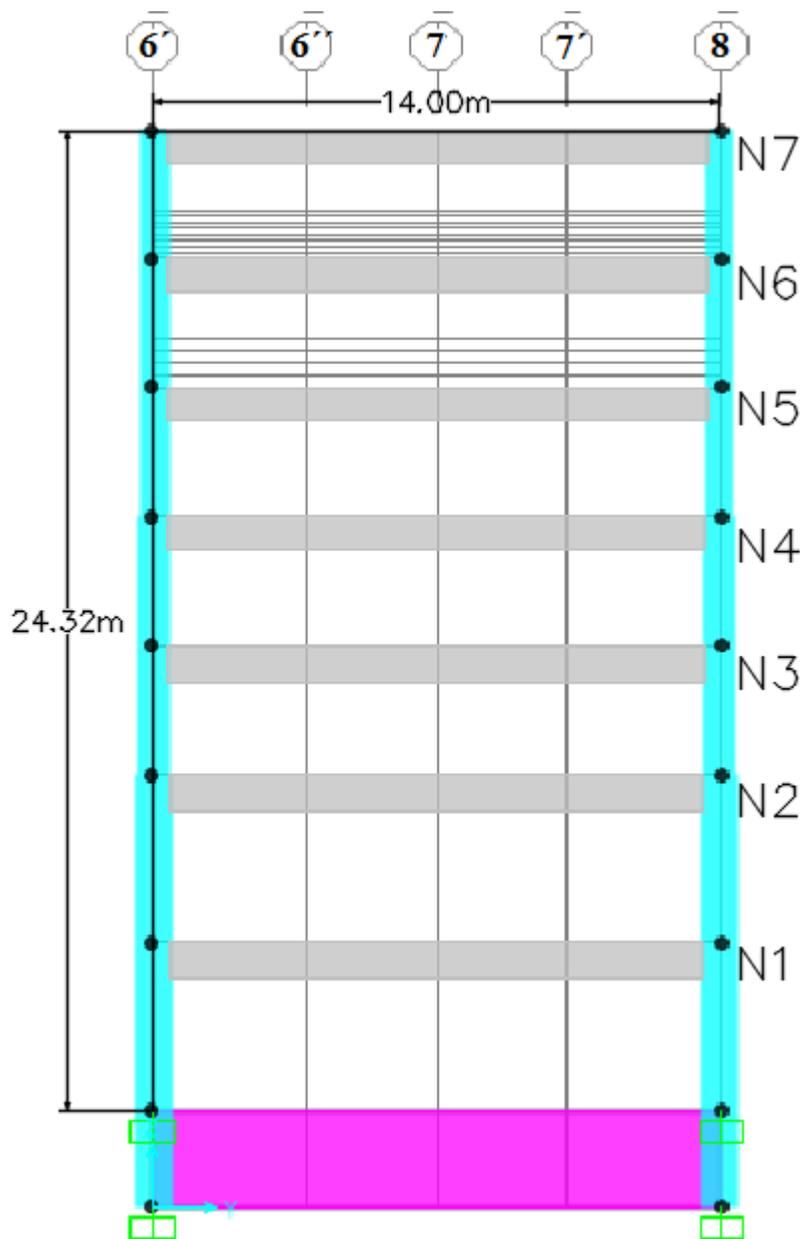


Figura 4. 53: Esquema del tamaño en elevación de la edificación, Eje C'

Proporción de la edificación

La proporción relaciona la longitud y el ancho de un edificio tanto en planta como el ancho y altura en elevación. Estos criterios son tomados de la Norma Técnica

de Diseño por Sismo y de la Normativa Mexicana para la seguridad estructural de las edificaciones.

Planta:

Se considera que la relación en planta de la longitud por su ancho debe de ser menor o igual que 2.5 y a este criterio se le conoce como criterio de planta alargada.

Expresado matemáticamente así:

$$\frac{L}{B} \leq 2.5$$

$$\frac{27.8}{14} = 1.985 \cong 2$$

Para nuestro caso se cumple el criterio de planta alargada ya que 2 es menor que 2.5.

Elevación:

Para el criterio en elevación se considera que la relación de altura por ancho mínimo de la base debe de ser menor o igual que 4. Criterio conocido como criterio de esbeltez.

Expresado matemáticamente así:

$$\frac{H}{B} \leq 4$$

$$\frac{24.32}{14} = 1.74$$

En este caso se cumple con el criterio de esbeltez ya que 1.74 es menor que 4

Vanos o aberturas en losas

En el diseño estructural de una edificación se deben tomar en cuenta los siguientes criterios a la hora de formar un vano o abertura en la losa.

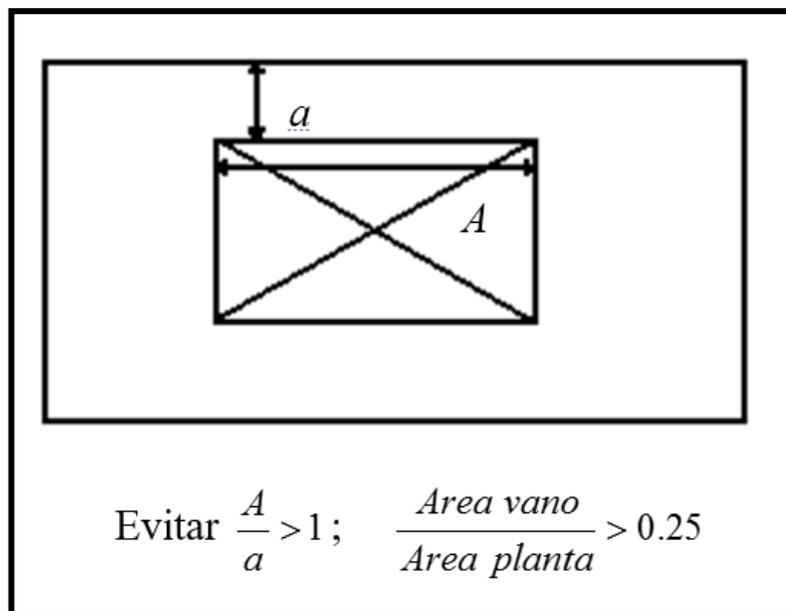


Figura 4. 54: Parámetros de anchos de vanos o huecos en losas.

Dónde:

A: es la distancia mayor del hueco o vano

a: es la distancia menor medida desde el vano o hueco hasta el extremo de la losa

En el caso de nuestra edificación en análisis, se cuentan con dos espacios de circulación vertical, uno que corresponde al cuerpo de ascensores y el otro que corresponde al cuerpo de escaleras principales, que no son considerados vanos en la estructura, por lo tanto este análisis no aplica en la edificación.

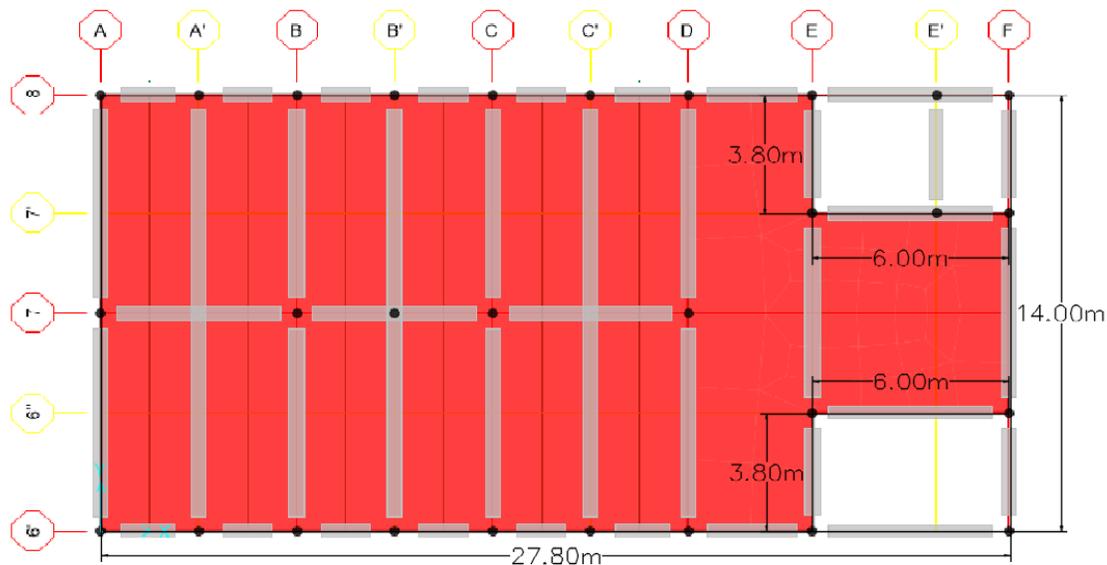


Figura 4. 55: Esquema de espacios para circulación vertical en planta de la edificación

4.6.3 CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO

Una estructura sometida a acciones sísmicas responde a ellas en base a sus características. Como efecto de estas acciones, la estructura se deforma, sufre desplazamientos y esfuerzos, y ocasionalmente daños. Todo esto constituye su respuesta a dichas acciones. La etapa de diseño sísmico consiste en la determinación de la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones exteriores que pudieran afectarla.

