



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
VICERRECTORÍA INVESTIGACIÓN Y DESARROLLO
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
MAESTRÍA INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SÍSMICA

Tesis para la obtención del grado de
Master en
Ingeniería Estructural y Sísmica

TITULO DE LA TESIS:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO
SÍSMICO DE UN EDIFICIO CONVENCIONAL VERSUS
USANDO DISPOSITIVOS PASIVOS (AMORTIGUADORES
VISCOSOS Y AISLADORES SÍSMICOS)”**

Autor de tesis: Ing. Soledad del Rosario Valdivia Somarriba.

Tutor de tesis: PhD. Ing. Nicolás Peralta Pérez.

Managua, Nicaragua, Noviembre, 2021

AGRADECIMIENTO

Finalizar este trabajo representa la culminación de una de las etapas más enriquecedoras y desafiantes de mi vida. Fue un camino largo y duro, pero con el apoyo de muchas personas que me ayudaron a transitarlo salí ilesa y satisfactoria.

Agradezco en primer lugar a Dios, que nos brinda la existencia en este mundo día a día.

A mi tutor, PhD. Ing. Nicolás Peralta Pérez, por su gran paciencia, amabilidad y sabiduría, guiándome de una manera extraordinaria en la elaboración de esta tesis. Gracias por todas sus enseñanzas y consejos interesantes.

Al MSc. Ing. Nelson Morrison por su apoyo incondicional en todo el transcurso del curso de maestría. De igual manera a mis maestros, en especial al PhD. Ing. Nelson Lafontaine quien me brindó siempre su ayuda cuando lo necesitaba.

A mis amigos, quienes me ayudaron de una manera desinteresada cuando me surgían interrogantes, en especial Benji Paul.

A todos ellos de corazón, muchas gracias!

DEDICATORIA

A mi mamita y tía Isabel, que siempre están a mi lado guiándome por el buen camino, espero que se sientan orgullosas por el logro que he conseguido gracias a ustedes. Las extraño...

A mi esposo por haberme apoyado en todo momento, levantarme el ánimo, creer en mi capacidad y darme fuerzas cada vez que lo necesitaba.

A mis hijos Leo y Fer, lo máspreciado para mí en esta vida, mi fuente de inspiración y motivación para hacer realidad este sueño.

TABLA DE CONTENIDO

TABLA DE CONTENIDO	I
INDICE DE TABLAS	VI
INDICE DE FIGURAS	VIII
RESUMEN DE LA TESIS.....	X
ABSTRACT	XI
INTRODUCCION.....	1
ANTECEDENTES	4
PLANTEAMIENTO DE LA SITUACION	6
OBJETIVOS	8
1. <i>Objetivo general</i>	8
2. <i>Objetivos específicos</i>	8
JUSTIFICACION	10
CAPITULO 1: MARCO CONCEPTUAL	13
1.1. FILOSOFÍA DEL DISEÑO SISMO-RESISTENTE CONVENCIONAL	13
1.2. DESARROLLO DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN EN ESTRUCTURAS	15
1.3. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	16
1.3.1. <i>Sistemas activos</i>	16
1.3.2. <i>Sistemas semi-activos</i>	17
1.3.3. <i>Sistemas pasivos</i>	17
1.4. AISLADORES SÍSMICOS.....	18
1.4.1. <i>Modelo bilineal para aisladores sísmicos LRB</i>	23
1.5. DISIPADORES DE ENERGÍA.....	28
1.5.1. <i>Funcionamiento de disipadores de fluido viscoso</i>	29
1.5.2. <i>Distribución de los amortiguadores de fluido viscoso</i>	31
1.6. FACTORES QUE INFLUYEN EN EL DESEMPEÑO DE LOS SISTEMAS DE CONTROL PASIVO.....	33

CAPITULO 2: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (ESTRUCTURA A)..... 36

2.1.	DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.....	36
2.2.	DESCRIPCIÓN DE LOS MATERIALES	38
2.3.	DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS A CONSIDERAR EN EL MODELO	38
2.3.1.	<i>Acciones permanentes. Carga muerta</i>	39
2.3.2.	<i>Acciones variables. Cargas vivas. Cargas vivas reducidas</i>	40
2.3.3.	<i>Acciones accidentales. Cargas sísmicas</i>	40
2.3.4.	<i>Peso total de la estructura por piso</i>	40
2.3.5.	<i>Combinaciones de cargas</i>	41
2.4.	CARACTERIZACIÓN DE LA AMENAZA SÍSMICA SEGÚN EL RNC-07	42
2.4.1.	<i>Clasificación de la estructura. Arto. 20.</i>	42
2.4.2.	<i>Factor de reducción por ductilidad. Arto. 21</i>	42
2.4.3.	<i>Factor de reducción por sobrerresistencia. Arto. 22.</i>	42
2.4.4.	<i>Influencia del suelo. Arto. 25.</i>	43
2.4.5.	<i>Espectro para diseño sísmico. Arto. 27.</i>	43
2.4.6.	<i>Máxima aceleración espectral (Sd)</i>	44
2.4.7.	<i>Coefficiente sísmico (c)</i>	44
2.5.	CONDICIONES DE REGULARIDAD SEGÚN EL RNC-07	44
2.5.1.	<i>Simetría en planta</i>	45
2.5.2.	<i>Relación de aspecto en elevación</i>	45
2.5.3.	<i>Relación de aspecto en planta</i>	45
2.5.4.	<i>Entrantes y salientes en planta</i>	45
2.5.5.	<i>Rigidez del diafragma</i>	45
2.5.6.	<i>Aberturas en planta</i>	46
2.5.7.	<i>Regularidad del peso en elevación</i>	46
2.5.8.	<i>Regularidad geométrica en elevación</i>	46
2.5.9.	<i>Restricción lateral de las columnas</i>	47
2.5.10.	<i>Regularidad de rigidez en elevación</i>	47
2.5.11.	<i>Regularidad de resistencia en elevación</i>	47
2.5.12.	<i>Limitación de la excentricidad torsional</i>	48

2.5.13.	<i>Resumen de condiciones de regularidad según el RNC-07</i>	49
2.6.	ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA A	49
2.6.1.	<i>Resumen de parámetros sísmicos</i>	49
2.6.2.	<i>Elección del tipo de análisis. Metodología a utilizar</i>	50
2.6.3.	<i>Creación del modelo estructural en ETABS</i>	50
2.6.4.	<i>Vista en planta y altura de la edificación</i>	51
2.6.5.	<i>Espectro de Pseudo-Aceleraciones</i>	52
2.6.6.	<i>Modelo de la estructura en el software</i>	53
2.6.7.	<i>Análisis modal</i>	54
2.6.8.	<i>Análisis Espectral</i>	56
2.6.9.	<i>Análisis Tiempo Historia</i>	60
2.6.10.	<i>Procesamiento e interpretación de los resultados</i>	69
2.6.11.	<i>Energía y Balance Energético</i>	75
CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (ESTRUCTURA B)		79
3.1.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS	79
3.2.	DISTRIBUCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA	80
3.3.	AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO, FACTOR "B"	82
3.3.1.	<i>Cálculo del factor de reducción de respuesta (B)</i>	82
3.3.2.	<i>Cálculo del amortiguamiento efectivo</i>	83
3.3.3.	<i>Calculo del amortiguamiento viscoso (β_H)</i>	84
3.3.4.	<i>Calculo del coeficiente de amortiguamiento (B)</i>	85
3.4.	CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL DISIPADOR DE ENERGÍA	86
3.4.1.	<i>Cálculo preliminar de Rigidez "K"</i>	86
3.5.	UBICACIÓN DE LOS DISIPADORES EN LA ESTRUCTURA	89
3.6.	ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO "C_j" EN DISIPADORES LINEALES ($\alpha < 1$)	90
3.6.1.	<i>Angulo de inclinación (θ_j) y desplazamiento relativo del disipador de energía</i>	92
3.6.2.	<i>Parámetro λ</i>	93
3.6.3.	<i>Desplazamiento modales normalizados (ϕ_i)</i>	94
3.6.4.	<i>Coefficiente de amortiguamiento (C_j)</i>	94

3.7.	MODELADO DE LOS AMORTIGUADORES VISCOSOS.....	96
3.8.	RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS	97
3.8.1.	<i>Análisis Modal</i>	97
3.8.2.	<i>Desplazamientos y Derivas</i>	98
3.8.3.	<i>Aceleraciones Absolutas</i>	101
3.8.4.	<i>Fuerzas Cortantes</i>	102
3.9.	ENERGÍA Y CURVA DE HISTÉRESIS	103
3.9.1.	<i>Balance Energético</i>	103
3.9.2.	<i>Comportamiento histerético</i>	104
CAPITULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES SISMICOS LRB (ESTRUCTURA C).....		108
4.1.	METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS.....	108
4.2.	CÁLCULO DE LAS PROPIEDADES DEL AISLADOR SÍSMICO LRB.....	110
4.2.1.	<i>Resumen de parámetros sísmicos</i>	110
4.2.2.	<i>Datos preliminares</i>	111
4.2.3.	<i>Cálculo de los parámetros bilineales del aislador LRB para los límites inferiores, nominales y superiores</i>	112
4.3.	RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES ELASTOMÉRICOS CON NÚCLEO DE PLOMO (LRB)	128
4.3.1.	<i>Análisis Modal</i>	128
4.3.2.	<i>Desplazamientos y Derivas</i>	130
4.3.3.	<i>Aceleraciones Absolutas</i>	138
4.3.4.	<i>Fuerzas Cortantes</i>	139
4.4.	CURVA DE HISTÉRESIS.....	141
CAPITULO 5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....		146
5.1.	COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA A VERSUS ESTRUCTURA B	146
5.1.1.	<i>Modos de Vibración</i>	146
5.1.2.	<i>Desplazamientos</i>	146
5.1.3.	<i>Derivas</i>	148
5.1.4.	<i>Aceleraciones</i>	150

5.1.5. Fuerza Cortante	151
5.1.6. Factor de utilización (Demanda/Capacidad)	152
5.2. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA A VERSUS ESTRUCTURA C.....	154
5.2.1. Modos de Vibración	154
5.2.2. Desplazamientos	155
5.2.3. Derivas.....	156
5.2.4. Aceleraciones.....	159
5.2.5. Fuerza Cortante	161
5.2.6. Factor de utilización (Demanda/Capacidad).....	163
CONCLUSIONES.....	164
RECOMENDACIONES.....	168
BIBLIOGRAFIA	169
ANEXOS	

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1 PERFILES UTILIZADOS PARA CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA	37
TABLA 2.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA	37
TABLA 2.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES QUE COMPONEN LA ESTRUCTURA	38
TABLA 2.4 SOBRECARGA PERMANENTE PARA CADA NIVEL DE PISO	39
TABLA 2.5 SOBRECARGA PERMANENTE EN LA AZOTEA	39
TABLA 2.6 CARGAS VIVAS. CARGAS VIVAS REDUCIDAS	40
TABLA 2.7 RESUMEN DEL PESO TOTAL DEL EDIFICIO POR NIVEL	41
TABLA 2.8 COMBINACIONES DE CARGA	42
TABLA 2.9 REGULARIDAD DEL PESO EN ELEVACIÓN	47
TABLA 2.10 LIMITACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD TORSIONAL	48
TABLA 2.11 RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD PARA LA ESTRUCTURA	49
TABLA 2.12 MODOS DE VIBRACIÓN – ESTRUCTURA A	54
TABLA 2.13 VERIFICACIÓN DE MASA PARTICIPATIVA DE LA ESTRUCTURA A	55
TABLA 2.14 VERIFICACIÓN DEL CORTANTE MÍNIMO – ESTRUCTURA A	57
TABLA 2.15 DESPLAZAMIENTOS PARA EL ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL – ESTRUCTURA A	57
TABLA 2.16 VERIFICACIÓN DE DERIVAS ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA A L	58
TABLA 2.17 VERIFICACIÓN DE DERIVAS ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA A	59
TABLA 2.18 PARÁMETROS DE LOS REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS	62
TABLA 2.19 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA A	70
TABLA 2.20 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA A	71
TABLA 2.21 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA A	72
TABLA 2.22 ACCELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA A	73
TABLA 2.23 FUERZAS CORTANTES — ESTRUCTURA A	74
TABLA 3.1 VELOCIDADES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA A	81
TABLA 3.2 PROPIEDADES DEL PERFIL HSS 10x5/8	86
TABLA 3.3 CÁLCULO PRELIMINAR DE LA RIGIDEZ “K”	89
TABLA 3.4 RELACIÓN ENTRE EL EXPONENTE A Y EL PARÁMETRO λ	93
TABLA 3.5 DESPLAZAMIENTOS MODALES NORMALIZADOS PARA CADA NIVEL DE LA ESTRUCTURA	95
TABLA 3.6 PARÁMETROS CONSIDERADOS PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO NO LINEAL ...	95
TABLA 3.7 PROPIEDADES FINALES PARA EL MODELADO DEL AMORTIGUADOR VISCOSO EN ETABS	96
TABLA 3.8 MODOS DE VIBRACIÓN – ESTRUCTURA B	97
TABLA 3.9 VERIFICACIÓN DE LA MASA PARTICIPATIVA – ESTRUCTURA B	98
TABLA 3.10 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA B	98
TABLA 3.11 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA B	99
TABLA 3.12 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA B	100
TABLA 3.13 ACCELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA B	102
TABLA 3.14 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA B	102
TABLA 4.1 VALORES PRELIMINARES ASUMIDOS PARA EL ANÁLISIS CON AISLADORES SÍSMICOS	111
TABLA 4.2 ESFUERZO DE CEDENCIA DEL PLOMO (T_v)	116
TABLA 4.3 MÓDULO DE CORTE DEL CAUCHO (G)	117
TABLA 4.4 PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL AISLADOR SÍSMICO SELECCIONADO	118

TABLA 4.5 VALORES PRELIMINARES DE T_M Y B_M	122
TABLA 4.6 VALORES FINALES DE T_M Y B_M	123
TABLA 4.7 PROPIEDADES BILINEALES DEL AISLADOR SÍSMICO LRB	123
TABLA 4.8 PROPIEDADES DEL ELEMENTO LINK EN ETABS.....	125
TABLA 4.9 MODOS DE VIBRACIÓN – ESTRUCTURA C, LÍMITES INFERIORES.....	128
TABLA 4.10 VERIFICACIÓN DE LA MASA PARTICIPATIVA – ESTRUCTURA C, LÍMITES INFERIORES	129
TABLA 4.11 MODOS DE VIBRACIÓN – ESTRUCTURA C, LÍMITES SUPERIORES.....	129
TABLA 4.12 VERIFICACIÓN DE LA MASA PARTICIPATIVA – ESTRUCTURA C, LÍMITES SUPERIORES	129
TABLA 4.13 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA C. LÍMITES INFERIORES Y SUPERIORES	130
TABLA 4.14 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA C (L. INFERIORES).....	133
TABLA 4.15 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA C (L. SUPERIORES).....	133
TABLA 4.16 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – C (L. INFERIORES)	135
TABLA 4.17 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – C (L. SUPERIORES)	135
TABLA 4.18 DERIVAS CONSIDERANDO ELEMENTOS FISURADOS – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).	137
TABLA 4.19 ACCELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA C. LÍMITES INFERIORES Y SUPERIORES.....	138
TABLA 4.20 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA C. LÍMITES INFERIORES Y SUPERIORES	140
TABLA 5.1 MODOS DE VIBRACIÓN – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	146
TABLA 5.2 DESPLAZAMIENTOS – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B.....	147
TABLA 5.3 DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO – COMPARACIÓN ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B.....	148
TABLA 5.4 DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO – COMPARACIÓN ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	149
TABLA 5.5 ACCELERACIONES – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	150
TABLA 5.6 FUERZA CORTANTE – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B.....	151
TABLA 5.7 ÍNDICE DE SOBRE ESFUERZO – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	154
TABLA 5.8 MODOS DE VIBRACIÓN – COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.....	154
TABLA 5.9 DESPLAZAMIENTOS – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.....	155
TABLA 5.10 DERIVAS ESTADO DE SERVICIO – COMPARACIÓN ES ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. INFERIORES).	156
TABLA 5.11 DERIVAS ESTADO DE SERVICIO – COMPARACIÓN ES ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. INFERIORES)	157
TABLA 5.12 DERIVAS ESTADO DE COLAPSO – COMPARACIÓN ES ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. INFERIORES)).....	158
TABLA 5.13 DERIVAS ESTADO DE COLAPSO – COMPARACIÓN ES ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. SUPERIORES).....	158
TABLA 5.14 ACCELERACIONES – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C L. INFERIORES)	160
TABLA 5.15 ACCELERACIONES – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. SUPERIORES).....	160
TABLA 5.16 FUERZA CORTANTE – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. INFERIORES)	162
TABLA 5.17 FUERZA CORTANTE – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C (L. SUPERIORES)	162
TABLA 5.18 ÍNDICE DE SOBRE ESFUERZO – COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.....	163

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1 COMPARACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA DE EDIFICIO SIN AISLACIÓN Y EDIFICIO CON AISLAMIENTO BASAL.	19
FIGURA 1.2 VARIACIÓN DEL AMORT. EFECTIVO Y DEL PERIODO DE LA ESTRUCTURA EN FUNCIÓN DEL DESPLAZAMIENTO BASAL.	20
FIGURA 1.3 F VS Δ PARA UN MODELO BILINEAL AISLADOR.	24
FIGURA 1.4 CICLO HISTERÉTICO DE UN AISLADOR LRB.	25
FIGURA 1.5 COMPARACIÓN DEL EDIFICIO SIN DISIPADORES Y EDIFICIO CON DISIPADORES DE ENERGÍA.	28
FIGURA 1.6 COMPORTAMIENTO DE AMORTIGUADORES LINEALES Y NO LINEALES.	30
FIGURA 1.7 DISPOSICIÓN CHEVRON.	31
FIGURA 1.8 DISPOSICIÓN DIAGONAL.	32
FIGURA 1.9 DISPOSICIÓN HORIZONTAL CON SISTEMA DE AISLAMIENTO BASAL.	32
FIGURA 1.10 FUERZA TRANSMITIDA POR OSCILADORES ARMÓNICOS CON AMORTIGUAMIENTO.	33
FIGURA 2.1 ESPECTRO PARA DISEÑO SÍSMICO.	43
FIGURA 2.2 VISTA DE PLANTA DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL, NIVELES 1-3.	51
FIGURA 2.3 VISTA DE ELEVACIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO, EJES 1 Y 8 RESPECTIVAMENTE.	52
FIGURA 2.4 ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES INELÁSTICO.	52
FIGURA 2.5 VISTA EN 3D DE LA ESTRUCTURA A.	53
FIGURA 2.6 PRIMEROS 5 MODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.	55
FIGURA 2.7 VISTA DE ELEVACIÓN. MODOS DE VIBRACIÓN 1, 4 Y 7 DE LA ESTRUCTURA A RESPECTIVAMENTE.	56
FIGURA 2.8 ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES ELÁSTICO (SISMO DE DISEÑO).	61
FIGURA 2.9 REGISTRO SÍSMICO N. PALM SPRINGS.	61
FIGURA 2.10 REGISTRO SÍSMICO IMPERIAL VALLEY 06.	63
FIGURA 2.11 REGISTRO SÍSMICO LOMA PRIETA.	63
FIGURA 2.12 REGISTRO SÍSMICO MANAGUA.	63
FIGURA 2.13 REGISTRO SÍSMICO WHITTIER NARROWS-01.	64
FIGURA 2.14 REGISTRO SÍSMICO MORGAN HILL.	64
FIGURA 2.15 REGISTRO SÍSMICO MAMMOTH LAKES.	64
FIGURA 2.16 REGISTRO SÍSMICO OBTENIDO DEL ACELERÓGRAFO.	65
FIGURA 2.17 CONSIDERACIONES INICIALES UTILIZADAS EN SEISMO SIGNAL.	66
FIGURA 2.18 REGISTRO SÍSMICO CORREGIDO Y FILTRADO EN SEISMO SIGNAL.	66
FIGURA 2.19 ESCALAMIENTO DEL REGISTRO SÍSMICO AL SISMO DE DISEÑO EN ETABS V17.	67
FIGURA 2.20 REGISTROS SÍSMICOS ESCALADOS.	68
FIGURA 2.21 CASO DE CARGA A.	69
FIGURA 2.22 CASO DE CARGA B.	69
FIGURA 2.23 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA A.	71
FIGURA 2.24 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA A.	72
FIGURA 2.25 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA A.	73
FIGURA 2.26 ACCELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA A.	74
FIGURA 2.27 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA A.	75
FIGURA 2.28 BALANCE ENERGÉTICO PARA LA EDIFICACIÓN A.	76
FIGURA 2.29 BALANCE ENERGÉTICO PARA EL SISMO MANAGUA, 1972, CASO A.	77
FIGURA 3.1 VISTA EN ELEVACIÓN DE LA ESTRUCTURA A.	81
FIGURA 3.2 ECUACIONES PARA FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DEL ESPECTRO PARA UN MOVIMIENTO HORIZONTAL.	85
FIGURA 3.3 COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO PARA PERIODOS DE LA ESTRUCTURA.	85
FIGURA 3.4 UBICACIÓN DEL BRAZO METÁLICO EN EL MODELO PARA LOS NIVELES 1 Y 12.	87
FIGURA 3.5 UBICACIÓN DEL BRAZO METÁLICO EN EL MODELO PARA LOS NIVELES 2-11.	88
FIGURA 3.6 UBICACIÓN Y DISPOSICIÓN DE LOS AMORTIGUADORES VISCOSOS.	90

FIGURA 3.7 ANGULO DE INCLINACIÓN DEL DISIPADOR Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO DEL DISIPADOR	93
FIGURA 3.8 PROPIEDADES DEL AMORTIGUADOR VISCOSO INGRESADAS EN ETABS.....	97
FIGURA 3.9 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA B	99
FIGURA 3.10 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA B	100
FIGURA 3.11 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA B	101
FIGURA 3.12 ACELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA B.....	101
FIGURA 3.13 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA B.....	103
FIGURA 3.14 BALANCE ENERGÉTICO – ESTRUCTURA B	104
FIGURA 3.15 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K25 UBICADO EN EL PISO 1.	105
FIGURA 3.16 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K31 UBICADO EN EL PISO 7.	105
FIGURA 3.17 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K36 UBICADO EN EL PISO 12.	106
FIGURA 4.1 ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES ELÁSTICO (SISMO MÁXIMO CONSIDERADO)	110
FIGURA 4.2 PERFORMANCE VARIATION – PROPIEDADES DE CORTE.....	116
FIGURA 4.3 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTOS DE DISEÑO DE LOS AISLADORES SÍSMICOS LRB.	124
FIGURA 4.4 DIAGRAMA DE HISTÉRESIS DEL AISLADOR LRB.	125
FIGURA 4.5 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).	131
FIGURA 4.6 DESPLAZAMIENTOS – ESTRUCTURA C (LÍMITES SUPERIORES)	131
FIGURA 4.7 DESPLAZAMIENTOS OBTENIDOS PARA EL SISMO MANAGUA, 1972	132
FIGURA 4.8 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).	134
FIGURA 4.9 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO – ESTRUCTURA C (LÍMITES SUPERIORES).	134
FIGURA 4.10 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).	136
FIGURA 4.11 DERIVAS EN ESTADO LÍMITE DE COLAPSO – ESTRUCTURA C (LÍMITES SUPERIORES)	136
FIGURA 4.12 MOMENTO DE INERCIA Y ÁREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL PERMITIDOS PARA EL ANALISIS ELÁSTICO	137
FIGURA 4.13 ACELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).....	139
FIGURA 4.14 ACELERACIONES ABSOLUTAS – ESTRUCTURA C (LÍMITES SUPERIORES).....	139
FIGURA 4.15 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA C (LÍMITES INFERIORES).....	140
FIGURA 4.16 FUERZAS CORTANTES – ESTRUCTURA C (LÍMITES SUPERIORES).....	141
FIGURA 4.17 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO MANAGUA.	142
FIGURA 4.18 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO NORTHRIDGE.....	142
FIGURA 4.19 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO PARKFIELD.	143
FIGURA 4.20 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO MANAGUA.	143
FIGURA 4.21 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO NORTHRIDGE.....	144
FIGURA 4.22 CURVA DE HISTÉRESIS PARA ELEMENTO K1, SISMO PARKFIELD.	144
FIGURA 5.1 DESPLAZAMIENTOS – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B.....	147
FIGURA 5.2 DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	148
FIGURA 5.3 DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	149
FIGURA 5.4 ACELERACIONES – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B.....	151
FIGURA 5.5 FUERZA CORTANTE – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA B	152
FIGURA 5.6 ELEMENTOS MÁS CRÍTICOS DE LA ESTRUCTURA SEGÚN ÍNDICE DE SOBRE-ESFUERZO.	153
FIGURA 5.7 DESPLAZAMIENTOS – COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.....	156
FIGURA 5.8 DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO – COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.	157
FIGURA 5.9 DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO – COMPARACIÓN DE LA ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C	159
FIGURA 5.10 ACELERACIONES – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.....	161
FIGURA 5.11 FUERZA CORTANTE – COMPARACIÓN DE ESTRUCTURA A VS ESTRUCTURA C.	163

RESUMEN DE LA TESIS

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un edificio convencional (de base empotrada) versus el edificio implementando dispositivos pasivos de energía, específicamente se estudian los amortiguadores de fluido viscoso y los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). El edificio en estudio es el Condominio Edificio Norte ubicado en la ciudad de Managua.

En el capítulo 2 se realiza el modelado y análisis de la estructura convencional usando el programa ETABS. Para el desarrollo de este análisis se utiliza como base el RNC-07, así como también la norma ASCE/SEI 7-16 para el análisis dinámico Tiempo Historia. Se muestra el comportamiento de la edificación obteniendo que esta no cumple con las derivas máximas permisibles según el RNC-07.

Posteriormente en los capítulos 3 y 4 se realiza el dimensionamiento y diseño de los disipadores de energía y aisladores sísmicos respectivamente, para ser implementados en la estructura convencional.

En el capítulo 5 se comparan los resultados obtenidos en cada uno de los análisis realizados en los capítulos anteriores, tomando en consideración parámetros tales como: periodo, desplazamientos relativos, distorsiones de piso, aceleraciones absolutas y fuerzas cortantes.

Finalmente se presentan las principales conclusiones y una breve discusión de los resultados. Se plantean las bondades que ofrece cada uno de los dispositivos pasivos de energía estudiados, obteniendo que el mejor escenario lo proporcionan los aisladores sísmicos que contribuyen a un mejor comportamiento de la estructura convencional debido a una reducción de la demanda sísmica.

ABSTRACT

The present research work aims to carry out a comparative analysis of the seismic behavior of a conventional building (embedded base) versus the building implementing passive energy devices, specifically viscous fluid dampers and lead-core elastomeric insulators (LRB). The building under study is the condominium Edificio Norte located in the city of Managua.

In chapter 2 the modeling and analysis of the conventional structure is performed using the ETABS program. For the development of this analysis, the RNC-07 is used as a basis, as well as the ASCE / SEI 7-16 standard for the dynamic Time History analysis. The behavior of the building is shown, obtaining that it does not comply with the maximum permissible drifts according to RNC-07.

Later, in chapters 3 and 4, the dimensioning and design of the energy dissipators and seismic isolators respectively is carried out, to be implemented in the conventional structure.

Chapter 5 compares the results obtained in each of the analyzes carried out in the previous chapters, taking into consideration parameters such as: period, relative displacements, floor distortions, absolute accelerations and shear forces.

Finally, the main conclusions and a brief discussion of the results are presented. The benefits offered by each of the studied passive energy devices are considered, obtaining that the best scenario is provided by seismic isolators that use a better behavior of the conventional structure due to a reduction in seismic demand.

INTRODUCCION

Los sismos son fenómenos naturales, que han ocurrido desde siempre y que inevitablemente sucederán en el futuro, sobre todo en lugares donde estos eventos se concentran más, ya sea en cantidad como en intensidad. Estos fenómenos son imprevistos y cuando son de gran magnitud, pueden provocar cuantiosos daños a la población, la infraestructura y la economía del país.

Dentro del territorio Nicaragüense, los mayores riesgos sísmicos se encuentran en la región del pacifico, donde está ubicada la ciudad de Managua, que está asentada en un sistema geológico muy joven y existe un sistema de fallas superficiales activas que han ocasionado sismos altamente destructivos a lo largo de la historia¹.

Mencionando algunos, se tienen los sismos ocurridos el 31 de marzo de 1931² y el del 23 de diciembre de 1972³, los cuales se originaron debido a la activación de las fallas El Estadio y Tiscapa, respectivamente. Por lo anterior, y debido a la gran incertidumbre que existe en torno al desempeño de las estructuras, se considera que es importante ir cambiando la cultura en cuanto a solo construir utilizando sistemas estructurales convencionales. En su lugar, se propone implementar sistemas de protección sísmica a fin de mejorar la respuesta de un edificio ante un sismo de gran escala.

¹ Dionisio Rodríguez; Managua tiene todas sus fallas sísmicas activas; Nicaragua; 2012. Fuente: <https://www.elnuevodiario.com.ni/nacionales/455517-fallas-sismicas-Managua>).

² El terremoto de Managua de 1931 fue un sismo que destruyó la capital de Nicaragua, de intensidad VIII en la escala de Mercalli. Su epicentro se ubicó en la falla del Estadio, causó cerca de entre 1.200 y 1.500 muertos y más de 2.000 heridos. El terremoto destruyó totalmente 833 edificios. Fuente: Instituto de Estudios Territoriales (INETER).

³ Terremoto destruye Managua (VIII-IX, M=6.2), causó cerca de 19,320 muertos y 20,000 heridos. Los daños materiales fueron cuantiosos: el 90% de las casas, en el radio central, se derrumbaron. Más de 600 manzanas quedaron destruidas por el sismo; unas 50.000 construcciones quedaron en escombros y más de 280.000 personas quedaron sin hogar. Fuente: INETER.

Con estos sistemas se logra disminuir los daños, en elementos estructurales y no estructurales y se reduce el nivel de incertidumbre en la respuesta y el desempeño estructural. Se espera una reducción en la incertidumbre debido a que la respuesta sísmica dependerá más de las propiedades del aislador y dependerá menos de las propiedades inciertas de la estructura. Esto es indispensable en un país como el nuestro donde el riesgo sísmico es mayor, por ser una zona de alta sismicidad.

Asimismo, es indispensable para edificios ya construidos aplicar técnicas de reforzamiento sísmico. Tres técnicas innovadoras han sido propuestas para usarse individualmente o en combinación, con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico de los edificios: 1) aislamiento sísmico, 2) dispositivos suplementarios de disipación de energía y 3) control estructural activo o híbrido.

El edificio en estudio es el Condominio Edificio Norte que está ubicado en la ciudad de Managua, distrito III, en una zona de alta sismicidad debido a las fallas locales que se presentan (Ver Anexo A: Fallas geológicas de Managua). En las cercanías del edificio pasan las fallas Chico Pelón y Escuela, que se activaron durante el terremoto de Managua de 1972.

Por medio de un estudio comparativo, se presentarán (de forma cuantitativa) las ventajas que ofrecen los dispositivos pasivos. Y como actualmente ningún dispositivo en particular es el mejor para todos los diseños -en este trabajo- se han presentado dos alternativas como son los amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos.

Se evaluará el desempeño a partir de los resultados obtenidos con un análisis dinámico lineal (Tiempo Historia) del diseño actual del edificio de estudio. Luego, se procederá a incorporar, amortiguadores viscosos, así como también aisladores sísmicos, para hacer un análisis del comportamiento de la edificación con o sin el uso de estos dispositivos pasivos. En cuanto a los aisladores sísmicos, el presente

estudio se enfocará en los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (conocidos como LRB por sus siglas en inglés).

Las métricas a ser utilizadas para comparar el desempeño estructural con y sin los sistemas de protección sísmica incluyen: los porcentajes de reducción de derivas de piso, aceleraciones pico de los pisos y cortante basal. Estas reducciones se esperan gracias al uso de sistemas de protección sísmica, que ayudan a controlar estos efectos negativos que se producen en la estructura.

También se calculará para todos los escenarios a analizar el factor de utilización (demanda/resistencia) en el elemento o conexión más crítica de la estructura a través del uso del software ETABS v17, para luego comparar los resultados obtenidos y así poder determinar el mejor escenario.

ANTECEDENTES

Las construcciones en zonas sísmicas se incrementan a diario en nuestro país. En consecuencia, la seguridad estructural es de vital importancia en el desarrollo nacional. Los dispositivos sísmicos nos proporcionan esta seguridad tanto para estructuras existentes, como para construcciones nuevas. Sin embargo, lo que se ha utilizado a lo largo de la historia para mitigar la amenaza sísmica es la construcción sismo-resistente convencional, que como todos sabemos no hay garantía de ser la solución más viable debido a las grandes deformaciones que se pueden presentar en la estructura a la hora de ser sometida a un sismo de magnitud considerable.

Estas grandes deformaciones llevan a la estructura a incursionar en no linealidades cuyas fuentes no son suficientemente comprendidas aun en el estado actual del arte en Ingeniería Sismo-resistente. Por tanto, la fuerza sísmica (que es una función de cómo responde la estructura) es bastante incierta. Por otro lado, la respuesta mecánica de los dispositivos de protección sísmica depende de propiedades mecánicas de materiales ampliamente conocidos. Por tanto, el uso de estos dispositivos permite un mejor control del modo en que las estructuras responderían ante las sollicitaciones sísmicas.

A continuación se mencionan algunas referencias que se tienen en cuanto al uso de sistemas de protección sísmica en Nicaragua:

A raíz del terremoto de Managua en 1972, el Doctor francés Gilles Delfosse ofreció aplicar los sistemas de aislamiento sísmico tipo GAPEC en nuestro país. Dando como resultado que en 1974 se hicieran los cálculos y planos para el edificio de la Cementera Nacional con el objetivo de utilizar aisladores sísmicos en dicha estructura. Lamentablemente los estudios no pasaron a una siguiente etapa por razones desconocidas. Así mismo, cuando se presentaron los planos para la construcción del edificio del SINAPRED, se incluyó el diseño de aisladores sísmicos

elaborado por el PhD. Julio Miranda, pero los aisladores sísmicos no llegaron a implementarse.

Hasta la fecha existen pocas edificaciones donde se han utilizado dispositivos pasivos. La última y gran obra que se presentó en nuestro país donde se implementaron 16 aisladores sísmicos y disipadores de energía es el paso a desnivel “Las Piedrecitas”, que representa un gran avance en cuanto al tema de protección sísmica. Se han realizado investigaciones sobre el tema nivel de pregrado de diferentes universidades del país. Estas investigaciones sólo están formuladas, sin haber logrado implementar alguna. Por mencionar algunas de estas tesis se tiene:

- Diseño de aisladores sísmicos de base para edificio de oficinas de 10 niveles con sistema estructural de pórticos rígidos de concreto reforzado; autores: Pérez Zamora, Naxalia, Vásquez Ortega, María; 2016.
- Análisis comparativo de un edificio diseñado por métodos convencionales y uso de amortiguadores friccionantes y viscoelásticos; autores: Gutiérrez Páramo Martín, Herrera Gutiérrez Marely, Hodgson Escobar Annie; 2016.
- Análisis del efecto de aisladores sísmicos en la respuesta dinámica de un edificio aporricado de 4 niveles, según las condiciones de suelo de la zona noroeste de la ciudad de Managua, Nicaragua; autores: Pastora Estrada, Alejandra, Rios Novoa, Marycelia; 2016.

En otros países, las técnicas convencionales de disipación de energía se han complementado con sistemas adicionales a los componentes estructurales de la edificación, los cuales modifican las características dinámicas de la estructura, controlando o disipando parte de la energía impuesta por el sismo. El uso de estas técnicas de control de respuesta sísmica tiene como objetivo reducir la demanda sísmica de la propia estructura controlando su deformación y, por lo tanto, su daño.

PLANTEAMIENTO DE LA SITUACION

En Nicaragua, el terremoto de 1972 fue uno de los desastres más importantes ocurridos poco tiempo después de la adopción de la nueva teoría general de las placas tectónicas, lo que alentó a una gran cantidad de estudios a nivel nacional e internacional (Strauch, 1999)⁴.

El sismo de 1972, marca un avance importante, dado que de ahí se iniciaron esfuerzos por conocer mejor la geología local de la capital y establecer un monitoreo continuo de la sismicidad⁵. La mayor incidencia sísmica en el país es en la región del pacífico, donde se encuentra la mayor cantidad de edificaciones y población, lo que la convierte en un foco de riesgo frente a desastres de origen sísmico.

El área en estudio es el Condominio Edificio Norte, es una urbanización horizontal de 14 niveles, 50 metros de altura, de estructura metálica y monolítica, con un sistema constructivo convencional y está ubicado en el distrito III de la ciudad de Managua, en una zona de alta sismicidad debido a las fallas locales que se presentan. En las cercanías del edificio pasan las fallas Chico Pelón y Escuela, que se activaron durante el terremoto de Managua de 1972.

Por lo anterior se propone implementar un reforzamiento sísmico utilizando dispositivos pasivos de energía al edificio en estudio, para que este brinde mayor seguridad estructural, y de esta manera determinar si es necesario incorporar dispositivos pasivos (amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos) a dicha edificación.

⁴ Tomado de la publicación "Microzonificación sísmica de Managua". 2000. Fuente: INETER.

⁵ Favio Francisco Segura. Reseña de la sismicidad en Nicaragua con énfasis en la depresión nicaragüense.

Fuente: https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/literatura/FabioSegura_SismicidadEnNicaragua.pdf.

Debido a las grandes ventajas que presenta esta metodología frente a la convencional y a la necesidad inminente de difundir el conocimiento en el medio nicaragüense, surge la necesidad de este estudio, que se realiza para demostrar los beneficios que tiene la incorporación de los dispositivos pasivos en estructuras, sobre las que su diseño es por método convencional, y así promover la implementación de estos que son más eficientes para la protección de los elementos principales de la estructura, evitando que estas colapsen, ahorrando costos y preservando la vida humana.

OBJETIVOS

1. *Objetivo general*

- Realizar un análisis comparativo del comportamiento sísmico de un edificio convencional versus usando dispositivos pasivos (amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos).

2. *Objetivos específicos*

- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura convencional aplicando el análisis dinámico lineal (Tiempo Historia).
- Determinar una configuración óptima de los amortiguadores viscosos y los aisladores sísmicos, para el control de desplazamientos en la estructura estudiada.
- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura convencional aplicando el análisis dinámico lineal (Tiempo Historia), con el uso de amortiguadores viscosos.
- Determinar el comportamiento sísmico de la estructura convencional aplicando el análisis dinámico lineal (Tiempo Historia), con el uso de aisladores sísmicos.
- Comparar el comportamiento sísmico del edificio convencional versus usando amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos, considerando las derivas de piso, aceleraciones pico de los pisos y el cortante basal obtenidos de la estructura.

- Comparar el factor de utilización (demanda/resistencia) en el elemento o conexión más crítico de la estructura, obtenido con o sin el uso de amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos.
- Establecer las ventajas que ofrecen los dispositivos sísmicos a la edificación convencional, con el uso de amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos.

JUSTIFICACION

El diseño sismo-resistente tiene los siguientes objetivos: 1) prevenir el colapso de las estructuras en caso de que ocurra un fuerte terremoto (generalmente caracterizado por un estudio de la amenaza sísmica y consistente con eventos con periodo de recurrencia según sea establecido en los códigos de construcción) y 2) prevenir daños sustanciales e interrupciones en el uso de las infraestructuras para terremotos de mayor recurrencias.

Para satisfacer dichos requisitos, se siguen unas recetas básicas que incluyen mantener por efecto de un sismo las derivas de piso de la estructura por debajo de un límite máximo a través del incremento de la rigidez y/o un aumento en el amortiguamiento efectivo.

Ante esta situación surge una alternativa muy interesante y eficaz, que es la disipación de la energía que ingresa a la estructura a través de disipadores de energía, que tienen como función reducir el desplazamiento y la demanda de aceleración dentro de las estructuras.

En el presente trabajo se hará un análisis incorporando a la estructura aisladores sísmicos y disipadores de energía de fluido viscoso, para poder comparar la efectividad de estos en la edificación en estudio.

Los principios de acción de ambos sistemas son distintos. Los aisladores sísmicos reducen la energía del sismo que ingresa a la estructura, mientras que los disipadores de energía permiten disipar parte de la energía que ingresa a la estructura por medio de dispositivos especialmente diseñados para esos fines. En el caso de los amortiguadores viscosos, estos no requieren de técnicas constructivas distintas a las que se emplean en edificios convencionales.

Para poder confirmar lo anterior, es necesario realizar un análisis del comportamiento sísmico de un edificio convencional, comparando estos resultados con los obtenidos por el mismo edificio pero instalando amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos. Esta comparación se hará a partir de ciertos parámetros como son: los desplazamientos, las aceleraciones picos de los pisos y el cortante basal, entre otros. Estas cantidades serán obtenidas a partir de la modelación y análisis de las dos estructuras haciendo uso de un software para análisis y diseño de estructuras.

Se comprobará que la implementación de disipadores de control pasivo en edificios nuevos o edificios ya construidos, beneficia a la estructura al disminuir su tiempo de oscilación después de un sismo, así como la disminución del desplazamiento en los pisos altos, asegurando por una parte, la tranquilidad de los ocupantes y la protección de los contenidos que residen en la estructura, (especialmente en los pisos superiores de esta), así como mejorar la seguridad estructural de edificios, ofreciendo el alargamiento de la vida útil de estos y su posible rehabilitación.

Al mismo tiempo, se tiene por finalidad contribuir a la difusión de una nueva técnica en construcciones seguras en Nicaragua con la incorporación de amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos que mejore significativamente el comportamiento sísmorresistente ante un sismo de una estructura durante su vida útil.

CAPITULO:

1

MARCO CONCEPTUAL



En el presente capítulo se hace una recopilación y exposición de los conceptos fundamentales para el desarrollo de este trabajo. Se presenta una clasificación de los sistemas de protección sísmica, específicamente de los sistemas pasivos de energía (disipadores de energía y aisladores sísmicos LRB).

CAPITULO 1: MARCO CONCEPTUAL

Managua, capital de Nicaragua, “Con una población de 1,024,850 habitantes, es una de las ciudades con mayor densidad de fallas geológicas en el mundo (0.69 Km^{-1}). En el siglo pasado fue destruida por los terremotos de 1931 y 1972 y según estudios recientes pueden ocurrir sismos más fuertes” (Aiser Sarria Norwin Reyes, Julio Maltez; Metodología para la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones).

“Durante su vida útil, las estructuras son sometidas a diversas solicitaciones de servicio, como las provenientes de las cargas propias del uso del edificio y de fenómenos naturales. Entre estos últimos, las mayores demandas o solicitaciones sobre una estructura son causadas, generalmente, por eventos sísmicos” (Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT); Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía; 2011; p.7).

Lo anterior motiva la necesidad de promover en nuestro país el uso de tecnologías -probadas a nivel internacional-, orientadas a mejorar la respuesta sísmica de las estructuras, más allá de los requisitos mínimos de la normativa nacional vigente.

1.1. Filosofía del diseño sismo-resistente convencional

Cuando ocurre un sismo, la energía liberada en la fuente se propaga a través del suelo en forma de ondas. Esta energía, que es transmitida luego a las estructuras y sus contenidos, y que se manifiesta fundamentalmente como movimiento, aceleración y deformación de los componentes y sistemas estructurales y no estructurales, se disipa a través de daño de dichos componentes.

“En el caso de edificios, la disipación de energía se produce típicamente en la interacción entre el suelo y las fundaciones, en el daño de elementos estructurales

tales como muros, vigas, losas, columnas, encuentros viga-columna, conexiones, y en la interacción entre el sistema estructural y sistemas no estructurales, principalmente muros” (Ibídem; p.7).