Para verificar de manera representativa los criterios de diseño sísmico se seleccionó la viga del eje F (tramo de 6'-8) del tercer nivel que corresponde a una viga de borde, de igual forma, la columna del primer entpiso que corresponde a una columna de esquina, secciones que están sujetas a grandes esfuerzos debido a su ubicación.

Viga-F, tramo del eje 6' – 8, N3

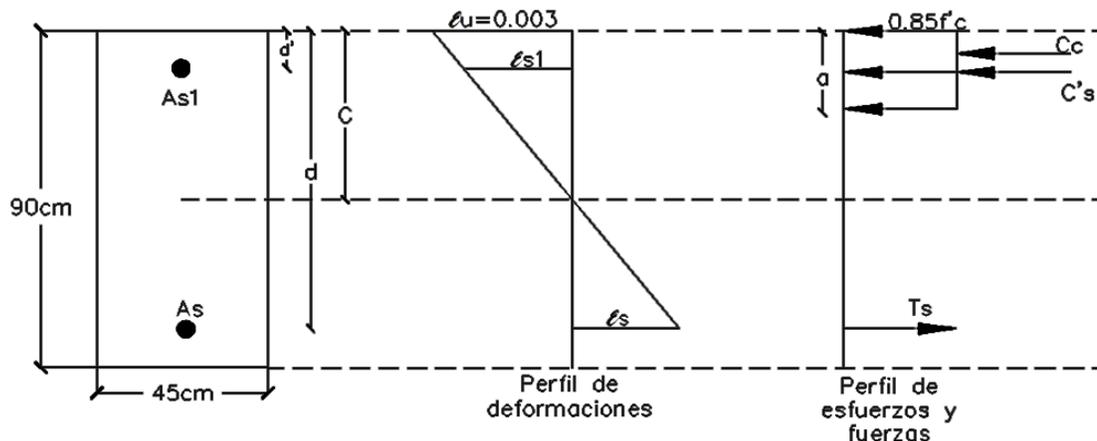


Figura 4. 56: Distribución de esfuerzos sobre la sección transversal V-F (Tramo 6'-8)N3

$$f_y = 2800 \frac{kg}{cm^2} \quad f'_c = 210 \frac{kg}{cm^2} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ si } f'_c \leq 280 \frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{s1} = 6 \#1'' = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6 \#1'' = 30.42 \text{ cm}^2$$

$$d' = 6 \text{ cm} \quad d = 84 \text{ cm}$$

$$E_s = 2.03 \times 10^6$$

Relación geométrica:

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon_{s1}}{c - d'} = \frac{\epsilon_s}{d - c}$$

Las áreas y las cuantías de acero son:

$$A_{s1} = 30.42 \text{ cm}^2 \quad \rho' = \frac{30.42}{84 \times 45} = 0.008$$

$$A_s = 30.42 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{30.42}{84 \times 45} = 0.008$$

Revisando la cuantía de acero atención *mínima* ρ_{cy} que asegurará la fluencia del acero a compresión en la falla, se obtiene:

$$\rho_{cy} = 0.85\beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 - f_y} \right) \frac{d'}{d} + \rho'$$

$$\rho_{cy} = 0.015$$

La cuantía de acero a tensión es menor que esta ($\rho < \rho_{cy}$), por tanto el acero a tensión se encuentra en fluencia al momento de la falla, pero el acero a compresión no. Esto quiere decir que el eje neutro está lo suficientemente alto de manera que el esfuerzo del acero a compresión en la falla es menor que el esfuerzo de fluencia ($f_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$).

f'_c	β_1	ρ_b		
		$f_y = 2800$	$f_y = 3500$	$f_y = 4200$
210	0.85	0.0371	0.0275	0.0214
280	0.85	0.0495	0.0367	0.0285
350	0.80	0.0583	0.0432	0.0336

Tabla 4. 18: Porcentajes de acero balanceado para diferentes concretos y aceros

De la tabla 4.18 se obtiene el porcentaje de acero balanceado y se compara con el acero a tensión:

$$\rho = 0.008 < \rho_b = 0.0371 \text{ (Falla a tensión o dúctil).}$$

Lo anterior lleva a concluir que el acero a tensión ya ha fluido cuando el concreto alcanza su aplastamiento máximo ($f_s = f_y$).

Verificando porcentaje de refuerzo máximo y mínimo:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} = 0.005$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.0278$$

$$\rho_{min} < \rho < \rho_{max} \text{ ok!}$$

Del equilibrio de la sumatoria de fuerzas horizontales se obtiene:

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a + A_{s1}f'_s = A_s f_y$$

Sabiendo que $a = \beta_1 \cdot c$

$$0.85 \times 210 \times 45 \times 0.85c + 30.42 \frac{0.003(c - 6)}{c} = 30.42 \times 2800$$

Despejando c tenemos que:

$$c = 7.39 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = 0.00137$$

$$\varepsilon_s = \frac{0.003(d - c)}{c} = 0.0311 > \varepsilon_y \text{ ok!}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.003(c - d')}{c} = 0.00051 < \varepsilon_y \text{ ok!}$$

$$f'_s = 0.00051 \times 2.03 \times 10^6 = 1035.3 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El momento máximo resistente sería entonces:

$$\Sigma M_{acero \text{ a tension:}}$$

$$M_n = C_c(d - a/2) + C'_s(d - d')$$

$$M_n = 65.35 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$M_n = (0.9)(65.35 \text{ ton} \cdot \text{m}) = 58.81 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

✓ **Columna C1, 6'-F, E1**

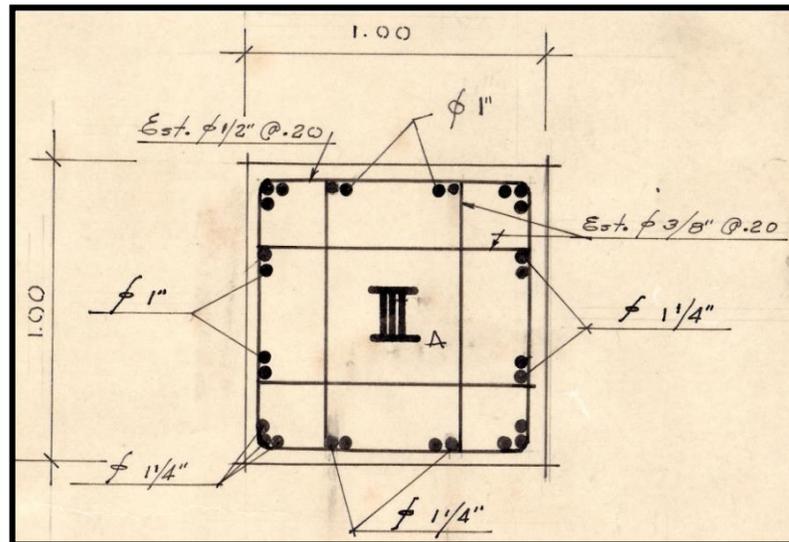


Figura 4. 57: Sección transversal de columna C1, 6'-F, E1

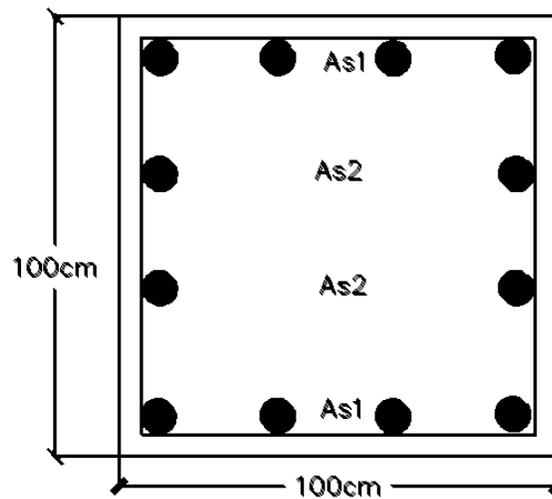


Figura 4. 58: Sección transversal de columna C1, 6'-F, E1

$$A_{s1} = 75.66 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 26.52 \text{ cm}^2 \quad A_{sT} = 204.36 \text{ cm}^2$$

4.6.4 REVISIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DEL CÓDIGO ACI 318

El porcentaje de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1% del área transversal total de una columna. Se cree que si hay una cantidad menor del 1% habrá la posibilidad bien definida de que ocurra una falla no dúctil repentina.