“En el diseño sismo-resistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente de fuerza lateral sea capaz de absorber y disipar energía de una manera estable por un largo número de ciclos. La disipación de energía ocurre en regiones de rótulas plásticas dúctiles espacialmente detalladas en las vigas y en las columnas, las cuales también forman parte del sistema de carga por gravedad. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de la vida de las personas está asegurada” (Genner Villarreal Castro, Ricardo Oviedo Sarmiento; Edificaciones con disipadores de energía; 2009; p. 10).

El diseño sismo-resistente convencional se fundamenta en la capacidad de las estructuras para disipar la energía que le entrega el sismo por medio de deformaciones inelásticas, las que implican un daño controlado de la estructura.

“En el diseño estructural, la capacidad de disipación de energía en elementos que conforman los sistemas resistentes a fuerzas dinámicas, como las impartidas por la actividad sísmica y eólica, es suministrada por un minucioso detallado del acero de refuerzo y dimensiones en las secciones transversales de los elementos” (José Luis Ahumada Villafañe; Sistemas de control en estructuras; 2010).

Esta práctica es realizada bajo muchas suposiciones que en algunas ocasiones no corresponden a la realidad, y como es de esperarse, producen resultados inexactos y un desconocimiento del desempeño de la estructura. Por lo anterior es riesgoso confiar el 100% de la capacidad estructural del diseño sismo-resistente convencional a los elementos sobre todo cuando conforman sistemas estructurales diseñados en zonas de amenaza sísmica alta.

1.2. Desarrollo de los sistemas de protección en estructuras

En las últimas dos décadas ha ganado aceptación entre la comunidad profesional el uso de sistemas de protección sísmica en estructuras. En la actualidad estos sistemas incluyen diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados.

“Un número importante de avances para mejorar el desempeño en la respuesta sísmica y el control de daño en los edificios, puentes y otras estructuras han sido desarrolladas, y otras están por venir en el futuro cercano” (Genner Villarreal Castro, Ricardo Oviedo Sarmiento; Edificaciones con disipadores de energía; 2009; p. 6).

“Los sistemas de control son una serie de dispositivos adaptados a las estructuras que absorben gran parte de la energía sísmica y liberan los elementos estructurales en gran porcentaje de la acción sísmica, logrando disminuir en ellas las sollicitaciones (fuerzas internas) y las respuestas (derivadas) con el objetivo de conseguir un buen desempeño, limitar el daño y abaratar los costos de reparación de fallas localizadas” (José Luis Ahumada Villafañe; Sistemas de control en estructuras; 2010).

“Los sistemas de control han repercutido enormemente en la ingeniería estructural, desde su etapa inicial en el año 1950, han estado vinculados con aplicaciones en el campo militar donde se solucionó el problema presentado por las vibraciones en el uso de armas, equipos de guerra y vehículos de uso militar. La solución fue conseguir dispositivos que permitieran el amortiguamiento, aislamiento y absorción entre las piezas constitutivas de la estructura” (Ibídem).

“En 1972 se realizó el primer estudio conceptual aplicado a la ingeniería civil. El uso de sistemas de control permite liberar la estructura de las fuerzas externas

producidas por el sismo y el viento concentrando gran cantidad de fuerzas en estos dispositivos y absorber por esta vía la energía impartida”. (Ibídem).

Los sistemas de protección aplicados a las estructuras corresponden a un avance significativo en la optimización de sistemas estructurales para controlar las respuestas ante fuerzas sísmicas. Representan una solución acertada para lograr estructuras más seguras para proteger vidas humanas y garantizar daños leves de bajo costo de reparación ante sismos moderados y frecuentes.

1.3. Clasificación de los sistemas de protección sísmica

Los sistemas de protección sísmica de estructuras utilizados en la actualidad incluyen desde diseños relativamente simples hasta avanzados sistemas totalmente automatizados. *“Los sistemas de protección sísmica se pueden clasificar en tres categorías: 1) sistemas activos, 2) sistemas semi-activos y 3) sistemas pasivos” (Corporación de Desarrollo Tecnológico; Artículo: Protección sísmica de estructuras; 2012).*

1.3.1. Sistemas activos

“Los sistemas activos, los cuales requieren la participación activa de dispositivos mecánicos cuyas características están hechas para cambiar durante la respuesta sísmica basándose en medidas de respuesta; los sistemas pasivos, tales como aislamiento en la base y dispositivos suplementarios de disipación de energía; y sistemas híbridos, los cuales combinan los sistemas pasivos y activos en una manera tal que la seguridad del edificio no esté comprometida incluso si el sistema activo fallase” (Genner Villarreal Castro; Edificaciones con disipadores de energía; 2009; p. 6).

1.3.2. Sistemas semi-activos

“Los sistemas semi-activos de protección sísmica, al igual que los activos, cuentan con un mecanismo de monitoreo en tiempo real de la respuesta estructural. Sin embargo, a diferencia de los sistemas activos no aplican fuerzas de control directamente sobre la estructura. Los sistemas semi-activos actúan modificando, en tiempo real, las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía. Ejemplos de estos sistemas son los amortiguadores de masa semi-activos, los dispositivos de fricción con fricción controlable, y los disipadores con fluidos electro -o magneto- reológicos” **(Corporación de Desarrollo Tecnológico; Artículo: Protección sísmica de estructuras; 2012).**

1.3.3. Sistemas pasivos

Los sistemas pasivos “son los dispositivos de protección sísmica más comúnmente utilizados en la actualidad. A esta categoría corresponden los sistemas de aislación sísmica de base y los disipadores de energía. Los sistemas pasivos permiten reducir la respuesta dinámica de las estructuras a través de sistemas mecánicos especialmente diseñados para disipar energía por medio de calor” **(Corporación de Desarrollo Tecnológico; Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía; 2011; p.13).**

Los sistemas de protección pasivos representan las opciones más económicas, debido a su fácil fabricación y disponibilidad de materia prima para su elaboración lo que los hace más recomendables para usar en países en vías de desarrollo.

“Pruebas realizadas en estructuras reales con sistema de control pasivo de aislamiento de base demostraron que este dispositivo permite una disminución del 78% de la aceleración máxima impartida por un sismo. La adaptación de sistemas pasivos de disipación de energía permite la disminución de la primera forma de vibración hasta en un 52%, además disminuyen los desplazamientos máximos, las

fuerzas axiales máximas y los momentos flectores” (José Luis Ahumada Villafañe; Sistemas de control en estructuras; 2010).

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de sistemas no precisan de aporte energético para funcionar. Se clasifican en sistemas de: 1) aislamiento de base, 2) disipación de energía y 3) osciladores resonantes.

1.4. Aisladores sísmicos

Los aisladores sísmicos, situados sobre la cimentación y soportando al edificio, desacoplan parcialmente al edificio del suelo, disminuyendo la energía de entrada y por consiguiente su respuesta estructural. El aislamiento sísmico es utilizado para la protección sísmica de diversos tipos de estructuras, tanto nuevas como estructuras existentes que requieren de refuerzo o rehabilitación.

“Los sistemas de aislación sísmica limitan la energía que el sismo trasfiere a la superestructura, reduciendo considerablemente los esfuerzos y deformaciones de la estructura aislada, previniendo el daño estructural y no estructural. La Figura 1.1 muestra una comparación del comportamiento, ante la acción de un sismo, de un edificio sin aislación y un edificio con aislación sísmica” (Corporación de Desarrollo Tecnológico; Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía; 2011; p.8).

Con la incorporación de aisladores en la base se consigue mayor flexibilidad en la estructura, y de esta manera las aceleraciones que ingresan al sistema estructural disminuyen considerablemente, este efecto también genera que las fuerzas sísmicas disminuyan.

Por lo tanto no es necesario utilizar elementos estructurales de gran rigidez como en un diseño convencional para que la estructura tenga un comportamiento

adecuado. Sin embargo, en una estructura con aisladores sísmicos es necesario controlar el desplazamiento lateral en la base, se trata de diseñar los aisladores de tal manera que aporten un amortiguamiento significativo que logre controlar estos desplazamientos.

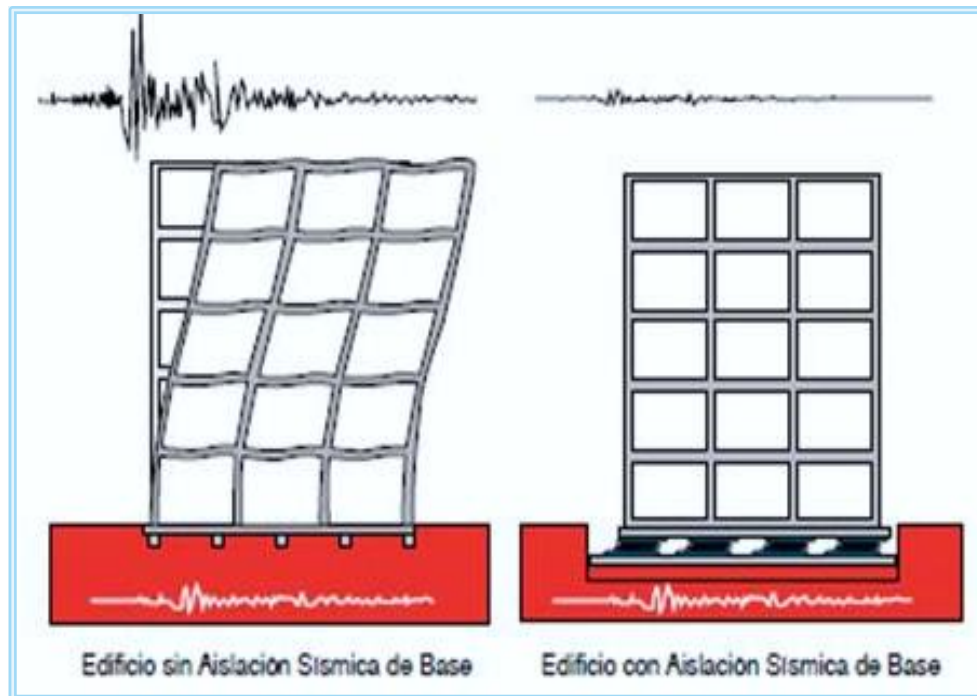


Figura 1.1 Comparación de respuesta sísmica de edificio sin aislación y edificio con aislamiento basal.

Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT).

En una estructura de base aislada se tendrá un amortiguamiento efectivo (que resulta de la suma del amortiguamiento inherente proporcionado por los elementos estructurales y el amortiguamiento que proporciona el aislador).

En la Figura 1.2 se presenta la variación que tiene el desplazamiento lateral en la base en función de dos parámetros: el amortiguamiento efectivo y el periodo de la estructura.

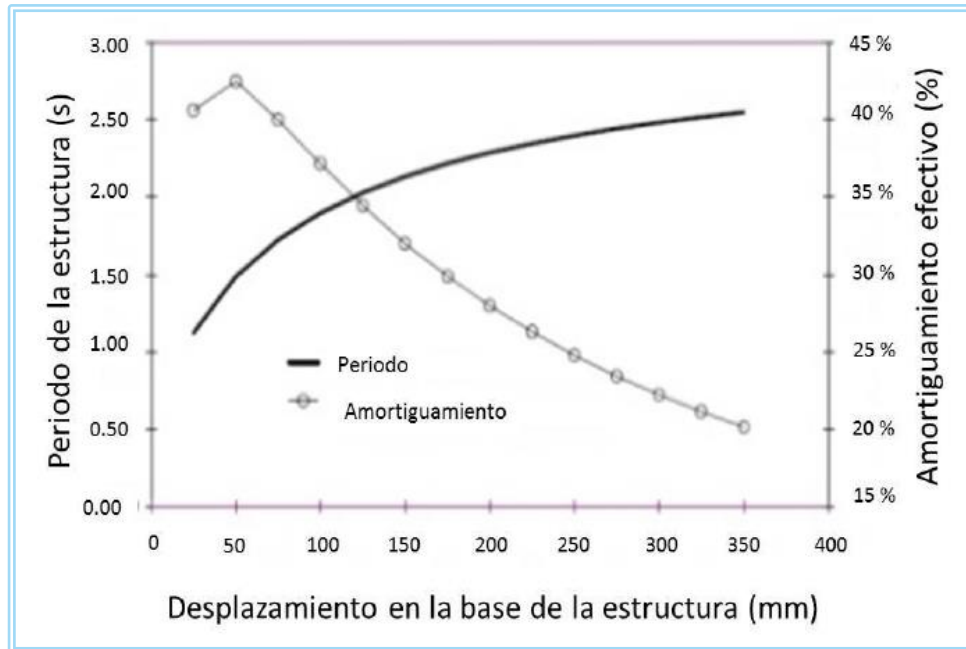


Figura 1.2 Variación del amortiguamiento efectivo y del periodo de la estructura en función del desplazamiento basal.

Fuente: Korswagen, Arias, Huaranga, 2012.

Como se aprecia en la Figura 1.2, al incrementar el amortiguamiento efectivo se logra disminuir el desplazamiento lateral en la base de la estructura. Por otro lado, mientras mayor sea el periodo de la estructura, mayor será la flexibilidad de la misma y mayor será el desplazamiento lateral en la base.

Por lo anterior resulta importante encontrar un equilibrio entre la flexibilidad permitida por los aisladores sísmicos y el amortiguamiento que estos aportan, de tal manera que se obtengan desplazamientos laterales aceptables que no ocasionen daños a los elementos estructurales y no estructurales que conforman la edificación.

A diferencia de las técnicas convencionales de reforzamiento de estructuras, el aislamiento sísmico busca reducir los esfuerzos a niveles que puedan ser resistidos por la estructura existente, simultáneamente reduce las derivas de entrepiso y aceleraciones de suelo para limitar o incluso evitar daños, en toda la estructura.

Debido a esto último, la aislación sísmica de base es especialmente útil para la protección y refuerzo de edificios históricos y patrimoniales.

La incorporación y uso cada vez más difundido de aisladores sísmicos en edificaciones en la actualidad, constituye una innovación en el campo de la ingeniería sísmica. Sin embargo, el esfuerzo por generar mecanismos de aislamiento no es una idea reciente.

El primer documento para el diseño de estructuras con aislación sísmica de base fue publicado en 1986 por el SEAOC (Structural Engineering Association of California). Estados Unidos y Japón son los principales precursores del uso de estas tecnologías de protección. Los sistemas de protección sísmica presentaron su mayor auge luego de los terremotos de Northridge (EEUU) en 1994 y Kobe (Japón) en 1995.

En ambos terremotos se observó que las construcciones que poseían sistemas de aislación sísmica se comportaron de excelente forma, lo que estimuló la masificación de este tipo de tecnología. La experiencia internacional muestra que el uso de tecnologías de protección sísmica no solo aplica para estructuras nuevas, sino que también es utilizada como estrategia de refuerzo o rehabilitación (retrofit) de estructuras ya existentes. El Ayuntamiento de Los Ángeles, de 27 pisos, es el edificio más alto puesto sobre aisladores sísmicos.

“El aislamiento de la base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos rígidos y en las que no haya una relación elevada de altura-anchura. El principal inconveniente que se presenta en estructuras con una elevada relación altura-ancho son los elevados momentos de volteo que pueden suponer la pérdida de equilibrio. Además, al incrementarse la altura las ventajas obtenidas al variar el período de vibración disminuyen” **(Carmona P., Rosas A.; Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos**

de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú; 2015; p. 10).

La implementación del aislamiento resulta ser de gran utilidad en países como Nicaragua por encontrarse en una zona de alta actividad sísmica con el peligro latente de sucumbir ante un terremoto de escala moderada. Se ha demostrado el excelente comportamiento que puede lograr una estructura con aislamiento sísmico en la preservación de la vida como de la protección de estructuras al estar sometidas a movimientos sísmicos de moderada a severos magnitud.

Existen diversos tipos de aisladores elastoméricos -con o sin núcleo de plomo-, donde la selección de cualquiera de ellos depende del diseño estructural y las sollicitaciones sísmicas del proyecto.

Los aisladores sísmicos elastoméricos se utilizan para controlar la interacción de las cargas y movimientos de un sismo entre las vigas y pilas que soportan una determinada estructura de una edificación, su uso principal es en los edificios donde tenemos un centro de gravedad bajo.

“El aislador sísmico de plomo está conformado por láminas de acero A36, intercaladas con láminas de elastómero vulcanizadas entre las placas de acero, posee un núcleo central de plomo, mientras el caucho interno le proporciona un efecto de resorte, el núcleo interno le proporciona un mayor amortiguamiento. Debido a que el amortiguador no viene por separado, es una buena opción para zonas con limitado espacio. Estos dispositivos son fabricados a medida para cada proyecto, de acuerdo a la rigidez horizontal, rigidez vertical, desplazamiento, capacidad de carga y capacidad de amortiguamiento requerida” (<https://cauchosvikingo.com>).

“En resumen, el sistema de aislación debe satisfacer tres requisitos fundamentales:

- *Flexibilidad horizontal de modo de alargar el período fundamental de vibración de la estructura a una zona de menor aceleración espectral.*
- *Amortiguamiento y disipación de energía, de modo de reducir la demanda de deformación sobre el sistema de aislación.*
- *Resistencia para cargas de servicio, de manera de evitar vibraciones molestas.” (Arriagada Rosas, Jaime Andrés; Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. (Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional); Chile; 2005; p. 12).*

1.4.1. Modelo bilineal para aisladores sísmicos LRB

El modelo bilineal en los aisladores sísmicos se utiliza para la representación entre la fuerza cortante y el desplazamiento. La curva fuerza-deformación bi-lineal de un sistema de aislación tiene dos variables importantes, las cuales están influenciadas por efectos de temperatura, razón por la cual es importante controlar este factor.

“El modelo bilineal que representa el dispositivo de elastómero con núcleo de plomo, debido a que posee una relación constitutiva fuerza-deformación, producto de que la goma, que es lineal, trabaja en paralelo con el plomo que tiene un comportamiento elastoplástico”. (De La Llera, Juan; Modeling Aspects of Structures Isolated With the Frictional Pendulum System; 1998).

La Figura 1.3 muestra una relación constitutiva medida en un aislador con corazón de plomo en que se observa el comportamiento bilineal.

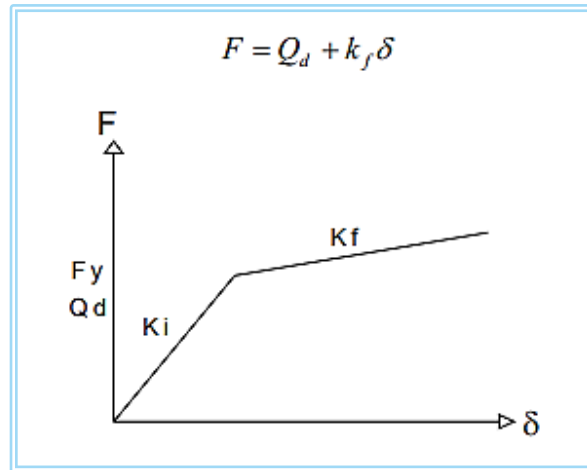


Figura 1.3 F vs δ para un modelo bilineal aislador.

Fuente: Modeling Aspects of Structures Isolated With the Frictional Pendulum System. 1998.

Donde:

- K_i = Rigidez Inicial asociada a la reacción del aislador frente a cargas de baja magnitud.
- K_f = Una rigidez post-fluencia asociada a la reacción del aislador frente a las cargas más altas del ciclo.
- Q_d = Fuerza correspondiente a deformación nula.
- f_y = Carga de fluencia, con su correspondiente desplazamiento de fluencia (δ_y).

“Los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo se modelan mediante un modelo bilineal basado en tres parámetros K_1 , K_2 y Q . La rigidez elástica (K_1) que por lo general se considera empíricamente como múltiplo de la rigidez post fluencia (K_2), la fuerza característica Q_d es la intersección del bucle de histéresis con el eje de la fuerza y se estima con precisión a partir del esfuerzo de fluencia y el área del núcleo de plomo”. (Farzad & Kelly; Design of Seismic Isolated Structure; 1999; p. 104).

En la Figura 1.4⁶, “el ciclo sigue el recorrido de las flechas rojas. Desde el punto O empieza el ciclo de carga con una rigidez K_1 hasta llegar a la fluencia que es representada por el punto F . Luego se sigue cargando hasta llegar al punto A , pero ahora se trabajará con una rigidez post-fluencia K_2 . A partir del punto A se empieza la descarga pasando por el punto B y terminando en el punto C . Finalmente, se empieza otra vez la carga hasta pasar nuevamente por los puntos D y A . La pendiente de la recta que une los puntos A y C representa a la rigidez efectiva K_{eff} (ton/m).” (Herrera, Marco; Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido viscoso; Perú; 2018; p. 13).

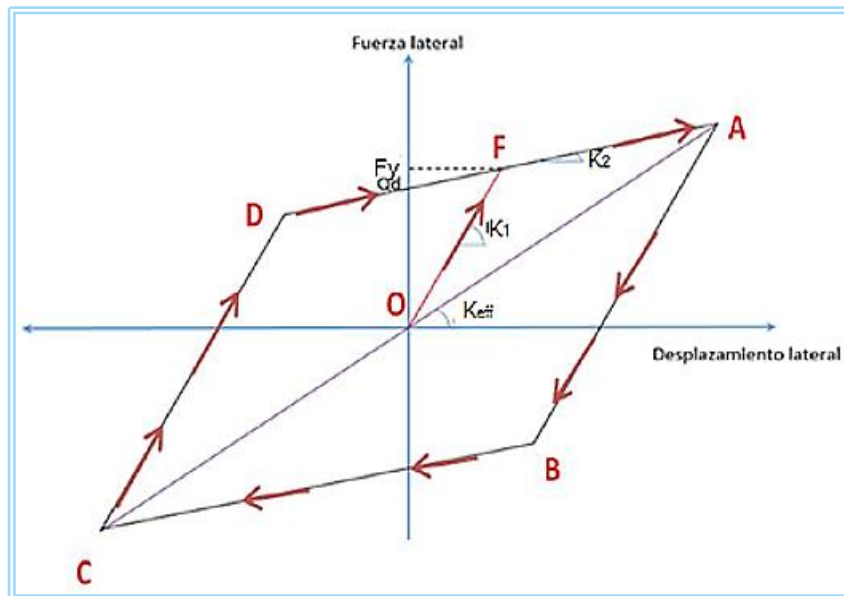


Figura 1.4 Ejemplo del ciclo histérico de un aislador LRB.

Fuente: Dynamic Isolation Systems, 2007.

Como se puede apreciar en la Figura 1.4, se tendrá la rigidez inicial o elástica K_1 , rigidez post-fluencia o secundaria K_2 y la rigidez efectiva K_{eff} que simplifica el

⁶ Tomado de la Figura C17.2.8 de “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-16”. Sección C17.2.8 Isolation System Properties. Fuente: American Society of Civil Engineers (ASCE).

comportamiento del aislador sísmico y que depende de Q_d y K_1 . Estos parámetros mencionados anteriormente se calculan con las ecuaciones que se muestran a continuación y que fueron extraídas de la norma chilena NCh2745:2013.

1.4.1.1. Rigidez Post-Fluencia (K_2)

Rigidez brindada solamente por el caucho.

$$K_2 = \frac{G \cdot A}{T_r} \quad (1)$$

Donde:

- T_r = Espesor total del caucho.
- G = Módulo de corte del caucho.
- A = Área del aislador sísmico.

1.4.1.2. Rigidez Pre-Fluencia (K_1)

$$K_1 = 10 * K_2 \quad (2)$$

1.4.1.3. Fuerza Característica (Q_d)

$$Q_d = A_p * \tau_y \quad (3)$$

Donde:

- A_p = Área del núcleo de plomo.
- τ_y = Representa el esfuerzo de cedencia del plomo.

1.4.1.4. Desplazamiento de cedencia o fluencia (D_y)

$$D_y = \frac{Q_d}{K_1 - K_2} \quad (4)$$

1.4.1.5. Fuerza de Cedencia (F_y): o fuerza de fluencia del aislador.

$$F_y = Q_d + K_2 * D_y \quad (5)$$

1.4.1.6. Rigidez Efectiva (K_{eff})

También conocida como la rigidez secante del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, definida como la pendiente secante de los valores pico a pico en un bucle de histéresis, se calcula con la Ecuación 6.

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q_d}{D_M} \quad (6)$$

Se tiene que cumplir que:

$$D_M \geq D_y$$

Donde D_M es el desplazamiento máximo.

1.4.1.7. Ratio de rigideces (r)

Es la relación entre la rigidez Post-Fluencia y la rigidez Pre-Fluencia.

$$r = \frac{K_2}{K_1} \quad (7)$$

1.5. Disipadores de energía

Por su parte, los sistemas de disipación de energía, si bien no evitan que las fuerzas y movimientos sísmicos se transfieran desde el suelo a la estructura, aumentan el nivel de amortiguamiento de la energía, debido a que permiten que la disipación de energía se concentre en dispositivos especialmente diseñados para esos fines, reduciendo sustancialmente la porción de la energía que debe ser disipada por la estructura.

“El uso de disipadores de energía reduce la respuesta estructural, disminuyendo el daño de componentes estructurales y no estructurales”. (Corporación de Desarrollo Tecnológico; Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía; 2011; p. 8). La Figura 1.5 muestra la comparación del comportamiento de un edificio sin dispositivos de disipación de energía y un edificio con disipadores de energía.

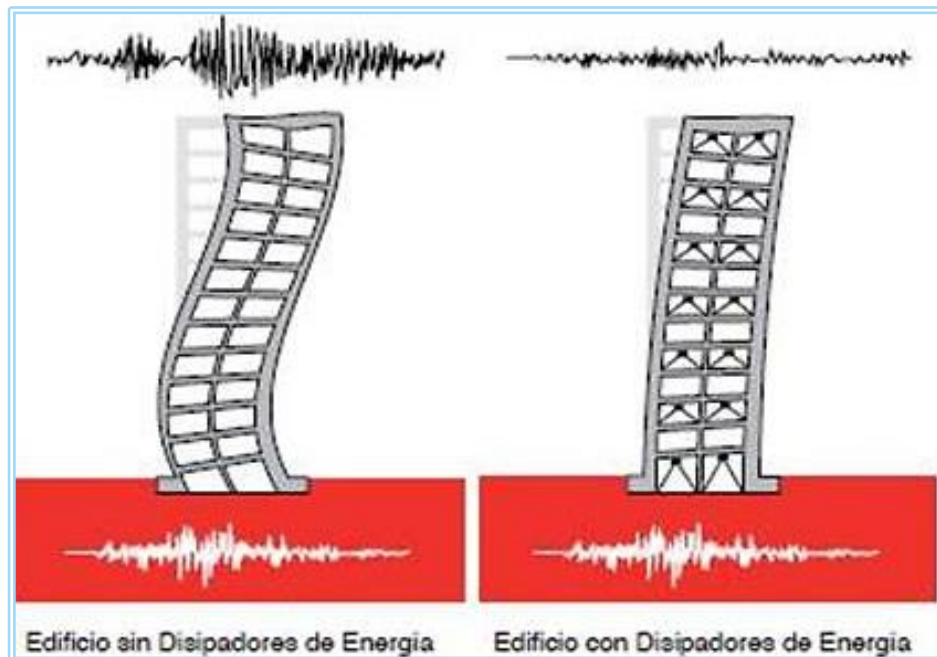


Figura 1.5 Comparación del edificio sin disipadores y edificio con disipadores de energía.
Fuente: Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT).

1.5.1. Funcionamiento de disipadores de fluido viscoso

La forma de trabajo de los disipadores de fluido viscoso está relacionada con las deformaciones relativas de los pisos los cuales generan desplazamientos, velocidades y aceleraciones en los dispositivos viscosos. La energía sísmica se disipa a través de estos dispositivos conforme el fluido viscoso de los disipadores se transporte de una cámara a otra dentro del mismo.

Un disipador de fluido viscoso disipa la energía, empujando el líquido a través de un orificio, produciendo una presión de amortiguamiento que crea una fuerza, la cual no aumenta significativamente las cargas sísmicas para un grado comparable de la deformación estructural.

También el uso de estos disipadores en la estructura reduce los esfuerzos y la deflexión al mismo tiempo porque la fuerza del disipador está completamente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexión de las columnas. Esto sólo se cumple con el amortiguamiento de fluido viscoso, donde la fuerza del disipador varía con la velocidad.

Además de su capacidad de reducir desplazamientos frente a la acción sísmica, estos disipadores no adicionan esfuerzos considerables adicionales a la estructura. El motivo principal se debe a que la fuerza del disipador esta únicamente en función de la velocidad. La respuesta del amortiguador debido al disipador viscoso, se calcula con la Ecuación 8.

$$F = CV^\alpha \quad (8)$$

Donde:

- F es la fuerza de reacción del dispositivo.

- C constante de amortiguamiento determinada principalmente por el diámetro de la compuerta y el área del orificio. Depende de las propiedades geométricas del dispositivo.
- V es la velocidad relativa entre el amortiguador.
- α es el exponente de velocidad (0.3 - 1.0). El valor exacto de “ α ” depende de la forma de la cabeza del pistón.

Para el caso de edificaciones se recomienda el uso de $\alpha < 1$, típico de un disipador no lineal. Cuando el amortiguador cumple esta condición, logra minimizar golpes de velocidades con una baja fuerza en el amortiguador. Cuando el exponente de la velocidad “ α ” toma un valor unitario se tendrá un disipador con comportamiento lineal.

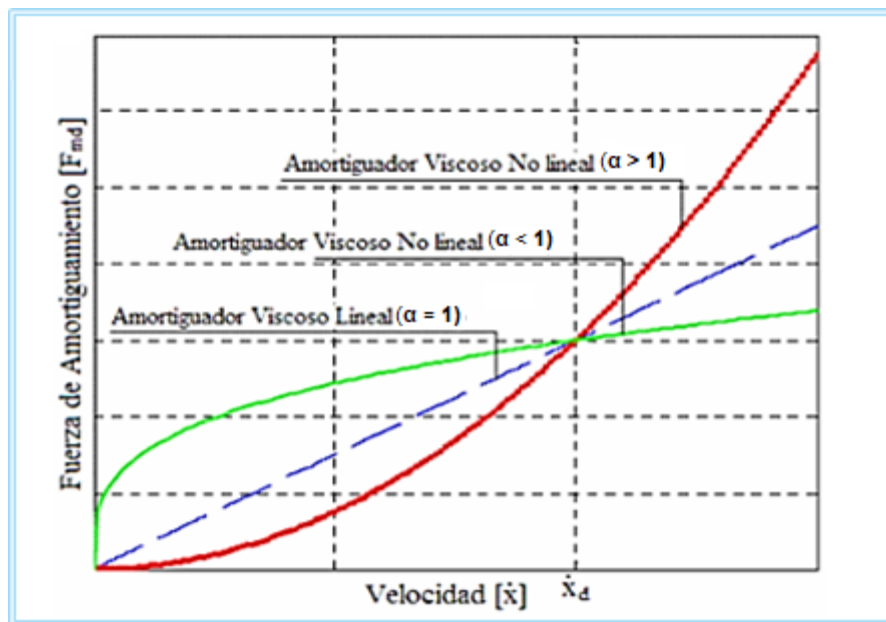


Figura 1.6 Comportamiento de amortiguadores lineales y no lineales.
Fuente: Cundumi Sánchez Orlando, 2005.

En la Figura 1.6 “Fuerza por amortiguamiento vs Velocidad” se puede observar el comportamiento de tres tipos de disipadores para diferentes valores del

exponente “ α ”. Los valores comúnmente utilizados en la modelación de disipadores de fluido viscoso para estructuras tales como edificios y puentes están entre los rangos de 0.40 a 0.50.

El exponente “ α ” describe las propiedades de amortiguación del dispositivo, y define la reacción del dispositivo frente a los impactos de velocidad, además determina el comportamiento histerético del disipador empleado.

1.5.2. Distribución de los amortiguadores de fluido viscoso

La distribución de estos dispositivos puede hacerse de varias maneras. A continuación se mencionan algunas:

- Colocando los dispositivos horizontalmente, para sujetar de manera flexible el vértice de unión de las diagonales en forma de “V” invertida (ver Figura 1.7), fijada en un nivel de piso inferior, con el nivel de piso inmediato superior.

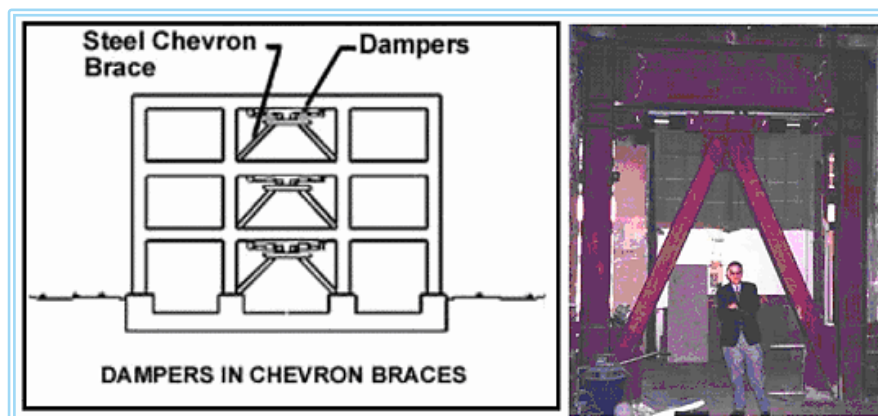


Figura 1.7 Disposición Chevron.
Fuente: Hart & Wong, 2000.

- Colocando los dispositivos en forma diagonal, conectando las dos uniones viga columna contrarias de dos pisos continuos (ver Figura 1.8).

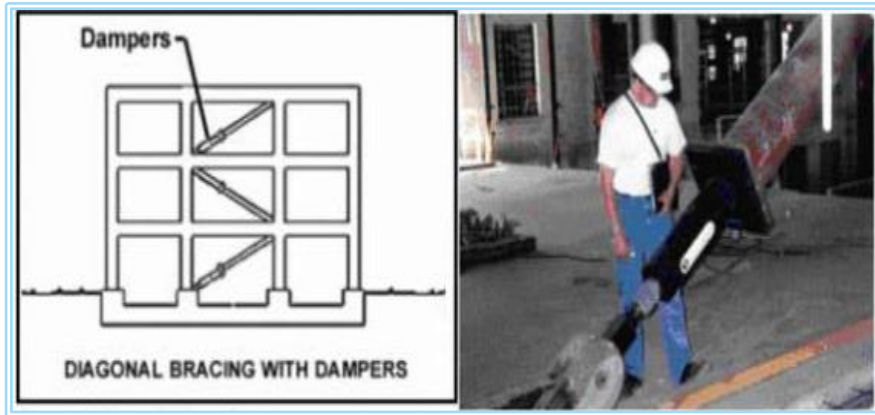


Figura 1.8 Disposición Diagonal.
Fuente: Hart & Wong, 2000.

- Colocando los dispositivos en forma horizontal, en la base del edificio trabajando en conjunto con el sistema de aislamiento basal (ver Figura 1.9).

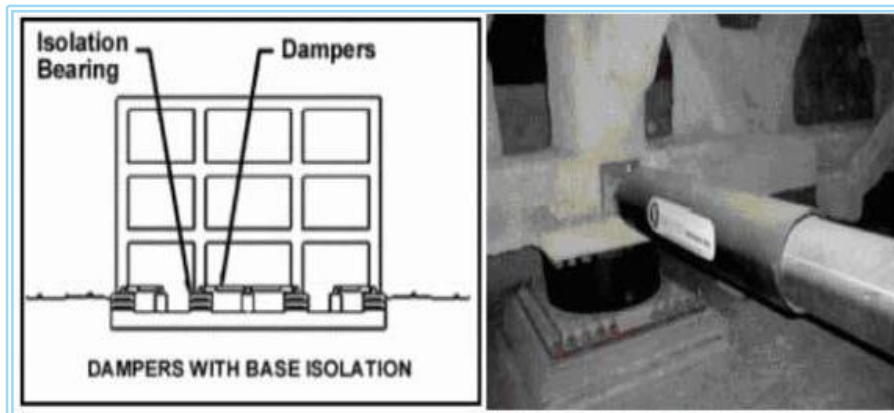


Figura 1.9 Disposición horizontal con sistema de aislamiento basal.
Fuente: Hart & Wong, 2000.

Según Hart & Wong en el libro titulado “*Structural Dynamics for Structural Engineers*”, para los dos primeros arreglos (Chevron braces y en forma diagonal) se necesita de un brazo metálico para conectarse con la estructura. Se recomienda ubicar los dispositivos en los pórticos extremos y estos deberán ser constantes en toda la altura. La cantidad de dispositivos dispuestos en la dirección “X” e “Y” deberá ser semejante y su ubicación, se recomienda, deberá ser simétrica en planta.

1.6. Factores que influyen en el desempeño de los sistemas de control pasivo

La inclusión de amortiguadores suplementarios solo es efectiva cuando las frecuencias con mayores contenidos de energía del movimiento sísmico coinciden con las frecuencias con mayor participación de masas del edificio.

El uso de amortiguadores viscosos en edificios elevados, podría incluso causar un aumento en la fuerza sísmica. Lo anterior puede ser observado en el gráfico de la transmisibilidad de osciladores armónicos con amortiguamiento viscoso. En la Figura 1.10 se observa que cuando la frecuencia aplicada es mayor a la frecuencia natural, los osciladores con mayor amortiguamiento (curva azul) transmiten mayor fuerza. También se observa que cuando la frecuencia aplicada coincide con la frecuencia natural, el amortiguamiento reduce la fuerza transmitida. En el caso de sollicitaciones de carácter estático (baja frecuencia aplicada con relación a la frecuencia natural), el amortiguamiento no ejerce influencia en la respuesta.

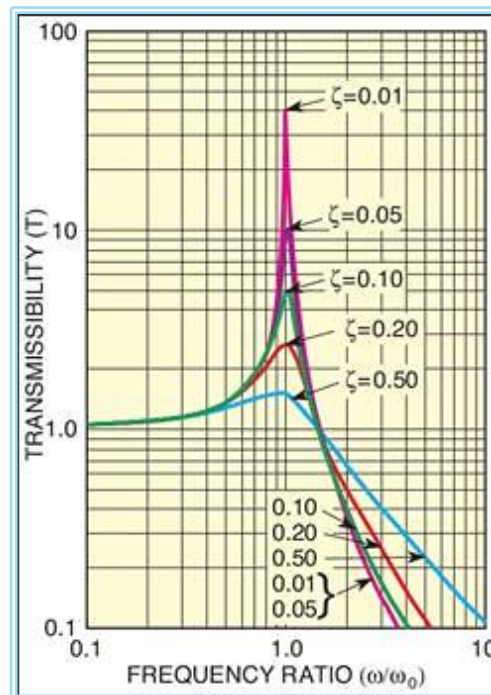


Figura 1.10 Fuerza transmitida por osciladores armónicos con amortiguamiento.
Fuente: Imagen obtenida de <https://www.newport.com/t/fundamentals-of-vibration>.

Por otro lado, podemos decir que la eficiencia de los sistemas pasivos depende de la cantidad de dispositivos que sean colocados en la edificación, así también de su ubicación, de la clase de disipador y del diseño a utilizarse⁷. Se debe añadir que en varias estructuras, la disipación de energía se ha constituido en una alternativa para los esquemas convencionales de rigidización y reforzamiento, esperando un nivel de desempeño medible y con resultados claros.

En el caso de los amortiguadores viscosos, se sugiere ubicarlos inicialmente en las zonas de velocidad máxima y en los entrepisos que experimentan mayor desplazamiento relativo. La ubicación óptima de los amortiguadores se logra mediante un proceso iterativo. También es importante señalar que el uso del edificio y la arquitectura del mismo son factores que influyen significativamente en la ubicación de los amortiguadores.

“En general, el uso de aisladores sísmicos ha demostrado ser eficiente para reducir demandas sísmicas en estructuras no demasiado altas, mientras los disipadores de energía, típicamente resultan más eficientes cuando se utilizan en estructuras esbeltas o flexibles, o que se encuentran ubicadas en suelos de baja competencia geotécnica.” **(Corporación de Desarrollo Tecnológico; Documentos Técnicos: Protección Sísmica de Estructuras, No. 29; 2011; p. 33).**

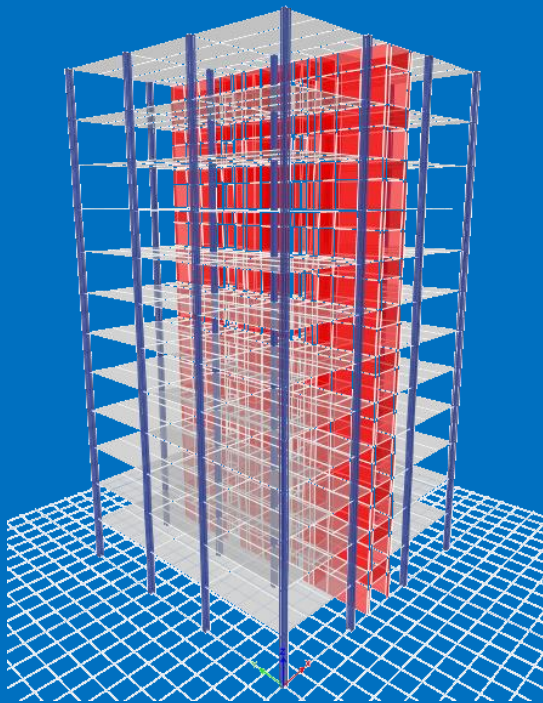
“Los aisladores suelen instalarse a nivel de cielo del primer subterráneo o entre las fundaciones y la superestructura. Por su parte, los disipadores se instalan en puntos específicos distribuidos en toda la altura de la estructura, generalmente en puntos extremos de las plantas, a fin de controlar efectos de torsión.” **(Ibidem, p. 34).**

⁷ Esto se evidencia en el capítulo 4 “Análisis y Diseño de la Estructura con Amortiguadores Viscosos” y el capítulo 5 “Análisis y Diseño de la Estructura con Aisladores Sísmicos” del presente estudio.

CAPITULO:

2

MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (ESTRUCTURA A)



En el Capítulo II se hace un análisis de una estructura convencional o de base empotrada. Para el modelado se toma en consideración que la edificación en estudio corresponde a un sistema constructivo mixto, con pórticos de acero y paredes de concreto que forman un núcleo alrededor del área donde se encuentran las escaleras y el ascensor. Los muros de corte soportarán las fuerzas sísmicas.

CAPITULO 2: MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CONVENCIONAL (ESTRUCTURA A).

Para el desarrollo de este análisis se utiliza como base el RNC-07⁸, así como también la norma ASCE/SEI 7-16⁹ para el Análisis Dinámico Tiempo Historia. En las siguientes secciones se describen los materiales, perfiles, cargas a considerar en el modelo, así como la caracterización de la amenaza sísmica según el RNC-07. Lo anterior con el fin de realizar un Análisis Dinámico Modal Espectral, así como también un Análisis Tiempo Historia.

2.1. Descripción del edificio en estudio

El edificio utilizado está ubicado en una zona céntrica de la ciudad de Managua, específicamente en el Reparto San Juan, distrito III. La estructura es de 14 niveles, los cuales están distribuidos en 12 niveles para ser utilizados como apartamentos, el último nivel funciona como azotea y el primer nivel es un sótano. Es de uso habitacional con un área total de 9000 m² aproximadamente, incluyendo un área de estacionamiento.

La altura total del edificio es de 43.92 m. Las dimensiones en planta son de 23.8 m* 23.8 m, con una altura de entrepiso de 3.6 m para los niveles 2-11 y de 3.96 m para los niveles 1 y 12. Las secciones de las columnas y las vigas van cambiando para cada nivel. Lo anterior se presenta en la Tabla 2.1, donde se muestran los perfiles utilizados para los diferentes elementos. Cabe mencionar que la configuración de los apoyos es articulado en todas las columnas a nivel de la base

⁸ Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). “Reglamento Nacional de la Construcción (RNC – 07)”. Nicaragua. 2007.

⁹ American Society of Civil Engineers (ASCE). “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-16”. American Society of Civil Engineers. Estados Unidos. 2017.

del edificio. El diafragma rígido está compuesto por un sistema de entrepiso metálico, que es la misma para todos los niveles.

Tabla 2.1
Perfiles utilizados para cada nivel de la estructura.

Nivel	Columna	Viga principal	Viga secundaria
Nivel 1-3	W14X132	W21X83	W18X50
Nivel 4-6	W14X120	W21X73	W18X50
Nivel 7-9	W14X109	W21X68	W18X40
Nivel 10-12	W14X99	W21X62	W18X40

Fuente: Planos estructurales del Condominio “Edificio Norte”.

El sistema de entrepiso está compuesto un sistema losacero¹⁰, que es soportada por vigas secundarias sobre los marcos principales formadas por columnas y vigas de acero. En la Tabla 2.2 se muestra un resumen de las características que presenta la estructura:

Tabla 2.2
Características generales de la estructura.

Descripción de la estructura:	
Sistema estructural:	Muros de corte.
Sistema constructivo:	Mixto.
Núcleo para ascensores y escaleras:	Concreto estructural.
Paredes exteriores y particiones:	Paneles de covintec.
Cielo falso:	Láminas de gypsum con estructura de aluminio.
Sistema de entrepisos:	Lámina losacero (Galvadeck).
Escaleras:	Concreto con refuerzo de acero.

¹⁰ Sistema de entrepiso metálico compuesto por una lámina galvanizada de gran capacidad y resistencia estructural para interactuar con el concreto.

2.2. Descripción de los materiales

Las características de los materiales utilizados en el diseño de la estructura y que se especifican en las normativas AISC (para el acero estructural) y ACI (para el concreto) se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3

Características de los materiales que componen la estructura.

Descripción de los materiales:		
Acero estructural (ASTM A992 Grado 50):		
Esfuerzo de fluencia	4,200.00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	2,038,902.13	kg/cm ²
Peso volumétrico	7,849.00	kg/cm ²
Concreto:		
Esfuerzo de compresión	280.00	kg/cm ²
Módulo de elasticidad	252,671.294	kg/cm ²
Peso volumétrico	2400.00	kg/cm ²
Mortero:		
Resistencia a compresión	140.00	kg/cm ²
Peso volumétrico	2400.00	kg/cm ²

Fuente: Planos estructurales de Condominio "Edificio Norte".

2.3. Determinación de las cargas a considerar en el modelo

Las cargas gravitacionales actuantes se definen y determinan según el RNC-07, en el Título I, Capítulos I y II de dicho reglamento.

Para la realización del análisis estructural, se idealiza tanto la geometría de la estructura así como las acciones y fuerzas internas a las que estará sometida. Se efectúan los cálculos con el fin de determinar cuáles serán las cargas totales a las que estará sometida la estructura.

2.3.1. Acciones permanentes. Carga muerta

La carga muerta (CM) está compuesta por el peso propio del edificio y la sobrecarga permanente. En las Tablas 2.4 y 2.5 se detallan los pesos considerados de los materiales¹¹.

2.3.1.1. Sobrecarga permanente en los entrepisos

Tabla 2.4

Sobrecarga permanente para cada nivel de piso.

Descripción	Peso (kg/m ²)
Particiones livianas	23
Carpeta impermeabilizante	30
Ductos y tuberías	18
Ventanas de vidrio y estructura	35
Paredes perimetrales	150
Aire acondicionado	4
Cascote de mortero (espesor de 2.5 cm)	60
Ladrillos de cerámica para pisos	30
Cielo falso de Gypsum y estructura	10
Lámparas y accesorios	15
TOTAL	385

Fuente: RNC-07.

2.3.1.2. Sobrecarga permanente en la azotea

Tabla 2.5

Sobrecarga permanente en la azotea.

Descripción	Peso (kg/m ²)
Relleno, impermeabilizante y ladrillo de cerámica	130
Ductos y tuberías	18
Lámparas y accesorios	15
TOTAL	163

Fuente: RNC-07.

¹¹ RNC-07, Anexo A, "Tablas de cargas muertas mínimas". Fuente: Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI), 2007.

2.3.2. Acciones variables. Cargas vivas. Cargas vivas reducidas¹²

Para el cálculo de la CV y CVR se considera que el edificio en estudio es de uso residencial. En la Tabla 2.6 se detalla los valores correspondientes a dichas cargas.

Tabla 2.6
Cargas vivas. Cargas vivas reducidas.

Destino	Máxima (CV)	Incidental (CVR)
Residencial	200 kg/m ²	80 kg/m ²
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%.	100 kg/m ²	40 kg/m ²

Fuente: RNC-07.

2.3.3. Acciones accidentales. Cargas sísmicas

Para el análisis de las cargas sísmicas se considerarán los efectos bidireccionales¹³ del movimiento del terreno.

2.3.4. Peso total de la estructura por piso

El peso total del edificio se presenta en la Tabla 2.7. Este peso total incluye las cargas muertas, las sobrecargas permanentes y las cargas vivas reducidas. De ETABS obtenemos la masa por piso de la estructura, que es la misma en ambas direcciones.

¹² La carga viva (CV) y la carga viva reducida (CVR) se toma del RNC-07; Tabla 1: Cargas vivas unitarias mínimas (kg/m²). Fuente: MTI.

¹³ Según lo establecido en el Arto. 32, Inciso f del RNC-07. Fuente: MTI.

Tabla 2.7*Resumen del peso total del edificio por nivel.*

Nivel	Masa (kgf-s ² /m)	Peso (tonf)
Azotea	46322.74	454.43
Nivel 11	60888.71	597.32
Nivel 10	60855.88	597.00
Nivel 9	61051.56	598.92
Nivel 8	61093.35	599.33
Nivel 7	61096.52	599.36
Nivel 6	61471.49	603.04
Nivel 5	61521.53	603.53
Nivel 4	61521.53	603.53
Nivel 3	61820.51	606.46
Nivel 2	61870.37	606.95
Nivel 1	63083.19	618.85

Fuente: Corrida de ETABS.

2.3.5. Combinaciones de cargas

Cabe destacar que para este caso de estudio no se consideran:

- Cargas debido a la presión lateral de la tierra.
- Cargas o presión del viento.

Debido a que la edificación se encuentra ubicada en una zona urbana en donde las cargas sísmicas son predominantes. Con esta aclaración, se procede a mostrar en la Tabla 2.8 las combinaciones de cargas utilizadas en el modelo¹⁴.

¹⁴ Arto. 15 del RNC-07. Fuente: MTI.

Tabla 2.8
Combinaciones de carga.

No.	Cargas Mayoradas	Carga Muerta (CM)	Carga Viva (CV)	Sismo dirección X (SEX)	Sismo dirección Y (SEY)
Comb1	1.4CM	1.4			
Comb2	1.2CM+1.6CV	1.2	1.6		
Comb3	1.2CM+CV±EQX	1.2	1.0	±1.0	
Comb4	1.2CM+CV±EQY	1.2	1.0		±1.0
Comb5	0.9CM±EQX	0.9		±1.0	
Comb6	0.9CM±EQY	0.9			±1.0

Fuente: RNC-07.

2.4. Caracterización de la amenaza sísmica según el RNC-07

2.4.1. Clasificación de la estructura. Arto. 20.

El edificio será de uso residencial, por lo tanto se clasifica como una estructura de normal importancia y perteneciente al grupo B. $I_e = 1$.

2.4.2. Factor de reducción por ductilidad. Arto. 21.

Debido a que se desconoce el periodo natural de la estructura (T) se asume el factor de reducción (Q') es igual al factor de comportamiento sísmico (Q). Donde $Q = 3$, debido a que los muros de concreto reforzado para esta estructura son capaces de resistir al menos 80 % de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería. En consecuencia $Q' = 3$.

2.4.3. Factor de reducción por sobrerresistencia. Arto. 22.

La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor de $\Omega = 2$.

2.4.4. Influencia del suelo. Arto. 25.

Managua está ubicada en la zona sísmica C (Ver Anexo B: Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua). Al no poseer información del tipo de suelo del sitio donde está emplazado el edificio, se asumirá como un suelo firme (con velocidades de $360 < V_s < 750 \text{ m/s}$), es decir, un suelo tipo II. Ya definido lo anterior, podemos plantear que para una zonificación sísmica C y un suelo tipo II corresponde un factor de amplificación de $S = 1.5$.

2.4.5. Espectro para diseño sísmico. Arto. 27.

El edificio está ubicado en la ciudad de Managua, lo que indica que para efectuar el análisis modal espectral se utiliza un valor de aceleración $a_0 = 0.31$ (Ver Anexo C: Mapa de isoaceleraciones para Nicaragua). Donde se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a^{15} , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, la que se estipula en la Figura 2.1.

$$a = \begin{cases} S \left[a_0 + (d - a_0) \frac{T}{T_a} \right] & \text{si } T < T_a \\ Sd & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ Sd \left(\frac{T_b}{T} \right) & \text{si } T_b \leq T \leq T_c \\ Sd \left(\frac{T_b}{T_c} \right) \left(\frac{T_c}{T} \right)^2 & \text{si } T > T_c \end{cases}$$

Figura 2.1 Espectro para diseño sísmico.

Fuente: RNC-07.

¹⁵ El RNC-07 en el Artículo 27 menciona lo siguiente: "Tratándose de estructuras del Grupo B, a_0 se seleccionará del mapa de isoaceleraciones del anexo C del presente reglamento, mientras que $d = 2.7 a_0$, $T_a = 0.1 \text{ seg}$, $T_b = 0.6 \text{ seg}$, $T_c = 2 \text{ seg}$ y S es el factor de amplificación por tipo de suelo definido en el artículo 23." Fuente: MTI.

2.4.6. Máxima aceleración espectral (S_d)

La máxima aceleración espectral (Ver Anexo D: Espectro de Diseño para Nicaragua), se calcula como se muestra en la Ecuación 9.

$$S * d = S * (2.7 * a_0) \quad (9)$$

$$S * d = 1.5 * (2.7 * 0.31) = 1.26$$

2.4.7. Coeficiente sísmico (c)

El valor del coeficiente sísmico se calcula únicamente como valor de referencia con la Ecuación 10.

$$c = \frac{S(2.7 * a_0)}{Q' * \Omega}; \text{ pero nunca menor que } (S)(a_0) \quad (10)$$

$$c = \frac{1.26}{3 * 1.4} = 0.3$$

$$(S)(a_0) = 0.465$$

De lo anterior:

$$c = 0.465$$

2.5. Condiciones de regularidad según el RNC-07¹⁶

Una estructura puede clasificarse como regular, irregular o fuertemente irregular. A continuación se evalúa cada condición para el edificio en estudio y comprobar que es una estructura regular.

¹⁶ Artículo 23 del RNC-07. Fuente: MTI.

2.5.1. Simetría en planta

La planta es sensiblemente simétrica respecto a los dos ejes ortogonales.
Cumple.

2.5.2. Relación de aspecto en elevación

Sabiendo que la altura es de 43.92 m y la menor dimensión en planta es 23.8 m, se cumple que:

$$\frac{43.92}{23.8} = 1.85 < 2.5 \text{ (Cumple)}$$

2.5.3. Relación de aspecto en planta

Considerando la longitud de largo a ancho de la base es la misma (23.8 m) se cumple que:

$$\frac{23.8}{23.8} = 1.0 < 2.5 \text{ (Cumple)}$$

2.5.4. Entrantes y salientes en planta

En planta el edificio no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión en planta. *Cumple.*

2.5.5. Rigidez del diafragma

En cada nivel de la estructura existe un sistema de techo o piso rígido y resistente, por lo tanto el edificio cumple con esta condición. *Cumple.*

2.5.6. Aberturas en planta

El edificio cumple con esta condición debido a que el área total de aberturas no excede en ningún nivel el 20% del área de la planta.

- Área de escaleras y ascensores = 41.01 m²
- Área en planta = 566.44 m²
- 20 % del área en planta = 113.29 m²

$$113.29 \text{ m}^2 > 41.01 \text{ m}^2 \text{ (Cumple)}$$

2.5.7. Regularidad del peso en elevación

Si W_n es el peso de un nivel y W_{n-1} el peso del piso inmediato inferior, debe cumplirse que:

$$0.7 \leq \frac{W_n}{W_{n-1}} \leq 1.10 \text{ (Cumple)}$$

Quedando el último piso eximido de cumplir esta condición. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para el diseño sísmico, no es mayor que 110 % del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso (Ver Tabla 2.9).

2.5.8. Regularidad geométrica en elevación

Todos los pisos tienen la misma área construida, excepto el último piso que queda eximido de cumplir esta restricción. Por tanto el área de un nivel no difiere del área de piso inmediato inferior, lo que indica que la estructura cumple con esta condición. *Cumple.*

Tabla 2.9
Regularidad del peso en elevación.

Nivel	Peso Total (ton)	W_n/W_{n-1}	Condición
1	46.32274	<i>No aplica</i>	No aplica
2	60.88871		Cumple
3	60.85588		Cumple
4	61.05156		Cumple
5	61.09335		Cumple
6	61.09652		Cumple
7	61.47149		Cumple
8	61.52153		Cumple
9	61.52153		Cumple
10	61.82051		Cumple
11	61.87037		Cumple
12	63.08319	<i>No aplica</i>	Cumple

2.5.9. Restricción lateral de las columnas

Las columnas de todos los pisos están restringidas por diafragmas rígidos horizontales y por trabes o losas planas, lo que indica que el edificio cumple con esta condición. *Cumple.*

2.5.10. Regularidad de rigidez en elevación

Ningún entrepiso excede la rigidez al corte del entrepiso inmediato inferior en 50% o más, El último entrepiso queda excluido de este requisito. Por lo cual el edificio cumple con la condición. *Cumple.*

2.5.11. Regularidad de resistencia en elevación

En vista que se tiene igual cantidad de elementos resistentes en todos los pisos y las rigideces no varían drásticamente, puede considerarse que la resistencia al

corte de los entrepisos adyacentes no cambia considerablemente. De esta manera, el edificio cumple con la condición. *Cumple.*

2.5.12. Limitación de la excentricidad torsional

En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada. *Cumple.*

La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación. Se puede apreciar en la Tabla 2.10 que la excentricidad torsional en todos los niveles es mínima, cumpliendo con lo que solicita el RNC-07.

Tabla 2.10
Limitación de la excentricidad torsional.

Nivel	Diafragma	Coordenadas C.M.		Coordenadas C.R.	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)
1	D1	11.8916	11.9020	11.8043	11.9336
2	D2	11.8915	11.9019	11.7561	11.9174
3	D3	11.8915	11.9019	11.7019	11.9165
4	D4	11.8914	11.9019	11.6573	11.9197
5	D5	11.8914	11.9019	11.6226	11.9232
6	D6	11.8914	11.9019	11.5958	11.9256
7	D7	11.8914	11.9027	11.575	11.9269
8	D8	11.8914	11.9020	11.5583	11.9272
9	D9	11.8914	11.9020	11.5442	11.9266
10	D10	11.8914	11.9020	11.5307	11.9258
11	D11	11.8886	11.9019	11.5146	11.9253
12	D12	11.9061	11.8929	11.4895	11.9253

Fuente: Corrida de ETABS.

2.5.13. Resumen de condiciones de regularidad según el RNC-07

En la Tabla 2.11 se presenta un resumen del cumplimiento de las condiciones de regularidad antes analizadas.

Tabla 2.11

Resumen de las condiciones de regularidad para la estructura.

Condición	¿Cumple?
1	Si
2	Si
3	Si
4	Si
5	Si
6	Si
7	Si
8	Si
9	Si
10	Si
11	Si
12	Si

Como se puede observar se cumple con todos los requisitos para que la estructura se considere regular. Por tanto el factor de ductilidad (Q') no debe de corregirse.

2.6. Análisis sísmico de la estructura A

2.6.1. Resumen de parámetros sísmicos

A continuación se muestran los siguientes parámetros utilizados en el cálculo del espectro de aceleraciones (a) para el diseño sísmico de la estructura de base empotrada:

- Factor de importancia sísmica $I_e = 1$, para estructuras de normal importancia.

- Aceleración máxima del terreno, $a_0 = 0.31$ (para Managua).
- Factor de amplificación sísmica $S = 1.5$ (Tabla 2, RNC-07).
- Factor de reducción por ductilidad modificado $Q' = 3$.
- Factor de reducción por sobrerresistencia $\Omega = 2$.

2.6.2. Elección del tipo de análisis. Metodología a utilizar

De acuerdo al Artículo 30, Inciso b del RNC-07, el Método Estático Equivalente para esta edificación no puede utilizarse debido a que para una estructura regular su altura no debe de ser mayor a 40 m (en nuestro caso la estructura tiene una altura de 43.92 m). En cambio es permitido utilizar el método dinámico según el Artículo 33 (Análisis Modal Espectral) para cualquier tipo de estructura. Cabe mencionar que en el análisis modal se utilizan los Vectores Ritz¹⁷.

También se realiza un análisis dinámico lineal (Tiempo Historia), donde dicho análisis nos proporciona una aproximación aceptable de las características reales de la edificación. El comportamiento se medirá a través de ciertos parámetros como son: desplazamientos relativos, distorsiones de piso, aceleraciones absolutas y fuerzas cortantes.

2.6.3. Creación del modelo estructural en ETABS

El primer paso es elaborar un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa ETABS v17. Dicho modelo incluye las características espaciales

¹⁷ Actualmente el método modificado de Ritz proporciona resultados más precisos y además un menor trabajo de cómputo que el producido por el método de autovalores. Fuente: Wilson, 2008.

detalladas en los planos estructurales. Además de los elementos principales, se modela también algunos elementos secundarios, como las vigas secundarias, para la transferencia de las sobrecargas gravitacionales.

El peso sísmico de la estructura según el RNC-07 se considera como la sumatoria del 100% de la carga muerta (CM) más la carga viva reducida (CVR). Donde las cargas muertas corresponden respectivamente al peso propio de los elementos estructurales más la sobrecarga permanente debida a los elementos fijos no estructurales.

2.6.4. Vista en planta y altura de la edificación

En las Figuras 2.2 y 2.3 se pueden apreciar la vista de algunas elevaciones, así como la vista de planta para uno de los niveles de la edificación.

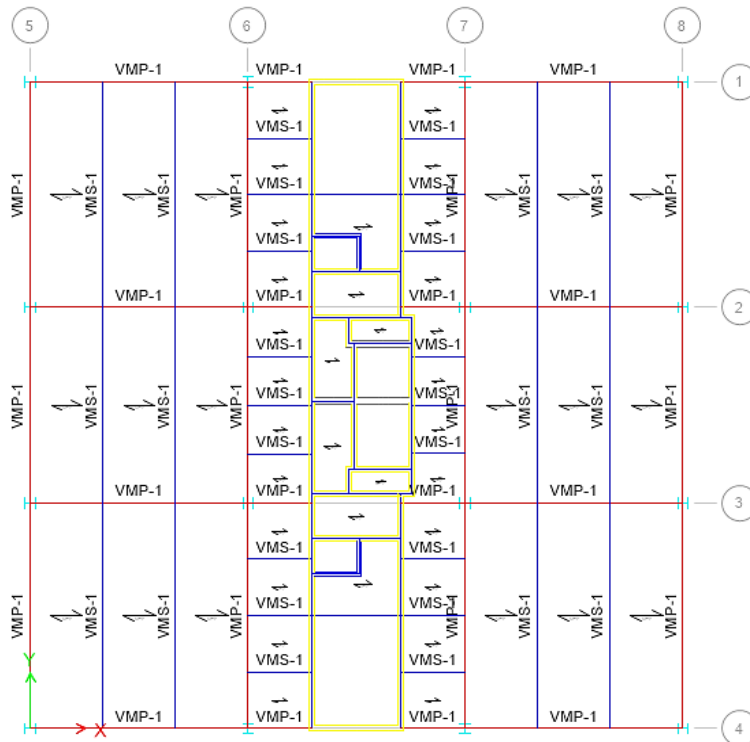


Figura 2.2 Vista de planta de la estructura A, niveles 1-3.

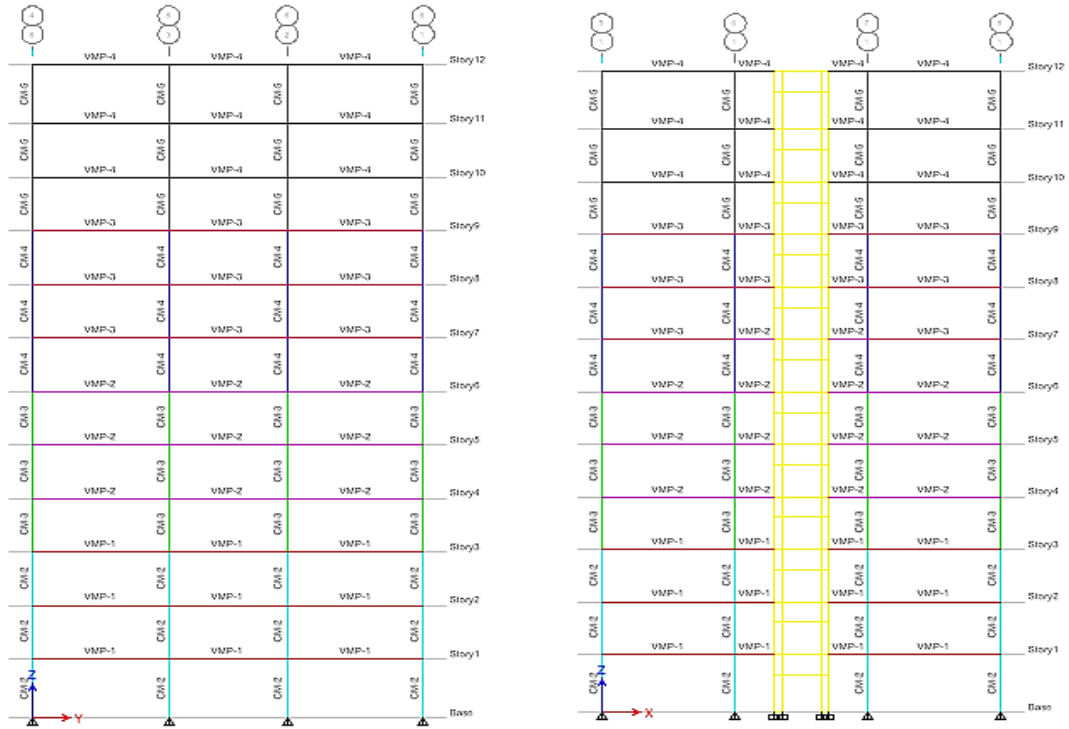


Figura 2.3 Vista de elevación estructural de la estructura A, Ejes 1 y 8 respectivamente.

2.6.5. Espectro de Pseudo-Aceleraciones

El espectro de pseudo-aceleraciones inelástico se determinó según el RNC-07, tal como se muestra en la Figura 2.4.

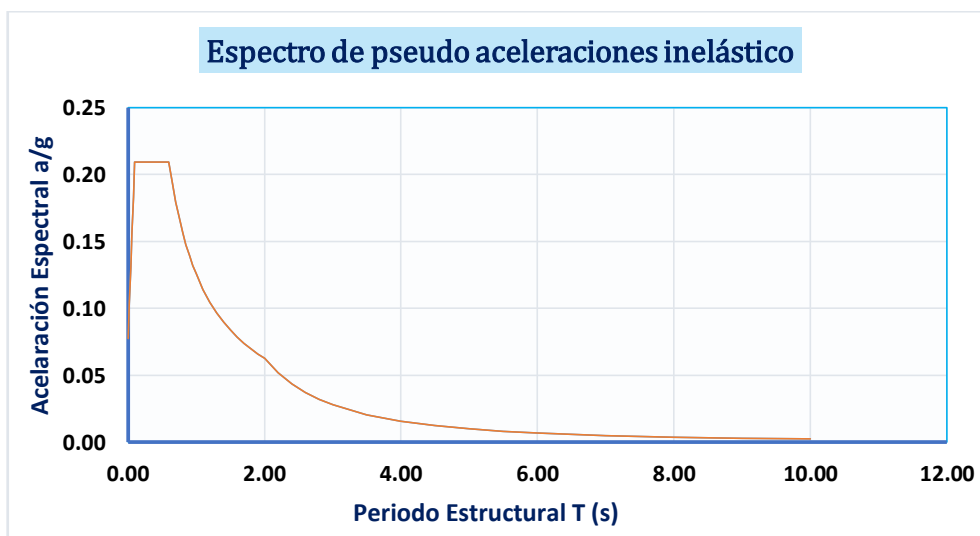


Figura 2.4 Espectro de pseudo-aceleraciones inelástico.

2.6.6. Modelo de la estructura en el software

El modelo de la estructura de base empotrada se presenta en la Figura 2.5.

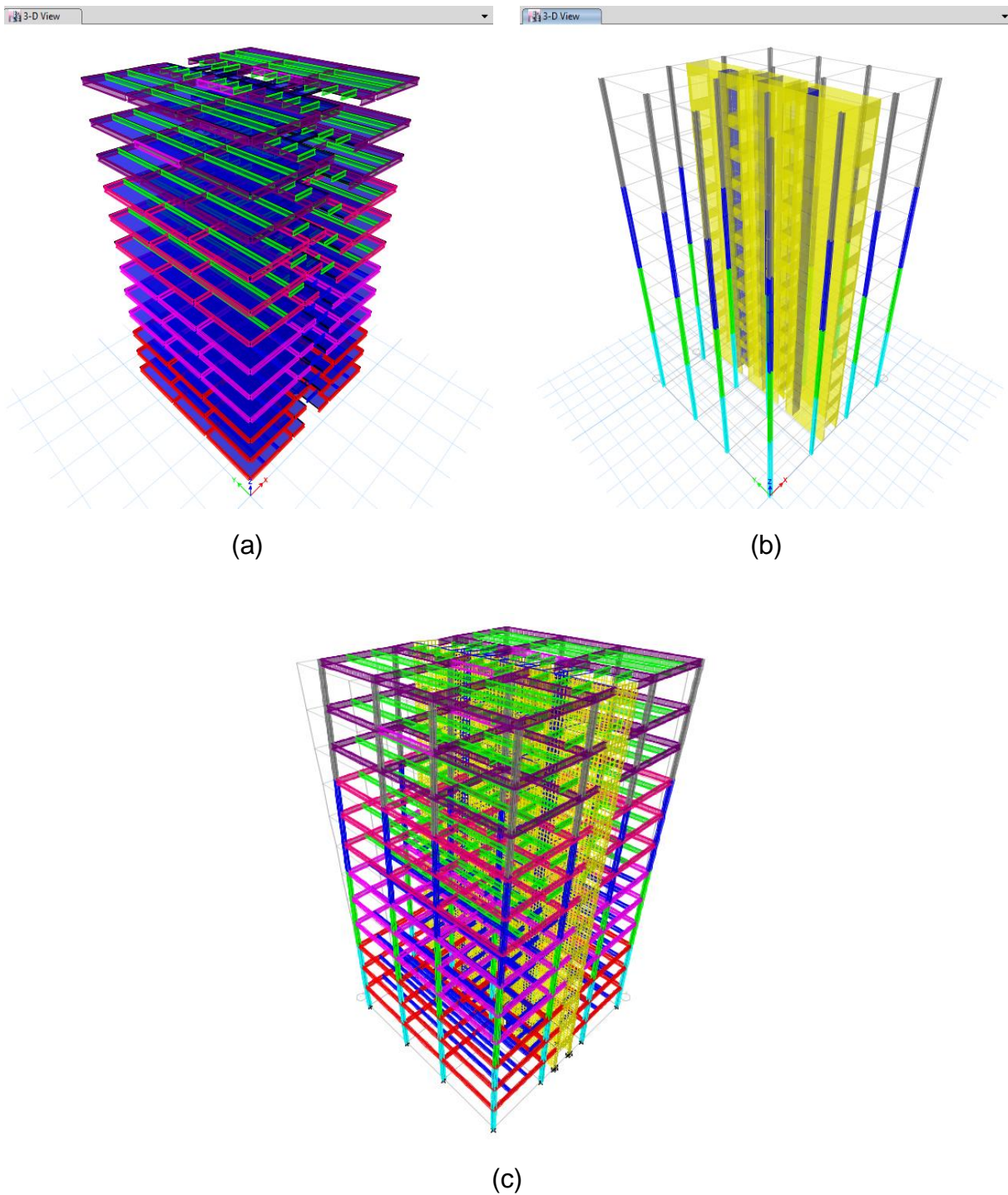


Figura 2.5 Vista en 3D de la estructura A.

2.6.7. Análisis modal

Para el análisis modal espectral los efectos en ambos componentes horizontales del movimiento del terreno deben combinarse empleando el espectro de pseudo-aceleraciones inelástico en un 100% en la dirección de análisis más el 30% en la dirección perpendicular¹⁸.

A través del análisis modal se obtienen los modos de vibración y la masa participativa de la estructura, tomando 3 modos de vibración por cada nivel como mínimo¹⁹. En este estudio se tomaron 75 modos de vibración.

Tabla 2.12
Modos de vibración – estructura A.

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)	Masa participativa en RZ (%)
1	1.8760	66.30	0.00	0.00
2	1.2270	0.00	0.15	81.64
3	0.5080	0.00	70.11	0.35
4	0.4030	0.69	0.31	9.48
5	0.4000	19.88	0.04	0.33

De la Tabla 2.12 podemos notar que el primer modo de vibración que predomina es traslacional en la dirección X-X, lo que es un indicador de que la estructura cuenta con un buen predimensionamiento. El segundo modo es rotacional, esto es de esperarse debido a la configuración propia de la estructura, y por último se tiene un tercer modo traslacional en la dirección Y-Y. Según resultados presentados en la Tabla 2.13 la masa participativa para la edificación convencional es mayor al 90% de la masa total, por lo tanto el resultado es satisfactorio.

¹⁸ Arto. 32, Inciso f del RNC-07. Fuente: MTI.

¹⁹ El Arto. 33 del RNC-07 indica que se tiene que cumplir como mínimo que la masa participativa sea el 90% de la masa total de la estructura. Fuente: MTI.

Tabla 2.13

Verificación de masa participativa de la estructura A.

Masa participativa	Porcentaje (%)	¿Cumple?
Dirección X	99.59	Si
Dirección Y	99.34	Si
Dirección RZ	99.85	Si

En la Figura 2.6 se verifica lo indicado en la Tabla 2.12, donde se puede ver que el primer modo de vibración es traslacional en X, segundo modo de vibración es rotacional en RZ y el tercer modo de vibración es traslacional en el eje Y.

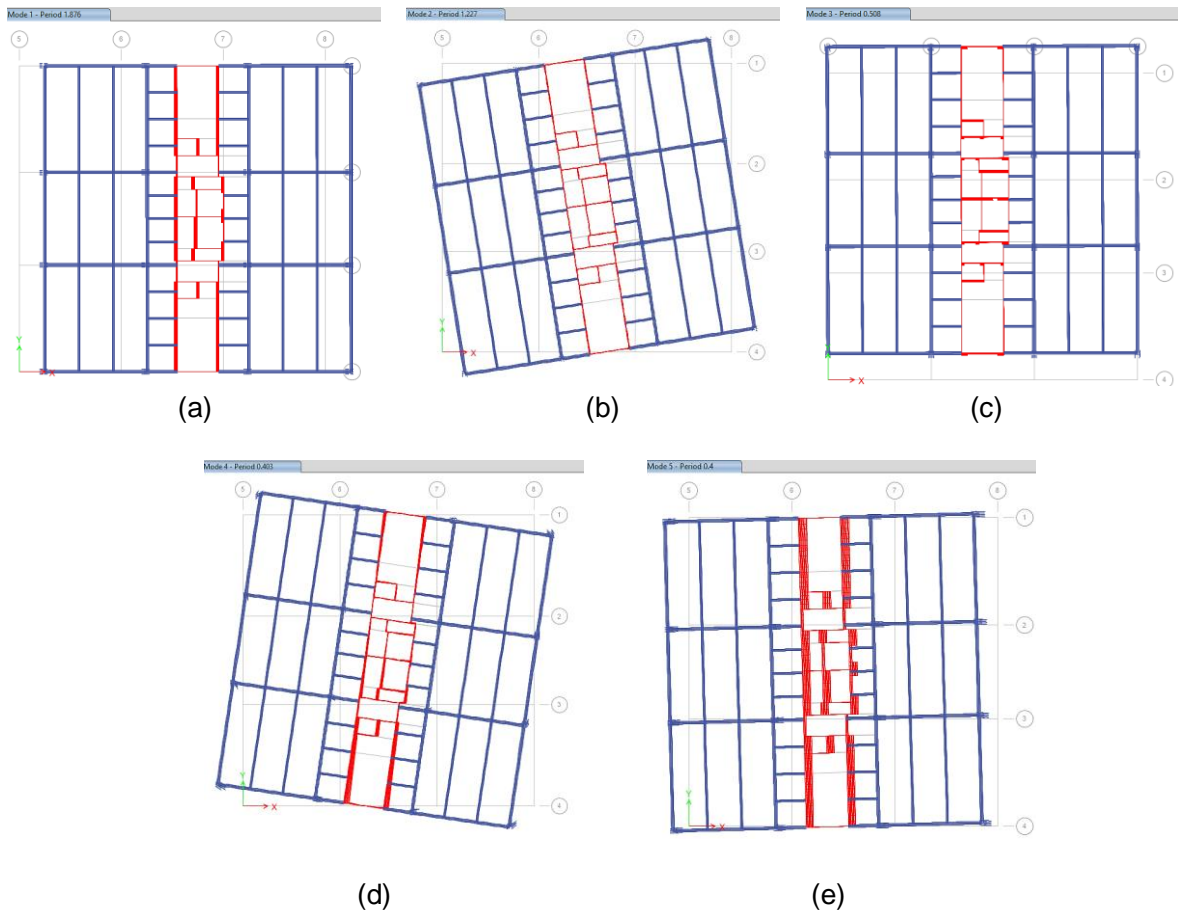


Figura 2.6 Cinco primeros modos fundamentales de vibración de la estructura A.

También se presenta en la Figura 2.7 una vista de elevación para los modos de vibración 1, 4 y 7 de la estructura de base empotrada.

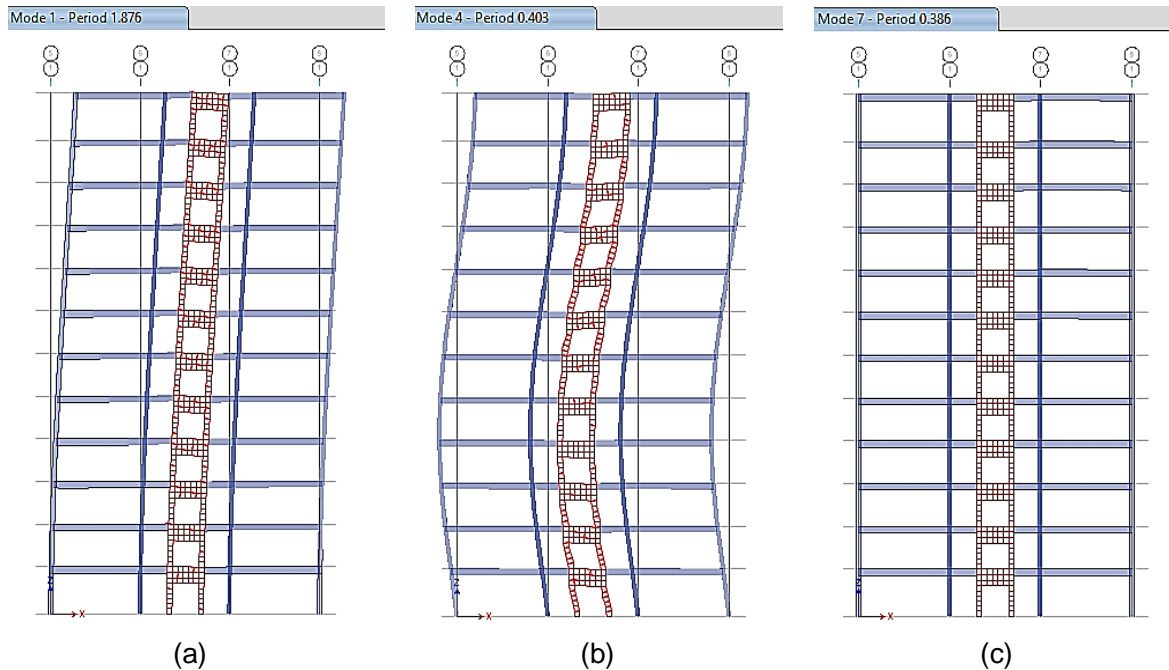


Figura 2.7 Vista de elevación. Modos de vibración 1, 4 y 7 de la estructura A respectivamente.

2.6.8. Análisis Espectral

En el análisis espectral se obtienen valores de derivas de entrepiso y fuerzas de diseño, con el objetivo de verificar que estos valores estén dentro del rango de cumplimiento según el RNC-07.

2.6.8.1. Revisión del cortante basal

Se hace la verificación para la fuerza cortante basal mínima, el RNC-07 nos indica que para estructuras regulares el cortante basal dinámico sea no menor que el 80% del cortante basal estático en ambas direcciones.

En la Tabla 2.14 se aprecia que el cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático en el eje X, no así en el eje Y, donde podemos observar que no se cumplió con esta condición, por lo tanto es necesario amplificar las fuerzas de diseño y los desplazamientos laterales, esto es, el espectro de diseño tiene que ser escalado con un factor de 10.78 para poder cumplir esta condición.

Tabla 2.14*Verificación del cortante mínimo – estructura A.*

Dirección de análisis	Fuerza Cortante Estático (tonf)	80% Fuerza Cortante Estático (tonf)	Cortante Dinámico (tonf)	Factorar en:
Dirección X-X	549.37	439.50	454.11	9.81
Dirección Y-Y	1483.31	1186.65	1081.84	10.78

2.6.8.2. Desplazamientos de entrepiso

Se calculan los desplazamientos laterales para ambas direcciones para cada entrepiso de la estructura²⁰. Se realiza la verificación de las distorsiones generadas por estos desplazamientos para el estado límite de servicio y de colapso, lo cual tiene que cumplirse para que el sistema sea efectivo. La Tabla 2.15 muestra los desplazamientos máximos obtenidos para el análisis modal espectral.

Tabla 2.15*Desplazamientos para el análisis modal espectral – estructura A.*

Nivel	Desplazamientos máximos	
	Dx (cm)	Dy (cm)
12	9.9604	4.3953
11	8.9050	4.1215
10	7.9253	3.8298
9	6.9338	3.4924
8	5.9427	3.1579
7	4.9661	2.8092
6	4.0191	2.4321
5	3.1164	2.0314
4	2.2730	1.6131
3	1.5080	1.1849
2	0.8474	0.7580
1	0.3297	0.3533

²⁰ Según lo indicado en el Arto. 34 del RNC-07. Fuente: MTI.

2.6.8.3. Verificación de derivas

Los desplazamientos para las condiciones de servicio serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por $(Q*\Omega)/2.5^{21}$. Cabe mencionar que las distorsiones de entrepiso son un parámetro importante de diseño debido a que está relacionado de manera muy directa con el daño a elementos estructurales y no estructurales, de ahí la importancia de calcularlos.

En la Tabla 2.16 se presentan los resultados de los desplazamientos relativos y distorsiones de entrepiso para el análisis en ambas direcciones del Edificio Norte, obteniendo que las derivas en el estado límite de servicio en el eje X no cumplen todas, es decir se obtienen derivas mayores al límite.

Tabla 2.16

Verificación de derivas estado límite de servicio – estructura A.

Nivel	h (cm)	Desplazamientos de piso (cm)		Desplazamientos amplificados (cm)		X	Distorsiones de entrepiso		
		Dx	Dy	Dx'	Dy'		Condición (0.004)	Y	Condición (0.004)
12	396	1.05540	0.27380	2.53296	0.65712	0.00640	No cumple	0.00166	Cumple
11	360	0.97970	0.29170	2.35128	0.70008	0.00653	No cumple	0.00194	Cumple
10	360	0.99150	0.33740	2.37960	0.80976	0.00661	No cumple	0.00225	Cumple
9	360	0.99110	0.33450	2.37864	0.80280	0.00661	No cumple	0.00223	Cumple
8	360	0.97660	0.34870	2.34384	0.83688	0.00651	No cumple	0.00232	Cumple
7	360	0.94700	0.37710	2.27280	0.90504	0.00631	No cumple	0.00251	Cumple
6	360	0.90270	0.40070	2.16648	0.96168	0.00602	No cumple	0.00267	Cumple
5	360	0.84340	0.41830	2.02416	1.00392	0.00562	No cumple	0.00279	Cumple
4	360	0.76500	0.42820	1.83600	1.02768	0.00510	No cumple	0.00285	Cumple
3	360	0.66060	0.42690	1.58544	1.02456	0.00440	No cumple	0.00285	Cumple
2	360	0.51770	0.40470	1.24248	0.97128	0.00345	Cumple	0.00270	Cumple
1	396	0.32970	0.35330	0.79128	0.84792	0.00200	Cumple	0.00214	Cumple

²¹ Para el estado límite de servicio las distorsiones máximas permitidas deben ser menores o iguales a 0.004. Arto 34, RNC-07. Fuente: MTI.

Una vez calculadas las derivas en condiciones de servicio se procede a calcular las derivas en condiciones de colapso²². Los desplazamientos en este caso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor $Q\Omega$.

En la Tabla 2.17 podemos apreciar que las derivas en el estado límite de colapso en el eje X no cumplen, es decir se obtienen derivas mayores al límite. Este resultado hay que tomarlo en cuenta ya que los elementos estructurales del edificio estarán a expuestos a daños en los elementos estructurales del edificio.

Tabla 2.17

Verificación de derivas estado límite de colapso – estructura A.

Nivel	h (cm)	Desplazamientos de piso (cm)		Desplazamientos amplificados (cm)		X	Distorsiones de entrepiso		
		Dx	Dy	Dx'	Dy'		Condición (0.015)	Y	Condición (0.015)
12	396	1.05540	0.27380	6.33240	1.64280	0.01599	No cumple	0.00415	Cumple
11	360	0.97970	0.29170	5.87820	1.75020	0.01633	No cumple	0.00486	Cumple
10	360	0.99150	0.33740	5.94900	2.02440	0.01653	No cumple	0.00562	Cumple
9	360	0.99110	0.33450	5.94660	2.00700	0.01652	No cumple	0.00558	Cumple
8	360	0.97660	0.34870	5.85960	2.09220	0.01628	No cumple	0.00581	Cumple
7	360	0.94700	0.37710	5.68200	2.26260	0.01578	No cumple	0.00629	Cumple
6	360	0.90270	0.40070	5.41620	2.40420	0.01505	No cumple	0.00668	Cumple
5	360	0.84340	0.41830	5.06040	2.50980	0.01406	Cumple	0.00697	Cumple
4	360	0.76500	0.42820	4.59000	2.56920	0.01275	Cumple	0.00714	Cumple
3	360	0.66060	0.42690	3.96360	2.56140	0.01101	Cumple	0.00712	Cumple
2	360	0.51770	0.40470	3.10620	2.42820	0.00863	Cumple	0.00675	Cumple
1	396	0.32970	0.35330	1.97820	2.11980	0.00500	Cumple	0.00535	Cumple

²² Para el estado límite de colapso, el Arto. 34 del RNC-07 en la Tabla 4 “Distorsiones máximas permitidas” plantea que para un sistema estructural de muros combinados con marcos dúctiles ($Q=3$) las distorsiones máximas permitidas deben ser menores a 0.015.

2.6.9. Análisis Tiempo Historia

Para hacer el análisis dinámico Tiempo Historia Lineal²³ es necesario obtener una caracterización de la amenaza sísmica y un set representativo de movimientos sísmicos²⁴.

La ASCE 7-16 en su sección 16.2.4, menciona que para cada par de componentes horizontales de los sismos en cuestión, estos deben de ser aplicados a la estructura en orientaciones ortogonales, dando lugar a los casos de carga A y B. En el caso A, la componente E-W ocupa la dirección U1 y la componente N-S ocupa la dirección U2; mientras que en el caso B, ocurre lo contrario a lo descrito anteriormente.

Todos estos registros serán normalizados a través del programa de cómputo SismoSignal a una aceleración máxima de 0.31g (aceleración del suelo en la zona de la estructura) propuesta por el RNC-07.