De igual forma el porcentaje máximo de acero no debe ser mayor que 8% del área transversal total de la columna. Este valor se estipula para prevenir el hacinamiento de varillas.

$$A_{sT} = 204.36 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{204.36}{100 \times 100} = 0.020$$

$$\rho_{min} = 0.01 < \rho < \rho_{max} = 0.08 \quad \text{ok!}$$

✓ **Tamaño mínimo de estribo.**

Cuando se usan columnas con estribos, estos no deberán ser menores al #3, siempre que las varillas longitudinales sean del #10 o menores. El tamaño mínimo es la #4 para varillas longitudinales mayores que la #10.

Estribo del #4 y #3 con varillas longitudinales del #10 y #8. **Ok!**

✓ **Separación centro a centro de los estribos.**

La separación de los estribos no deberá ser mayor que 16 veces el diámetro de las varillas longitudinales, 48 veces el diámetro de los estribos, ni que la menor dimensión lateral de la columna.

$$\text{Diámetro de la \#8} = 2.54\text{cm}$$

$$\text{Diámetro de la \#10} = 3.23\text{cm}$$

$$\text{Diámetro de la \#3} = 0.95\text{cm}$$

Diametro de la #4 = 1.27cm

$$16(2.54) = 40.64 \text{ cm}$$

$$48(0.95) = 45.6 \text{ cm}$$

Menor dimension = 100cm

> 20cm OK!

✓ Falla balanceada.

Falla balanceada en columnas es la condición para la cual se produce simultáneamente la falla en el concreto y la fluencia de la capa exterior en tensión del acero.

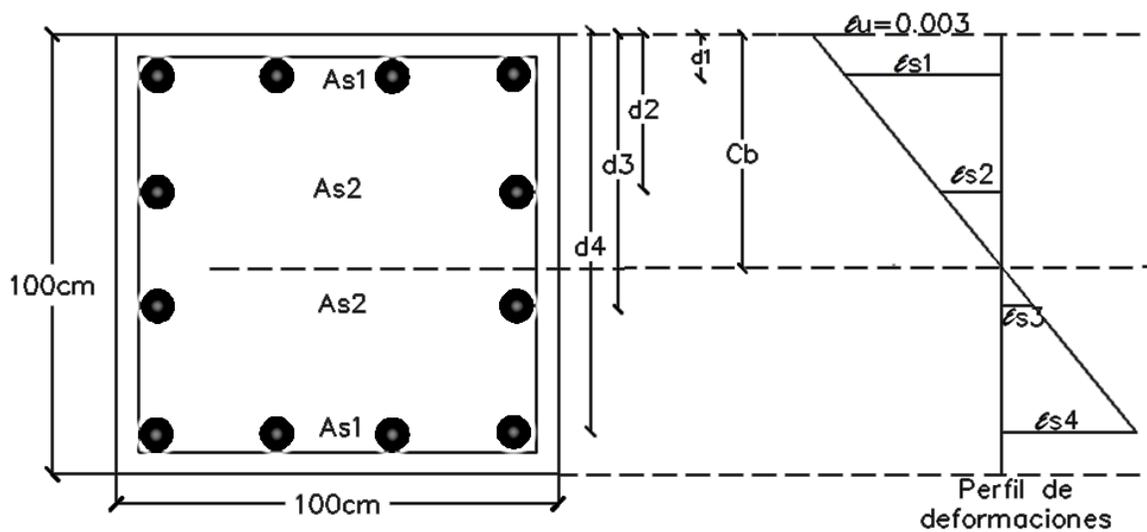


Figura 4. 59: Diagrama de deformaciones de la columna C1, 6'-F, E1, para la falla balanceada.

Dónde:

$$d1 = 5 \text{ cm}$$

$$d2 = 35 \text{ cm}$$

$$d3 = 65 \text{ cm}$$

$$d4 = 95 \text{ cm}$$

Relación geométrica:

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\varepsilon_{s1}}{c_b - d1} = \frac{\varepsilon_{s2}}{c_b - d2} = \frac{\varepsilon_{s3}}{d3 - c_b} = \frac{\varepsilon_{s4} = \varepsilon_y}{d4 - c_b}$$

$$\frac{0.003}{c_b} = \frac{\varepsilon_y}{d4 - c_b}$$

$$c_b = 64.77 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.003(c - d1)}{c} = 0.0028 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.003(c - d2)}{c} = 0.0014 > \varepsilon_y$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.003(d3 - c)}{c} = 0.000011 < \varepsilon_y$$

Falla frágil.

Falla primero el concreto para esta condición tenemos $c > c_b$.

Falla dúctil.

Falla primero el concreto para esta condición tenemos $c < c_b$.

Verificando que tipo de falla presenta:

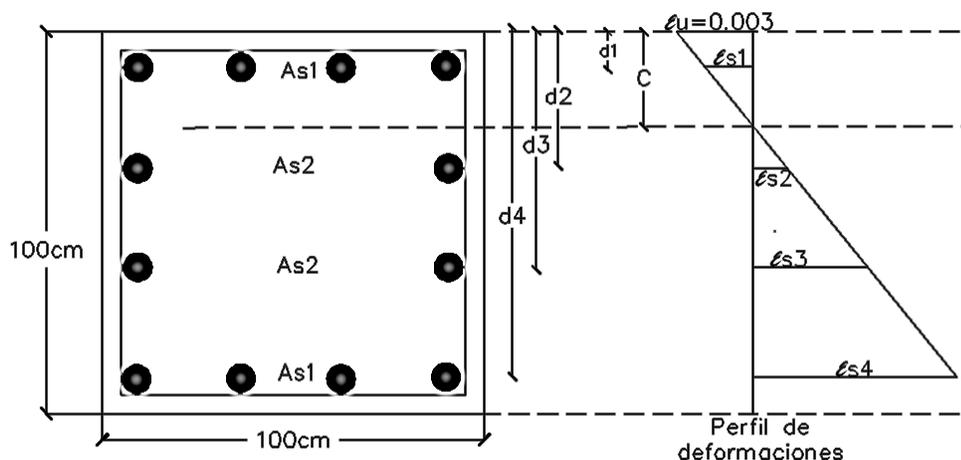


Figura 4. 60: Diagrama de deformaciones de la columna C1, 6'-F, E1

Asumiendo que:

$$\varepsilon_{s1} > \varepsilon_y \quad f_{s1} = f_y \quad \varepsilon_{s3} > \varepsilon_y \quad f_{s3} = f_y$$

$$\varepsilon_{s2} < \varepsilon_y \quad f_{s2} = \varepsilon_{s2} E_s \quad \varepsilon_{s4} > \varepsilon_y \quad f_{s4} = f_y$$

De equilibrio de fuerzas se tiene que:

$$0.85f'_c \cdot b \cdot a + A_{s1}f_{s1} = A_{s2}f_{s2} + A_{s3}f_{s3} + A_{s4}f_{s4}$$

$$c = 33.34 \text{ cm}$$

$$\varepsilon_{s1} = \frac{0.003(c - d1)}{c} = 0.0025 > \varepsilon_y \text{ ok}$$

$$\varepsilon_{s2} = \frac{0.003(d2 - c)}{c} = 0.00014 < \varepsilon_y \text{ ok}$$

$$\varepsilon_{s3} = \frac{0.003(d3 - c)}{c} = 0.0028 > \varepsilon_y \text{ ok}$$

$$c = 33.34 \text{ cm} < c_b = 64.77 \text{ cm (Falla dúctil)}.$$

4.6.5 CRITERIOS DE DETALLADO DEL REFUERZO

De manera simplificada, el American Concrete Institute ACI 318-14, brinda criterios básicos que los elementos sismo-resistentes más importantes en una edificación, columnas y vigas, deben cumplir como mínimo para tener un desempeño adecuado al momento de ser demandado por movimientos sísmicos. A continuación se presenta la revisión de una columna, de manera ilustrativa, ya que los demás elementos se resumen aun tabla general.

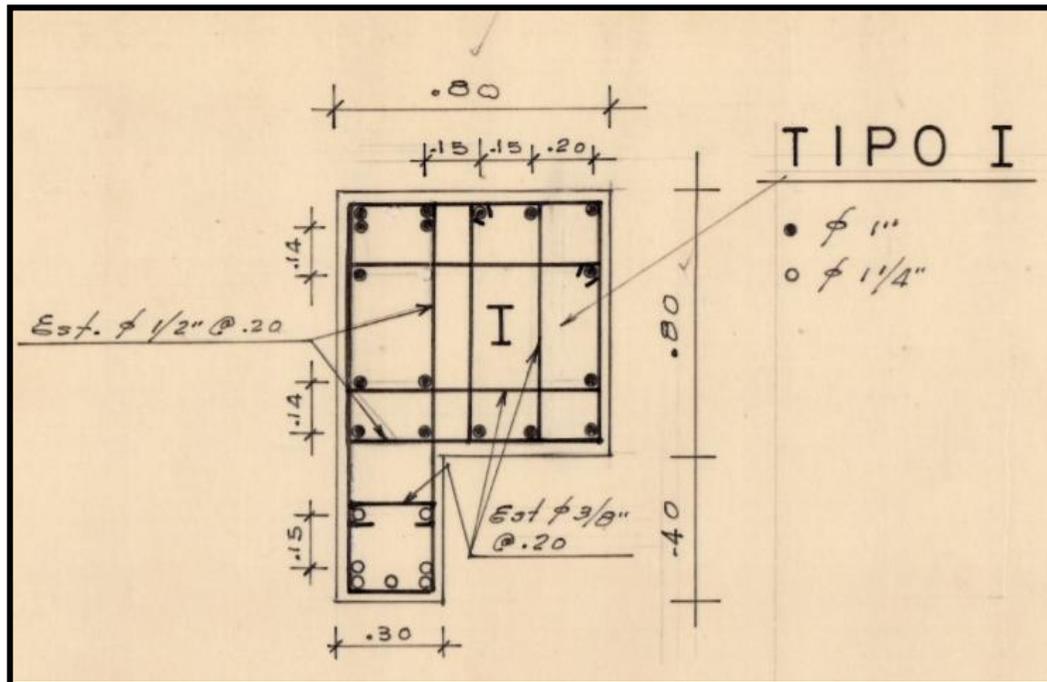


Figura 4. 61: Columna en forma de “L” del entrepiso 3, ejes (6’,8’, A) y (6’,8’, D).
(Fuente: Planos estructurales de la edificación, Facultad de Medicina)

1. Dimensionamiento:

- a) La dimensión menor de la sección transversal medida, en una línea recta que pasa a través del centro geométrico, debe ser al menos 30 cm.

$$80 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \text{OK ii}$$

- b) La relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión perpendicular debe ser al menos de 0.4.

$$80/80 = 1 \quad 1 > 0.4 \quad \text{Ok ii}$$

2. Separación del refuerzo transversal no debe exceder la menor de las siguientes:

- a) La cuarta parte de la dimensión menor de la columna

$$(0.25)(80 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$$

- b) Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.

$$6(2.54 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

La separación de diseño es 20 cm, y $20 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$, por lo tanto con cumple con el criterio de separación.

3. Longitud de zonas confinadas no debe ser menor que los parámetros siguientes:

- a) La mayor dimensión de la sección transversal de la columna

$$H = 80 \text{ cm}$$

- b) La sexta parte de la longitud libre de la columna en el entrepiso

$$(1/6)(4.16 \text{ m} - 0.85 \text{ m}) = 0.55 \quad 55 \text{ cm}$$

- c) O 45 cm

Las zonas confinadas en todas las columnas del edificio son de 100 cm, por tanto cumple con este criterio.

4. Separación del refuerzo longitudinal no debe exceder los 35 cm

$$80 \text{ cm} - 8 \text{ cm} - 4(2.54 \text{ cm}) - 14 \text{ cm} - 14 \text{ cm} = 34 \text{ cm}$$

Cumple con el máximo de separación entre barras longitudinales

5. Calidad de los materiales:

- a) Para concreto de peso normal, el esfuerzo a la compresión a los 28 días debe ser como mínimo 210 Kg/cm^2

El $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ de acuerdo a especificaciones en planos estructurales. Por tanto cumple con este criterio.

- b) El acero de refuerzo debe tener como mínimo 2800 Kg/cm^2 de resistencia de fluencia a tensión.

El $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ de acuerdo a especificaciones en planos estructurales. Por tanto cumple con este criterio.

Tabla 4. 19: Resumen de la revisión de los criterios dimensionales con ACI 318-14.
(Fuente: ACI 318-14)

COL	entre piso	Dimensionamiento		Calidad de materiales		Refuerzo transversal			Zonas Confinadas				Refuerzo longitudinal
		${}^1D(-) \geq 30\text{cm}$	${}^1D(-)/{}^2D(+)$ ≥ 0.4	${}^3f'c \geq 210$ kg/cm	${}^4fy \geq 2800$ kg/cm	$S \geq 1/4$ ${}^1D(-)$	${}^56d(-)L$	6S (cm)	7H	${}^8l/6$ LLC	45 cm	9ZC (cm)	
C1A	0	100	$100/100 = 1$	210	2800	25 cm	15 cm	20	100 cm	55 cm	45	100	25 cm
C1B	0	100	$100/100 = 1$	210	2800	25 cm	15 cm	20	100 cm	55 cm	45	100	25 cm
C2	0	50	$50/75 = 0.67$	210	2800	12.5 cm	12.5 cm	20	75 cm	55 cm	45	100	15 cm
C3	0	90	$90/120 = 0.75$	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	55 cm	45	100	40 cm
C4	0	90	$90/150 = 0.6$	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	55 cm	45	100	40 cm
C1	1	100	$100/100 = 1$	210	2800	25 cm	15 cm	20	100 cm	55 cm	45	100	25 cm
C2	1	50	$50/75 = 0.67$	210	2800	12.5 cm	12.5 cm	20	75 cm	55 cm	45	100	15 cm
C3	1	90	$90/120 = 0.75$	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	55 cm	45	100	40 cm
C4	1	90	$90/150 = 0.6$	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	55 cm	45	100	40 cm

CAPITULO 4: APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

CO	Entre piso	Dimensionamiento		Calidad de materiales		Refuerzo transversal			Zonas Confinadas			Refuerzo longitudinal	
		${}^1D(-) \geq 30\text{cm}$	${}^1D(-)^2D(+) \geq 0.4$	${}^3f'c \geq 210$ kg/cm	${}^4fy \geq 2800$ kg/cm	$S \geq 1/4$ ${}^1D(-)$	${}^56d(-)L$	6S (cm)	7H	${}^81/6$ LLC	945 cm		${}^{10}ZC$ (cm)
C1	2	90	90/90 = 1	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	40 cm	45	100	22 cm
C2	2	50	50/75 = 0.67	210	2800	12.5 cm	15 cm	20	90 cm	40 cm	45	100	30 cm
C3	2	80	80/120 = 0.67	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C4	2	80	80/150 = 0.53	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C1	3	90	90/90 = 1	210	2800	22.5 cm	15 cm	20	90 cm	40 cm	45	100	22 cm
C2	3	50	50/75 = 0.67	210	2800	12.5 cm	15 cm	20	90 cm	40 cm	45	100	30 cm
C3	3	80	80/120 = 0.67	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C4	3	80	80/150 = 0.53	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C1	4	80	80/80 = 1	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C2	4	50	50/70 = 0.7	210	2800	12.5 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	30 cm
C3	4	80	80/120 = 0.67	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm
C4	4	80	80/150 = 0.53	210	2800	20 cm	15 cm	20	80 cm	40 cm	45	100	20 cm

CO L	entre piso	Dimensionamiento		Calidad de materiales		Refuerzo transversal			Zonas Confinadas				Refuerzo longitudinal
		$D(-) \geq 30\text{cm}$	$D(-)/D(+) \geq 0.4$	$^3f_c \geq 210$ kg/cm	$^4f_y \geq 2800$ kg/cm	$S \geq 1/4$ $^1D(-)$	$^56d(-)L$	6S (cm)	7H	$1/6$ 8LLC cm	45 cm	9ZC (cm)	
C1	5	70	$70/70 = 1$	210	2800	17.5 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	17 cm
C2	5	50	$50/70 = 0.7$	210	2800	12.5 cm	12.5 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	30 cm
C3	5	70	$70/120 = 0.58$	210	2800	15 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	20 cm
C4	5	70	$70/150 = 0.47$	210	2800	15 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	20 cm
C1	6	70	$70/70 = 1$	210	2800	17.5 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	17 cm
C2	6	50	$50/70 = 0.7$	210	2800	12.5 cm	12.5 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	30 cm
C3	6	70	$70/150 = 0.47$	210	2800	15 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	20 cm
C4	6	70	$70/70 = 1$	210	2800	17.5 cm	15 cm	20	70 cm	40 cm	45	100	17 cm

SIMBOLOGÍA

1 D(-)

2 D(+)

3 f_c 4 f_y

5 S

6 $6d(-)L$

7 H

8 LLC

9 ZC

10 S_{max} **DESCRIPCIÓN**

La menor dimensión de la sección transversal de la columna

La mayor dimensión de la sección transversal de la columna

Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días

Resistencia de fluencia del acero de refuerzo a tensión

Separación del refuerzo transversal presente en la columna

Seis veces el diámetro menor del refuerzo longitudinal en la columna

Altura de la sección transversal de la columna

Longitud libre de la columna en cada entrepiso

Longitud de la zona confinada presente en cada columna

La mayor separación entre barras de refuerzo longitudinal, presentes en cada columna.