Es necesario que los sismos tomados tengan características similares en cuanto a tipos de fallas, contenido frecuencial, aceleración pico del terreno (PGA), un mismo sistema de fallamiento, las características locales del sitio deben de ser semejantes al del sitio de interés.

Otro aspecto a tomar en cuenta es que los sismos sentidos en Managua tienen origen, principalmente, de 2 fuentes sísmicas, una relacionada con la subducción y otra con sismos ocurridos dentro de la corteza, al interior de la placa Caribe.

²³ La ASCE 7-16 nos indica que al menos para este análisis, se debe de desarrollar con un conjunto de 7 pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados según lo indicado en dicha norma. Fuente: ASCE.

²⁴ Los registros sísmicos utilizados se obtuvieron de la base de datos del PEEAR (Pacific Earthquake Engineering Research Center) de la Universidad de Berkeley, California.

2.6.9.1. Espectro Objetivo

El espectro de pseudo-aceleraciones elástico se determinó según el RNC-07, el cual viene a ser el sismo de diseño (Ver Figura 2.8).

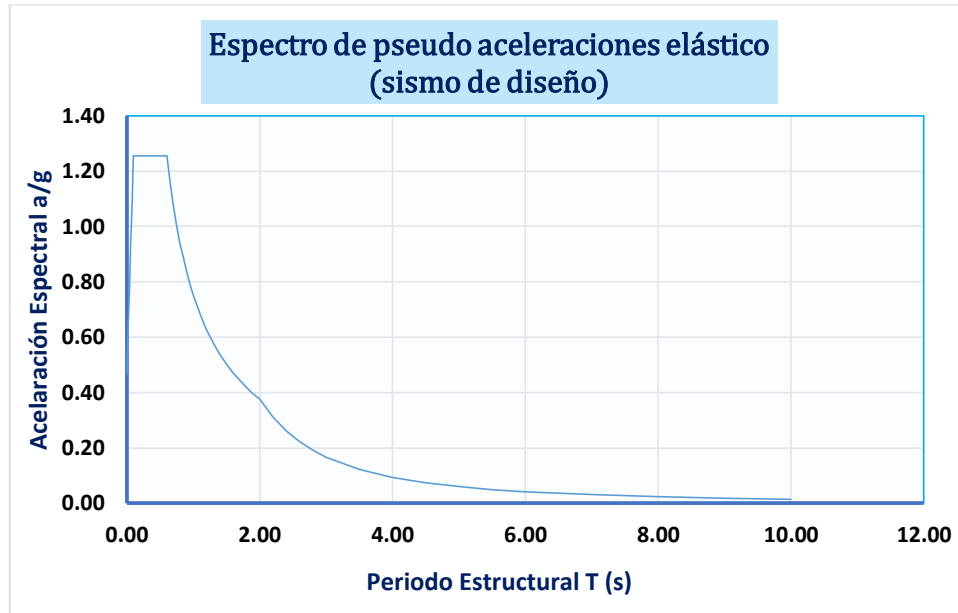


Figura 2.8 Espectro de pseudo-aceleraciones elástico (sismo de diseño).

2.6.9.2. Registros Sísmicos

Las características principales de cada evento sísmico seleccionado, entre ellos la fecha de ocurrencia de estos, magnitud del sismo, duración de la ocurrencia y la aceleración pico del terreno (PGA) en función de la gravedad se muestran en la Tabla 2.18.

Debido a que en Nicaragua solo se cuenta con lecturas del terremoto de Managua ocurrido en 1972, nos apoyamos de la base de datos del Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (PEER, por sus siglas en inglés) seleccionando los registros sísmicos que tienen comportamiento similar con respecto al sismo de Managua. Cabe mencionar que uno de los criterios de mayor importancia por la cual se hizo la selección de los registros fue la aceleración máxima del terreno (PGA).

Tabla 2.18*Parámetros de los registros sísmicos utilizados.*

Nombre del sismo	Año	Fecha	Nombre de la estación	Magnitud Richter	Duración (s)	PGA (g)
N. Palm Springs	1986	0708	Cabazon	6.06	20.57	3.584E-01
Imperial Valley-06	1979	1015	Aeropuerto Mexicali	6.53	14.77	3.765E-01
Loma Prieta	1989	1018	APEEL 10 - Skyline	6.93	39.99	3.417E-01
Managua, Nicaragua-01	1972	1223	Managua, ESSO	6.24	30.08	3.065E-01
Whittier Narrows-01	1987	1001	Downey - Birchdale	5.99	28.61	3.034E-01
Morgan Hill	1984	0424	Coyote Lake Dam - Southwest Abutment	6.19	59.99	3.867E-01
Mammoth Lakes-06	1980	1527	Long Valley Dam (Upr L Abut)	5.94	11.50	3.154E-01

Fuente: PEER NGA Strong Motion Database Record.

En el programa Matlab se realizaron los gráficos de aceleraciones versus tiempo de los 7 pares de registros sísmicos que se utilizaron, tomando primeramente la componente Este-Oeste (E-O), seguido de la componente Norte-Sur (N-S), como se puede observar en las Figuras 2.9 - 2.15.

2.6.9.2.1. N. Palm Springs

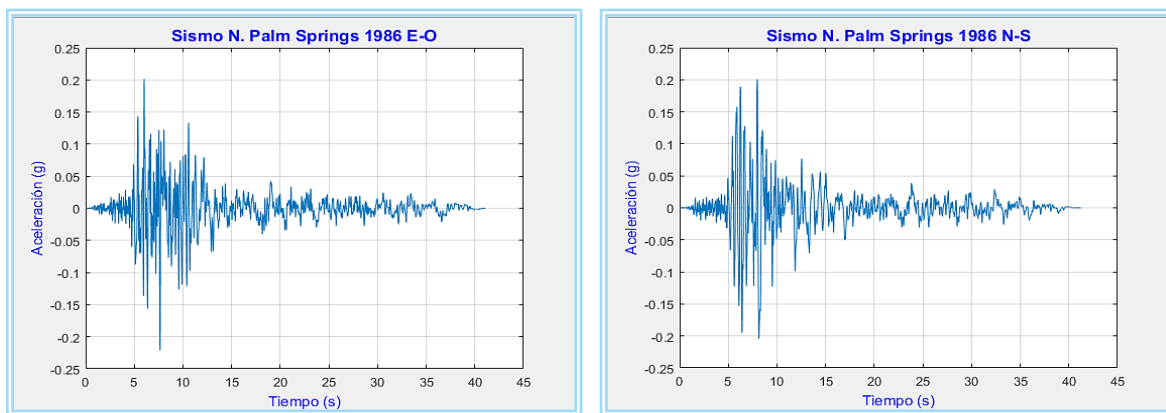


Figura 2.9 Registro sísmico N. Palm Springs.

2.6.9.2.2. Imperial Valley 06

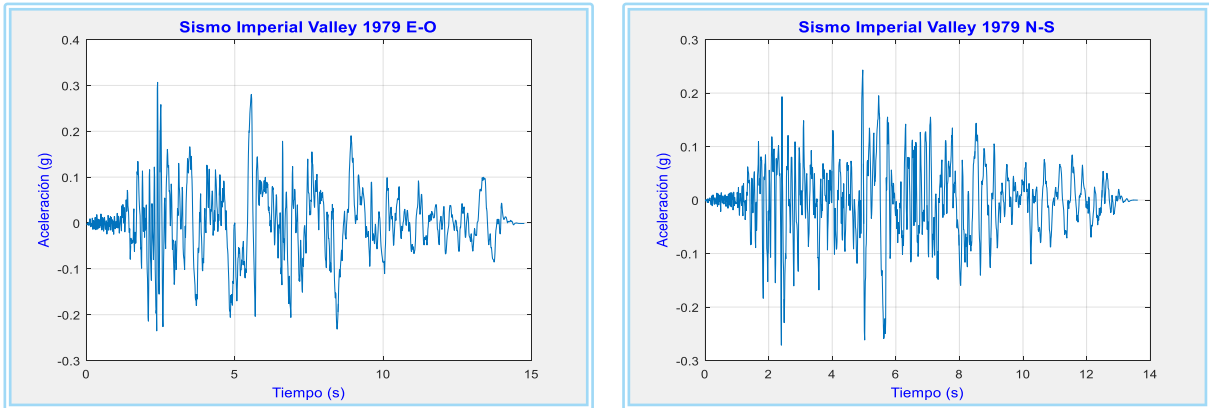


Figura 2.10 Registro sísmico Imperial Valley 06.

2.6.9.2.3. Loma Prieta

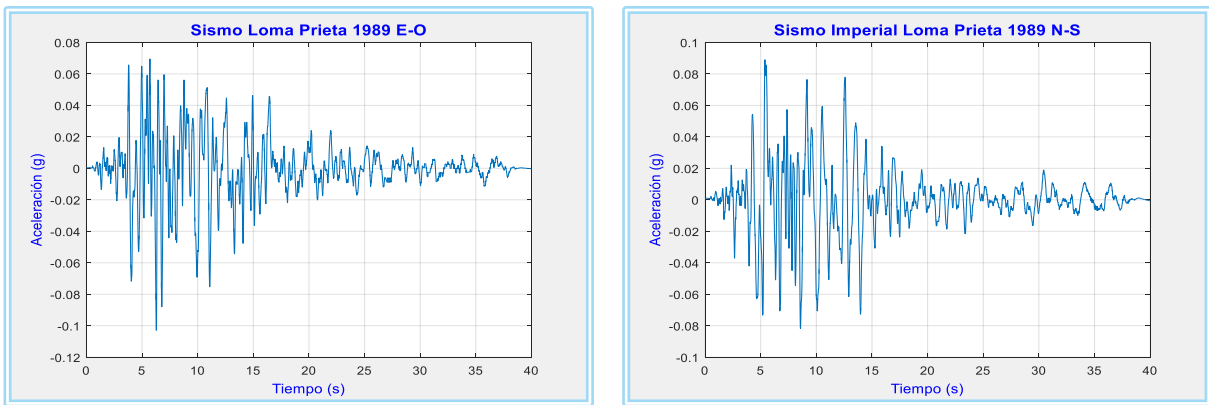


Figura 2.11 Registro sísmico Loma Prieta.

2.6.9.2.4. Managua 1972

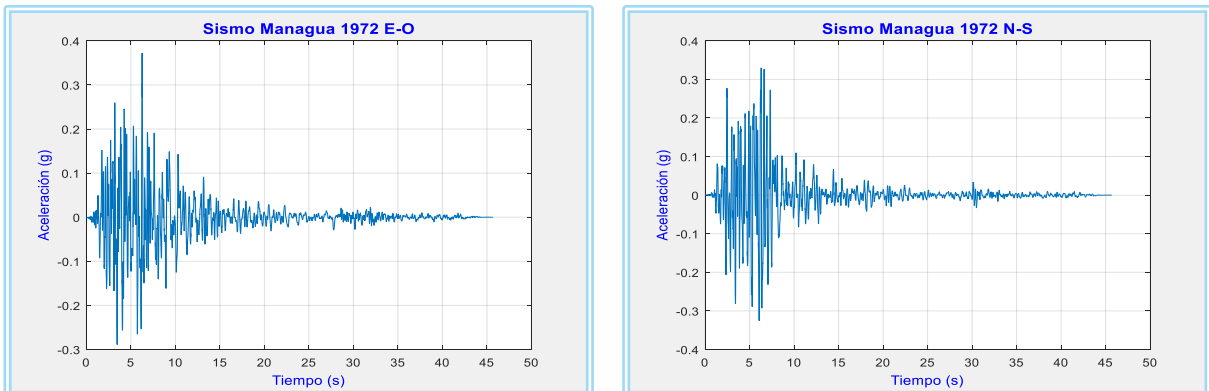


Figura 2.12 Registro sísmico Managua.

2.6.9.2.5. Whittier Narrows-01

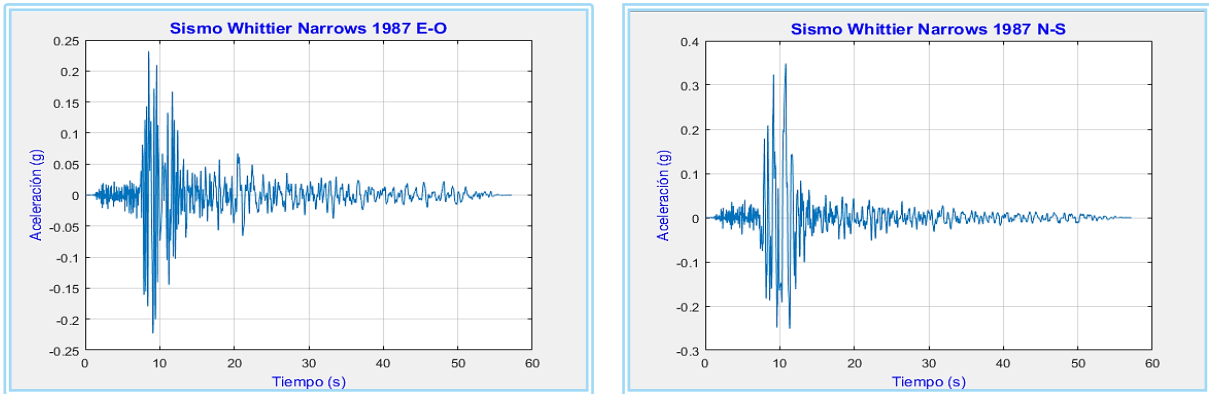


Figura 2.13 Registro sísmico Whittier Narrows-01.

2.6.9.2.6. Morgan Hill

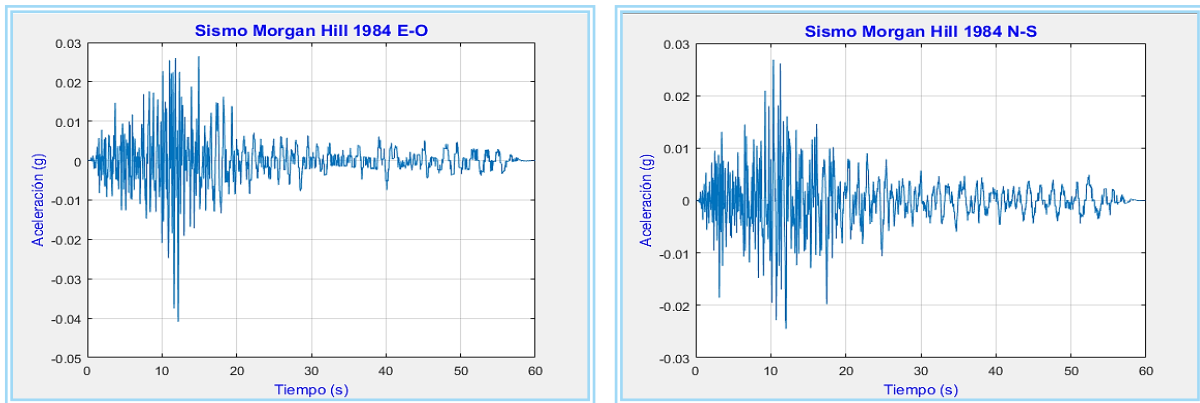


Figura 2.14 Registro sísmico Morgan Hill.

2.6.9.2.7. Mammoth Lakes

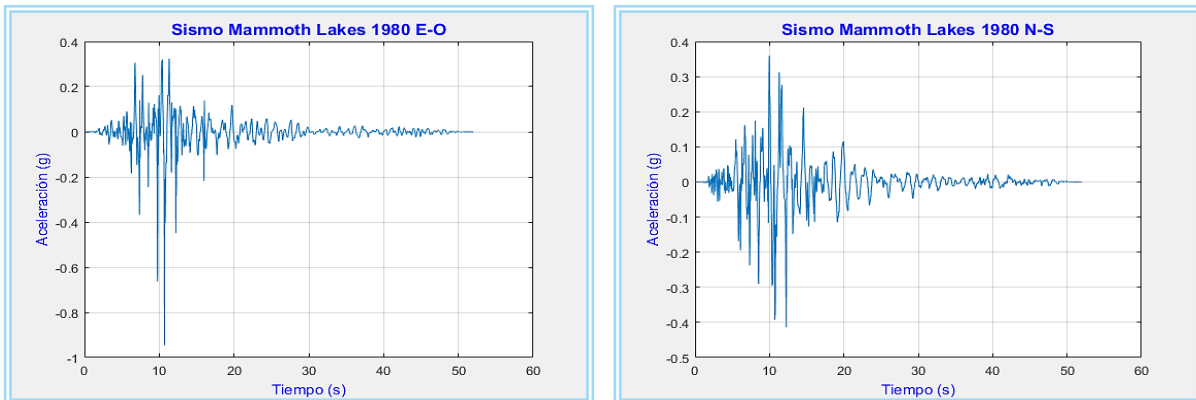


Figura 2.15 Registro sísmico Mammoth Lakes.

2.6.9.3. Filtrado del Registro Sísmico

En la Figura 2.16 se puede apreciar un registro sísmico obtenido directamente del acelerógrafo cargado en el programa Seismo Signal. Obtenidos todos los acelerogramas de los sismos a utilizar se procede al filtrado de estos a través del programa Seismo Signal. Esta corrección se aplica porque en el instrumento de medición, en este caso, el acelerógrafo no solo capta el registro del sismo, sino también el ruido ambiental, vibraciones por paso de maquinaria, explosiones, por mencionar algunos, que hacen que la lectura no sea del todo limpia.



Figura 2.16 Registro sísmico obtenido del acelerógrafo.

Se muestra en la Figura 2.17 como se carga la señal en el programa Seismo Signal, tomando en consideración la corrección de la línea base de la señal y corrección por filtrado, para obtener de esta manera las lecturas de los acelerogramas ya corregidos y poder escalarlos en ETABS para el análisis. En la Figura 2.18 se muestran las señales originales y filtradas.

También en la Figura 2.17 se puede observar que se selecciona un filtro Butterworth, la señal de entrada (aceleración en función de la gravedad) se limpia

utilizando un filtro de paso de banda con un rango de frecuencia especificado, el cual es de 0.1 Hz y 25 Hz para eliminar los tonos de baja frecuencia y alta frecuencia respectivamente.

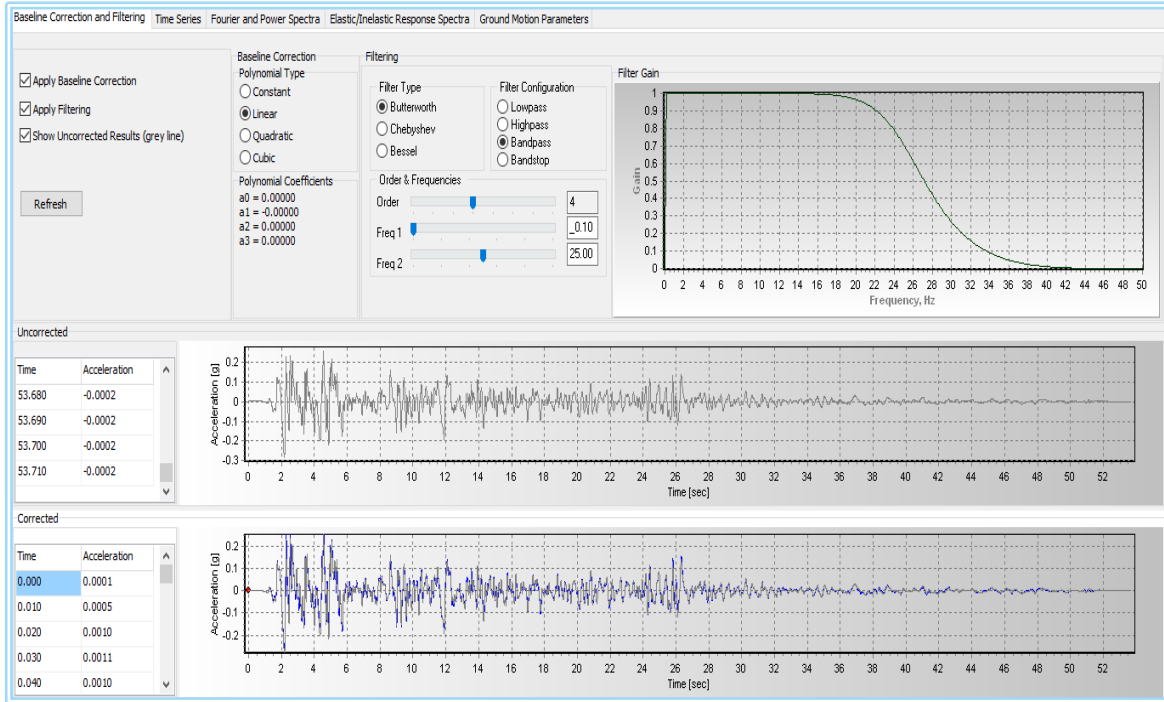


Figura 2.17 Consideraciones iniciales utilizadas en SeismoSignal.

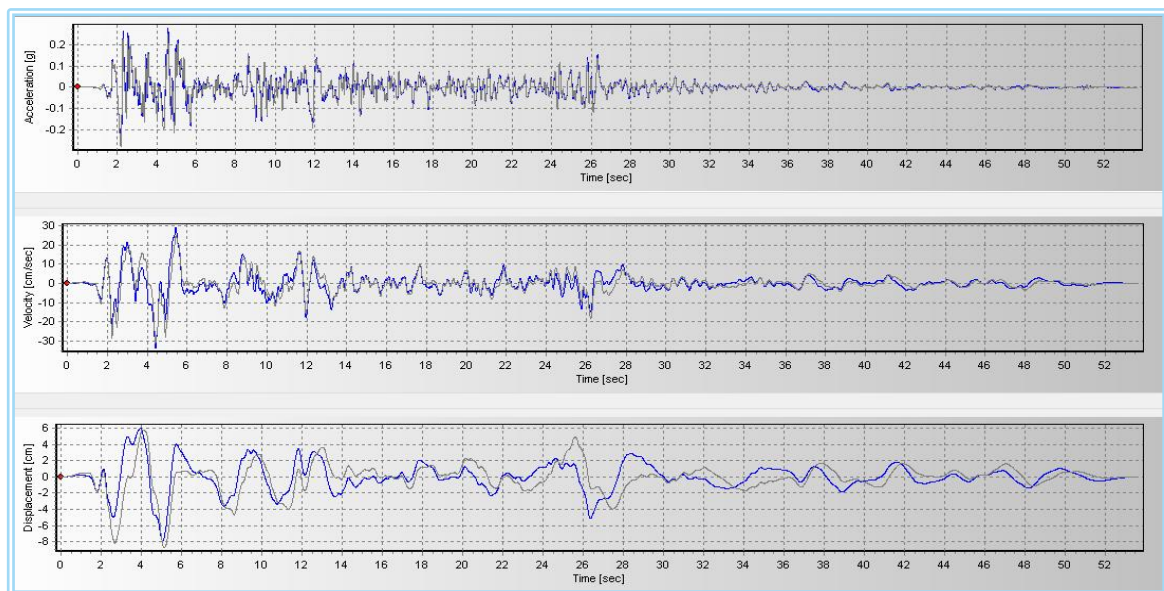


Figura 2.18 Registro sísmico corregido y filtrado en SeismoSignal.

2.6.9.4. Escalamiento del Registro Sísmico

Para hacer un análisis Tiempo Historia es necesario realizar el escalamiento de los registros sísmicos (ya corregidos anteriormente) al espectro objetivo usando el procedimiento de “Time History Scaling o Spectral Matching”.

Se muestra en la Figura 2.19 que el método a usar para emparejar los registros sísmicos escogidos al sismo de diseño es el de dominio en el tiempo (Spectral Matching in Time Domain) para obtener resultados más precisos. También se utiliza como Espectro de Respuesta Objetivo el Espectro de Pseudo Aceleraciones Elástico, considerando el sismo de diseño ($Q = 1$).

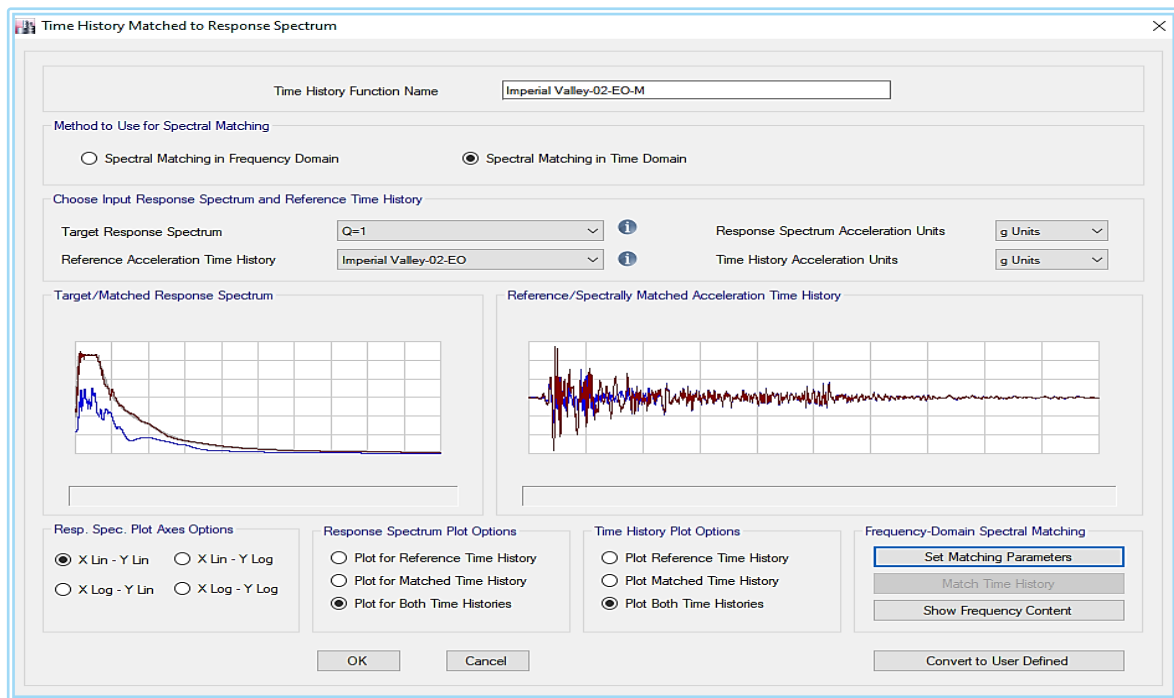
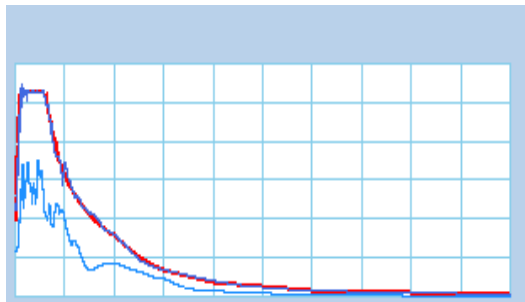


Figura 2.19 Escalamiento del registro sísmico al sismo de diseño en ETABS v17.

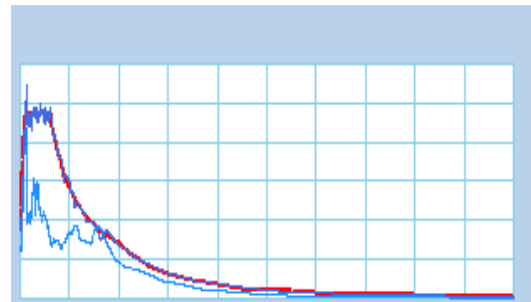
También podemos apreciar en la Figura 2.19 la comparación entre el sismo original y el sismo escalado al espectro objetivo, donde el factor que se ha utilizado para escalar no ha sido muy sustancial, obteniendo así un resultado confiable porque no he alterado tanto la física del sismo. Importante mencionar que entre más parecido queda

el sismo escogido luego de ser amplificado, más representativo será el movimiento de este.

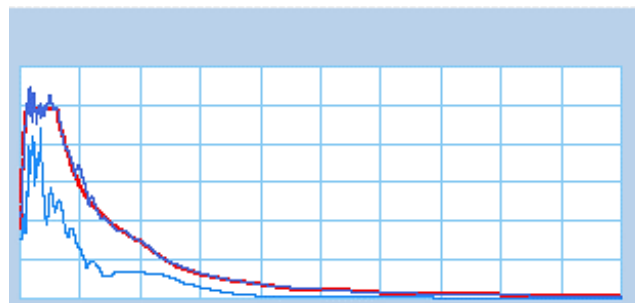
La ASCE 7-16 menciona que de los registros sísmicos seleccionados, mínimo 3 movimientos tienen que ser verdaderamente representativos. La Figura 2.20 verifica lo planteado anteriormente.



(a) Escalamiento de sismo Imperial Valley-02.



(b) Escalamiento de sismo Imperial Valley-06.



(c) Escalamiento de sismo Managua 01.

Figura 2.20 Registros sísmicos escalados.

Por cada registro sísmico que se emplee en el análisis Tempo Historia deberán analizarse dos casos de carga por separado (Ver Figuras 2.21 y 2.22), el caso A es cuando la componente E-O del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente N-S, y el caso B donde la componente N-S actúa en la dirección X-X y el sismo E-O lo hace en la dirección Y-Y.

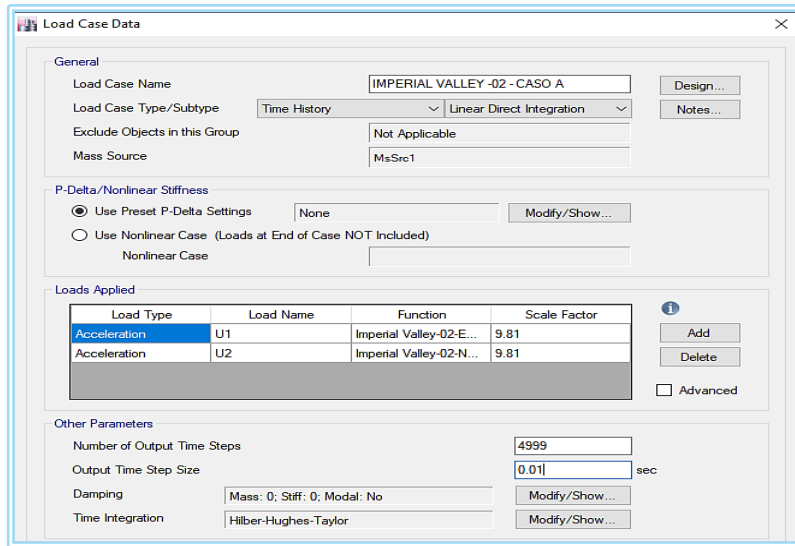


Figura 2.21 Caso de carga A.

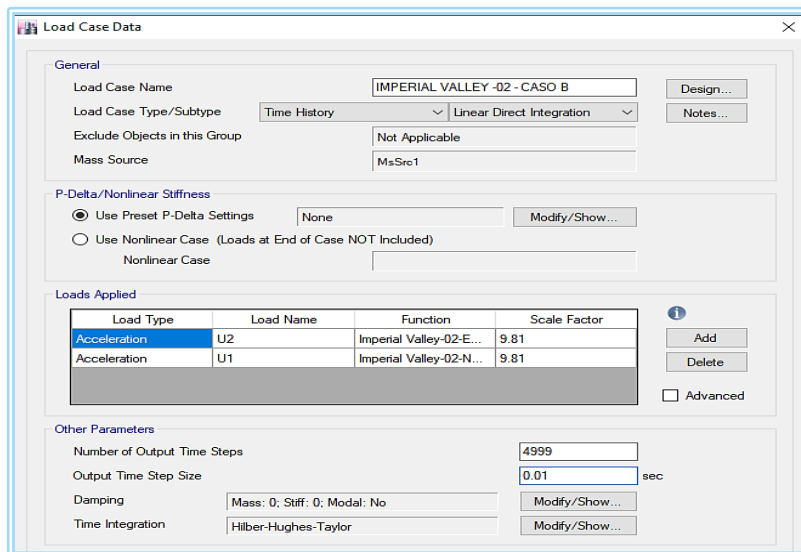


Figura 2.22 Caso de carga B.

2.6.10. Procesamiento e interpretación de los resultados

Los parámetros de interés utilizados para medir el comportamiento de la estructura deben ser calculados para cada movimiento del terreno utilizado para efectuar el análisis Tiempo Historia y el valor promedio de estos parámetros de respuesta será el empleado para para comparar resultados.

2.6.10.1. Desplazamientos y Derivas

En la Tabla 2.19 se muestran los desplazamientos relativos promedios obtenidos, se aprecia que a mayor altura aumenta el desplazamiento, lo que es un comportamiento común de estructuras convencionales, donde la diferencia de los desplazamientos de entrepisos es la que permite disipar la energía de entrada.

Así mismo se representan estos desplazamientos de forma gráfica en la Figura 2.23. Las derivas obtenidas se presentan en la Tabla 2.20, donde se observa que las derivas en el estado límite de servicio en el eje X no cumplen, es decir se obtienen derivas mayores al valor límite permisible establecido por el RNC-07.

Tabla 2.19
Desplazamientos – estructura A.

DESPLAZAMIENTOS		
NIVEL	X-X (m)	Y-Y (m)
12	0.54370	0.12880
11	0.48191	0.11822
10	0.42526	0.10796
9	0.36850	0.09743
8	0.31230	0.08651
7	0.25756	0.07566
6	0.20523	0.06441
5	0.15691	0.05288
4	0.11275	0.04129
3	0.07332	0.02985
2	0.04010	0.01885
1	0.01491	0.00868

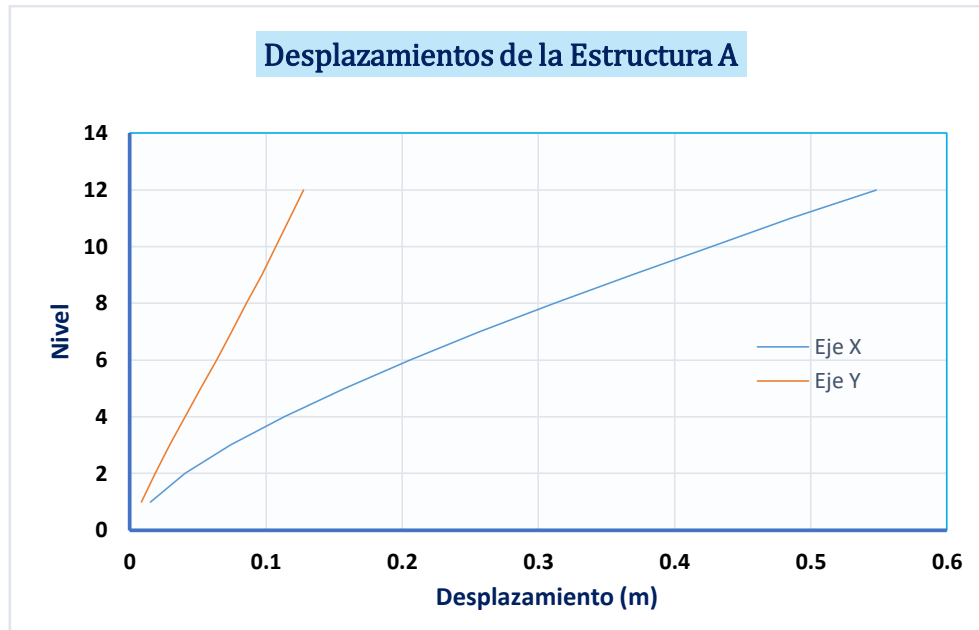


Figura 2.23 Desplazamientos – estructura A.

Tabla 2.20

Derivas en estado límite de servicio – estructura A.

Derivas en estado límite de servicio				
NIVEL	X-X	Condición (0.004)	Y-Y	Condición (0.004)
12	0.00624	No cumple	0.00107	Cumple
11	0.00629	No cumple	0.00114	Cumple
10	0.00631	No cumple	0.00117	Cumple
9	0.00624	No cumple	0.00121	Cumple
8	0.00608	No cumple	0.00121	Cumple
7	0.00581	No cumple	0.00125	Cumple
6	0.00537	No cumple	0.00128	Cumple
5	0.00491	No cumple	0.00129	Cumple
4	0.00438	No cumple	0.00127	Cumple
3	0.00369	Cumple	0.00122	Cumple
2	0.00280	Cumple	0.00113	Cumple
1	0.00151	Cumple	0.00088	Cumple

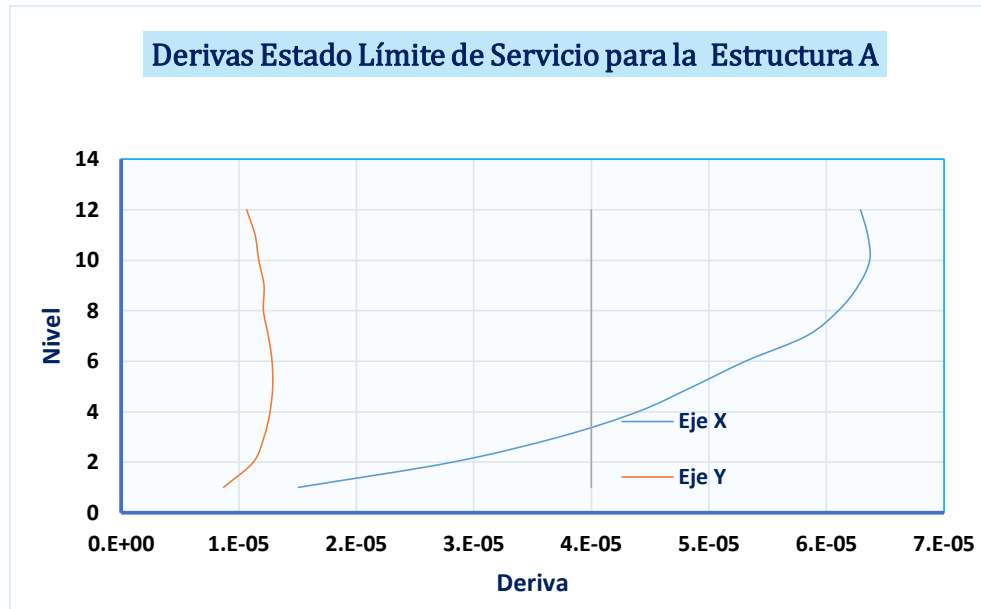


Figura 2.24 Derivas en estado límite de servicio – estructura A.

Tabla 2.21

Derivas en estado límite de colapso – estructura A.

NIVEL	Derivas en estado límite de colapso			
	X-X	Condición (0.015)	Y-Y	Condición (0.015)
12	0.01560	No cumple	0.00267	Cumple
11	0.01574	No cumple	0.00285	Cumple
10	0.01577	No cumple	0.00293	Cumple
9	0.01561	No cumple	0.00303	Cumple
8	0.01521	No cumple	0.00301	Cumple
7	0.01454	Cumple	0.00313	Cumple
6	0.01342	Cumple	0.00320	Cumple
5	0.01227	Cumple	0.00322	Cumple
4	0.01095	Cumple	0.00318	Cumple
3	0.00923	Cumple	0.00305	Cumple
2	0.00700	Cumple	0.00283	Cumple
1	0.00376	Cumple	0.00219	Cumple

Como se puede observar en la Tabla 2.21 las derivas en el estado límite de colapso en el eje X tampoco cumplen. Mientras que en el eje Y se obtienen resultados satisfactorios tanto para las derivas por servicio, como por colapso.

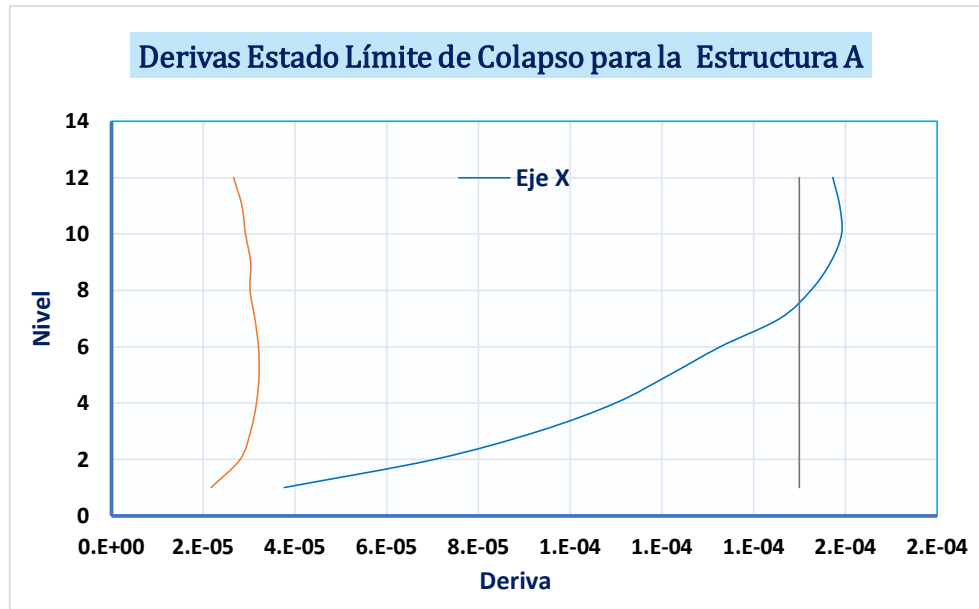


Figura 2.25 Derivas en estado límite de colapso – estructura A.

2.6.10.2. Aceleraciones Absolutas

Tabla 2.22
Aceleraciones absolutas – estructura A.

ACELERACION ABSOLUTA		
NIVEL	X-X (g)	Y-Y (g)
12	1.43	2.19
11	0.91	1.89
10	0.65	1.64
9	0.70	1.44
8	0.85	1.34
7	0.94	1.29
6	0.98	1.24
5	0.98	1.14
4	0.98	1.01
3	0.91	0.88
2	0.78	0.74
1	0.63	0.61
0	0.51	0.52

La aceleración máxima es de 1.43g en el eje X y 2.19g en el eje Y, según los resultados mostrados en la Tabla 2.22.

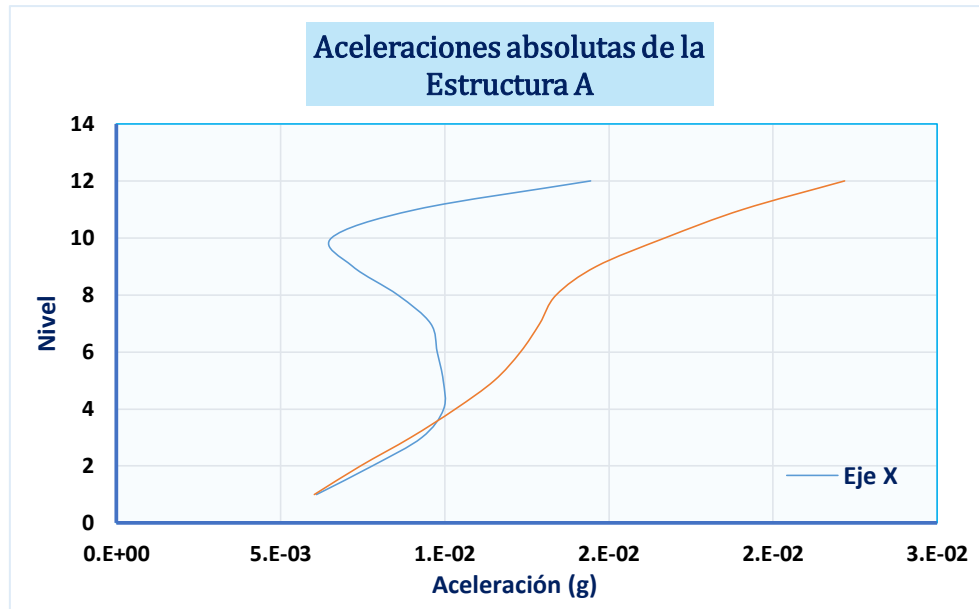


Figura 2.26 Aceleraciones absolutas – estructura A.

2.6.10.3. Fuerzas Cortantes

En la Tabla 2.23 se muestran las fuerzas cortantes en la estructura A, parámetro que representa el nivel de esfuerzos al que está sometida dicha estructura.

Tabla 2.23
Fuerzas cortantes – estructura A.

NIVEL	FUERZA CORTANTE	
	X-X (Tonf)	Y-Y (Tonf)
12	593.29	961.90
11	1058.31	2038.68
10	1280.27	2949.17
9	1416.18	3712.98
8	1526.24	4340.81
7	1597.00	4859.12
6	1730.31	5281.34
5	1957.81	5663.00
4	2174.36	6089.00
3	2373.07	6430.46
2	2511.44	6672.16
1	2595.35	6823.03

La fuerza cortante máxima, como era de esperarse es en el nivel de fundación y es de 2595.35 tonf en el eje X y 6823.03 tonf en el eje Y.

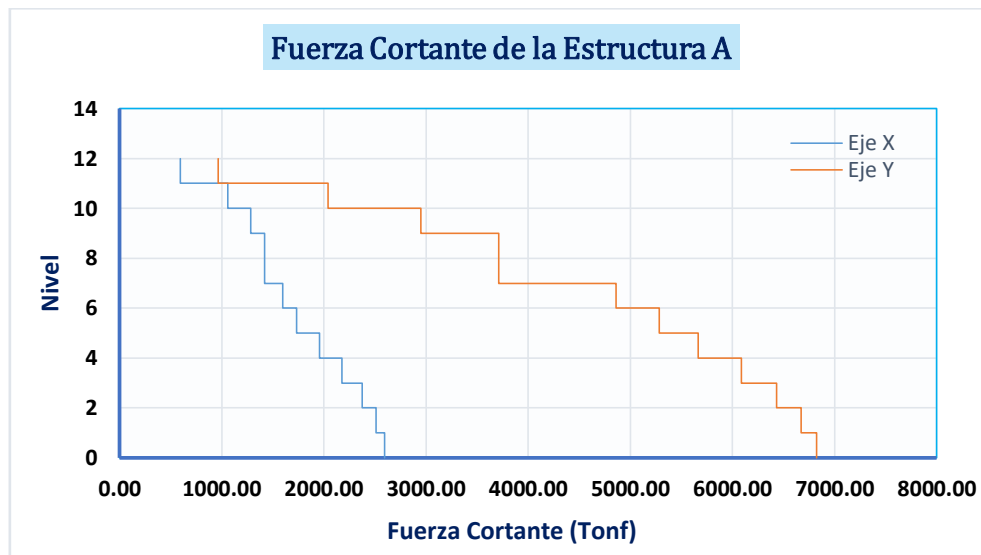


Figura 2.27 Fuerzas cortantes – estructura A.

2.6.11. Energía y Balance Energético

Para poder determinar y comparar el balance de energía de la edificación convencional versus dispositivos pasivos de energía, se realiza un análisis Tiempo Historia no Lineal (FNA)²⁵, esto con el fin de tener un mejor entendimiento y acercamiento al comportamiento real de la estructura cuando incursiona en el rango inelástico debido a ocurrencia de eventos sísmicos de gran magnitud (Ver Anexo E: Registros sísmicos utilizados para el análisis dinámico Tiempo Historia no Lineal (FNA)).

Este método de análisis no lineal, está orientado a estructuras en las que solamente un número limitado y conocido de elementos responden de manera no-lineal, como

²⁵ La ASCE 7-16 nos indica que al menos para este análisis, se debe desarrollar con un conjunto de 11 pares de registros del movimiento del terreno que deben ser seleccionados y escalados según lo indicado en dicha norma. Fuente: ASCE.

por ejemplo los disipadores de energía, entre ellos los amortiguadores viscosos y los aisladores de base. ETABS nos proporciona una representación gráfica para cada caso de carga en estudio respecto a los componentes energéticos acumulativos (Ver Figura 2.28), donde se puede apreciar que la energía de entrada en la estructura se distribuye como sigue:

a) Energía cinética (Kinetic Energy), b) energía potencial (Potential Energy), c) energía modal de amortiguamiento (Global Damping), d) energía de amortiguamiento viscoso no lineal (Nonlinear Viscous Damping), e) energía de amortiguamiento histerético no lineal (Nonlinear Hysteretic Damping) y f) un amortiguamiento numérico (Error).

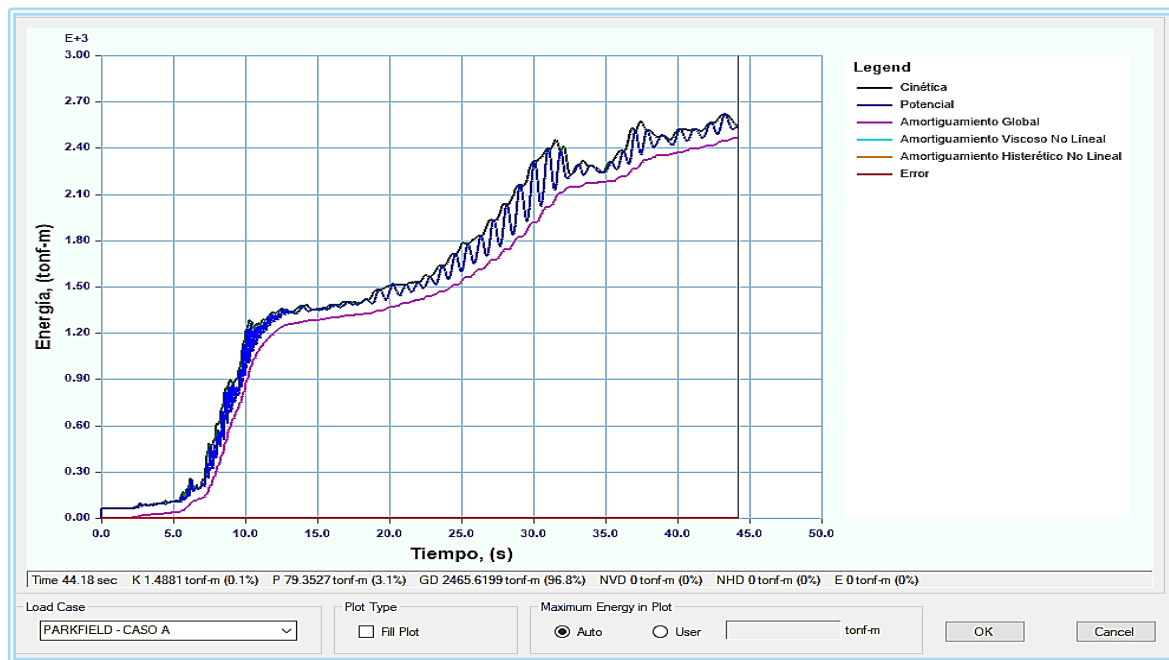


Figura 2.28 Balance energético para la estructura A.

En la Figura 2.29 puede apreciarse que aproximadamente el 97% de la cantidad de la energía inducida (E. Entrada) es absorbida por la estructura (E. Modal). Donde la energía de entrada representa el trabajo total efectuado por la fuerza cortante a nivel de cimentación debido al desplazamiento del terreno.

Al incluir disipadores de energía en la estructura se piensa disminuir dicha demanda ya que la energía de entrada es balanceada de tal forma que la energía de amortiguamiento viscoso incrementa su participación, comprometiendo menos la capacidad elástica e inelástica de la estructura.

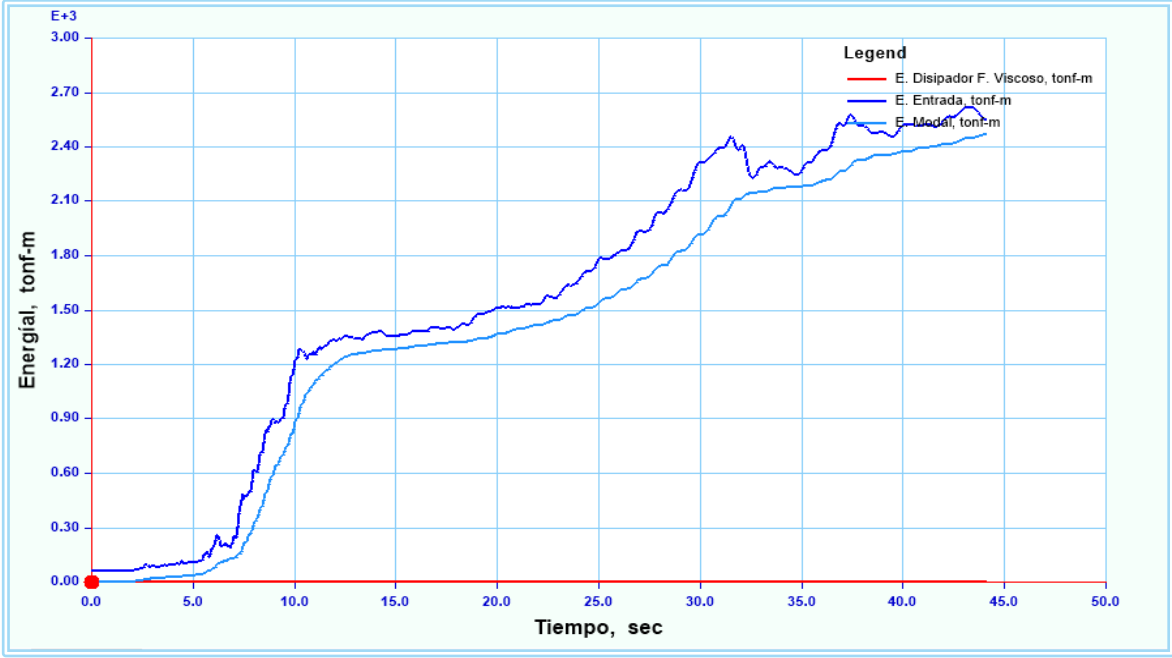
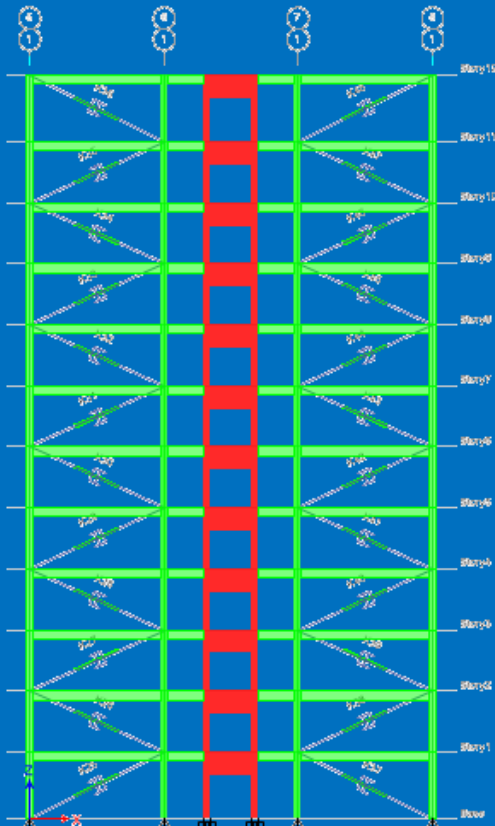


Figura 2.29 Balance energético para el Sismo Parkfield, 1966, Caso A.

CAPITULO:

3

MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (ESTRUCTURA B)



Para verificar las ventajas que ofrecen el empleo de disipadores de energía, se considerarán los desplazamientos, derivas, fuerzas internas del edificio y aceleraciones absolutas como principales indicadores, al comparar estos resultados entre el modelo convencional y el modelo incluyendo los disipadores de energía.

CAPÍTULO 3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES VISCOSOS (ESTRUCTURA B).

3.1. Metodología de análisis

Además de realizar el análisis dinámico lineal para comparar el comportamiento de la edificación en base a los parámetros ya fijados anteriormente, también se utiliza el análisis dinámico Tiempo Historia No Lineal, específicamente el Análisis No Lineal Rápido (FNA²⁶ por sus siglas en inglés), que es un tipo de análisis que considera que la no linealidad no produce cambios en los modos de vibrar. Dicha selección se justifica debido a que se espera que la estructura principal se comporte de manera elástica-lineal y la no-linealidad se limite solamente a los disipadores de energía, es decir, mantener los elementos estructurales trabajando en el rango elástico y localizar las deformaciones inelásticas solamente en los dispositivos de control.

Debido a esa concentración local del daño, y a que se preservan las propiedades del resto de la estructura, el FNA es computacionalmente muy eficiente, además permite determinar el balance de energía, así como la curva de histéresis en los dispositivos pasivos, de esta manera verificar si con el uso de estos dispositivos se mejora el comportamiento de la estructura de base empotrada.

Para modelar el disipador de fluido viscoso se deben determinar las siguientes propiedades en el programa ETABS: la rigidez del brazo metálico (K), el exponente de velocidad (α) y el coeficiente de amortiguamiento (C_j), en donde los dispositivos se definen como elementos Link con propiedades Damper-Exponential no lineal²⁷ basado

²⁶ Este método desarrollado por Ibrahimbegovic y Wilson en 1989 se aplica a sistemas lineales elásticos con un número limitado de elementos no lineales predefinidos mediante los elementos Link. Tesis "Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso" Fuente: Fuentes, Juan, 2015.

²⁷ El programa ETABS emplea el modelo de Maxwell para representar un elemento viscoelástico general, se considera que el comportamiento de un polímero viscoelástico viene definido por una combinación de un elemento elástico y un elemento viscoso acoplados en serie. En el modelo de ETABS el elemento viscoso (representado con el modelo de Maxwell) puede ser no lineal ($\alpha < 1$).

en el modelo de Maxwell. Se colocan los dispositivos en forma diagonal y se le asigna el tipo de disipador con las propiedades que se han definido anteriormente.

3.2. Distribución de los disipadores de energía

La ubicación, disposición y el número de amortiguadores viscosos en el edificio influyen significativamente en la efectividad del sistema de amortiguamiento. Algunos de los factores a tomar en cuenta para la ubicación de estos dispositivos son el uso del edificio y la arquitectura del mismo.

La norma ASCE 7-16, en el capítulo 18, incluye ciertas recomendaciones para la colocación de estos dispositivos, entre ellas se mencionan: a) se deben utilizar en estructuras regulares, sobre todo en elevación, b) se deben emplear como mínimo 2 disipadores en cada dirección a reforzar y c) se debe buscar simetría en su ubicación con el fin de minimizar efectos de torsión.

En este trabajo se reforzará la dirección en la cual no se cumplen con las derivas máximas permisibles, esto ocurre en la dirección X-X, además se colocarán en los pórticos en cuyas uniones se presenten las velocidades máximas para garantizar la eficiencia de los dispositivos.

Si se cumple lo anterior se logra que los amortiguadores de fluido viscoso se activen durante el desplazamiento relativo entre dos pisos contiguos de la edificación excitada, y así disminuir los efectos adversos que producen los eventos sísmicos.

Al realizar un análisis Tiempo Historia para el sismo de Managua de 1972, se pudo determinar que las lecturas de las velocidades máximas absolutas se encuentran en los nodos que se muestran en la Figura 3.1, donde las velocidades en cada nivel es la misma para todos los nodos. En la Tabla 3.1 se muestran los valores de las velocidades absolutas obtenidas para cada nivel de la estructura.

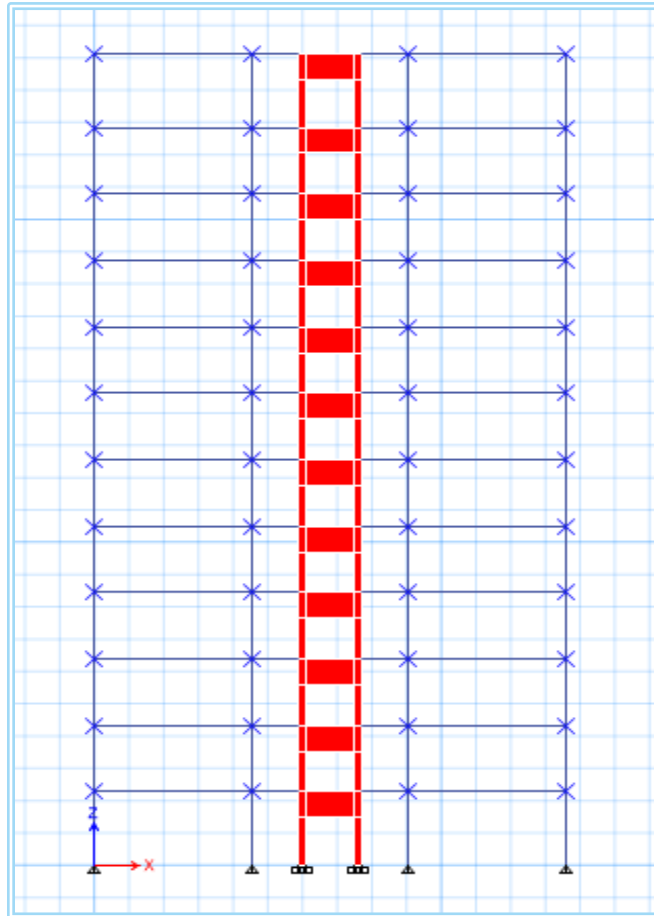


Figura 3.1 Vista en elevación de la estructura A.

Tabla 3.1

Velocidades absolutas – estructura A.

NIVEL	(m/s)
12	2.101
11	1.789
10	1.505
9	1.384
8	1.233
7	1.228
6	1.179
5	1.079
4	0.928
3	0.779
2	0.609
1	0.468

3.3. Amortiguamiento efectivo, factor " β "

El amortiguamiento efectivo (β) de una estructura con disipadores consiste en la sumatoria de: 1) amortiguamiento estructural o inherente (β_I), es la componente del amortiguamiento efectivo debido a la disipación inherente de los elementos de la estructura y este será del 5% del crítico para todos los modos de vibración y 2) amortiguamiento viscoso (β_H), debido a la disipación de energía de los dispositivos añadidos al sistema estructural antes del desplazamiento de fluencia del sistema sismorresistente; expresada en fórmulas expuestas en la ASCE 7-16, Capítulo 18.

La empresa fabricante TAYLOR Devices recomienda diseñar e incorporar disipadores de fluido viscoso cuando el amortiguamiento estructural se pueda elevar a un 20% - 50%, en comparación con el 1% - 3% para un diseño típico sin el uso de un amortiguador.

Se consideró como deriva objetivo un valor de 0.004²⁸. Los cálculos se realizaron para ambos ejes "X" e "Y"; y la deriva máxima promedio obtenida en el análisis Tiempo Historia fue de 0.00631 (Eje X) y 0.00129 (Eje Y) para la edificación convencional. Para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento (β) se sigue el siguiente procedimiento:

3.3.1. Cálculo del factor de reducción de respuesta (B)

A cada valor de " β " corresponde un factor de reducción "B". El factor de reducción de respuesta o deformaciones permite determinar un coeficiente entre la deriva máxima obtenida de la edificación para el sismo de diseño extraído del análisis tiempo historia. Se determina mediante la Ecuación 11, y este se calcula tanto para el eje "X" y "Y".

²⁸ Deriva máxima permitida en el estado límite de servicio es de 0.004 para estructuras de muros de corte. Fuente: RNC-07.

$$\mathbf{B} = \frac{D_{m\acute{a}x}}{D_{objetivo}} \quad (11)$$

$$B_X = \frac{0.00631}{0.004} \quad B_Y = \frac{0.00129}{0.004}$$

$$\mathbf{B}_X = 1.5775 \quad \mathbf{B}_Y = 0.3230$$

Donde:

- $D_{m\acute{a}x}$: Deriva máxima sin amortiguamiento.
- $D_{objetivo}$: Deriva objetivo para un sismo de diseño.

3.3.2. Cálculo del amortiguamiento efectivo

El amortiguamiento efectivo (β) se determina al considerar que el factor de reducción (B) surge de una relación de equivalencia de la división de los logaritmos del amortiguamiento de la estructura y el amortiguamiento efectivo. La relación está dada por la Ecuación 12.

$$\mathbf{B} = \frac{2.31 - 0.41\ln(\beta_I)}{2.31 - 0.41\ln(\beta)} \quad (12)$$

La relación anterior se basa en la ecuaciones para factores de amplificación del espectro de diseño elástico para un movimiento horizontal de velocidad (Ver Figura 3.2) con una probabilidad de no excedencia del 50% y considerando una variación logarítmica normal, según estudio realizado en un conjunto de 28 acelerogramas representativos de la época y considerando los factores de amplificación como una función de la fracción de amortiguamiento.

TABLE 2. EQUATIONS FOR SPECTRUM AMPLIFICATION FACTORS FOR HORIZONTAL MOTION		
Quantity	Cumulative Probability, %	Equation
Acceleration	84.1 (One Sigma)	$4.38 - 1.04 \ln \beta$
Velocity		$3.38 - 0.67 \ln \beta$
Displacement		$2.73 - 0.45 \ln \beta$
Acceleration	50 (Median)	$3.21 - 0.68 \ln \beta$
Velocity		$2.31 - 0.41 \ln \beta$
Displacement		$1.82 - 0.27 \ln \beta$

Figura 3.2 Ecuaciones para factores de amplificación del espectro para un movimiento horizontal. Fuente: N. M. Newmark y W. J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*, 1982.

Despejando el amortiguamiento efectivo β para cada eje se obtiene:

$$\beta_x = 21.82\% \quad \beta_y = 0.001\%$$

Para la dirección X-X se puede observar que el amortiguamiento efectivo está dentro del rango permitido. Lo anterior no cumple cuando se revisa la dirección Y-Y, donde podemos observar que se obtiene un valor de amortiguamiento efectivo cercano al 0%. Lo cual nos demuestra que en el eje Y-Y no se necesita colocar amortiguadores viscosos.

3.3.3. Cálculo del amortiguamiento viscoso (β_H)

Se determina al considerar que el amortiguamiento viscoso es equivalente al amortiguamiento efectivo, sin considerar el amortiguamiento inherente de la estructura. Se calcula a continuación haciendo uso de la Ecuación 13²⁹.

²⁹ Ecuación B-10 extraída del FEMA-351, pág. B-11. Donde La amortiguación efectiva β se define como la energía total disipada por el edificio durante respuesta sísmica pico y es la suma de un término de amortiguamiento elástico β_H y un término de amortiguamiento histerético β_I asociado con una respuesta inelástica posterior al rendimiento.

$$\beta = \beta_I + \beta_H \quad (13)$$

$$\beta_H(X) = 22 \% - 5 \% = 17 \%$$

3.3.4. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento (B)

El coeficiente de amortiguamiento B extraído de la ASCE 7-16, se define para un sistema de un grado de libertad³⁰. Según los datos de la Figura 3.3, para un amortiguamiento efectivo (β) del 22% corresponde un valor coeficiente de amortiguamiento (B) igual a 1.56. La Ecuación 14 se utiliza para el cálculo de B .

$$B = \frac{D(T, \beta = 5\%)}{D(T, \beta)} \quad (14)$$

Table 18.6-1 Damping Coefficient, B_{v+i} , B_{1D} , B_R , B_{1M} , B_{mD} , B_{mM} (Where Period of the Structure $\geq T_0$)	
Effective Damping, β (percentage of critical)	B_{v+i} , B_{1D} , B_R , B_{1M} , B_{mD} , B_{mM} (where period of the structure $\geq T_0$)
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
≥ 100	4.0

Figura 3.3 Coeficiente de amortiguamiento para periodos de la estructura.
Fuente: ASCE 7-16.

³⁰ Donde $D(T, \beta = 5\%)$ es el desplazamiento del sistema con período T y la relación de amortiguamiento β del 5% y $D(T, \beta)$ es el desplazamiento del sistema con período T y relación de amortiguamiento β .

3.4. Cálculo de las propiedades del dissipador de energía

El diseño de estructuras con dispositivos de disipación de energía (amortiguadores viscosos específicamente), es un proceso de prueba y error, es decir, es un proceso iterativo de tanteo donde lo que se busca es obtener un nivel de control de la respuesta de la estructura y sus contenidos.

Para determinar los parámetros de las dimensiones y propiedades del perfil a escoger nos auxiliamos de la AISC 360-16, escogiendo un perfil tipo HSS (Hollow Structural Section) de 10x5/8. Las propiedades para el perfil escogido se muestran en la Tabla 3.2 que se detalla a continuación:

Tabla 3.2
Propiedades del perfil HSS 10x5/8.

Propiedades HSS 10"x5/8"				
D. ext. (in)	D. int. (in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
10.00	8.838	0.581	17.2	191

Fuente: American Institute of Steel Construction (AISC).

3.4.1. Cálculo preliminar de Rigidez "K"

Con los datos del perfil y la geometría de la estructura se procede a definir la rigidez del sistema auxiliándonos de la Ecuación 15.

$$K = \frac{EA}{L} \quad (15)$$

Donde:

- E: Coeficiente de Elasticidad del Acero.
- A: Área de la sección del brazo metálico.
- L: Longitud del brazo metálico.

La longitud del brazo metálico se calcula tomando los valores de la altura de entrepiso ($H_{entrepiso}$) y la longitud del vano (L_{vano}) en la dirección X-X donde va a estar ubicado el disipador, y $L_{disipador}$ será la longitud mínima (31 in) de los disipadores de energía que se puede utilizar según los fabricantes. Esta longitud se calcula con la Ecuación 16.

$$L_{1,12} = \sqrt{(H_{entrepiso})^2 + (L_{vano})^2} - L_{disipador} \quad (16)$$

$$L_{disipador} = 0.79 \text{ m (31 in)}$$

Como la longitud del brazo metálico depende de la altura de entrepiso, y en este caso esta no es la misma para todos los niveles, se tendrán dos valores de L dependiendo de su ubicación (Ver Figuras 3.4 y 3.5).

- Para los niveles 1 y 12 la longitud del brazo metálico es la siguiente:

$$L_{1,12} = \sqrt{(3.96 \text{ m})^2 + (7.95 \text{ m})^2} - 0.79 \text{ m} = 8.0917 \text{ m}$$

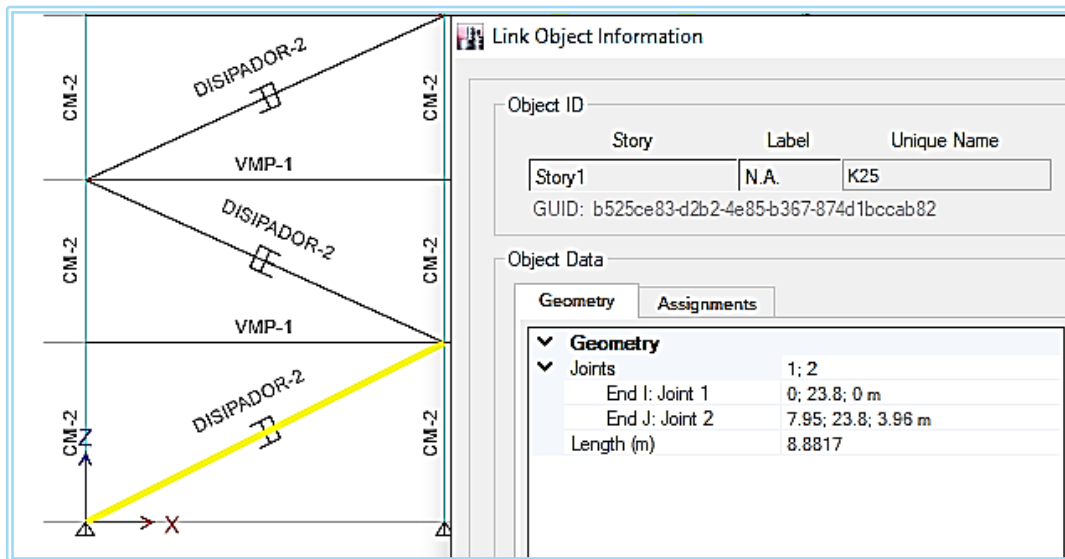


Figura 3.4 Ubicación del brazo metálico en el modelo para los niveles 1 y 12.

- Para los niveles 2-11 la longitud del brazo metálico será:

$$L_{2-11} = \sqrt{(3.60 \text{ m})^2 + (7.95 \text{ m})^2} - 0.79 \text{ m} = 7.9371 \text{ m}$$

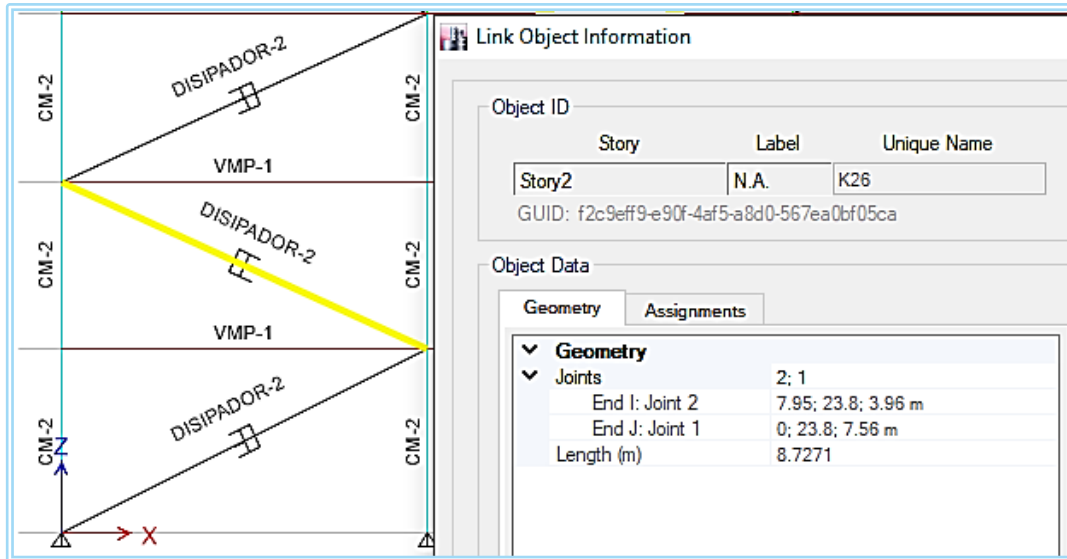


Figura 3.5 Ubicación del brazo metálico en el modelo para los niveles 2-11.

Los valores a utilizar para el coeficiente de elasticidad del acero (E) y el área de la sección del brazo metálico (A) son:

- $E = 29000 \text{ ksi} = 20389021.32 \text{ ton/m}^2$
- $A = 17.20 \text{ pulg}^2 \text{ (HSS } 10 \times 5/8)$

Se proceder a calcular la rigidez del brazo metálico (K) a partir de la Ecuación 15, nos queda:

$$K_{1,12} = \frac{20389021.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.0111 \text{ m}^2}{8.0917 \text{ m}} = 27969.1705 \text{ ton/m}$$

$$K_{2-11} = \frac{20389021.32 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 0.0111 \text{ m}^2}{7.9371 \text{ m}} = 28513.9581 \text{ ton/m}$$

Como se puede observar en los cálculos anteriores el valor de rigidez no presenta una variación significativa, por lo que todos los dispositivos que se colocarán en la estructura tendrán la misma rigidez en el brazo metálico.

En la Tabla 3.3 se muestra un resumen de los parámetros obtenidos anteriormente para iniciar el proceso de iteración.

Tabla 3.3
Cálculo preliminar de la Rigidez "K".

Parámetros	Valores
E	20389021.32 <i>ton/m²</i>
A	0.0111 <i>m²</i>
L	8.0917 <i>m</i>
K	28513.9581 <i>ton/m</i>

3.5. Ubicación de los disipadores en la estructura

Se colocaron 4 dispositivos de energía de fluido viscoso en forma diagonal en zigzag, conectando las dos uniones viga columna contrarias de dos pisos continuos por cada nivel solamente en la dirección X-X (que es donde la estructura analizada sin el uso de disipadores de energía está presentando un comportamiento inadecuado en cuanto a derivas permisibles y también donde se presentan las velocidades absolutas) para un total de 48 dispositivos tipo *HSS 10x5/8*.

Esta ubicación y disposición de los amortiguadores sísmicos puede observarse en la Figura 3.6. Cuando los disipadores de energía están alejados del centro de rigidez, nos brindan la ventaja de trabajar en la zona de máximas velocidades (zona de mayor efectividad de los dispositivos de fluido viscoso).

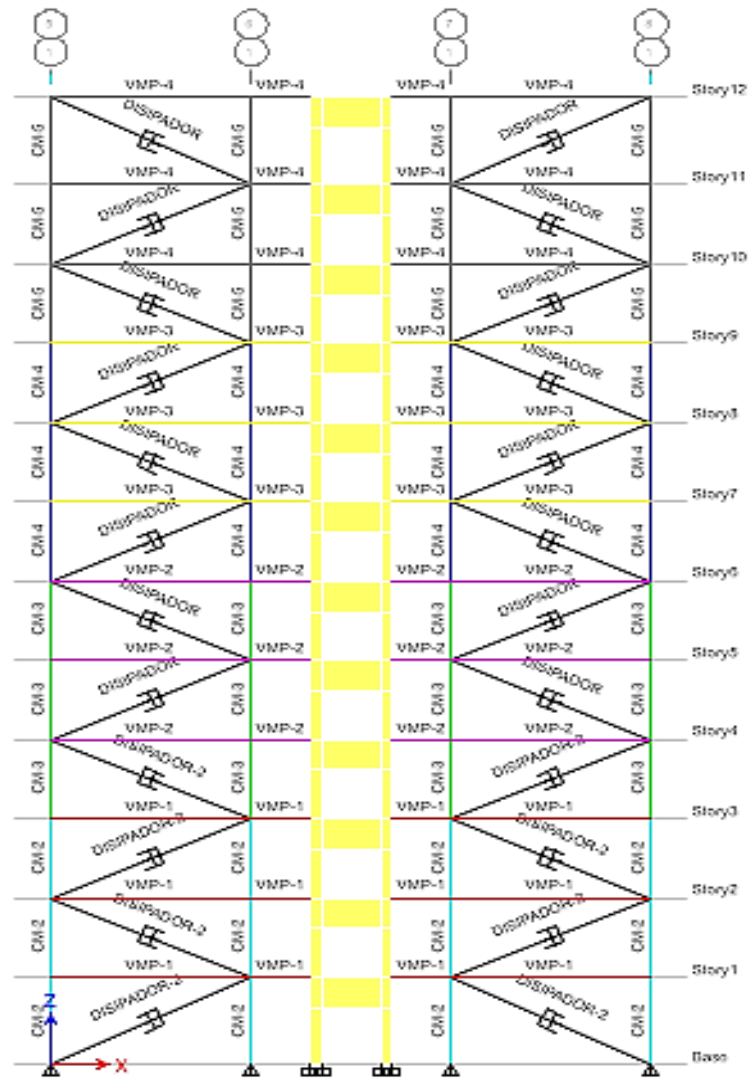


Figura 3.6 Ubicación y disposición de los amortiguadores viscosos.

3.6. Estimación del Coeficiente de amortiguamiento “ C_j ” en disipadores no lineales ($\alpha < 1$)

Una vez culminado lo anterior, y asumiendo que todos los amortiguadores sísmicos tendrán las mismas propiedades, con un total de 4 dispositivos por piso en la dirección X-X, se procede a calcular el coeficiente de amortiguamiento (C_j)³¹, a partir de la Ecuación 17 propuesta por el FEMA-274 para el cálculo del amortiguamiento viscoso.

³¹ Se estima el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) para dispositivos que trabajen en el rango no lineal utilizando la ecuación del cálculo de amortiguamiento viscoso extraída del FEMA 274.

$$B_H = \frac{\lambda * \sum C_j * (\varphi_{rj})^{1+\alpha} * (\cos(\varphi_j))^{1+\alpha}}{2 * \pi * (A)^{1-\alpha} * (\omega)^{2-\alpha} * \sum m_i * (\varphi_i)^2} \quad (17)$$

Donde:

- β_H = Amortiguamiento viscoso de la estructura.
- λ = Parámetro lambda relacionado al coeficiente de velocidad α (FEMA – 274).
- C_j = Coeficiente del amortiguamiento del disipador j.
- ϕ_{rj} = Desplazamiento relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal.
- α = Exponente de velocidad.
- θ_j = Angulo de inclinación del disipador j.
- A = Amplitud de desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal de la losa del último nivel).
- ω = Frecuencia angular fundamental de la estructura.
- m_i = Masa del nivel i.
- ϕ_i = Desplazamiento del nivel i.

La frecuencia angular fundamental de la estructura se calcula haciendo uso de la ecuación 18.

$$\omega = \frac{2 * \pi}{T} \quad (18)$$

Donde:

- T : Periodo fundamental de la estructural.

La amplitud de desplazamiento del modo fundamental (A) se calcula utilizando la Ecuación 19³².

³² Tomada del libro “Dinámica de estructuras”, 2014. Fuente: Chopra, Anil K.

$$A = \frac{g * \Gamma_i * S_a * T_1}{4 * \beta_{mD} * \pi^2} \quad (19)$$

Donde:

- g : Aceleración de la gravedad.
- S_a : Aceleración máxima del terreno ($a_0 = 0.31$ para Managua).
- β_{mD} : Coeficiente de amortiguamiento para periodos de la estructura (Ver Figura 3.3).
- Γ_i : Factor de participación modal del modo i . Se calcula con la Ecuación 20³³.

$$\Gamma_i = \frac{\varphi_i * m_i}{\sum(\varphi_{rj})^{1+\alpha} * \cos^{1+\alpha} \theta_j} \quad (20)$$

Algunos de los parámetros definidos anteriormente que se utilizarán para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento (C_j) se obtienen directamente de ETABS. Estos son: 1) periodo fundamental de la estructura³⁴ (T), 2) desplazamientos modales y 3) masa para cada nivel.

3.6.1. Angulo de inclinación (θ_j) y desplazamiento relativo del disipador de energía

El ángulo de inclinación del dispositivo de disipación de energía con respecto a la horizontal y los desplazamientos relativos de los extremos del mismo se muestran en la Figura 3.7. Donde el ángulo de inclinación (θ_j) en el que se instalará el disipador está en función de las dimensiones de las columnas y las vigas que forman los pórticos donde estarán ubicados dichos dispositivos.

³³ *Ibidem.*

³⁴ $T = 1.876$, para el primer modo fundamental de vibración de la estructura convencional.

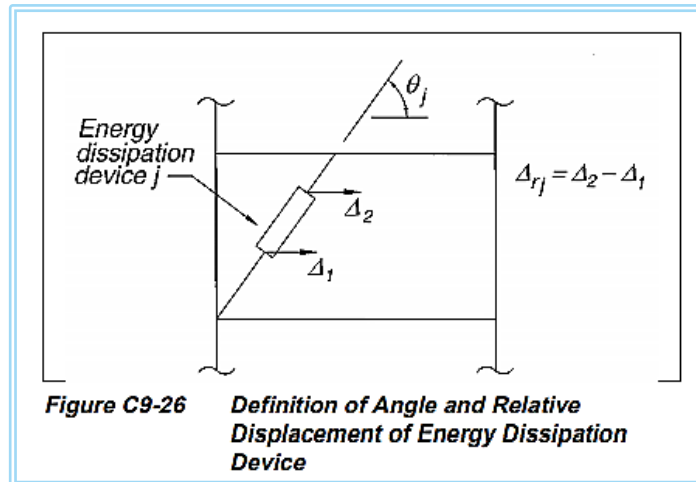


Figura 3.7 Angulo de inclinación y desplazamiento relativo del disipador de energía.
Fuente: Federal Emergency Management Agency (FEMA).

3.6.2. Parámetro λ

Para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento (C) es necesario calcular el parámetro lambda “ λ ”, que depende del coeficiente de velocidad “ α ”. La norma FEMA-274 indica diferentes valores de “ α ” a los cuales corresponden respectivos valores de “ λ ”, tal como se muestra en la Tabla 3.4, donde α está en función del comportamiento y tipo de disipador a emplear. Para este caso, por tratarse de un dispositivo con un comportamiento en el rango no lineal, se considera un $\alpha = 0.5$ que le corresponde un $\lambda = 3.5$.

Tabla 3.4
Relación entre el exponente α y el parámetro λ .

Exponente α	Parámetro λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Fuente: Tabla C 9-4, FEMA.

3.6.3. Desplazamiento modales normalizados (φ_i)

Los desplazamientos para el caso de carga modal deben de ser normalizados (φ_i) al desplazamiento modal del nivel de techo, con respecto al modo fundamental de vibración de la estructura en la dirección de interés³⁵ (Ver Tabla 3.5).

Según lo indicado, los desplazamientos modales normalizados (φ_i) se calculan a partir de los desplazamientos para el caso de carga modal obtenidos de ETABS, donde el primer modo de vibración es traslacional para el eje X donde estarán ubicados los disipadores de energía. En la Tabla 3.5 se presentan dichos desplazamientos (φ_i).

3.6.4. Coeficiente de amortiguamiento (C_j)

De la Ecuación 17 se procede a despejar la variable C_j , obteniendo así la Ecuación 21.

$$C_j = \frac{\beta_H * 2 * \pi * (A)^{1-\alpha} * (\omega)^{2-\alpha} * \Sigma m_i * (\varphi_i)^2}{\lambda * (\varphi_{rj})^{1+\alpha} * (Cos(\varphi_j))^{1+\alpha}} \quad (21)$$

En la Tabla 3.6 se presenta un resumen de los cálculos que se realizan para determinar el coeficiente de amortiguamiento (C_j).

Donde:

$$\Sigma C_X = \frac{0.17 * 2 * \pi * 0.202355^{1-0.5} * 3.345679^{2-0.5} * 232.5}{3.496077 * 0.26807}$$

$$\Sigma C_X = 729.459 \text{ ton} * \text{s/m}$$

³⁵ ASCE 7-16, Capítulo 18, Sección 5.2.3.

Tabla 3.5*Desplazamientos modales normalizados para cada nivel de la estructura.*

Nivel	Altura (m)	Desplazamientos modales (m)	Forma modal (φ_i)
1	3.96	0.0000005	0.023
2	7.56	0.0000010	0.045
3	11.16	0.0000030	0.136
4	14.76	0.0000040	0.182
5	18.36	0.0000060	0.273
6	21.96	0.0000080	0.364
7	25.56	0.0000110	0.500
8	29.16	0.0000130	0.591
9	32.76	0.0000150	0.682
10	36.36	0.0000170	0.773
11	39.96	0.0000200	0.909
12	43.92	0.0000220	1.000

Tabla 3.6*Parámetros considerados para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento no lineal (C).*

NIVEL	Forma modal (φ_i)	φ_i^2	φ_{rj}	Masa (Ton)	Cos(Θ)	$\Sigma \varphi_i^2 \cdot m_i$	$\Sigma (\varphi_{rj})^{1+\alpha} \cdot \cos^{1+\alpha} \Theta_j$
1	0.023	0.001	0.023	46.32274	0.8951	0.02	0.00286
2	0.045	0.002	0.023	60.88871	0.9110	0.13	0.00302
3	0.136	0.019	0.091	60.85588	0.9110	1.13	0.02383
4	0.182	0.033	0.045	61.05156	0.9110	2.02	0.00843
5	0.273	0.074	0.091	61.09335	0.9110	4.54	0.02383
6	0.364	0.132	0.091	61.09652	0.9110	8.08	0.02383
7	0.500	0.250	0.136	61.47149	0.9110	15.37	0.04378
8	0.591	0.349	0.091	61.52153	0.9110	21.48	0.02383
9	0.682	0.465	0.091	61.52153	0.9110	28.60	0.02383
10	0.773	0.597	0.091	61.82051	0.9110	36.91	0.02383
11	0.909	0.826	0.136	61.87037	0.9110	51.13	0.04378
12	1.000	1.000	0.091	63.08319	0.8951	63.08	0.02321
Σ	5.48	3.748				232.50	0.26807

El coeficiente de amortiguamiento para cada disipador de energía se obtiene dividiendo el coeficiente de amortiguamiento para cada nivel entre el número de disipadores colocados por nivel.

$$C_x = \frac{729.459 \text{ ton} * (s/m)^{(1/0.5)}}{4} = 182 \text{ ton} * (s/m)^{(1/0.5)}$$

Una vez que se cuenta con los tres parámetros de diseño: amortiguamiento (C), rigidez (K) y coeficiente de velocidad viscosa (α), se procede a modelar los disipadores.