Cumple con el criterio señalado en cada columna de la tabla

No cumple con el criterio señalado en cada columna de la tabla

CAPÍTULO 5
CONCLUSIONES
Y
RECOMENDACIONES

5 INTRODUCCIÓN

Después de haber investigado y recopilado información acerca del análisis estático no lineal (pushover), y haber analizado el cuerpo central del edificio de la facultad de medicina con dicha metodología, se obtuvo la curva de capacidad, el punto de desempeño, secuencia de falla de los elementos estructurales y criterios de aceptación globales locales del edificio. Dichos resultados fueron considerados en el planteamiento de conclusiones que corresponden a cada una de las etapas de la metodología pushover, además, se propusieron recomendaciones producto de los criterios no considerados en el análisis y las deficiencias observadas a lo largo del desarrollo de la metodología.

5.1 CONCLUSIONES

5.1.1 TRABAJO DE CAMPO

- ✓ La inspección visual realizada durante el recorrido por la edificación, dio como resultado, la identificación de daños por flexo-compresión y cortante en vigas primarias y secundarias de todos los niveles de la edificación, además, se observaron daños existentes en columnas y losas debido perdida del recubrimiento y contaminación del concreto, exponiendo el acero de refuerzo al ambiente y volviéndose vulnerables para la formación de rótulas plásticas en columnas y a filtraciones de líquidos en las losas.
- ✓ Durante el recorrido por la edificación se pudo observar que las juntas sísmicas en paredes de mampostería de relleno, de los niveles superiores, se encuentran en mal estado (endurecidas), obstruidas con mortero de repello. De igual forma, la junta de construcción que separa el cuerpo central de las alas norte y sur, se encuentra en mal estado obstruida con restos de materiales de construcción (ripio), en el sector del cuerpo de elevadores principales en los niveles inferiores; condiciones que generan un comportamiento adverso al idealizado al momento de diseñar la estructura, dando como resultado la pérdida de desplazamiento a la hora de un evento sísmico disipándose menos energía en los elementos sismo-resistentes.
- ✓ Del levantamiento de dimensiones de vigas, columnas, losas, claros de vigas y alturas de entresijos, realizado con anterioridad en la edificación,

se observó que las dimensiones establecidas en los planos de construcción que se nos fueron facilitados son correctas, coincidiendo en su totalidad, habiendo algunas variaciones de dos o tres centímetros debidos a errores en los procesos constructivos, errores de ejecución que no fueron tomados en cuenta para el modelamiento de la estructura ya que no son considerables.

- ✓ De los resultados de los ensayos de núcleos extraídos de la losa de fundación, de acuerdo al procedimiento ASTM C42 (*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*) y del ensayo de compresión de cilindros de concreto de acuerdo a la ASTM C39 (*Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*) se determinó que la resistencia a la compresión del concreto fue de 372 kg/cm² y de 318 kg/cm²; habiendo utilizado para el modelamiento de la estructura un valor de 210 kg/cm² establecido como mínimo según el ACI318-14.
- ✓ Con el uso del pachometro se logró corroborar las cantidades, disposición, separación y calibre, de barras de acero de refuerzo longitudinal y transversal de vigas y columnas seleccionadas estratégicamente de los planos que se nos fueron otorgados, en función de la disponibilidad del acceso a estos elementos en campo, generando resultados positivos que coinciden con las especificaciones dadas en los planos estructurales de construcción de la edificación.

- ✓ Mediante el uso del martillo de rebote se logró evaluar la calidad y uniformidad del concreto en vigas y columnas seleccionadas en función de la facilidad para su acceso y la disponibilidad del equipo, generando resultados positivos con valores de rebote que reflejan la uniformidad del concreto endurecido en los elementos ensayados.

5.1.2 GEOMETRÍA GENERAL Y DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN

- ✓ Para poder realizar un análisis estructural Pushover, es necesario contar con información que represente las condiciones actuales de la edificación (dimensiones generales, cargas, materiales, cuantificación de daños por medio de factores de agrietamiento, etc.) y poder así representar un modelo que obtenga las características y comportamiento lo más aproximado a la realidad.
- ✓ Para recolectar y verificar la información de una edificación que nos permita determinar las condiciones existentes, es de mucha importancia disponer de formularios y formatos que faciliten esta tarea y nos permita realizarlo de una forma ordenada e integral, tal como se llevó a cabo.
- ✓ Por medio de la inspección visual se corroboró la coherencia entre lo que se presenta en planos y lo verificado en campo (geometría, cargas, materiales, etc.), definiendo de esta forma los parámetros que se utilizaron en el modelado para el análisis estructural.

5.1.3 DAÑOS OBSERVADOS

- ✓ Como resultado del levantamiento de daños se identificaron aquellos elementos que presentan algún tipo de daño, dando mayor importancia a aquellos de tipo estructural, determinando que los elementos estructurales, y en su mayoría vigas, presentan agrietamiento de tipo estructural por Flexión o cortante, su ancho de grieta es menor a los 0.41mm, lo cual de acuerdo a lo descrito por el ACI 224 no exceden los límites admisibles, por lo tanto no representa un peligro para la estructura; sin embargo se utilizaron los respectivos factores de rigidez efectiva debido al agrietamiento en el modelado, de acuerdo a FEMA 356, para reducir la rigidez de las secciones y representar una condición y comportamiento más cercano a lo real.

5.1.4 ANÁLISIS PUSHOVER

- ✓ Para determinar y analizar los esfuerzos y deformaciones en el cuerpo central del edificio de la facultad de medicina se utilizaron técnicas de análisis matricial (AME) y análisis por el método de elementos finitos (MEF), técnicas que fueron desarrolladas internamente por el SAP2000 y las cuales involucraron una gran cantidad de cálculos numéricos. Para crear el modelo del edificio en SAP2000 se introdujeron parámetros que asemejaron el modelo computacional a las condiciones existentes de la edificación (geometría, dimensiones y cantidad de acero de los elementos,

cargas, materiales, daños etc.), obteniendo con lo anterior un comportamiento más aproximado a la realidad.

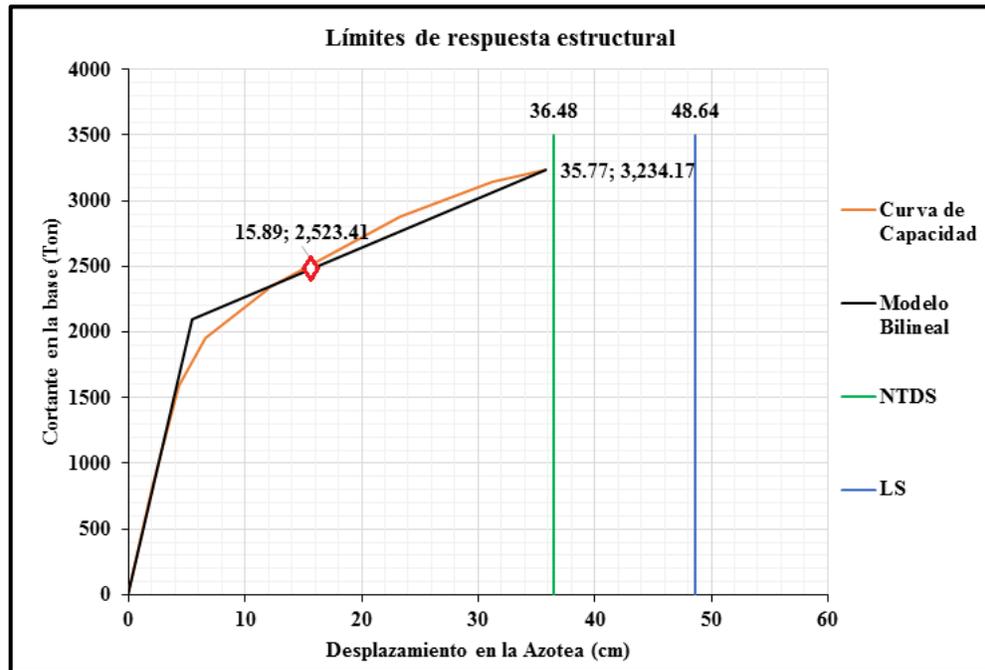
- ✓ Los mecanismos de falla de los elementos estructurales de la edificación (vigas, columnas, muros, etc....), se definieron mediante diagramas de momento curvatura y fueron normalizados para ser introducirlos en el SAP2000, obteniendo así un modelo en el que cada elemento posee su respectivo mecanismo de plasticidad.
- ✓ La rigidez efectiva de los diferentes elementos que soportan a la edificación fue establecida de acuerdo a los lineamientos que propone el ATC-40. Asignando a las columnas una reducción de 30% en su rigidez a flexión y un 60% al corte, en el caso de las vigas, una reducción de 50% en su rigidez a flexión y un 60% al corte.
- ✓ Debido a que las diferentes formas en la distribución de las fuerzas laterales incrementales aplicadas a la estructura, influyen en la determinación de la curva de capacidad, se definieron tres patrones diferentes de carga lateral; el establecido por las masas de cada entepiso (uniforme), el que proporciona la Norma técnica para Diseño por Sismo de El Salvador (triangular) y el que proporciono el modo fundamental de vibración (parabólico). Para obtener una sola curva de capacidad se eligió la curva más desfavorable, que correspondió a la curva que presento menor capacidad, siendo esta la curva generada por el patrón de cargas

del primer modo de vibración en la dirección y-y con un cortante de 3234.16 ton y un desplazamiento máximo de 35.77 cm.

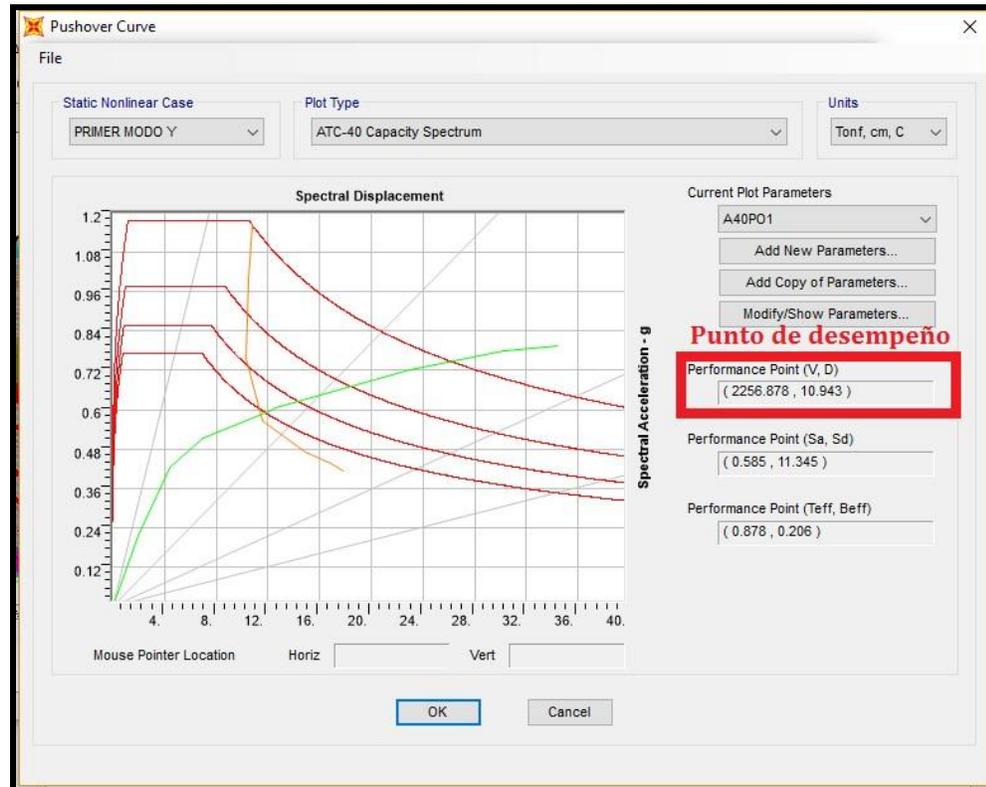
- ✓ Para establecer la demanda sísmica en el análisis estático no lineal, se utilizó el espectro de respuesta elástico de la Norma Técnica para Diseño por Sismo del Reglamento para la Seguridad Estructural de las Construcciones de El Salvador, debido a que dicho espectro considera un sismo de diseño entre moderado y severo que no ocurre frecuentemente en la vida útil de una edificación; este posee el 10% de probabilidad de ser excedido en 50 años con un periodo de retorno de 475 años; por lo que se puede hacer la similitud con el sismo de diseño que recomienda usar el ATC-40, considerado por muchos códigos como el movimiento del terreno que se aplica en el diseño de nuevas estructuras convencionales.

5.1.5 PUNTO DE DESEMPEÑO

- ✓ El cuerpo central del edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador, con un desplazamiento de 15.89 cm, cumple con el nivel de desempeño de seguridad de vida para la demanda establecida en la NTDS manteniendo un buen margen de deformaciones antes del límite de daños permisibles para la seguridad de vida de los ocupantes (48.64 cm). Obteniéndose el punto de desempeño con un valor de fuerza cortante de 2523.41 ton y un desplazamiento de 15.89 cm manteniendo un margen de deformaciones antes del límite de control de daños en la estructura de 20.59 cm y antes del límite de seguridad de vida de 32.75 cm.

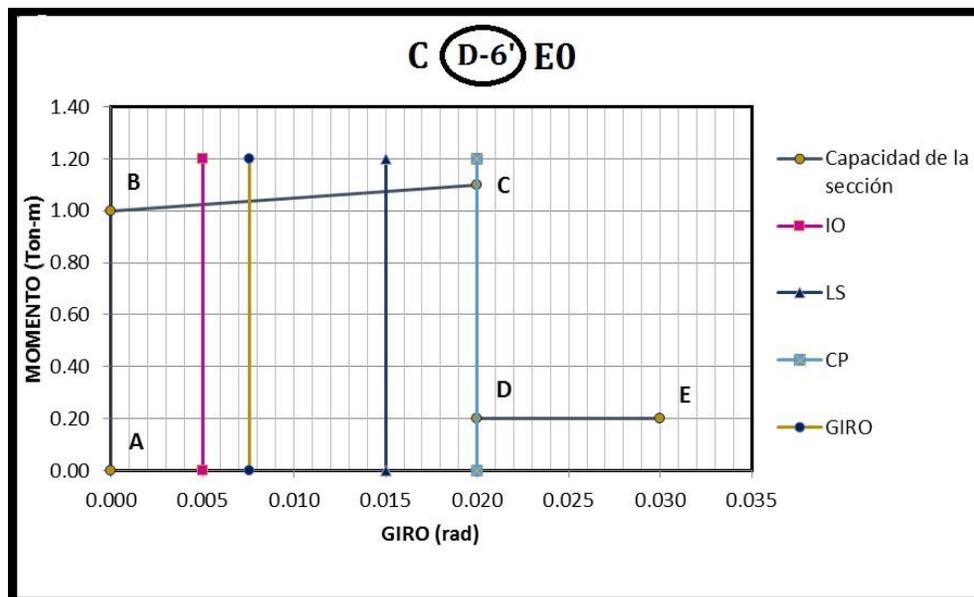


- ✓ Mediante la aplicación del método ATC 40 Espectro de Capacidad, realizado con el software Sap2000, se obtiene el punto de desempeño con un valor de cortante de 2258.87 ton y un valor de desplazamiento de 10.94 cm, dando como resultado la validación del procedimiento de cálculo manual utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento, cumpliendo con el nivel de desempeño de seguridad de vida.