3.7. Modelado de los amortiguadores viscosos

Procedemos a modelar en ETABS los dispositivos colocados en la dirección X-X (Ver Figura 3.7), con las propiedades descritas en la Tabla 3.7. Especificamos que los disipadores son no lineales y que trabajan únicamente en la dirección de la diagonal U1.

Tabla 3.7

Propiedades finales para el modelado del amortiguador viscoso en ETABS.

Propiedades no lineales	Nivel 1-4	Nivel 5-12
Rigidez (K)	30000.00 ton/m	30000.00 ton/m
Coefficiente de amortiguamiento (C)	250.00 ton * (s/m) ^(1/0.5)	200.00 ton * (s/m) ^(1/0.5)
Exponente de velocidad (α)	0.5	0.5

Como se puede observar en la Tabla 3.7 y Figura 3.8 se utilizarán dos tipos de amortiguadores viscosos, donde el coeficiente de amortiguamiento (C_j) para los niveles de piso inferiores será mayor al de los pisos intermedios y superiores, colocando un disipador más grande donde se requiere y luego vamos reduciendo según el diseño hasta lograr encontrar una configuración óptima que cumpla principalmente con los desplazamientos relativos de la edificación sin incrementar significativamente los costos de inversión en los dispositivos de energía, obteniendo un control de respuesta aceptable para la estructura y sus contenidos.

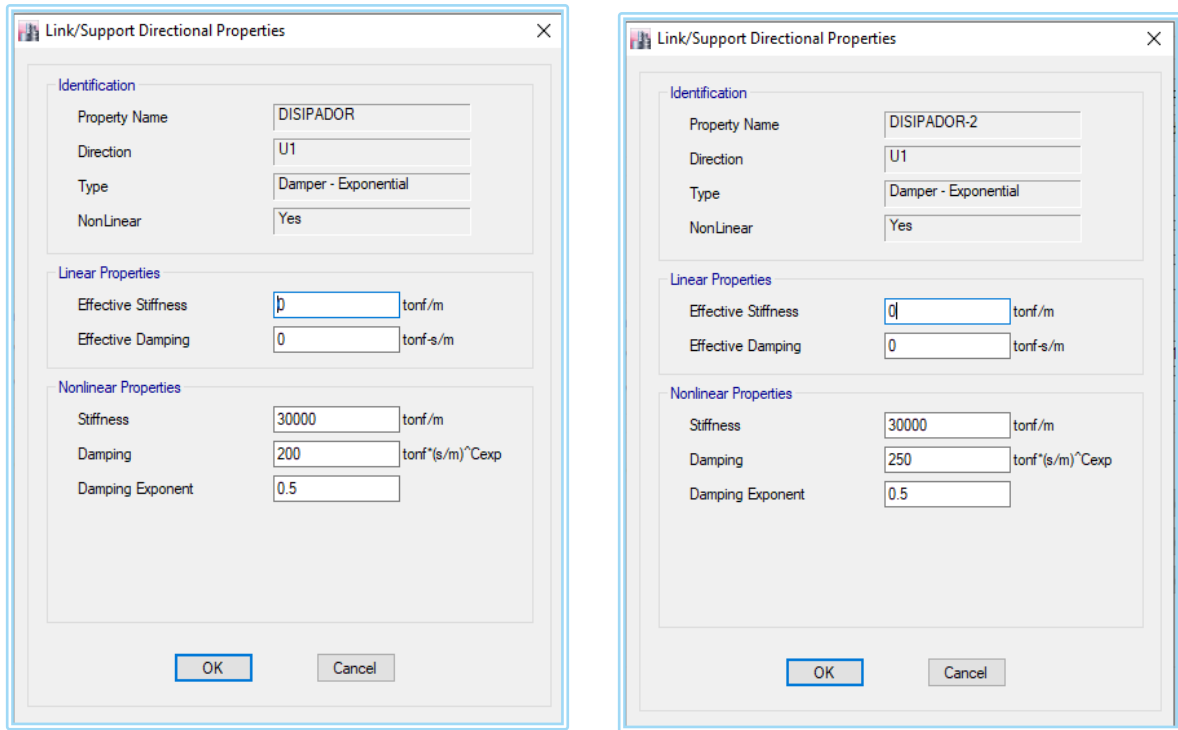


Figura 3.8 Propiedades del amortiguador viscoso ingresadas en ETABS.

3.8. Respuesta de la estructura con amortiguadores viscosos

3.8.1. Análisis Modal

A continuación (Ver Tabla 3.8), se presentan los 5 primeros modos de vibración para la edificación con la inclusión de amortiguadores viscosos.

Tabla 3.8
Modos de vibración – estructura B.

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)	Masa participativa en RZ (%)
1	1.8790	66.34	0.00	0.00
2	1.2300	0.00	0.15	81.65
3	0.5090	0.00	70.13	0.34
4	0.4030	1.79	0.29	8.97
5	0.3990	19.21	0.07	0.90

En la Tabla 3.8 podemos apreciar que el primer modo de vibración es traslacional, además la masa participativa es mayor al 90% en todas las direcciones (Tabla 3.9) lo que es un indicador que la estructura tendrá un buen comportamiento estructural al incluir los disipadores de energía.

Tabla 3.9
Verificación de la masa participativa – estructura B.

Masa participativa	Porcentaje (%)	¿Cumple?
Dirección X	99.11	Si
Dirección Y	96.11	Si
Dirección RZ	99.73	Si

3.8.2. Desplazamientos y Derivas

Los desplazamientos obtenidos en el análisis dinámico Tiempo Historia se muestra en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10
Desplazamientos – estructura B.

NIVEL	DESPLAZAMIENTOS	
	X-X (m)	Y-Y (m)
12	0.33540	0.12555
11	0.29810	0.11536
10	0.26354	0.10541
9	0.22866	0.09472
8	0.19447	0.08346
7	0.16143	0.07184
6	0.12937	0.06012
5	0.09905	0.04842
4	0.07095	0.03712
3	0.04595	0.02616
2	0.02502	0.01604
1	0.00932	0.00714

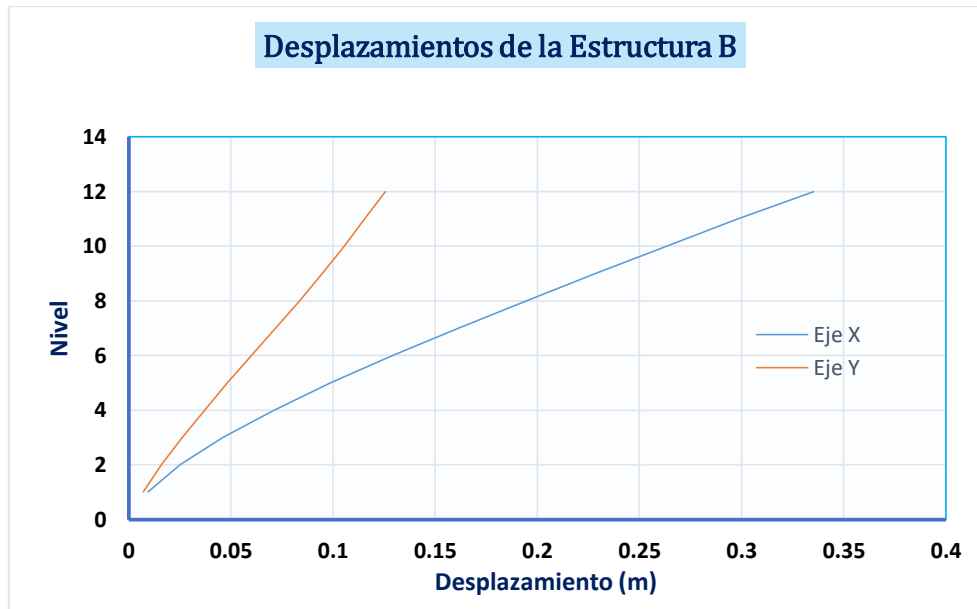


Figura 3.9 Desplazamientos – estructura B.

En las Tablas 3.11 y 3.12 se muestran las derivas obtenidas en el estado límite de servicio y colapso.

Tabla 3.11

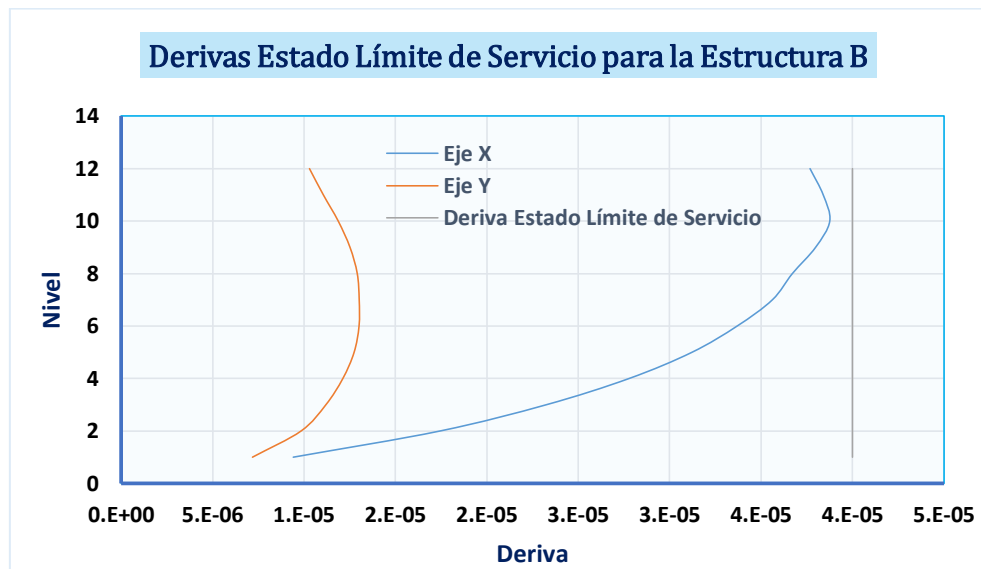
Derivas en estado límite de servicio – estructura B.

Derivas en estado límite de servicio				
NIVEL	X-X	Condición (0.004)	Y-Y	Condición (0.004)
12	0.00377	Cumple	0.00103	Cumple
11	0.00384	Cumple	0.00111	Cumple
10	0.00388	Cumple	0.00119	Cumple
9	0.00380	Cumple	0.00125	Cumple
8	0.00367	Cumple	0.00129	Cumple
7	0.00356	Cumple	0.00130	Cumple
6	0.00337	Cumple	0.00130	Cumple
5	0.00312	Cumple	0.00127	Cumple
4	0.00278	Cumple	0.00121	Cumple
3	0.00233	Cumple	0.00112	Cumple
2	0.00174	Cumple	0.00098	Cumple
1	0.00094	Cumple	0.00072	Cumple

Tabla 3.12*Derivas en estado límite de colapso – estructura B.*

Derivas en estado límite de colapso				
NIVEL	X-X	Condición (0.015)	Y-Y	Condición (0.015)
12	0.00942	Cumple	0.00257	Cumple
11	0.00960	Cumple	0.00276	Cumple
10	0.00969	Cumple	0.00297	Cumple
9	0.00950	Cumple	0.00313	Cumple
8	0.00918	Cumple	0.00323	Cumple
7	0.00890	Cumple	0.00325	Cumple
6	0.00842	Cumple	0.00325	Cumple
5	0.00781	Cumple	0.00314	Cumple
4	0.00695	Cumple	0.00305	Cumple
3	0.00581	Cumple	0.00281	Cumple
2	0.00436	Cumple	0.00247	Cumple
1	0.00235	Cumple	0.00180	Cumple

En las Figuras 3.10 y 3.11 podemos apreciar que las derivas en el estado límite de servicio, así como en estado de colapso cumplen (están por debajo del valor permisible), lo que indica que la implementación de amortiguadores viscosos en la edificación es satisfactoria, obteniendo así los resultados esperados.

**Figura 3.10 Derivas en estado límite de servicio – estructura B.**

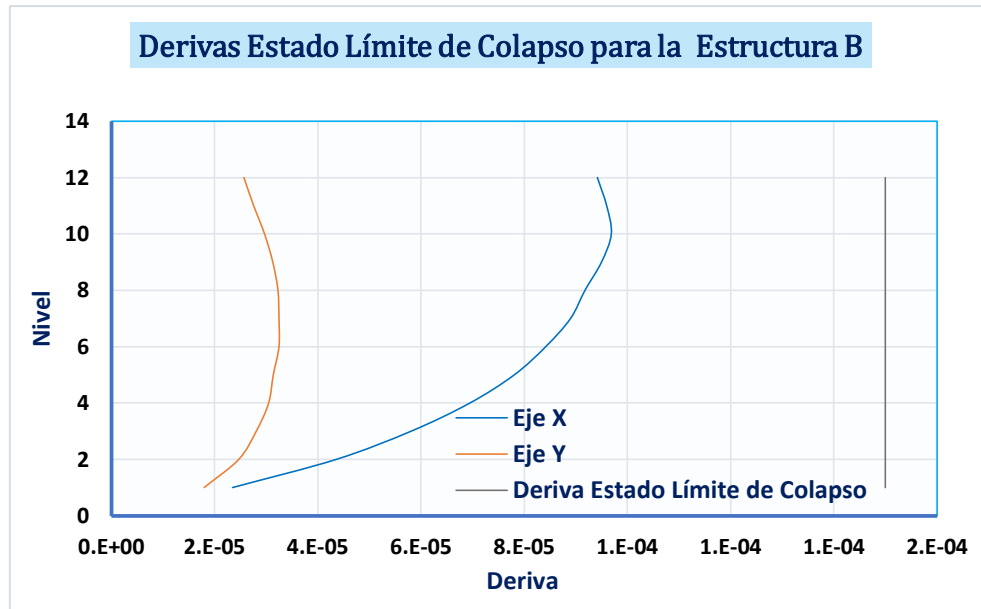


Figura 3.11 Derivas en estado límite de colapso – estructura B.

3.8.3. Aceleraciones Absolutas

En la Tabla 3.13 se muestran las aceleraciones absolutas. Donde la aceleración máxima es de 1.01g en el eje X y 2.16g en el eje Y, y esta se da en el último piso.

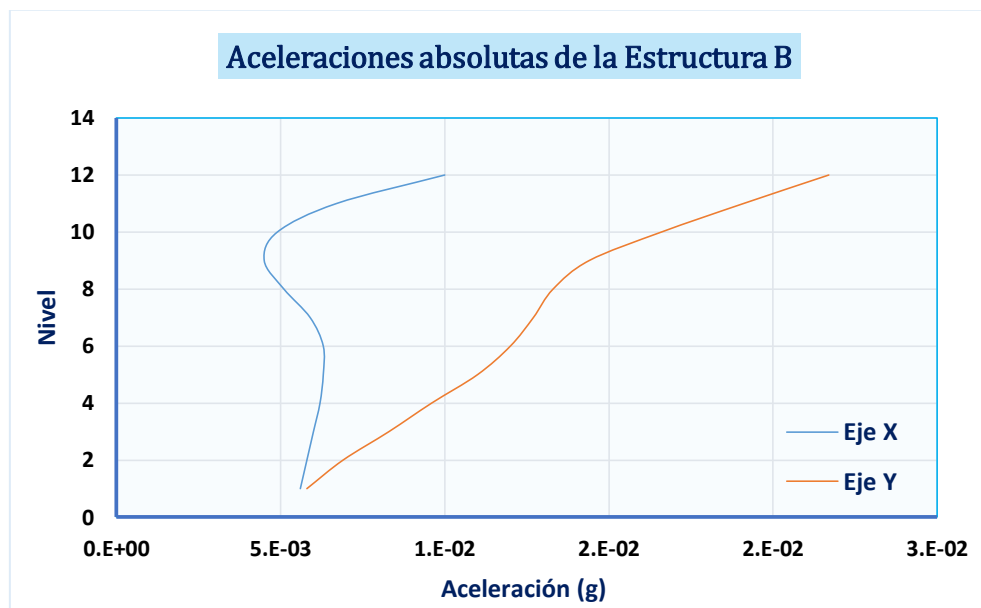


Figura 3.12 Aceleraciones absolutas – estructura B.

Tabla 3.13*Aceleraciones absolutas– estructura B.*

ACELERACION ABSOLUTA		
NIVEL	X-X (g)	Y-Y (g)
12	1.01	2.16
11	0.68	1.91
10	0.49	1.66
9	0.45	1.44
8	0.52	1.34
7	0.60	1.27
6	0.64	1.20
5	0.63	1.10
4	0.62	0.96
3	0.60	0.83
2	0.58	0.69
1	0.56	0.58
0	0.51	0.52

3.8.4. Fuerzas Cortantes

A continuación (Ver Tabla 3.14), se muestran las fuerzas cortantes en la estructura con amortiguadores viscosos.

Tabla 3.14*Fuerzas cortantes – estructura B.*

FUERZA CORTANTE		
NIVEL	X-X (Ton)	Y-Y (Ton)
12	397.84	967.43
11	739.06	2029.76
10	951.46	2927.15
9	1072.59	3678.57
8	1143.06	4304.29
7	1204.69	4816.29
6	1292.50	5256.02
5	1411.00	5641.77
4	1537.32	6038.14
3	1656.44	6374.21
2	1806.24	6635.23
1	1980.87	6829.22

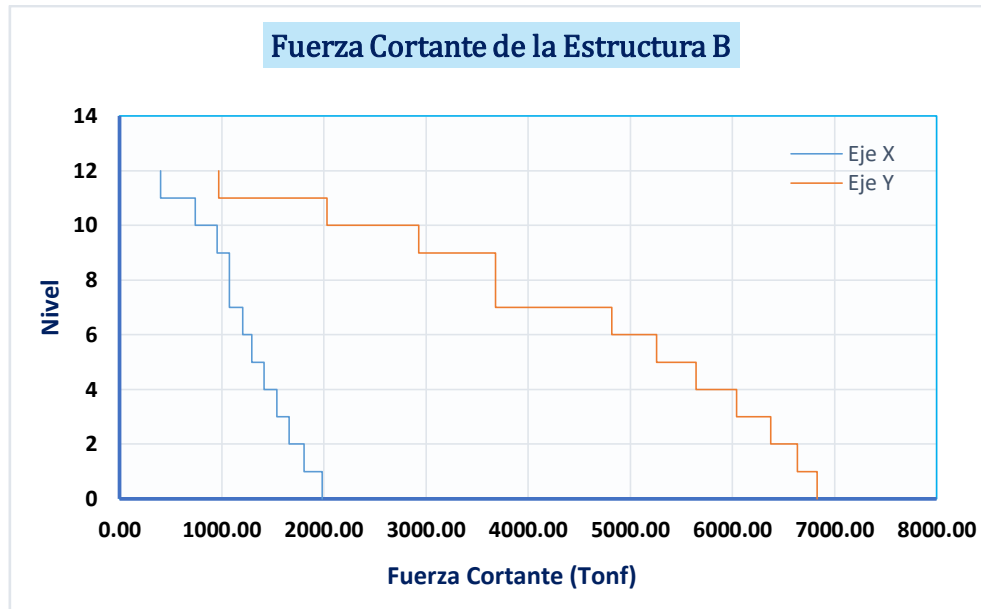


Figura 3.13 Fuerzas cortantes – estructura B.

3.9. Energía y Curva de Histéresis

3.9.1. Balance Energético

Se procede a evaluar la participación de los amortiguadores viscosos (Nonlinear Viscous Damping) en la disipación de energía de entrada del sismo (Input Energy) a través del gráfico de energía que proporciona el software ETABS para cada registro sísmico (Ver Figura 3.14).

El porcentaje de disipación de energía del sistema se calcula con la Ecuación 22, a como sigue:

$$\text{Disipación de Energía} = \frac{\text{Energía del sistema de amortiguamiento}}{\text{Energía de entrada del sismo}} \quad (22)$$

$$\text{Disipación de Energía} = \frac{927.053 \text{ Tonf} - m}{2506.235 \text{ Tonf} - m} * 100 = 36.99 \%$$

Lo anterior refleja que el sistema de disipación de energía (un total de 48 amortiguadores viscosos) liberan el 36.99 % de la energía de entrada que ingresa al sistema. Este hecho pone en evidencia la importancia de los disipadores en la distribución energética que tiene un evento sísmico sobre una estructura. Si comparamos los valores obtenidos en el análisis de la edificación convencional vs incorporando amortiguadores viscosos, podemos apreciar que previamente la energía de amortiguamiento viscoso era nula, y que la mayor parte del balance energético lo cargaba la energía global.

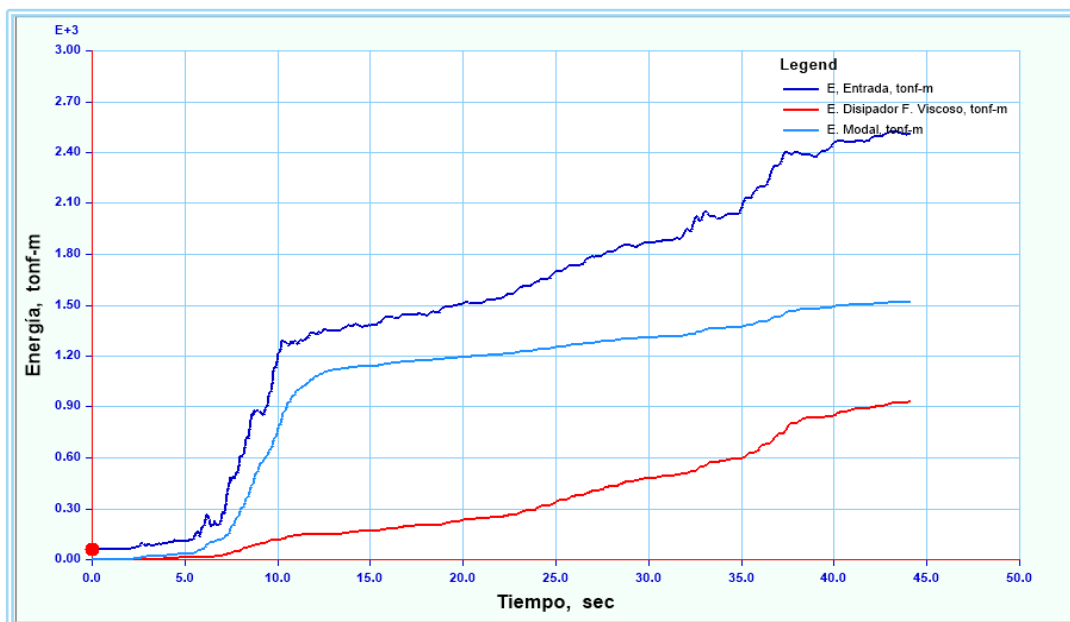


Figura 3.14 Balance energético – estructura B.

3.9.2. Comportamiento histerético

Se presentan la gráficas de Deformación vs Fuerza (curva de histéresis) de los disipadores con el objetivo de mostrar el comportamiento elíptico de estos. Por la gran cantidad de disipadores solo se mostrará la curva histerética de algunos de ellos tomando en cuenta la ubicación (base, nivel intermedio y azotea) que reflejen un comportamiento representativo (Ver Figuras 3.15 - 3.17).

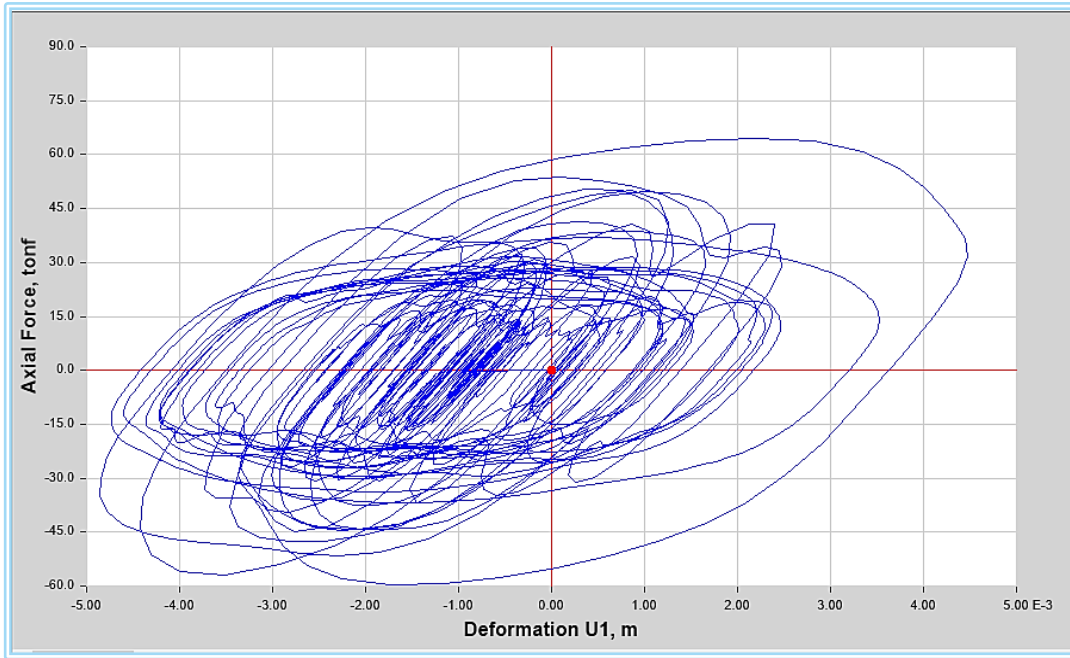


Figura 3.15 Curva de Histéresis para elemento K25 ubicado en el piso 1.

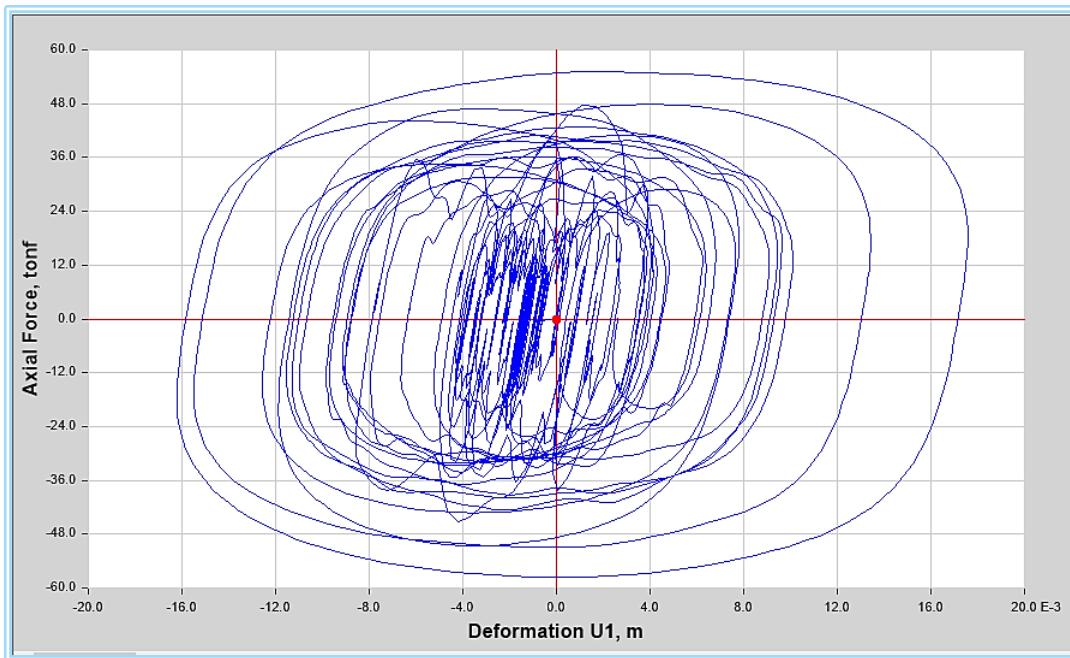


Figura 3.16 Curva de Histéresis para elemento K31 ubicado en el piso 7.

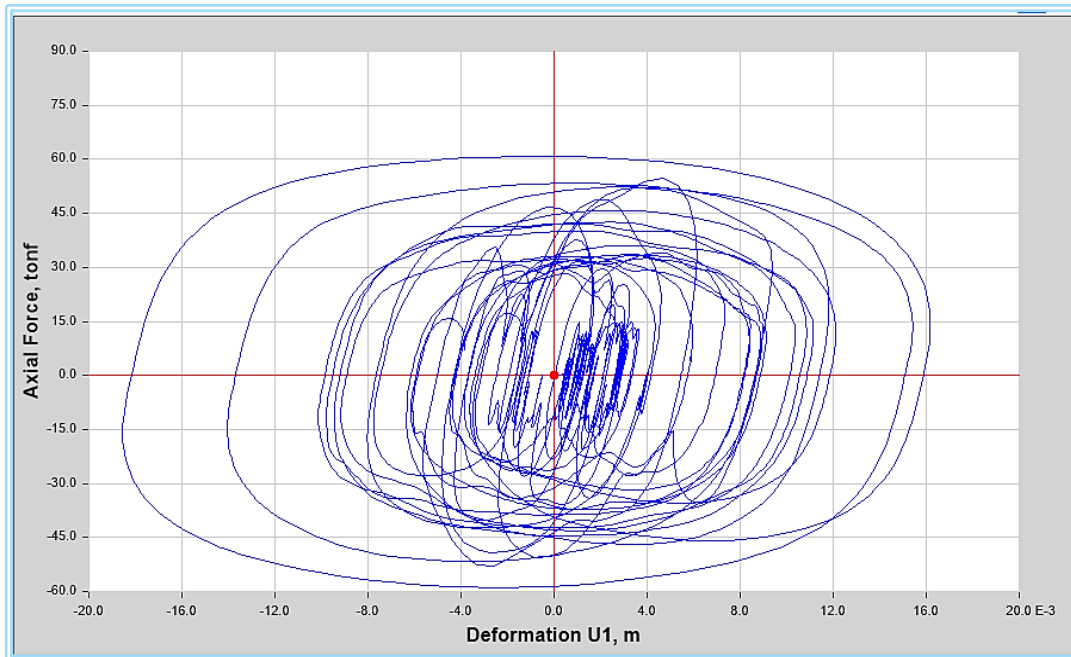


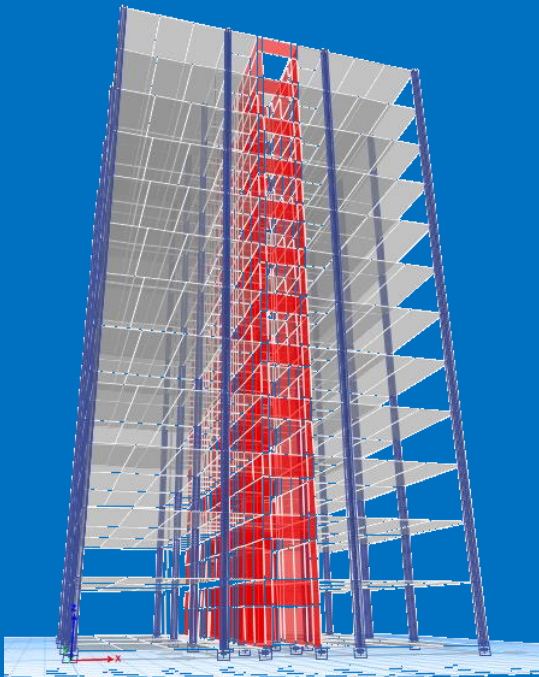
Figura 3.17 Curva de Histéresis para elemento K36 ubicado en el piso 12.

Se puede apreciar la ligera inclinación que tienen las curvas histeréticas, el mismo que corresponde a la conducta esperada cuando se hace un análisis no lineal. Si comparamos los resultados de las deformaciones también podemos comprobar que a medida aumenta el nivel de piso, también va incrementando la deformación.

CAPITULO:

4

MODELACIÓN Y ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES SISMICOS LRB (ESTRUCTURA C)



En el presente capítulo se hace un análisis de una estructura convencional con la incorporación de un sistema de aislación en la base, conformado por aisladores elastoméricos con núcleo de plomo LRB por sus siglas en inglés (Lead Rubber Bearing).

Se busca mayor flexibilidad en la estructura, así como una disminución de su respuesta estructural considerando los mismos parámetros analizados en capítulos anteriores.

CAPITULO 4. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA CON AISLADORES SISMICOS LRB (ESTRUCTURA C)

El análisis sísmico de la estructura con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) se realizará con un análisis Tiempo Historia Lineal con la finalidad de verificar su estado posterior a la sollicitación sísmica a partir de los desplazamientos, derivas de piso, aceleraciones absolutas y fuerzas cortantes.

También se efectuará un análisis Tiempo Historia no Lineal para determinar cómo se disipa la energía de entrada (a través de la curva de balance de energía), así como la curva histerética de los aisladores sísmicos cuando estos incursionan en el rango no lineal. De esta manera obtener un resultado más aproximado y confiable.

Los parámetros de interés para determinar la respuesta de la estructura con la incorporación de aisladores sísmicos son: 1) desplazamiento del sistema de aislación, 2) desplazamiento relativo de la superestructura, 3) aceleración de los diferentes niveles de la superestructura y 4) cortante basal de la superestructura.

4.1. Metodología de diseño de los aisladores sísmicos

Para el análisis y diseño del sistema de aislamiento se toman como referencia las formulaciones y recomendaciones brindadas por la ASCE 7-16. Para lograr un diseño robusto se deben considerar dos escenarios probables más críticos: 1) un extremo superior que supone un sistema más rígido que el nominal, lo que conlleva a que se tengan mayores fuerzas cortantes, y 2) un extremo inferior que supone un sistema más flexible que el nominal, ofreciendo mayores desplazamientos con el sistema de aislación.

En el análisis tiempo historia lineal se usarán 7 pares de registros sísmicos según lo requerido por la ASCE 7-16, los cuales serán escalados al Sismo Máximo

Considerado³⁶ donde los parámetros de interés deben ser calculados para cada movimiento del terreno utilizado en el análisis. La norma establece que se debe de trabajar con el valor promedio de los parámetros a considerar, también menciona que cuando se diseña una edificación con aislamiento de base, este se hace para un sismo máximo considerado que se amplifica con 1.5 veces el sismo de diseño. Este factor de 1.5 es empleado para pasar del sismo de diseño (evento con probabilidad de excedencia de un 10% en 50 años) al Sismo Máximo Considerado.

Debido a que la ubicación del sistema de aislación será bajo las columnas del primer nivel se requiere de un sistema de concreto armado que garantice un diafragma rígido y que sirva de losa de transición sobre el sistema de aislación (a nivel de subestructura) para distribuir las cargas provenientes de la estructura hacia los aisladores.

Por lo anterior, se incluyó en la modelación un sistema formado por vigas y una losa maciza de concreto reforzado para simular un piso adicional. Para la incorporación del sistema de aislación en el modelo se asignaron los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB) por medio del elemento “Link tipo Rubber Isolator” con las propiedades calculadas en este capítulo. Se colocaron un total de 28 aisladores de base.

Las propiedades a introducir en ETABS corresponden a las características que presentan los aisladores sísmicos en las tres direcciones (Ver sección 1.4.1 del presente informe). Para la dirección vertical estas son la rigidez vertical del aislador (K_v) y el amortiguamiento efectivo (C). Mientras que para las dos direcciones horizontales las propiedades lineales son la rigidez efectiva (K_{eff}) y el amortiguamiento

³⁶ El código ASCE 7-16 define la sollicitación sísmica con referencia a un “Sismo Máximo Considerado” o terremoto extremo, que es aquel que tiene un periodo de retorno de 2475 años, con una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. Fuente: ASCE/SEI 7-16.

efectivo (C), y las propiedades no lineales son: rigidez elástica (K_1), fuerza de fluencia (F_y) y relación de rigideces (r).

4.2. Cálculo de las propiedades del aislador sísmico LRB

4.2.1. Resumen de parámetros sísmicos

A continuación se muestra un resumen de los parámetros sísmicos utilizados en el cálculo del espectro de aceleraciones (a) para el diseño sísmico:

- $a_0 = 0.31g$; $S = 1.5$; $Q' = 3$; $\Omega = 2$. (En la sección 3.4 se definió cada uno de estos parámetros manteniendo los mismos valores para este análisis).
- Factor de importancia sísmica $I_e = 1$, para estructuras de normal importancia³⁷.

En la Figura 4.1 se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones elástico para sismo máximo considerado.

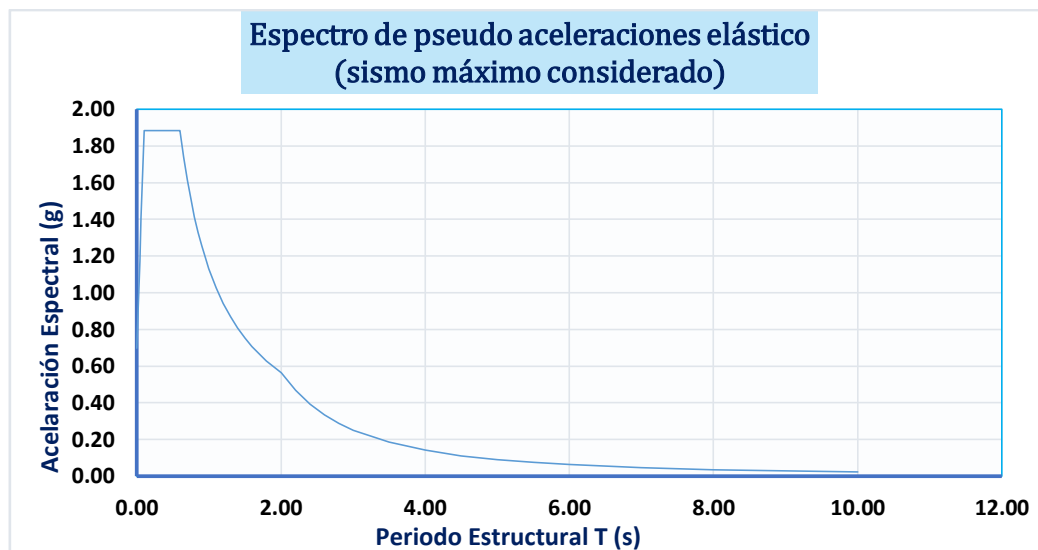


Figura 4.1 Espectro de pseudo-aceleraciones elástico (sismo máximo considerado).

³⁷ ASCE 7-16, Capítulo 17, Sección 2.1. Fuente: ASCE.

4.2.2. Datos preliminares

Para el cálculo de las dimensiones, características y propiedades mecánicas de los aisladores sísmicos LRB se sigue un proceso iterativo que finaliza cuando los valores asumidos del periodo objetivo y el amortiguamiento efectivo (T_{M0} y β_{M0} respectivamente) convergen con estos dos parámetros ya calculados (T_M , β_M), tanto para los límites inferiores, nominales y superiores del aislador. Inicialmente se asumen estos 2 valores mencionados anteriormente, como se muestra en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1

Valores preliminares asumidos para el análisis con aisladores sísmicos.

Parámetros Iniciales Asumidos	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores
T_{M0} (s)	5.63	5.63	5.63
β_{M0} (%)	15.00	15.00	15.00

T_{M0} se considera inicialmente que es igual a 3 veces el periodo fundamental de la estructura convencional (T), dando como resultado:

$$T_{M0} = 3 * T \quad (23)$$

$$T_{M0} = 3 * 1.876 \text{ s} = 5.63 \text{ s}$$

También se establecen los valores iniciales de los demás parámetros necesarios para empezar el diseño del aislador. Estos se muestran a continuación:

- P : Peso sísmico de la estructura incluyendo la losa de aislación para una combinación de carga de CM+CVR. $P = 7415.37 \text{ tonf}$.
- P_{max} : Carga máxima que recibe cada aislador incluyendo la losa de aislación para una combinación de carga de CM+CV. $P_{max} = 294.70 \text{ tonf}$.

- N : Cantidad de aisladores de base. $N = 28$.
- τ_y : Esfuerzo de cedencia del plomo. $\tau_y = 1019.72 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ (10 MPa).
- G : Módulo de corte del caucho. $G = 45 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ (0.5 MPa).
- D_y : Desplazamiento de cedencia. $D_y = 0.0183 \text{ m}$ (6 ft).
- K : Módulo de compresibilidad de la goma. $K = 203943.24 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ (2000 MPa).
- E_b : Módulo de compresión del plomo. $E_b = 1400000 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$ (13729.31 MPa).
- b y d : Dimensiones en planta de la estructura, donde d es la dimensión mayor y b es la dimensión menor medida perpendicularmente a la dimensión mayor d .
 $b = 23.80 \text{ m}; d = 23.80 \text{ m}$.

Una vez asumidos y determinados los parámetros iniciales se procede a realizar los cálculos correspondientes para la determinación de las propiedades bilineales del aislador tanto para los límites inferiores, nominales y superiores. Donde las características y propiedades del aislador sísmico utilizado para este estudio fueron tomadas de diseños ya establecidos por Bridgestone Corporation³⁸.

4.2.3. Cálculo de los parámetros bilineales del aislador LRB para los límites inferiores, nominales y superiores

Se presenta el procedimiento iterativo que se sigue para el dimensionamiento de los aisladores sísmicos para los límites nominales del aislador³⁹. Para los límites inferiores y superiores se sigue el mismo procedimiento.

³⁸ Bridgestone Corporation ha estado desarrollando y produciendo tecnología de aislamiento sísmico en Japón desde 1984.

³⁹ Los cálculos realizados para determinar el resto de los parámetros que no se muestran en este capítulo se presentan en el Anexo G.

Paso 1. Cálculo del factor de zonificación sísmica para un sismo máximo posible (Ver Sección 4.2.1).

Paso 2. Definir las propiedades iniciales de la estructura con aisladores sísmicos. Ver Sección 4.2.2. Refiriéndonos a los valores iniciales del periodo objetivo y el amortiguamiento efectivo (T_{M0} y β_{M0} respectivamente).

Paso 3. Cálculo de la aceleración espectral máxima posible para determinar la ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones correspondiente al sismo máximo considerado para un periodo de 1 s (S_{M1})⁴⁰, (Ver Anexo H: Ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones).

$$S_{M1} = 1.13$$

Paso 4. Calcular el coeficiente de amortiguamiento (B_M) con la Ecuación 24⁴¹ que se muestra a continuación.

$$B_M = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_I)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_M)} \quad (24)$$

$$B_M = \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(15)} = 1.375$$

Donde:

- β_I : es la componente del amortiguamiento efectivo debido a la disipación inherente de los elementos de la estructura (5%).

⁴⁰ ASCE 7-16, Capítulo 11, Sección 4.3.

⁴¹ La ecuación se basa en datos presentados en la monografía "Earthquake Spectra and Design", 1982. Fuente: N. M. Newmark y W. J. Hall.

Paso 5. Calcular el desplazamiento máximo (D_M) con la Ecuación 19⁴².

$$D_M = \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M} \quad (25)$$

Donde:

- g : Aceleración de la gravedad ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

$$D_M = \frac{9.81 \cdot 1.13 \cdot 5.63}{4 \cdot \pi^2 \cdot 1.375} = \mathbf{1.15 \text{ m}}$$

Paso 6. Calcular el desplazamiento máximo total (D_{TM}) con la Ecuación 20⁴³. Donde D_{TM} representa el desplazamiento traslacional en el centro de rigidez del sistema de aislamiento, en la dirección de análisis.

$$D_{TM} = D_M \cdot \left(1 + y \cdot \frac{12 \cdot e}{b^2 + d^2} \right) \quad (20)$$

Donde:

- Excentricidad (e): Se obtiene como la suma de la distancia en planta entre el centro de masa de la estructura sobre la interfaz de aislamiento y el centro de rigidez del sistema de aislamiento, más la excentricidad accidental, tomada como 5% de la mayor dimensión en planta del edificio en dirección perpendicular a la de la fuerza sísmica considerada.

$$e = 0.05 \cdot d \quad (21)$$

$$e = 0.05 \cdot 23.8 = \mathbf{1.19 \text{ m}}$$

⁴² Sección 17.5.3.1. Maximum Displacement. Ecuación 17.5-1. Fuente: ASCE 7-16.

⁴³ Sección 17.5.3.3. Total Maximum Displacement. Ecuación 17.5-3. Fuente: ASCE 7-16.