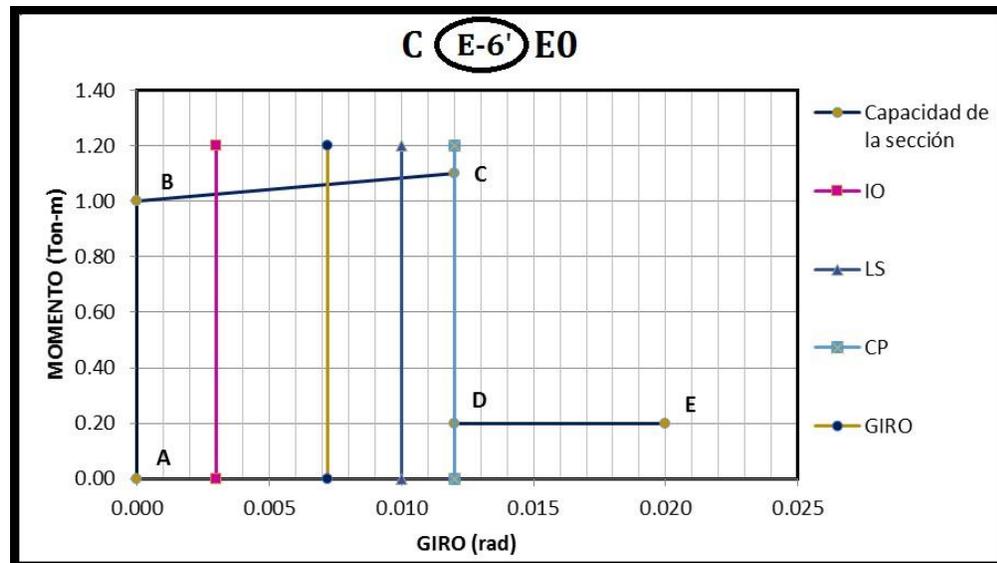
- ✓ Del análisis global de la estructura se obtiene que para un desplazamiento igual al desplazamiento de desempeño, 29 elementos verticales (columnas) ya han incurrido en el rango inelástico, es decir, entre los límites ocupación inmediata y seguridad de vida, todos con comportamiento aceptable desde el punto de vista de su giro, presentando remanentes de deformación en la estructura durante el proceso de carga y descarga, generando daños únicamente correspondiente a los niveles de desempeño antes mencionados .
- ✓ Del análisis local de los elementos sismo-resistentes, la columna C(D-6')E0, generó un comportamiento que se considera aceptable desde

el punto de vista del giro del elemento, éste ha sobrepasado el límite de ocupación inmediata (ver figura 4.49), no obstante, aún posee un buen margen de deformación para llegar al límite de desempeño básico para elementos sismo-resistentes, seguridad de vida, por lo que el elemento no necesita ser reforzado o intervenido.



- ✓ La columna C(E-6')E0, generó un comportamiento aceptable desde el punto de vista del giro o deformación del elemento, sobrepasando el límite de desempeño ocupación inmediata, quedándole poco margen de deformación para llegar al límite de desempeño de seguridad de vida, aun así, posee un buen rango de deformación para llegar al límite de desempeño de prevención de colapso, por lo tanto el elemento no necesita

ser reforzado, pero por razones de seguridad y mejoramiento de su rendimiento puede ser intervenido.



- ✓ La estructura se desplaza poco antes de llegar al punto de máxima resistencia, una cantidad de 15.89 cm, en su eje más débil, lo cual es consecuencia del sobredimensionamiento que poseen las columnas y vigas que forman los marcos y las concentraciones de rigidez en los cubos de ascensores y cuerpo de escaleras principal, lo cual indica que el comportamiento de algunos elementos que sobrepasaron el límite de ocupación inmediata no tienen incidencia en el comportamiento global de la edificación ya que es insignificante en comparación de la extrema rigidez que aportan los demás elementos.

- ✓ Mediante un análisis estático no lineal (pushover), partiendo del escenario que posee la estructura, niveles de daño, geometría, uso, se conoce la capacidad de deformación y comportamiento de la estructura aplicando diferentes patrones de cargas laterales que la empujan en una dirección determinada, determinando mediante la aplicación de la metodología de desempeño propuesta por FEMA 356, ATC 40 y ASCE 41-13, el cumplimiento del objetivo de desempeño de seguridad de vida, limite que según la demanda sísmica propuesta en la NTDS, 10% de probabilidad de ocurrencia en 50 años, debe ser chequeado para la edificación en función del nivel de importancia que tiene para la comunidad estudiantil y autoridades de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador.

5.1.6 CRITERIOS DE DETALLADO Y DISEÑO SÍSMICO

- ✓ Resulta prudente exigir que las vigas y columnas se diseñen de tal forma que la falla, en caso que ocurra, sea por fluencia del acero y no por aplastamiento del concreto. Esto se logró corroborar seleccionando una columna y una viga de borde, verificando que la cuantía de acero de refuerzo ρ fuera menor que la cuantía balanceada ρ_b , además se constató, que tanto las vigas como columnas presentan mayor porcentaje de acero de refuerzo que el mínimo permitido por el ACI318-14, asegurando con ello que la resistencia de las secciones fisuradas sea mayor que el momento que produce agrietamiento en las secciones no fisuradas.

- ✓ Los criterios de estructuración sísmica durante el proceso de diseño conceptual de la edificación son la clave para obtener un buen diseño estructural de los componentes estructurales de una edificación en particular, ya que la semejanza con la realidad de los modelos estructurales utilizados en la etapa de análisis y diseño son los responsables del comportamiento que va experimentar la estructura durante un evento sísmico, de lo contrario pueden obtenerse resultados y comportamientos adversos que pueden ocasionar daños y hasta el colapso de la estructura.

5.2 RECOMENDACIONES

- ✓ Debido a los resultados obtenidos con el levantamiento de daños y pese a que no se encontraron daños estructurales graves, es recomendable realizar reparaciones en los elementos dañados así como llevar un monitoreo periódico de los mismos y poder garantizar la seguridad de la estructura y de los ocupantes. Tomando en cuenta lo anterior, la técnica más conveniente a utilizar en los elementos agrietados es la de “Reparación con Resina Epoxi”, con lo que se logrará una buena adherencia en el material dañado además de devolverle la rigidez y resistencia a la estructura y proporcionar protección a la exposición de la grieta. Además, es de mucha importancia la reparación de los elementos en los que se presenta la pérdida del recubrimiento, ya que la exposición del acero de refuerzo genera deterioro en este material, lo cual puede generar un mal comportamiento estructural ya que dicho material ha perdido sus propiedades estructurales.
- ✓ Que se realice una investigación que establezca la metodología y consideraciones a tomar en cuenta en la realización de la técnica pushover para edificaciones existentes en El Salvador, debido a que nuestro país no cuenta con una normativa que guíe de manera concisa al profesional o estudiante que no se encuentra relacionado de forma directa a la temática de análisis no lineales.

- ✓ •Que se realice un mantenimiento periódico de las juntas de construcción del edificio, librándolas de cualquier residuo o material que obstaculice el movimiento de los cuerpos estructurales durante un evento sísmico; así como también, las juntas sísmicas en paredes de relleno a la hora de remodelación en la edificación.
- ✓ •Realizar al menos dos extracciones de núcleo de concreto por nivel en la estructura, para realizar la prueba de compresión de núcleos de concreto endurecido y así obtener de manera más confiable la resistencia a la compresión del concreto que posee la edificación dándole aun mayor validez a esta investigación.
- ✓ •Realizar extracciones de núcleos en grietas de vigas para medir la profundidad de estas y verificar si traspasa el núcleo confinado de concreto y así poder intervenirlas con un epóxido o un sellante para evitar la contaminación del acero de refuerzo, evitando posteriores daños en los elementos, o si solamente son grietas superficiales de recubrimiento que no generan amenaza a la estructura.
- ✓ Que se analice la edificación mediante una metodología de análisis por interacción suelo-estructura, en donde se tomen en cuenta las propiedades de sitio que posee la masa de suelo que soporta la edificación, realizándose con anterioridad un estudio de suelo detallado que sea representativo de las condiciones existentes en la losa de fundación de la estructura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Vol I y II. California Seismic Safety commission. Redwood City, California.
2. FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, DC. FEMA 356.
3. FEMA 440. (2005). *IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES*. Washington, DC. FEMA 440.
4. ASCE 41-13. (2014). *SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDINGS*. Estados Unidos de América.
5. NTDS. (1994). *NORMA TECNICA PARA DISEÑO POR SISMO DEL REGLAMENTO PARA LA SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE LAS CONSTRUCCIONES EN EL SALVADOR*.
6. ACI224R-14. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. *CONTROL DE LA FISURACION EN ESTRUCTURAS DE HORMIGON*. Estados Unidos de América. ACI224R.
7. TEODORICO MANUEL FLORES BARRETO. (2003). *Tesis: ESTUDIO DEL CONTROL DE ROTULAS PLASTICAS EN PORTICOS DE CONCRETO ARMADO*. Lima, Perú.
8. José Antonio Taboada García, Arturo Martín de Izcue Uceda. (2009). *Tesis: ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ASISTIDO POR COMPUTADORAS*. Lima, Perú.
9. JULIO EDWIN DELGADILLO ALANYA. (2005). *Tesis: ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE ESTRUCTURAS*. Lima, Perú.

10. *Guillermo Osvaldo Villanueva Mohr. (2009). Tesis: "DISEÑO SÍSMICO POR DESEMPEÑO APLICADO A UN EDIFICIO DE HORMIGÓN ARMADO". Valdivia, Chile.*

11. *ROBERTO JOSÉ CHICAS MEDRANO, WALTHER ODYR DÍAZ RÍOS, EDWIN JOSUÉ VENTURA BENÍTEZ. (2015). Tesis: "PROPUESTA Y APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA EDIFICACIONES". San Salvador, El Salvador.*

12. *Vlacev Toledo Espinoza. (2011). Pushover-Análisis No Lineal Estático en Edificios de Concreto Armado, Libro III de la colección: Ingeniería sísmica Basada en Desempeño- PBEE. Perú.*

13. *BACH: RONALD J. PURCA. (2012). MODELOS DE HISTERESIS – OTANI: Traducción Personal. Perú.*

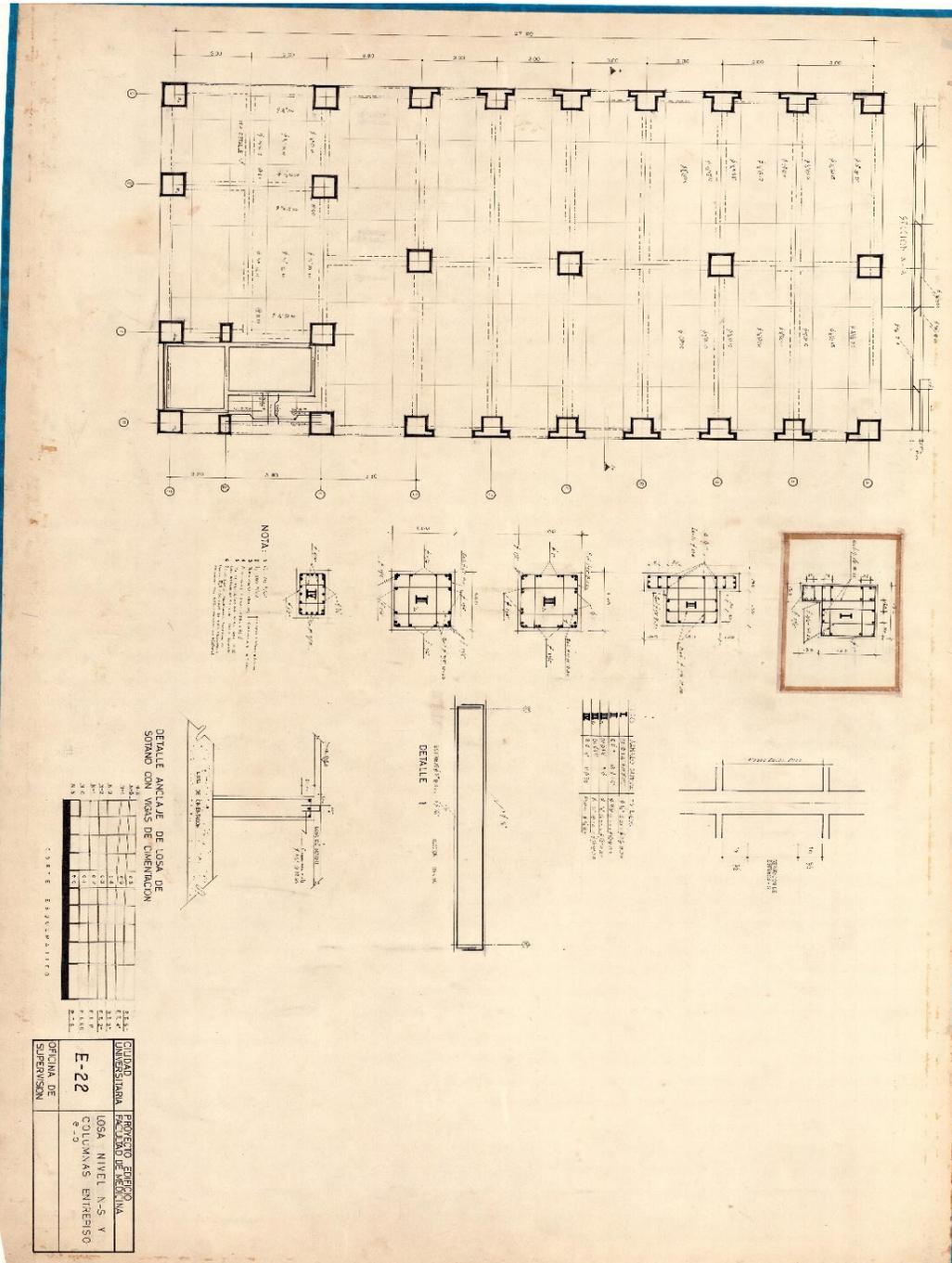
14. *CSI Analysis Reference Manual For SAP2000. (2016). Manual del usuario para análisis estructural en SAP200. Berkeley, California, USA.*

15. *MARIO PAZ. (1992). DINAMICA ESTRUCTURA TEORIA Y CALCULO, TERCERA EDICION. Barcelona, España*

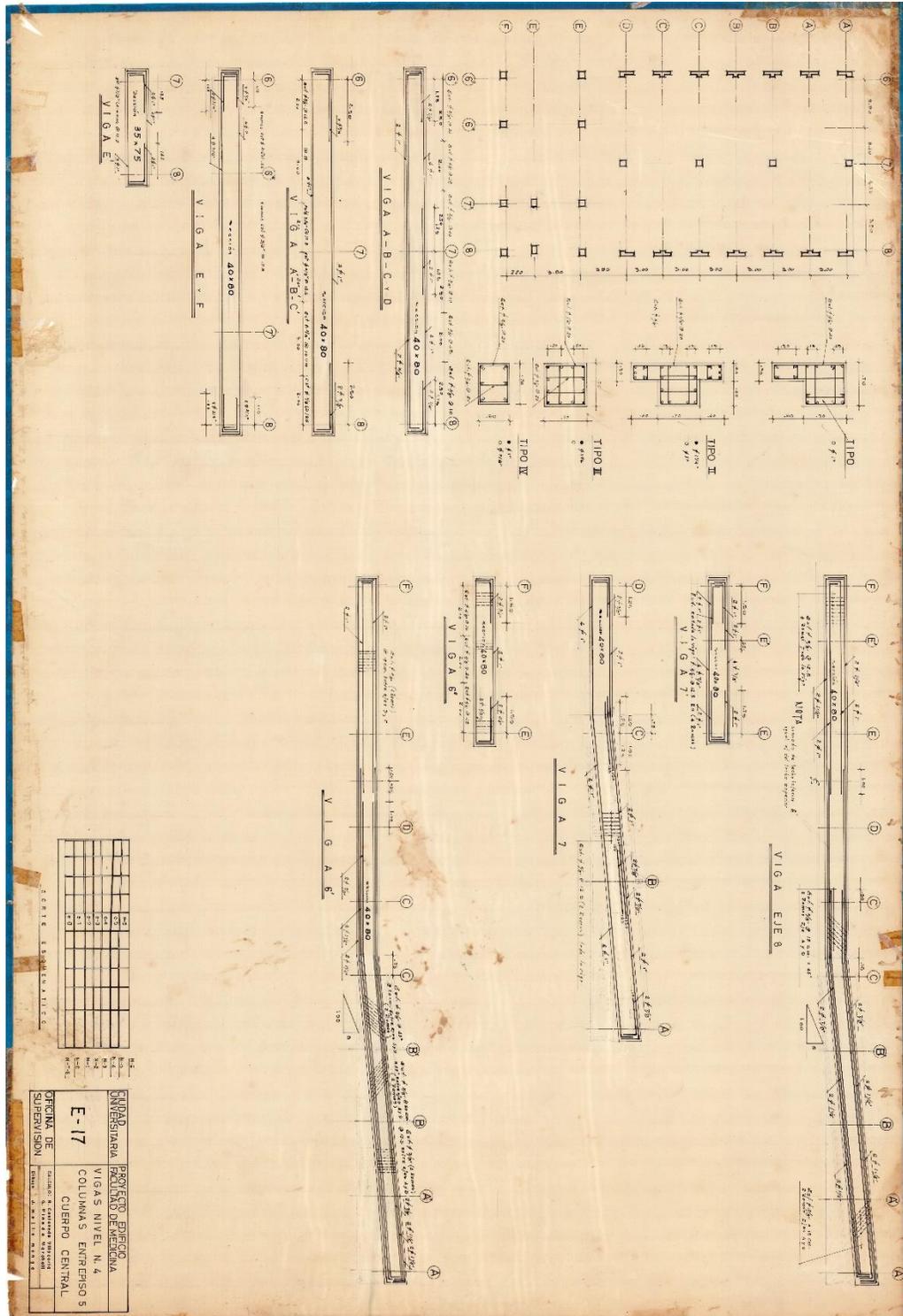
ANEXOS

ANEXOS

A-1: Plano estructural, losa del nivel de sótano y columnas del entrepiso cero



A-4: Plano estructural, Vigas del nivel 4 y Columnas del entrepiso 5



A-5: Plano estructural, Vigas de los niveles 5,6 y Columnas de los entrepisos 6,7