- y : es la distancia que existe desde el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el aislador de interés, medida perpendicularmente a la dirección de la sollicitación sísmica considerada.

$$y = d/2 = \mathbf{11.9\ m}$$

$$D_{TM} = 1.149 \cdot \left(1 + 11.9 \cdot \frac{12 \cdot 1.19}{(23.8)^2 + (23.8)^2} \right) = \mathbf{1.32\ m}$$

Verificar que se cumpla la siguiente condición:

$$D_{TM} \geq 1.1 * D_M \quad (22)$$

Se tiene que cumplir que D_{TM} no será menor que $1.1D_M^{44}$.

$$1.32\ m \geq 1.1 * 1.15\ m$$

$$\mathbf{1.32\ m \geq 1.26\ m \quad (Se\ cumple)}$$

Paso 7. Determinar el esfuerzo de cedencia del plomo (τ_y) y el módulo de corte del caucho (G).

- Esfuerzo de cedencia del plomo (τ_y):

Se tomará el valor de $10\ MPa^{45}$ para los límites nominales del aislador. Para el cálculo del τ_y que corresponde a las propiedades inferiores y superiores del aislador LRB se hará uso del catálogo “*Línea de productos de aislamiento*”

⁴⁴ ASCE 7-16, Capítulo 17, Sección 5.3.5.

⁴⁵ Valor tomado de “Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings”, 1999, pág. 126. Fuente: Constantinou Michael, Tsopelas Panos.

“sísmico” proporcionado por Bridgestone Corporation, específicamente los datos mostrados en la Figura 4.2.

Rubber materials		G0.4	
Properties		Post-yield stiffness K_d	Characteristic strength Q_d
Manufacturing variation ^{*2}		Within $\pm 10\%$	Within $\pm 10\%$
Aging ^{*3}		Within $+10\%$	–
Ambient temperature variation $20^\circ\text{C} \pm 20^\circ\text{C}$	(+) side	Within $+6\%$	Within $+23\%$
	(-) side	Within -5%	Within -21%
Total	(+) side	Within $+26\%$	Within $+33\%$
	(-) side	Within -15%	Within -31%

Figura 4.2 Performance variation – Propiedades de corte.

. Fuente: Línea de productos de aislamiento sísmico Bridgestone, Pág. 12.

- Módulo de corte del caucho (G): Este valor está comprendido dentro del rango de $0.35 - 0.70 \text{ MPa}$ ⁴⁶. Para este estudio se tomará el valor de 0.40 MPa para los límites nominales del aislador. Para calcular el valor de G en los límites inferiores y superiores del aislador se hará de los datos proporcionados en la Figura 4.2.

En las Tablas 4.2 y 4.3 se presentan los valores obtenidos para τ_y y G , para los límites inferiores y superiores.

Tabla 4.2

Esfuerzo de cedencia del plomo (τ_y).

Esfuerzo de cedencia del plomo	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores
<i>Rango (%)</i>	-15	100	+26
$\tau_y \text{ (ton/m}^2\text{)}$	39.01	45.89	57.82

⁴⁶ *Ibíd.*

Tabla 4.3*Módulo de corte del caucho (G).*

Módulo de corte del caucho	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores
<i>Rango (%)</i>	-31	100	+33
<i>G (ton/m²)</i>	703.60	1019.72	1356.22

Paso 8. Calcular el núcleo de plomo del aislador de base (D_p):

$$D_p = 2 \sqrt{\frac{A_p}{\pi}} \quad (23)$$

Donde:

- A_p : Área del núcleo de plomo (Ver Anexo G).

$$D_p = 2 \sqrt{\frac{0.013}{\pi}} = \mathbf{0.13 \text{ m}}$$

Paso 9. Calcular el diámetro del aislador de base (D_e).

Para determinar el diámetro del aislador se utilizan las Ecuaciones 24 y 25, escogiendo el valor máximo obtenido de estas dos ecuaciones.

$$D_e = \sqrt{\frac{4 * P_{max}}{\tau_y * \pi}} \quad (24)$$

$$D_e = 3 * D_p \quad (25)$$

$$D_{e1} = \sqrt{\frac{4 * 2.94.70}{1019.72 * \pi}} = 0.60 \text{ m}$$

$$D_{e2} = 3 * 0.13 = 0.39 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$D_e = 0.60 \text{ m}$$

También se tiene que cumplir que:

$$\frac{D_e}{6} \leq D_p \leq \frac{D_e}{3} \quad (26)$$

$$\frac{0.60 \text{ m}}{6} \leq 0.13 \text{ m} \leq \frac{0.60 \text{ m}}{3}$$

$$0.10 \text{ m} \leq 0.13 \text{ m} \leq 0.20 \text{ m} \quad (\text{Se cumple})$$

Paso 10. Determinar propiedades geométricas del aislador sísmico.

Una vez calculados D_p y D_e se procede a determinar del catálogo “*Línea de productos de aislamiento sísmico*” proporcionado por Bridgestone (Ver Anexo I) el resto de las propiedades geométricas del aislador que correspondan a estos diámetros seleccionados, estas se muestran en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4

Propiedades geométricas del aislador sísmico seleccionado.

Propiedades Geométricas del aislador sísmico LRB	Valores (m)
Espesor total del caucho (T_r)	0.20
Espesor del caucho (t_r)	0.04
Altura total del núcleo de plomo (h)	0.41

Paso 11. Calcular la rigidez vertical (K_v).

La rigidez vertical (K_v) se calcula sumando las rigideces proporcionadas por el conjunto acero-caucho y el plomo. Se obtiene con la Ecuación 27.

$$K_v = \frac{E_c A}{T_r} + \frac{E_b A_p}{h} \quad (27)$$

Donde:

- E_c : Módulo de compresión para el conjunto de acero – caucho.
- A : Área del aislador (Ver Anexo G).
- E_b : Módulo de compresión del plomo ($E_b = 13729.31 \text{ MPa}$).

$$K_v = \frac{93051.577 * 0.27}{0.20} + \frac{1400000.00 * 0.01}{0.41} = 170929.65 \text{ tonf/m}$$

Paso 12. Calcular la frecuencia vertical (f_v).

$$f_v = \frac{1}{\sqrt{\frac{P}{K_v * g}}} \quad (28)$$

Se tiene que:

- E_c : Módulo de compresión para el conjunto de acero – caucho.
- A : Área del aislador.

$$f_v = \frac{1}{\sqrt{\frac{7415.37}{170929.65 * 9.81}}} = 15.04 \text{ 1/s}$$

La rigidez vertical de un aislador se escoge típicamente para producir una frecuencia vertical de vibración del sistema superior a 10 Hz⁴⁷. Se tiene que cumplir:

$$f_v > 10\text{Hz} \quad (29)$$

⁴⁷ NCh2745:2013. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica. Fuente: Instituto Nacional de Normalización (INN – Chile).

$$15.04 \text{ Hz} > 10 \text{ Hz} \text{ (Se cumple)}$$

Paso 13. Calcular la rigidez efectiva (K_{eff}).

También conocida como rigidez secante del sistema de aislamiento en la dirección de análisis, definida como la pendiente secante de los valores pico a pico en un bucle de histéresis, se calcula con la Ecuación 30.

$$K_{eff} = K_2 + \frac{Q_d}{D_M} \quad (30)$$

Donde:

- K_2 : Rigidez Post-Fluencia.
- Q_d : Capacidad del aislador a cero deformación o fuerza característica.

La Rigidez Post-Fluencia (K_2) se calcula con la Ecuación 31 (C.4, NCh2745:2013) mostrada a continuación:

$$K_2 = \frac{G * A}{T_r} \quad (31)$$

En tanto Q_d se calcula con la Ecuación 32.

$$Q_d = A_p * \tau_y \quad (32)$$

El valor de K_2 se multiplica por el número de aisladores y el valor de Q_d se divide entre el número de aisladores dando como resultado:

$$K_2 = \frac{45.89 * 0.27}{0.20} = 61.83 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} * 28 = 1731.24 \text{ tonf/m}$$

$$Q_d = 0.013 * 1019.72 = \frac{10611.44 \text{ tonf}}{28} = 378.98 \text{ tonf}$$

Una vez obtenidos los valores de los parámetros anteriores se procede a calcular la Rigidez Efectiva.

$$K_{eff} = 1731.24 + \frac{378.98}{1.15} = 2060.99 \text{ tonf/m}$$

Se tiene que cumplir que $D_M \geq D_y$.

$$1.15 \text{ m} \geq 0.02 \text{ m} \text{ (Se cumple)}$$

- Ratio de rigideces (r): Es la relación entre la rigidez Post-Fluencia y la rigidez Pre-Fluencia.

$$r = \frac{K_2}{K_1} \quad (33)$$

Paso 14. Calcular el periodo objetivo (T_M) y el amortiguamiento efectivo (β_M).

- Periodo objetivo (T_M): El periodo correspondiente al desplazamiento traslacional, D_M , debe determinarse usando los límites superiores, nominales e inferiores de las características de deformación del sistema de aislamiento, con utilizando la Ecuación 34.

$$T_M = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{P}{K_{eff} \cdot g}} \quad (34)$$

- Amortiguamiento efectivo (β_M): es el amortiguamiento del sistema de aislamiento para el desplazamiento traslacional (D_M). Está definido por:

$$\beta_M = \frac{4 \cdot Q_d \cdot (D_M - D_y)}{2 \cdot \pi \cdot K_{eff} \cdot D_M^2} \quad (35)$$

Los nuevos valores obtenidos para el periodo objetivo (T_M) y el amortiguamiento efectivo (β_M) en la primera iteración para los límites nominales se calculan a continuación:

$$T_M = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{7415.37}{2060.99 \cdot 9.81}} = \mathbf{3.81 \text{ s}}$$

$$\beta_M = \frac{4 \cdot 378.98 \cdot (1.15 - 0.02)}{2 \cdot \pi \cdot 2060.99 \cdot (1.15)^2} * 100 = \mathbf{10.02 \%}$$

En la Tabla 4.5 se muestran los resultados obtenidos para T_M y β_M en la primera iteración.

Tabla 4.5
Valores preliminares de T_M y β_M .

Parámetros Iniciales Calculados	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores
T_M (s)	4.19	3.81	3.37
β_M (%)	8.39	10.02	10.49

Paso 15. Comparar T_{M0} con T_M y β_{M0} con β_M .

Si comparamos los valores de estos parámetros obtenidos anteriormente con los valores iniciales asumidos podemos observar que no coinciden, lo que indica que es necesario seguir iterando hasta conseguir que estos valores converjan. El proceso iterativo finaliza cuando se logra cumplir que:

$$T_{M0} = T_M$$

$$\beta_{M0} = \beta_M$$

Se cumple lo anterior cuando T_M y β_M toman los valores presentados en la Tabla 4.6. Finalizando así el proceso.

Tabla 4.6*Valores finales de T_M y β_M .*

Parámetros Calculados Finales	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores
T_M (s)	4.14	3.66	3.16
β_M (%)	9.65	13.76	16.79

Siguiendo el procedimiento descrito en el “Diagrama de flujo” (Ver Figura 4.3) se obtienen los parámetros bilineales del aislador elastomérico con núcleo de plomo (LRB) seleccionado. En la Tabla 4.7 se muestran las características y propiedades mecánicas del aislador sísmico seleccionado.

Tabla 4.7*Propiedades bilineales del Aislador Sísmico LRB.*

Resumen de los parámetros bilineales del aislador LRB				
Descripción	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores	Unidad de medida
Rigidez Vertical (K_v)	170929.65	170929.65	170929.65	<i>tonf/m</i>
Rigidez Post Fluencia (K_2)	52.56	61.83	77.91	<i>tonf/m</i>
Rigidez Elástica (k_1)	525.55	618.30	779.06	<i>tonf/m</i>
Fuerza Característica (Q_d)	9.34	13.53	18.00	<i>tonf</i>
Fuerza de Cedencia (F_y)	10.30	14.67	19.43	<i>tonf</i>
Rigidez Efectiva (K_{eff})	62.16	79.42	106.97	<i>tonf/m</i>
Cociente (r)	0.10	0.10	0.10	
Periodo (T_M)	4.14	3.66	3.16	<i>s</i>
Factor de Amplificación Sísmica (C_M)	0.01	0.01	0.02	
Aceleración Espectral para 1 s (S_{M1})	1.13	1.13	1.13	
Amortiguamiento Efectivo (β_M)	9.65	13.76	16.79	<i>%</i>
Factor de Amortiguamiento (B_M)	1.20	1.34	1.43	
Desplazamiento (D_M)	0.97	0.77	0.62	<i>m</i>
Energía Disipada (W_D)	35.66	40.70	43.31	<i>tonf-m</i>
Amortiguamiento (C)	12.42	20.02	28.34	<i>tonf-s/m</i>

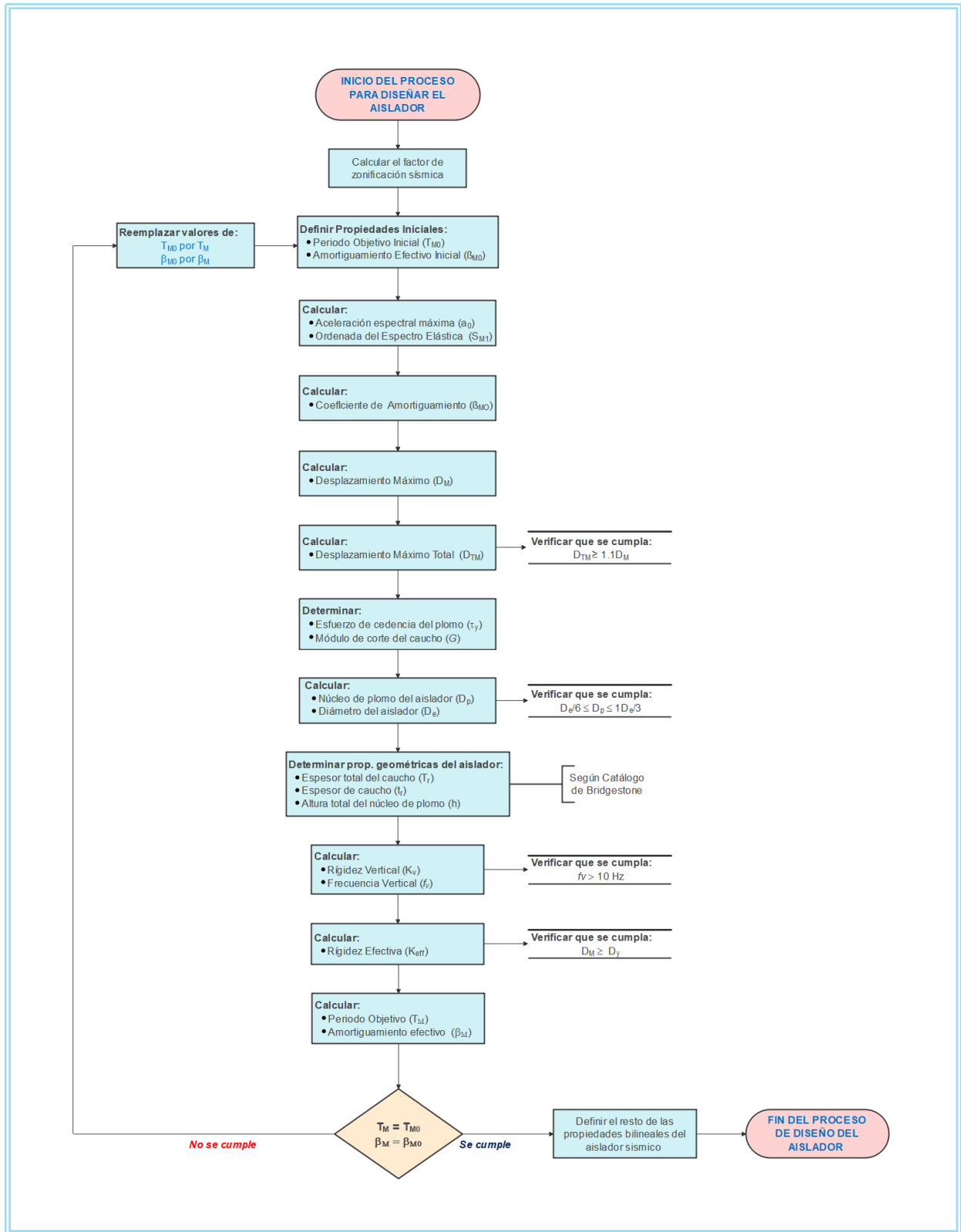


Figura 4.3 Diagrama de flujo del procedimientos de diseño de los aisladores sísmicos LRB.

Una vez realizado lo anterior es necesario hacer el análisis de la edificación de base aislada considerando las propiedades de los límites inferiores y superiores del aislador, lo que conlleva a realizar un modelo en ETABS para cada caso.

En ETABS es necesario definir las propiedades del aislador a través del elemento tipo Link como se había mencionado anteriormente. Estas propiedades ingresadas al modelo se muestran en la Tabla 4.8. En la Figura 4.4 se muestra el diagrama de histéresis para los límites inferiores, nominales y superiores del aislador sísmico propuesto.

Tabla 4.8
Propiedades del elemento Link en ETABS.

Parámetros	Límites Inferiores	Límites Nominales	Límites Superiores	Unidad de medida
Dirección U1:				
K_v	170929.65	170929.65	170929.65	(tonf/m)
Dirección U2:				
K_{eff}	62.16	79.42	106.97	(tonf/m)
C	12.42	20.02	28.34	(tonf-s/m)
K₁	525.55	618.30	779.06	(tonf/m)
F_Y	10.30	14.67	19.43	(tonf)
r	0.10	0.10	0.10	

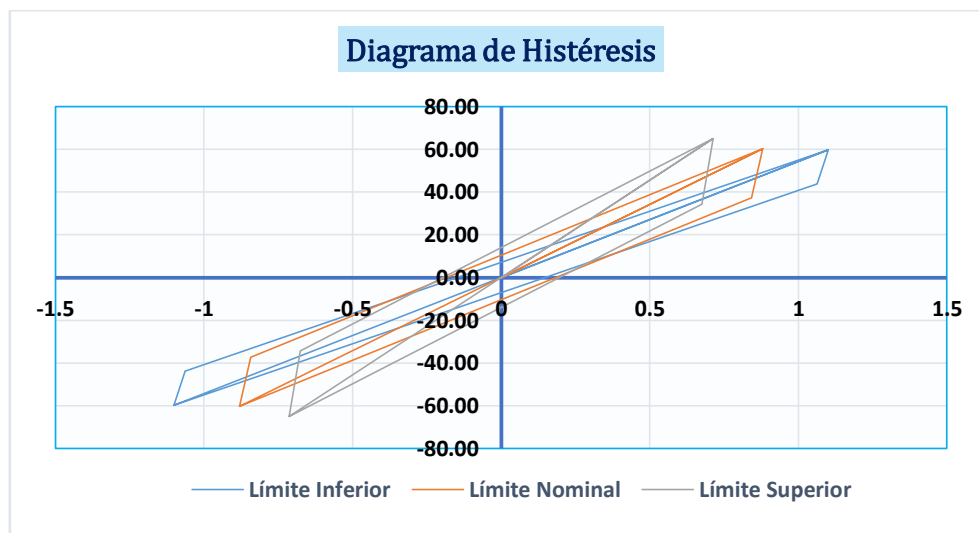


Figura 4.4 Diagrama de histéresis del aislador LRB.

También se calculan los siguientes parámetros:

- Cortante basal en el sistema de aislación (V_b): es igual a la sumatoria de las rigideces efectivas K_{eff} de los aisladores por el desplazamiento D_M , esto sería para el sistema de aislamiento y elementos estructurales debajo del nivel básico. El sistema de aislamiento, los cimientos y todos los elementos estructurales por debajo del nivel de la base deben estar diseñados y construidos para resistir una fuerza sísmica lateral mínima V_b , según lo prescrito por la Ecuación 36⁴⁸, utilizando las propiedades del sistema de aislamiento para los límites superior e inferior.

$$V_b = K_{eff} * D_M \quad (36)$$

Donde:

- D_M : corresponde al desplazamiento máximo obtenido en los límites superiores del aislador.

$$V_b = 2995.21 * 0.62 = \mathbf{1855.71 \text{ tonf}}$$

- Cortante mínimo para la superestructura (V_s): La estructura por encima del nivel de la base debe diseñarse y construirse usando todos los requisitos aplicables para una estructura no aislada para una fuerza cortante mínima, V_s , determinada utilizando las propiedades del sistema de aislamiento para los límites superior e inferior, según lo prescrito por la Ecuación 37⁴⁹.

$$V_s = \frac{V_{st}}{R_I} \quad (37)$$

⁴⁸ Tomado de la ASCE 7-16, Ecuación 17.5-5.

⁴⁹ Tomado de la ASCE 7-16, Ecuación 17.5-6.

Se describen cada uno de los parámetros descritos anteriormente:

- V_{st} : Fuerza total de diseño sísmico lateral no reducido o cortante en elementos por encima del nivel base, según lo prescrito por la Ecuación 38.
- R_I : Coeficiente numérico relacionado con el tipo de fuerza sísmica que resiste el sistema por encima del sistema de aislamiento. Se considera un valor máximo no mayor que 2.0 y un valor mínimo no inferior a 1.0. (En nuestro caso se toma $R_I = 1$).

La fuerza sísmica lateral no reducida total o cortante (V_{st}) en los elementos por encima del nivel de la base se determinará utilizando las propiedades del sistema de aislamiento tanto para los límites superiores e inferiores, utilizando la Ecuación 35⁵⁰.

$$V_{st} = V_b \left(\frac{W_s}{W} \right)^{(1-2.5\beta_M)} \quad (38)$$

Donde:

- W_s : Peso sísmico efectivo de la estructura (kN) por encima de la interfaz de aislamiento, excluyendo el peso sísmico efectivo del nivel de base. ($W_s = 69,635.94 \text{ kN}$).
- W : peso sísmico efectivo de la estructura (kN) por encima de la interfaz de aislamiento. ($W = 72,719.94 \text{ kN}$).
- β_M : corresponde al valor obtenido del Amortiguamiento Efectivo en los límites inferiores del sistema de aislación.

⁵⁰ Tomado de la ASCE 7-16, Ecuación 17.5-7.

Obteniendo lo siguiente:

$$V_{st} = 1855.71 \text{ tonf} \left(\frac{69635.94 \text{ kN}}{72719.94 \text{ kN}} \right)^{(1-2.5*9.65)} = 5055.04 \text{ tonf}$$

$$V_s = \frac{5055.04 \text{ tonf}}{1.00} = 5055.04 \text{ tonf}$$

4.3. Respuesta de la estructura con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo (LRB)

Una vez definidos los parámetros bilineales del aislador sísmico para los límites inferiores, nominales y superiores, se procede a ingresar los valores obtenidos anteriormente en ETABS, donde se realizarán dos modelos tomando sólo en consideración los límites inferiores y superiores del aislador, debido a que si cumple para estos dos límites entonces también cumplirá con el límite nominal. En las siguientes secciones se muestran los resultados obtenidos para el análisis Tiempo Historia Lineal.

4.3.1. Análisis Modal

4.3.1.1. Límites inferiores

En la Tabla 4.9, se presentan los 5 primeros modos de vibración:

Tabla 4.9
Modos de vibración – estructura C, límites inferiores.

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)	Masa participativa en RZ (%)
1	5.0110	96.21	0.03	0.00
2	4.2300	0.03	99.94	0.02
3	3.8550	0.00	0.02	99.80
4	1.4710	3.74	0.00	0.00
5	0.6420	0.00	0.00	0.17

Tabla 4.10*Verificación de la masa participativa – estructura C, límites inferiores.*

Masa participativa	Porcentaje (%)	¿Cumple?
Dirección X	100.00	<i>Si</i>
Dirección Y	100.00	<i>Si</i>
Dirección RZ	100.01	<i>Si</i>

4.3.1.2. Límites superiores

A continuación, se presentan los 5 primeros modos de vibración:

Tabla 4.11*Modos de vibración – estructura C, límites superiores.*

Modo	Periodo (s)	Masa participativa en X (%)	Masa participativa en Y (%)	Masa participativa en RZ (%)
1	4.2590	92.28	0.03	0.01
2	3.2440	0.03	99.86	0.07
3	3.0210	0.01	0.07	99.42
4	1.3290	7.65	0.00	0.00
5	0.6290	0.00	0.00	0.47

Tabla 4.12*Verificación de la masa participativa – estructura C, límites superiores.*

Masa participativa	Porcentaje (%)	¿Cumple?
Dirección X	100.00	<i>Si</i>
Dirección Y	99.99	<i>Si</i>
Dirección RZ	100.00	<i>Si</i>

Según los resultados obtenidos en el análisis modal tanto para las propiedades inferiores como para las propiedades superiores del aislador se consigue que el segundo modo fundamental de vibración sea traslacional (Ver Tablas 4.9 y 4.11). Además en los primeros tres modos de vibración se tiene una dirección predominante (más del 90% de participación basal), lo que indica que se obtiene una mejoría en

cuanto a los efectos de torsión al tener un sistema de aislación efectiva (Ver Tablas 4.10 y 4.12).

4.3.2. Desplazamientos y Derivas

En la Tabla 4.13 se muestran los desplazamientos promedios obtenidos para los límites inferiores y superiores del aislador. Con la implementación de un sistema de aislación se espera que el desplazamiento de la estructura se centre en el nivel de aislamiento, de esta manera la superestructura se mueve como un cuerpo rígido.

Sin embargo, este escenario como podemos observar no se cumple para esta edificación en específico, a pesar de que los desplazamientos a nivel de la superestructura disminuyeron, se tiene una variación significativa entre los desplazamientos relativos a la base de aislación del nivel de piso 1 y 12.

Tabla 4.13
Desplazamientos – estructura C.
Límites Inferiores y Superiores.

DESPLAZAMIENTOS				
NIVEL	Límites Inferiores		Límites Superiores	
	X-X (m)	Y-Y (m)	X-X (m)	Y-Y (m)
12	0.5846	0.4081	0.6132	0.3308
11	0.5491	0.4068	0.5711	0.3291
10	0.5183	0.4055	0.5330	0.3274
9	0.4881	0.4042	0.4949	0.3258
8	0.4607	0.4029	0.4580	0.3241
7	0.4342	0.4016	0.4234	0.3224
6	0.4084	0.4003	0.3898	0.3207
5	0.3833	0.3990	0.3577	0.3192
4	0.3602	0.3979	0.3272	0.3177
3	0.3390	0.3968	0.2983	0.3163
2	0.3208	0.3959	0.2715	0.3150
1	0.3044	0.3950	0.2469	0.3137
0	0.2675	0.3693	0.2067	0.2899

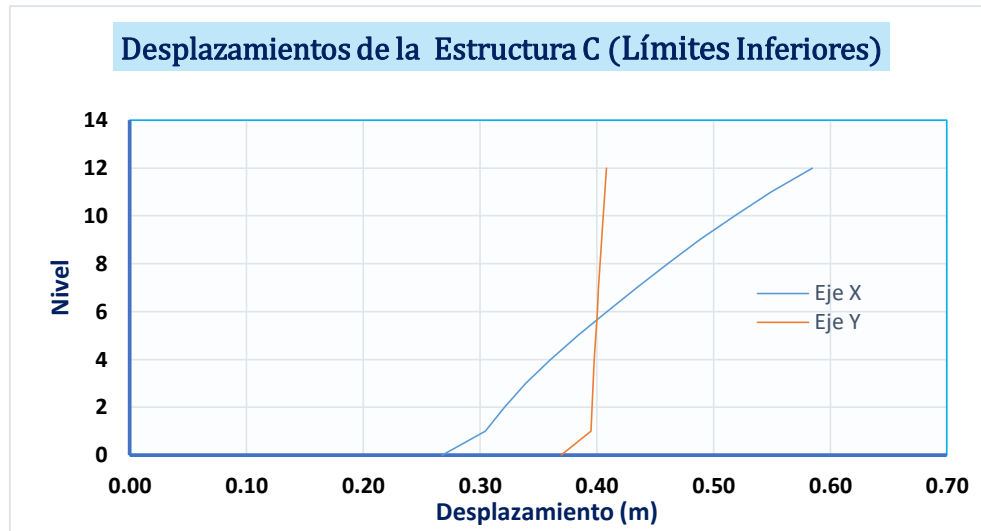


Figura 4.5 Desplazamientos – estructura C (Límites Inferiores).

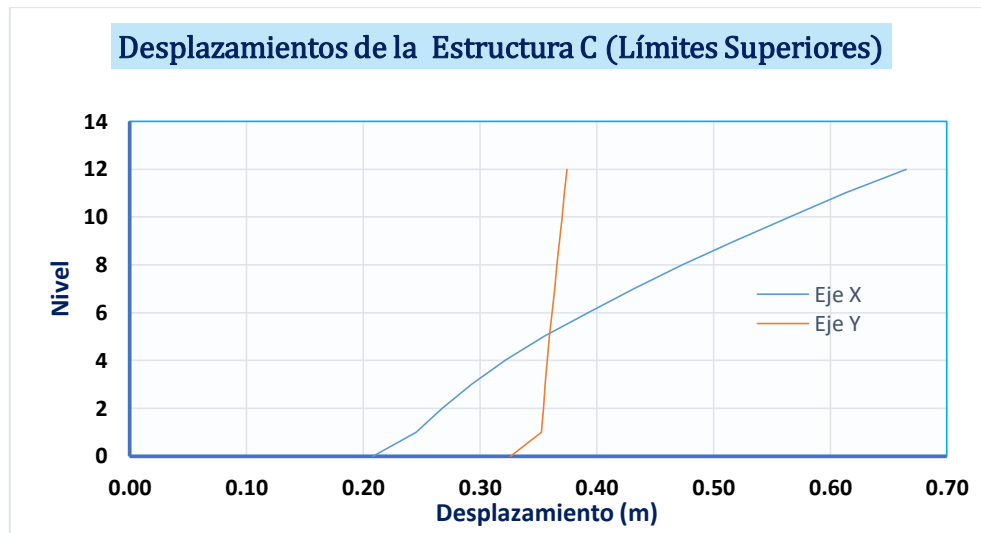


Figura 4.6 Desplazamientos – estructura C (Límites Superiores).

Con los resultados obtenidos en la Tabla 4.13 se puede concluir que el escenario más crítico se presenta en los límites superiores del aislador, que es donde la edificación presenta mayores desplazamientos, cumpliendo así lo esperado. En la Figura 4.7 se muestra la deformada obtenida en la estructura para el sismo Imperial Valley 02.

Con la incorporación de estos dispositivos se busca incrementar la flexibilidad de la estructura, reduciendo así la demanda sísmica, lo que conlleva a una reducción en los desplazamientos de la superestructura.

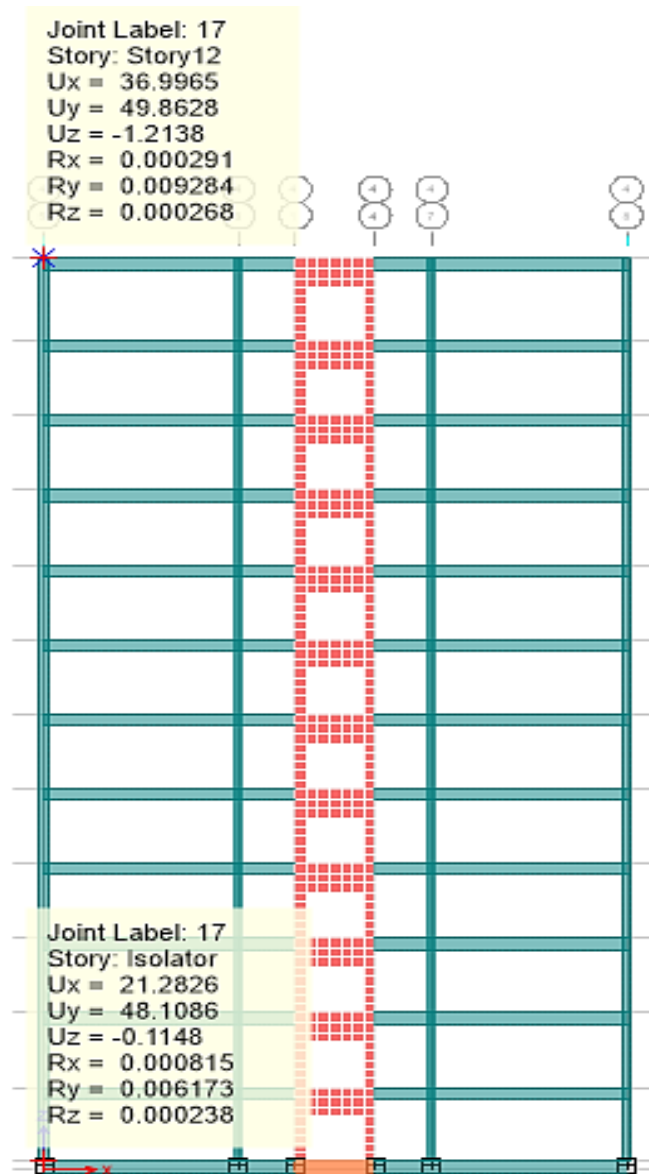


Figura 4.7 Desplazamientos obtenidos para el sismo Imperial Valley 02.

En las Tablas 4.14 - 4.17, se muestran las derivas obtenidas tanto para los límites inferiores y superiores de los aisladores sísmicos.

Tabla 4.14

*Derivas en estado límite de servicio – estructura C
(Límites Inferiores).*

Derivas en estado límite de servicio				
NIVEL	X-X	Condición (0.004)	Y-Y	Condición (0.004)
12	0.00224	<i>Cumple</i>	0.00008	<i>Cumple</i>
11	0.00214	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
10	0.00209	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
9	0.00190	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
8	0.00184	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
7	0.00180	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
6	0.00174	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
5	0.00160	<i>Cumple</i>	0.00008	<i>Cumple</i>
4	0.00147	<i>Cumple</i>	0.00007	<i>Cumple</i>
3	0.00127	<i>Cumple</i>	0.00007	<i>Cumple</i>
2	0.00113	<i>Cumple</i>	0.00006	<i>Cumple</i>
1	0.00233	<i>Cumple</i>	0.00162	<i>Cumple</i>

Tabla 4.15

*Derivas en estado límite de servicio – estructura C
(Límites Superiores).*

Derivas en estado límite de servicio				
NIVEL	X-X	Condición (0.004)	Y-Y	Condición (0.004)
12	0.00266	<i>Cumple</i>	0.00011	<i>Cumple</i>
11	0.00265	<i>Cumple</i>	0.00011	<i>Cumple</i>
10	0.00264	<i>Cumple</i>	0.00011	<i>Cumple</i>
9	0.00256	<i>Cumple</i>	0.00012	<i>Cumple</i>
8	0.00241	<i>Cumple</i>	0.00012	<i>Cumple</i>
7	0.00233	<i>Cumple</i>	0.00012	<i>Cumple</i>
6	0.00223	<i>Cumple</i>	0.00011	<i>Cumple</i>
5	0.00212	<i>Cumple</i>	0.00010	<i>Cumple</i>
4	0.00200	<i>Cumple</i>	0.00010	<i>Cumple</i>
3	0.00186	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
2	0.00171	<i>Cumple</i>	0.00009	<i>Cumple</i>
1	0.00254	<i>Cumple</i>	0.00151	<i>Cumple</i>

Según resultados de las Tablas 4.14 – 4.15 las distorsiones en el estado límite de servicio cumplen con la implementación de aisladores sísmicos, mejorando de esta manera el comportamiento de la edificación a partir del control de los desplazamientos relativos con respecto a la base.

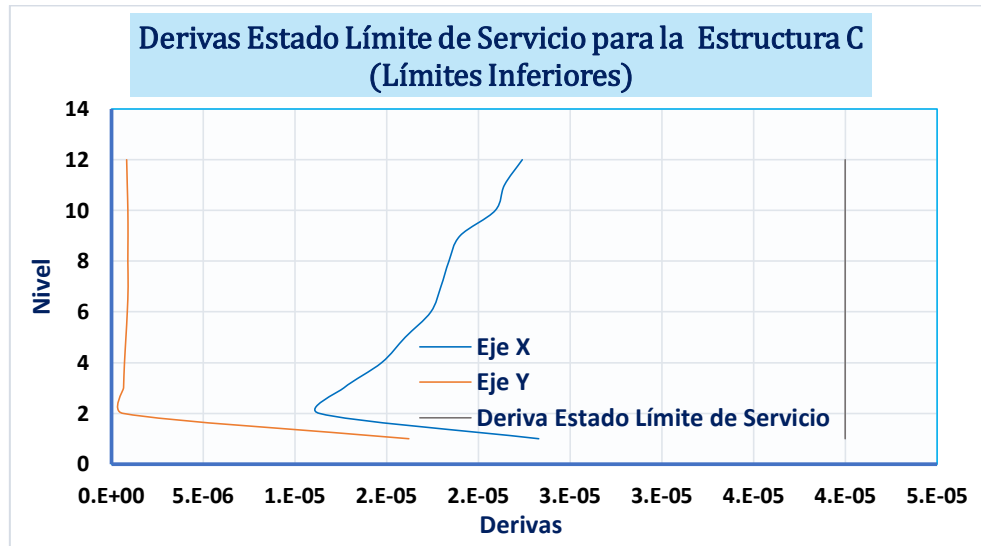


Figura 4.8 Derivas en estado límite de servicio – estructura C. (Límites Inferiores).

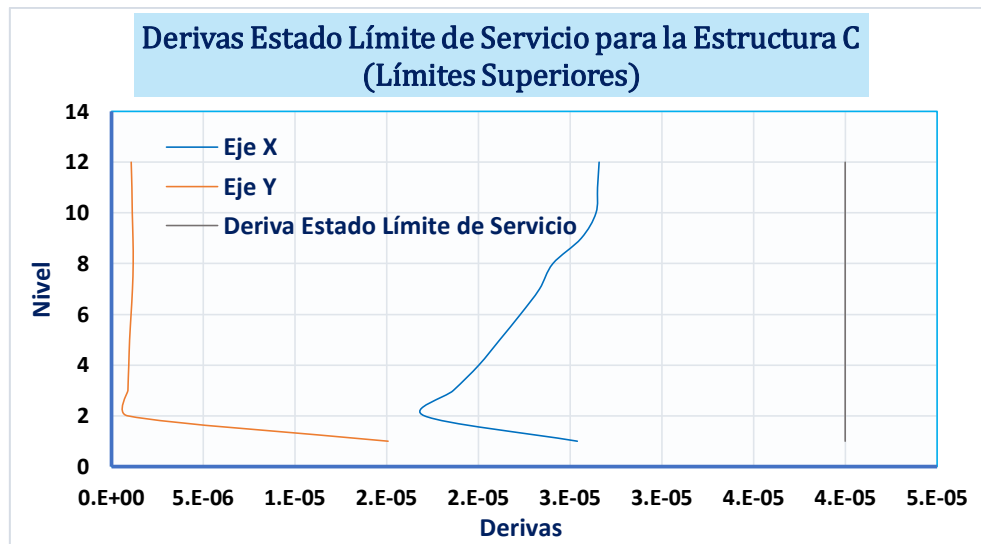


Figura 4.9 Derivas en estado límite de servicio – estructura C. (Límites Superiores).

Se repite el análisis anterior para el estado límite de colapso donde también se obtienen resultados satisfactorios, los cuales se presentan en las Tablas 4.16 – 4.17.

Tabla 4.16

*Derivas en estado límite de colapso – estructura C
(Límites Inferiores).*

Derivas en estado límite de colapso				
NIVEL	X-X	Condición (0.015)	Y-Y	Condición (0.015)
12	0.00896	Cumple	0.00034	Cumple
11	0.00857	Cumple	0.00035	Cumple
10	0.00837	Cumple	0.00036	Cumple
9	0.00760	Cumple	0.00036	Cumple
8	0.00736	Cumple	0.00036	Cumple
7	0.00719	Cumple	0.00037	Cumple
6	0.00697	Cumple	0.00035	Cumple
5	0.00641	Cumple	0.00032	Cumple
4	0.00589	Cumple	0.00029	Cumple
3	0.00507	Cumple	0.00027	Cumple
2	0.00454	Cumple	0.00025	Cumple
1	0.00932	Cumple	0.00649	Cumple

Tabla 4.17

*Derivas en estado límite de colapso – estructura C
(Límites Superiores).*

Derivas en estado límite de colapso				
NIVEL	X-X	Condición (0.015)	Y-Y	Condición (0.015)
12	0.01064	Cumple	0.00043	Cumple
11	0.01060	Cumple	0.00045	Cumple
10	0.01057	Cumple	0.00046	Cumple
9	0.01024	Cumple	0.00047	Cumple
8	0.00963	Cumple	0.00048	Cumple
7	0.00934	Cumple	0.00046	Cumple
6	0.00892	Cumple	0.00043	Cumple
5	0.00847	Cumple	0.00040	Cumple
4	0.00801	Cumple	0.00038	Cumple
3	0.00746	Cumple	0.00036	Cumple
2	0.00683	Cumple	0.00036	Cumple
1	0.01016	Cumple	0.00603	Cumple

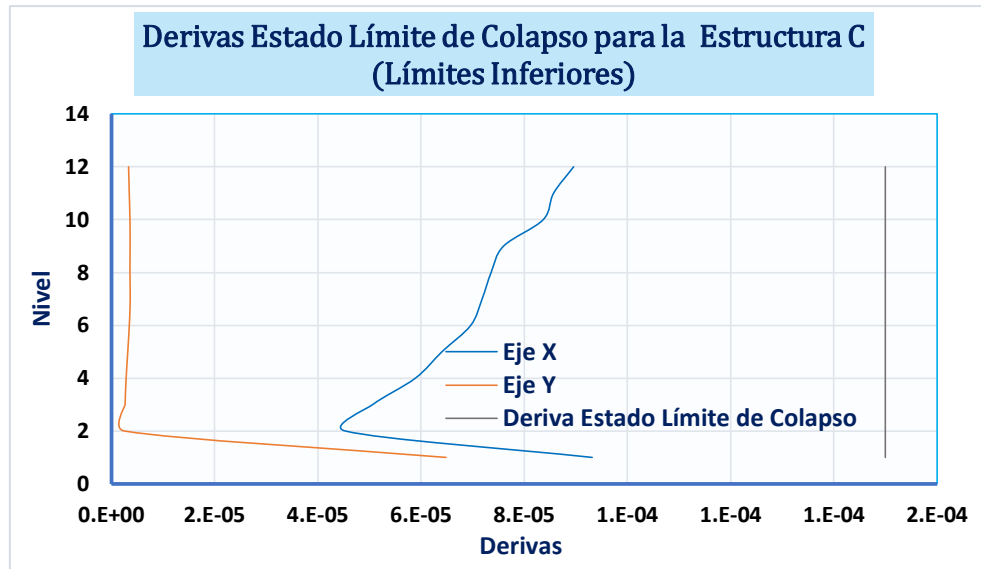


Figura 4.10 Derivas en estado límite de colapso – estructura C. (Límites Inferiores).

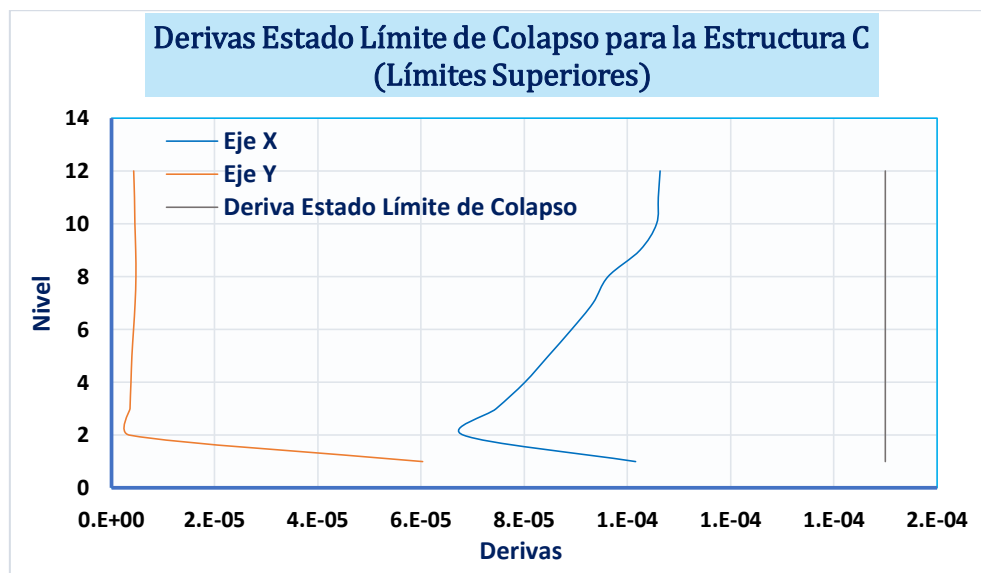


Figura 4.11 Derivas en estado límite de colapso – estructura C. (Límites Superiores).

Como se mencionaba al inicio de esta unidad se consideró la no linealidad de los aisladores de base, no así la de los elementos para el cálculo de los parámetros en estudio de la súper estructura. Por lo anterior se considera la degradación de los muros de concreto según mandata la ACI 318 (Ver Figura 4.12).

Miembro y condición		Momento de inercia	Área de la sección transversal
Columnas		$0.70I_g$	$1.0A_g$
Muros	No fisurados	$0.70I_g$	
	Fisurados	$0.35I_g$	
Vigas		$0.35I_g$	
Placas planas y losas planas		$0.25I_g$	

Figura 4.12 Momento de Inercia y área de la sección transversal permitidos para el análisis elástico al nivel de carga mayorada.

. Fuente: ACI 318, Tabla 6.6.3.1.1(a).

En la Tabla 4.18 se muestran las distorsiones obtenidas a partir de un análisis Tiempo Historia no Lineal (FNA) para la estructura C (por encima del sistema de aislamiento) y se comparan estos resultados con las derivas límites permitidas según la norma ASCE 7-16⁵¹ para elementos en el rango no lineal.

Tabla 4.18

Derivas considerando elementos fisurados – estructura C (Límites Inferiores).

NIVEL	Derivas en estado límite de colapso			
	X-X	Condición (0.02)	Y-Y	Condición (0.02)
12	0.00992	<i>Cumple</i>	0.00037	<i>Cumple</i>
11	0.00930	<i>Cumple</i>	0.00038	<i>Cumple</i>
10	0.00909	<i>Cumple</i>	0.00039	<i>Cumple</i>
9	0.00896	<i>Cumple</i>	0.00039	<i>Cumple</i>
8	0.00869	<i>Cumple</i>	0.00039	<i>Cumple</i>
7	0.00805	<i>Cumple</i>	0.00039	<i>Cumple</i>
6	0.00738	<i>Cumple</i>	0.00040	<i>Cumple</i>
5	0.00697	<i>Cumple</i>	0.00037	<i>Cumple</i>
4	0.00629	<i>Cumple</i>	0.00032	<i>Cumple</i>
3	0.00546	<i>Cumple</i>	0.00028	<i>Cumple</i>
2	0.00517	<i>Cumple</i>	0.00027	<i>Cumple</i>
1	0.00931	<i>Cumple</i>	0.00617	<i>Cumple</i>

⁵¹ ASCE 7-16, Capítulo 17, Sección 6.4.4, Drift Limits.

Como se puede observar en la Tabla 4.18 las distorsiones obtenidas a través de un análisis no lineal cumplen con el permitido por la norma ASCE 7-16. Demostrando una vez más que el uso de aislamiento de base es efectivo para el control de desplazamientos.

4.3.3. Aceleraciones Absolutas

Se muestra en la Tabla 4.19 las aceleraciones absolutas promedios para los límites inferiores y superiores, donde la aceleración máxima es de 0.25g en el eje X y 0.18g en el eje Y para los límites superiores de los aisladores sísmicos que es donde ya habíamos mencionado se presenta el escenario más crítico. Como podemos observar la aceleración máxima de entrepiso no excede el valor de 0.3g⁵² Con estos resultados evidenciamos que el uso de los aisladores sísmicos en la edificación nos garantiza una buena respuesta en cuanto a protección de contenidos.

Tabla 4.19
Aceleraciones absolutas – estructura C.
Límites Inferiores y Superiores.

ACELERACION ABSOLUTA				
NIVEL	Límites Inferiores		Límites Superiores	
	X-X (g)	Y-Y (g)	X-X (g)	Y-Y (g)
12	0.20	0.12	0.25	0.18
11	0.16	0.11	0.21	0.18
10	0.14	0.11	0.18	0.18
9	0.11	0.11	0.15	0.18
8	0.09	0.11	0.12	0.18
7	0.08	0.11	0.11	0.18
6	0.09	0.11	0.12	0.18
5	0.11	0.11	0.14	0.18
4	0.12	0.11	0.16	0.18
3	0.14	0.11	0.18	0.18
2	0.16	0.11	0.20	0.18
1	0.17	0.11	0.23	0.18

⁵² La metodología Hazards U.S. (HAZUS) establece que las aceleraciones máximas permisibles para evitar afectaciones en los elementos no estructurales deben ser no mayores al 30% de la aceleración de la gravedad. Fuente: FEMA.

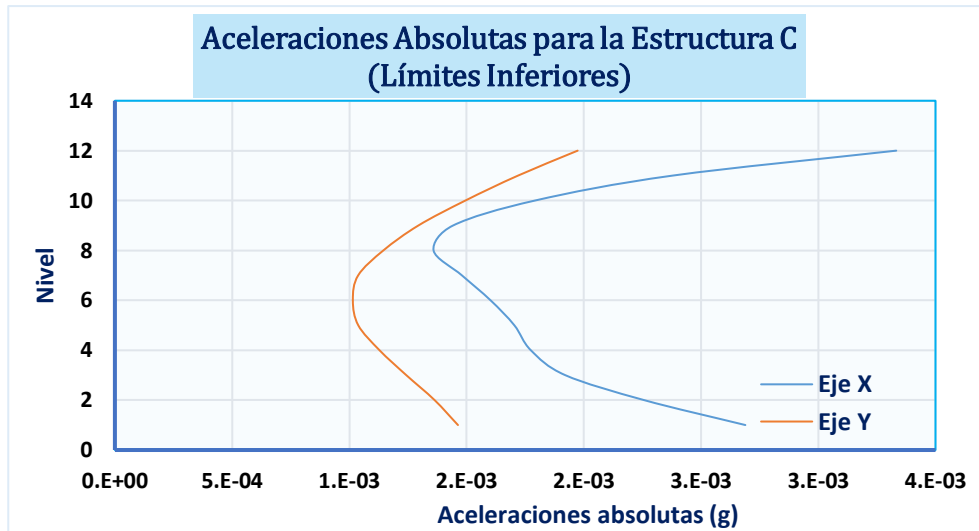


Figura 4.13 Aceleraciones absolutas – estructura C. Límites Inferiores.

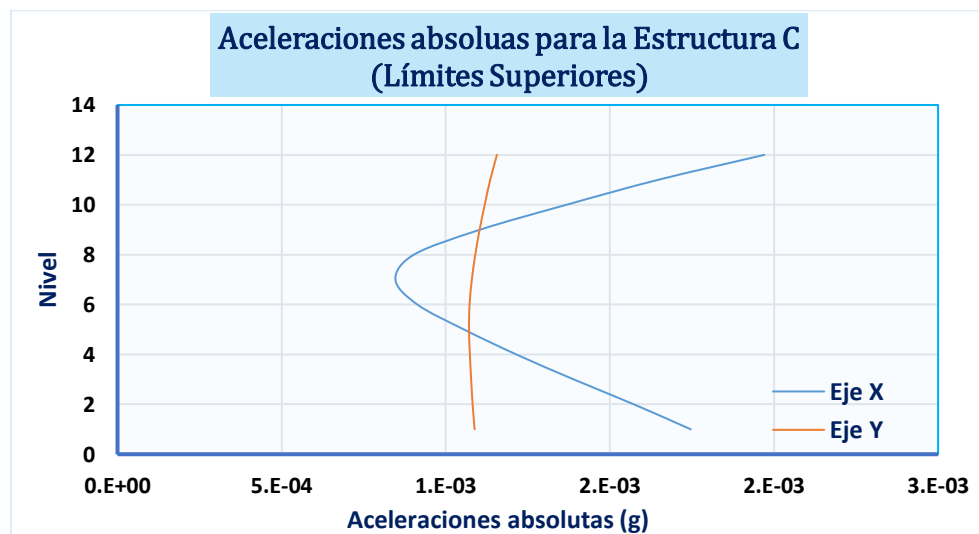


Figura 4.14 Aceleraciones absolutas – estructura C. Límites Superiores.

4.3.4. Fuerzas Cortantes

A continuación, se muestra en la Tabla 4.20 las fuerzas cortantes para la edificación con aisladores sísmicos.

Tabla 4.20
Fuerzas Cortantes – estructura C.
Límites Inferiores y Superiores.

FUERZA CORTANTE				
NIVEL	Límites Inferiores		Límites Superiores	
	X-X (Ton)	Y-Y (Ton)	X-X (Ton)	Y-Y (Ton)
12	86.35	43.90	103.94	63.37
11	181.48	100.18	219.42	144.44
10	259.29	155.13	315.12	223.45
9	320.95	208.86	392.19	300.59
8	366.92	261.30	451.97	375.81
7	399.40	312.59	496.22	449.29
6	418.37	363.01	528.43	521.55
5	426.74	412.50	549.94	592.24
4	429.64	461.15	564.06	661.43
3	440.39	509.56	578.02	729.66
2	458.92	558.03	593.86	796.87
1	481.67	606.14	618.04	863.66

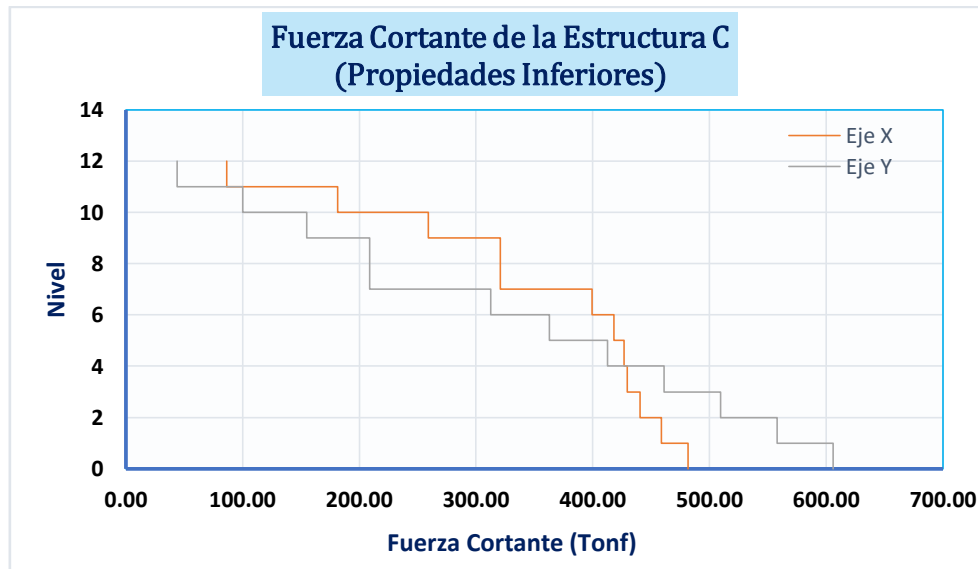


Figura 4.15 Fuerzas cortantes – estructura C.
 Límites Inferiores.

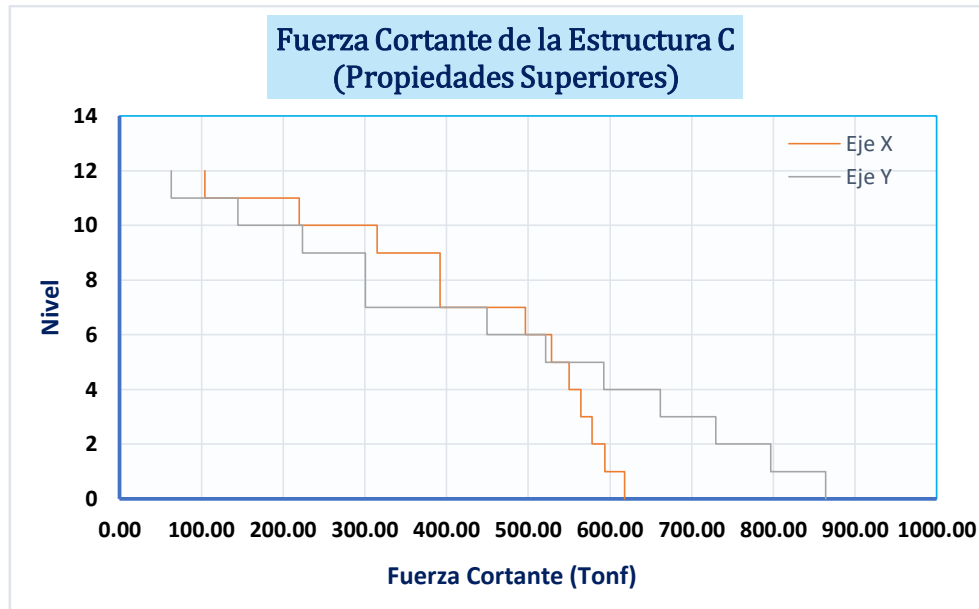


Figura 4.16 Fuerzas cortantes – estructura C. Límites Superiores.

4.4. Curva de Histéresis

A continuación (Ver Figuras 4.17 – 4.22), se presentan las gráficas de Deformación vs Fuerza (curva de histéresis) de los aisladores sísmicos con el objetivo de mostrar el comportamiento histérico de estos, el mismo que corresponde a la conducta esperada.

Donde podemos observar que para los 3 movimientos sísmicos tomados en los límites inferiores se obtienen deformaciones mayores, lo cual es de esperar porque se tiene una estructura más flexible comparada a la estructura para los límites superiores donde el amortiguamiento es mayor y el período estructural es menor, generando así una estructura más rígida.

Por la gran cantidad de aisladores sísmicos solo se mostrará la curva histérica de algunos de ellos considerando el comportamiento de estos para diferentes sismos evaluados que reflejen una disipación de energía representativa.

4.4.1. Límites inferiores

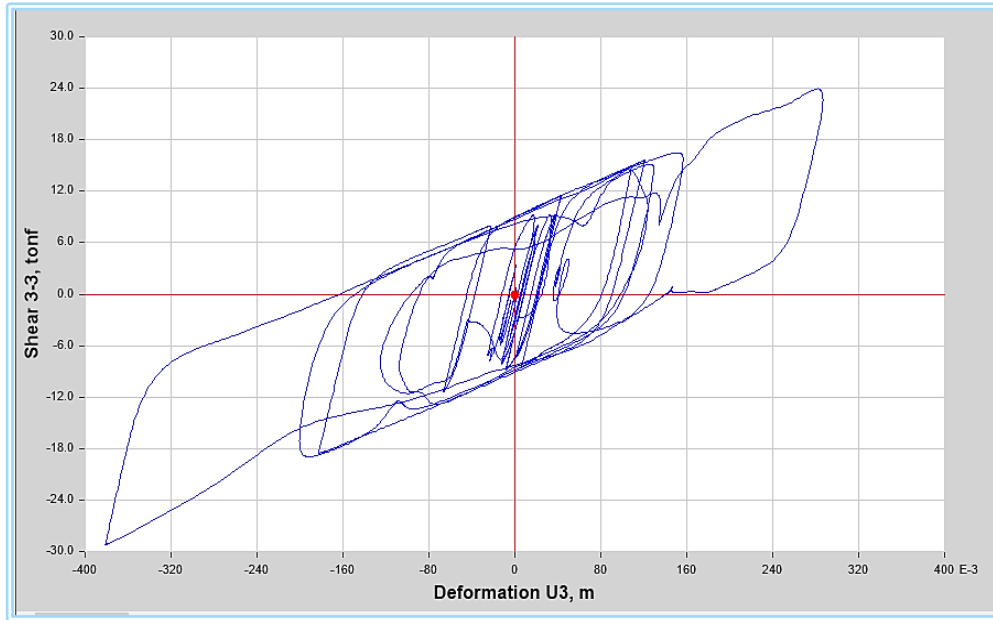


Figura 4.17 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Managua, Caso A. Límites Inferiores.

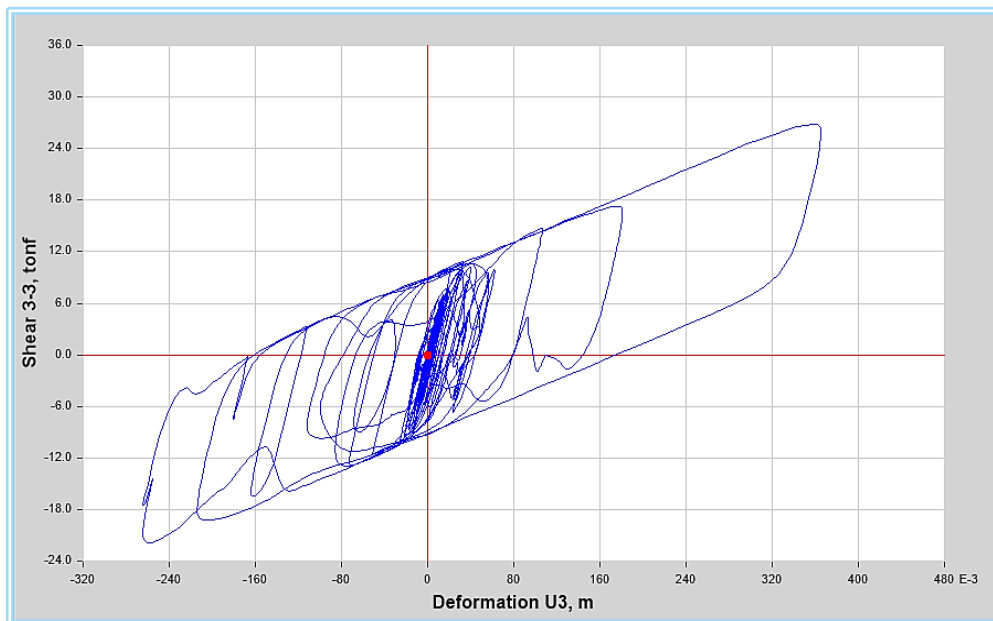


Figura 4.18 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Northridge, Caso A. Límites Inferiores.

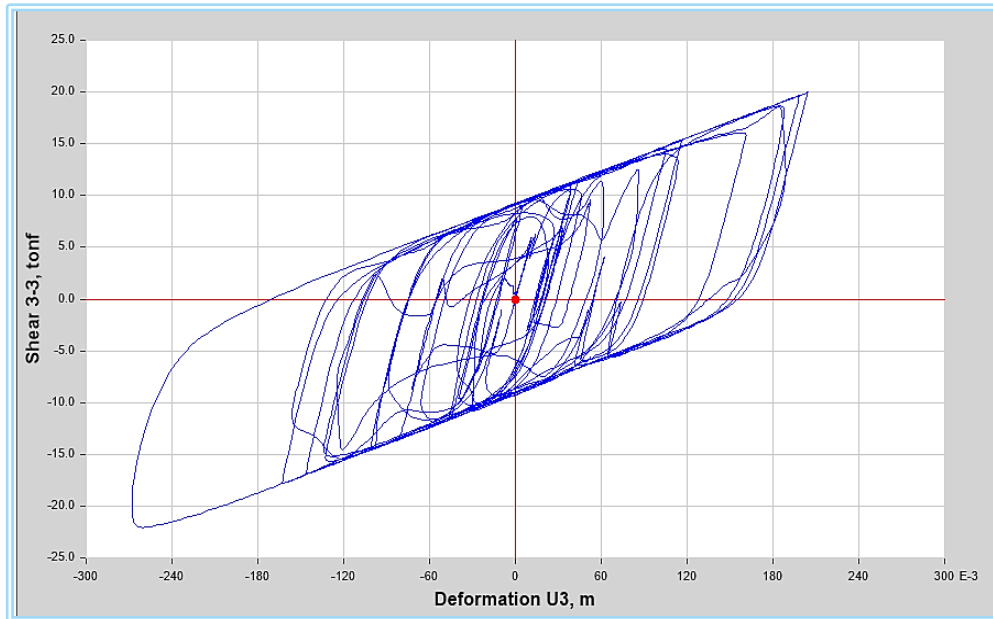


Figura 4.19 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Parkfield, Caso A. Límites Inferiores.

4.4.2. Límites Superiores

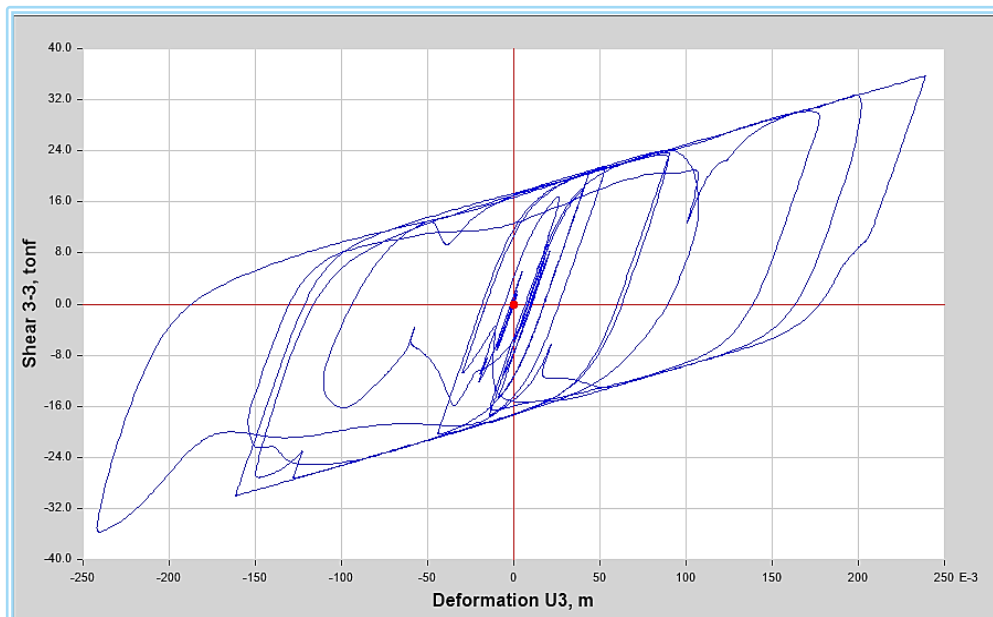


Figura 4.20 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Managua, Caso A. Límites Superiores.

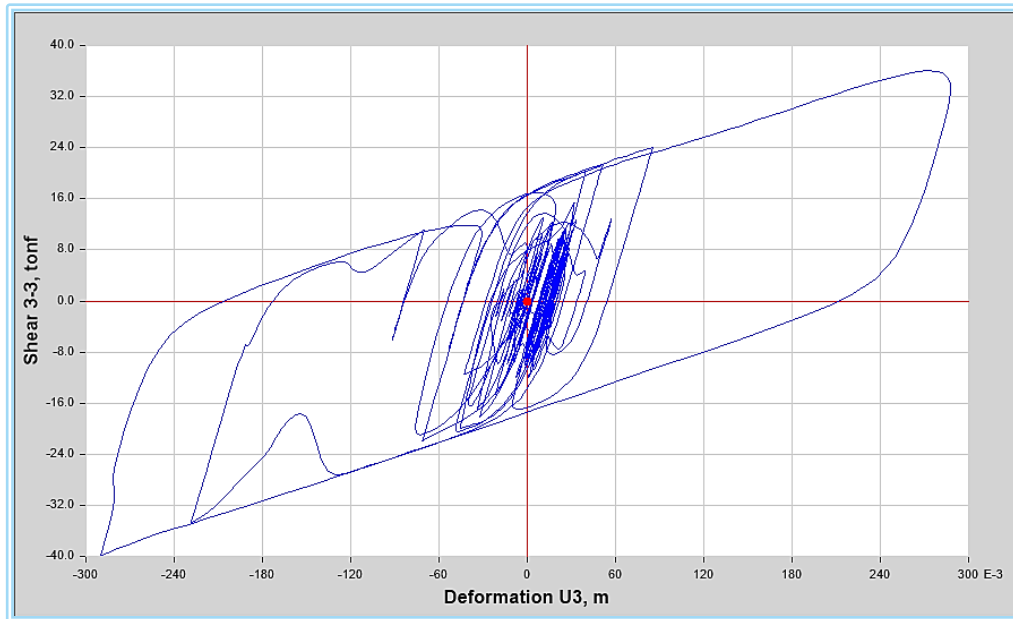


Figura 4.21 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Northridge, Caso A. Límites Superiores.

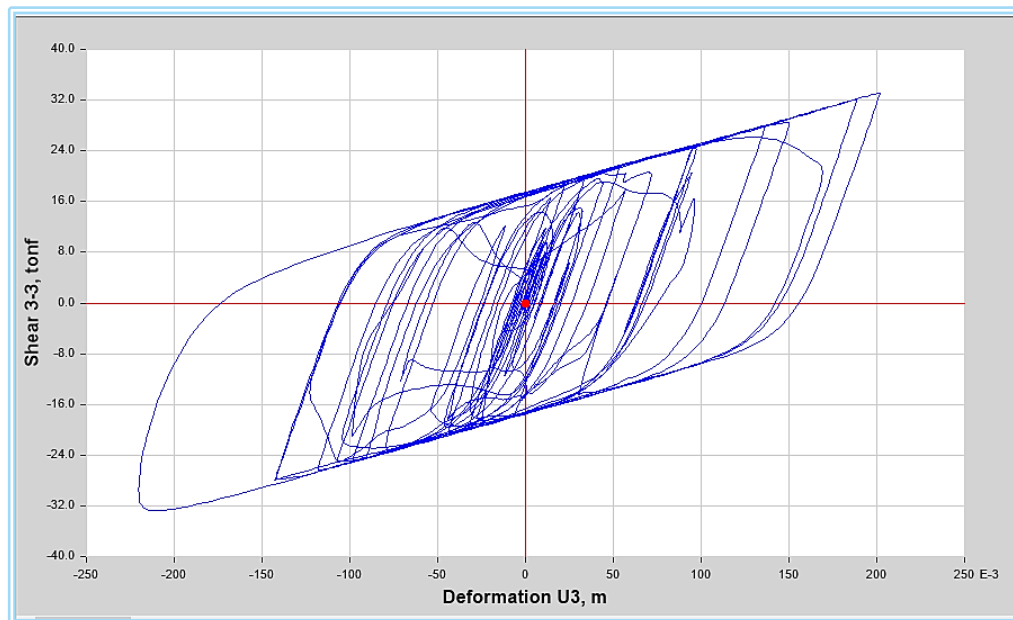
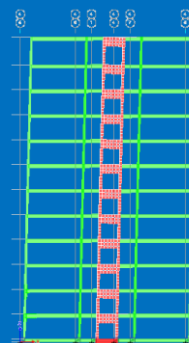
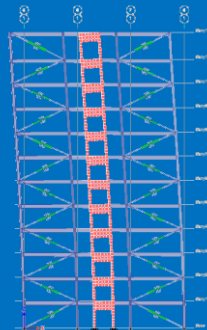
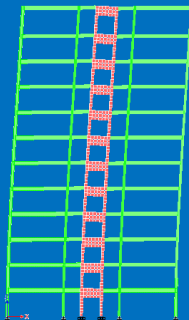


Figura 4.22 Curva de Histéresis para elemento K1, sismo Parkfield, Caso A. Límites Superiores.

CAPITULO:

5

COMPARACIÓN DE RESULTADOS



Para hacer la comparación del comportamiento de la edificación convencional versus con la inclusión de dispositivos pasivos (Amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos) se tomaron en consideración los indicadores que describen la respuesta y/o el desempeño de la estructura, como son:

- 1) Periodo fundamental de la estructura,
- 2) desplazamientos de entresijos,
- 3) distorsiones máximas de entresijos,
- 4) aceleración espectral,
- 5) fuerzas cortantes de los entresijos y
- 6) factor de utilización (Demanda/Capacidad) en los elementos estructurales de la edificación.

CAPITULO 5. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Comparación del comportamiento de la Estructura A versus Estructura B

5.1.1. Modos de Vibración

Tabla 5.1

Modos de vibración – comparación de la Estructura A vs Estructura B

MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA		
Modo	Periodo (s)	
	Convencional	Con Disipadores
1	1.8760	1.8790
2	1.2270	1.2300
3	0.5080	0.5090

Al comparar los modos de vibración de la estructura convencional y de la estructura con disipadores de energía (amortiguadores viscosos) podemos observar que estos son casi idénticos, obteniendo así resultados esperados. Para el cálculo de los periodos y los modos de vibración, el programa no toma en cuenta el amortiguamiento suplementario. Si el programa tomara en cuenta este amortiguamiento, los modos de vibración no serían reales, sino complejos. El primer modo fundamental de vibración para ambos casos es traslacional.

5.1.2. Desplazamientos

En la Tabla 5.2 se evidencia una reducción en los desplazamientos relativos con respecto a la base en la dirección X-X con el uso de amortiguadores viscosos hasta en un 38.53% en el nivel 12, de esta manera podemos notar la eficiencia del sistema de disipación.

En la dirección Y-Y la estructura presenta un comportamiento adecuado, por lo que no fue necesario la colocación de amortiguadores en esa dirección, por consiguiente

los desplazamientos obtenidos para ambos escenarios (estructura con o sin el uso de disipadores de energía) son prácticamente los mismos. Cabe mencionar que los resultados mostrados en la Tabla 5.2 son los obtenidos del análisis dinámico Tiempo Historia Lineal.

Tabla 5.2

Desplazamientos – comparación de la estructura A vs estructura B

COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS						
NIVEL	Desplazamientos Eje X-X (m)		Reducción (%)	Desplazamientos Eje Y-Y (m)		Reducción (%)
	Estructura A	Estructura B		Estructura A	Estructura B	
12	0.5437	0.3354	38.31	0.1288	0.1256	2.52
11	0.4819	0.2981	38.14	0.1182	0.1154	2.42
10	0.4253	0.2635	38.03	0.1080	0.1054	2.36
9	0.3685	0.2287	37.95	0.0974	0.0947	2.77
8	0.3123	0.1945	37.73	0.0865	0.0835	3.53
7	0.2576	0.1614	37.32	0.0757	0.0718	5.05
6	0.2052	0.1294	36.96	0.0644	0.0601	6.65
5	0.1569	0.0991	36.88	0.0529	0.0484	8.44
4	0.1127	0.0710	37.07	0.0413	0.0370	10.52
3	0.0733	0.0459	37.33	0.0299	0.0260	12.77
2	0.0401	0.0250	37.61	0.0189	0.0160	15.34
1	0.0149	0.0093	37.51	0.0087	0.0071	18.13

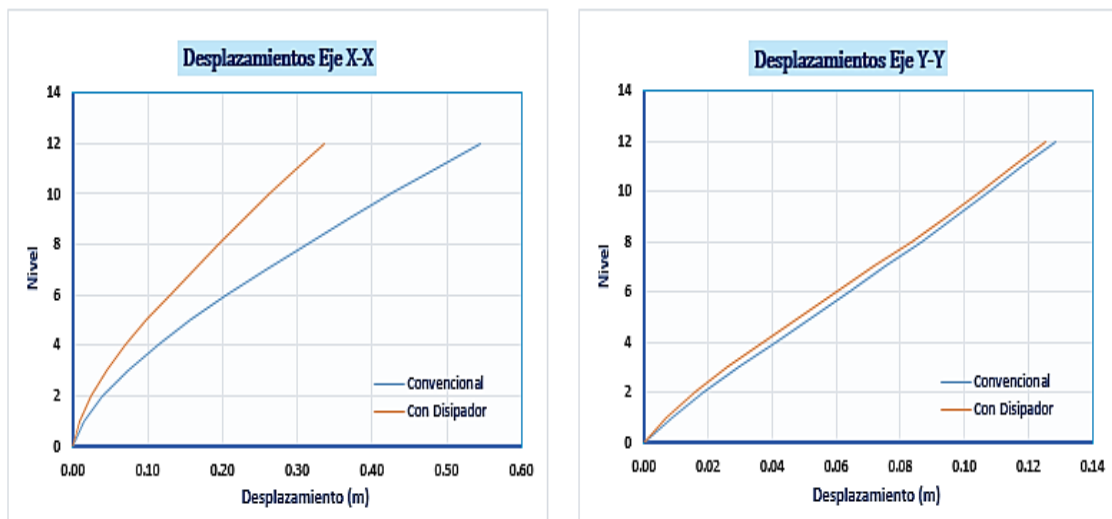


Figura 5.1 Desplazamientos – comparación de la Estructura A vs Estructura B.

5.1.3. Derivas

5.1.3.1. Deriva Estado Límite de Servicio

En la Tabla 5.3 podemos observar que las derivas en estado de servicio se disminuyen considerablemente hasta en un 39.63% en la dirección X-X con la inclusión de los amortiguadores viscosos.

Tabla 5.3

Derivas en estado de servicio – comparación de la estructura A vs estructura B

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Estructura A	Estructura B		Estructura A	Estructura B	
12	0.0062	0.0038	39.63	0.0011	0.0010	3.60
11	0.0063	0.0038	38.99	0.0011	0.0011	3.05
10	0.0063	0.0039	38.55	0.0012	0.0012	1.43
9	0.0062	0.0038	39.17	0.0012	0.0013	3.22
8	0.0061	0.0037	39.65	0.0012	0.0013	7.10
7	0.0058	0.0036	38.74	0.0013	0.0013	4.11
6	0.0054	0.0034	37.24	0.0013	0.0013	1.52
5	0.0049	0.0031	36.38	0.0013	0.0013	1.02
4	0.0044	0.0028	36.59	0.0013	0.0012	4.64
3	0.0037	0.0023	37.00	0.0012	0.0011	8.37
2	0.0028	0.0017	37.67	0.0011	0.0010	12.96
1	0.0015	0.0009	37.51	0.0009	0.0007	18.13

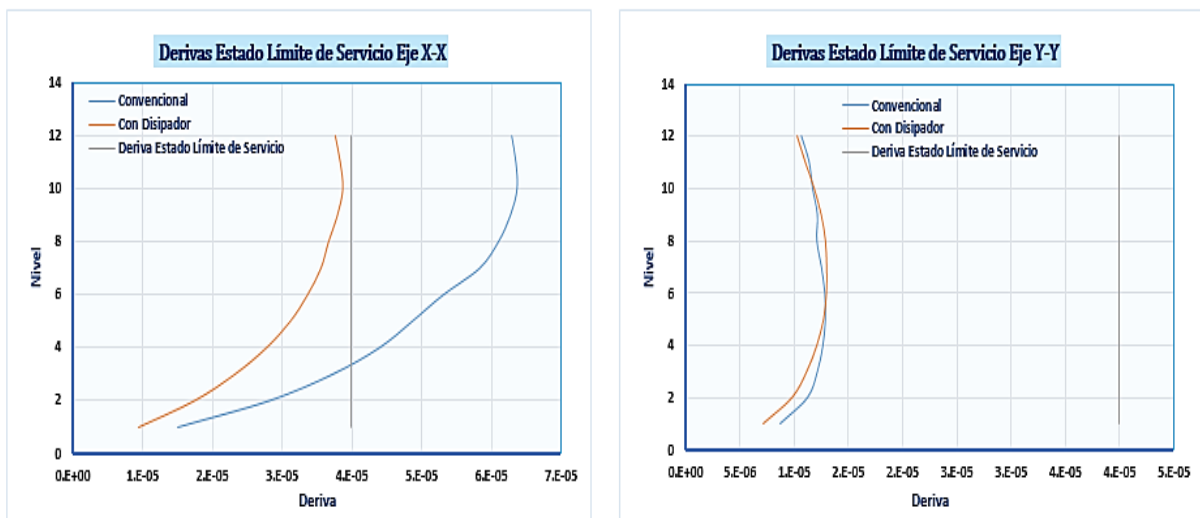


Figura 5.2 Derivas en estado de servicio – comparación de la Estructura A vs Estructura B.

5.1.3.2. Deriva Estado Limite de Colapso

Con los resultados presentados en la Tabla 5.4 se comprueba que el uso de los disipadores de energía en la estructura mejora el comportamiento de esta (se reducen derivas hasta en un 39.63%).

Tabla 5.4
Derivas en estado de colapso – comparación de la estructura A vs estructura B

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción n (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Estructura A	Estructura B		Convencional I	Con Disipador	
12	0.0156	0.0094	39.63	0.0027	0.0026	3.60
11	0.0157	0.0096	38.99	0.0029	0.0028	3.05
10	0.0158	0.0097	38.55	0.0029	0.0030	1.43
9	0.0156	0.0095	39.17	0.0030	0.0031	3.22
8	0.0152	0.0092	39.65	0.0030	0.0032	7.10
7	0.0145	0.0089	38.74	0.0031	0.0033	4.11
6	0.0134	0.0084	37.24	0.0032	0.0033	1.52
5	0.0123	0.0078	36.38	0.0032	0.0032	1.02
4	0.0110	0.0069	36.59	0.0032	0.0030	4.64
3	0.0092	0.0058	37.00	0.0031	0.0028	8.37
2	0.0070	0.0044	37.67	0.0028	0.0025	12.96
1	0.0038	0.0024	37.51	0.0022	0.0018	18.13

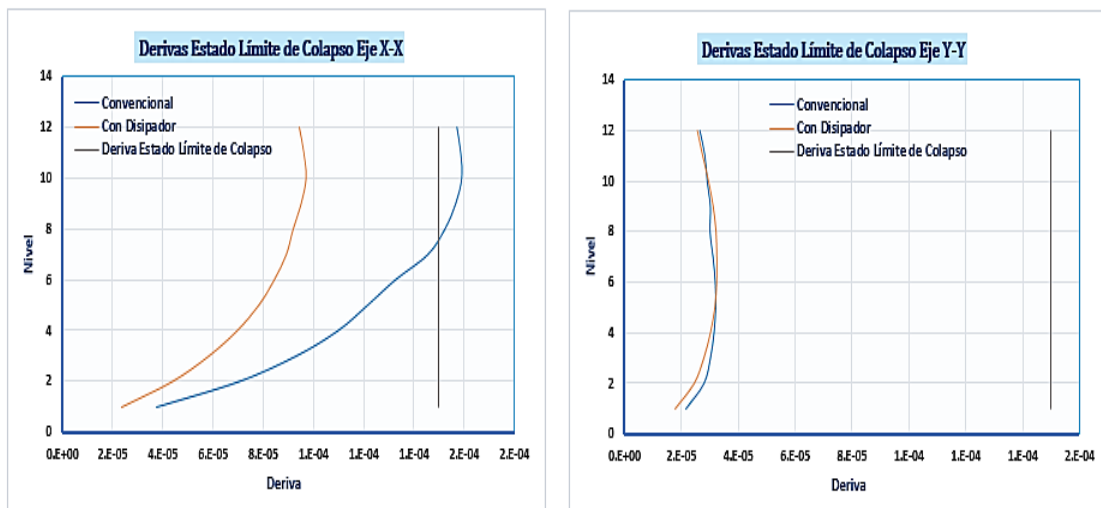


Figura 5.3 Derivas en estado de colapso – comparación de la estructura A vs estructura B.

Se puede apreciar que en la estructura con amortiguadores viscosos todas las derivas en estado de servicio y colapso se encuentran por debajo de la deriva máxima permitida por el RNC-07 (Ver Figuras 5.2 y 5.3).

5.1.4. Aceleraciones

Tabla 5.5

Aceleraciones – comparación de la estructura A vs estructura B.

COMPARACION DE LAS ACELERACIONES						
NIVEL	Aceleraciones Eje X-X (g)		Reducción (%)	Aceleraciones Eje Y-Y (g)		Reducción (%)
	Estructura A	Estructura B		Estructura A	Estructura B	
12	1.43	1.01	29.27	2.19	2.16	1.42
11	0.91	0.68	24.68	1.89	1.91	-0.86
10	0.65	0.49	24.20	1.64	1.66	-1.73
9	0.70	0.45	35.49	1.44	1.44	-0.01
8	0.85	0.52	38.07	1.34	1.34	0.45
7	0.94	0.60	36.16	1.29	1.27	2.16
6	0.98	0.64	34.60	1.24	1.20	3.66
5	0.98	0.63	35.30	1.14	1.10	2.77
4	0.98	0.62	36.87	1.01	0.96	5.06
3	0.91	0.60	33.87	0.88	0.83	6.20
2	0.78	0.58	25.48	0.74	0.69	6.48
1	0.63	0.56	12.12	0.61	0.58	4.95

Según lo presentado en la Tabla 5.5 podemos decir que la incluir amortiguadores viscosos se reducen las aceleraciones hasta en un 38.07 % para la dirección X-X, no así para la dirección Y-Y donde prácticamente se obtienen los mismos resultados debido a que en esta dirección no fue necesario colocar dichos dispositivos.

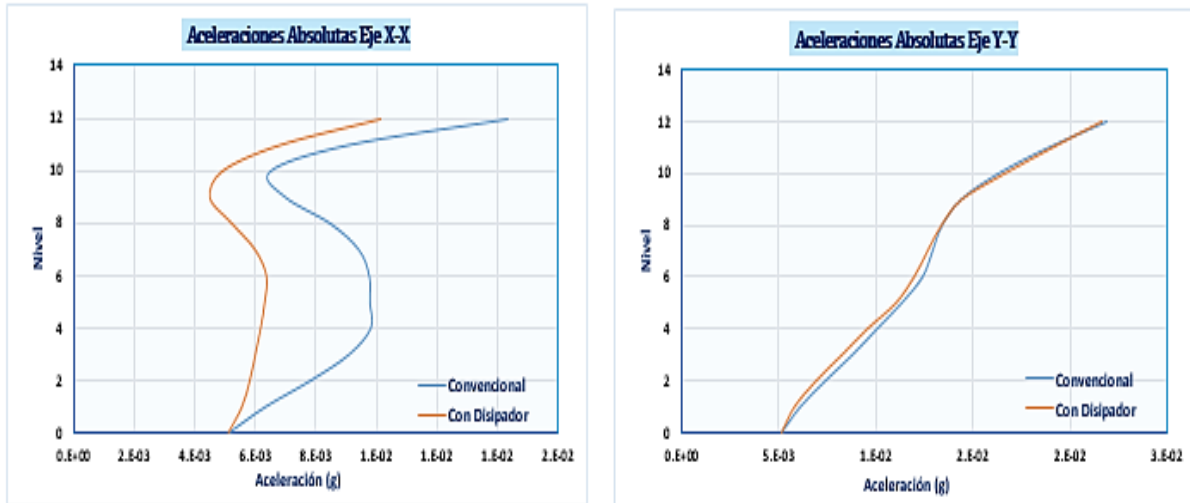


Figura 5.4 Aceleraciones – comparación de la estructura A vs estructura B.

5.1.5. Fuerza Cortante

Tabla 5.6

Fuerza Cortante – comparación de la estructura A vs estructura B.

COMPARACION DE LA FUERZA CORTANTE						
NIVEL	Fuerza Cortante Eje X-X (Tonf)		Reducción (%)	Fuerza Cortante Eje Y-Y (Tonf)		Reducción (%)
	Estructura A	Estructura B		Estructura A	Estructura B	
12	593.29	397.84	32.94	961.90	967.43	-0.57
11	1058.31	739.06	30.17	2038.68	2029.76	0.44
10	1280.27	951.46	25.68	2949.17	2927.15	0.75
9	1416.18	1072.59	24.26	3712.98	3678.57	0.93
8	1526.24	1143.06	25.11	4340.81	4304.29	0.84
7	1597.00	1204.69	24.57	4859.12	4816.29	0.88
6	1730.31	1292.50	25.30	5281.34	5256.02	0.48
5	1957.81	1411.00	27.93	5663.00	5641.77	0.37
4	2174.36	1537.32	29.30	6089.00	6038.14	0.84
3	2373.07	1656.44	30.20	6430.46	6374.21	0.87
2	2511.44	1806.24	28.08	6672.16	6635.23	0.55
1	2595.35	1980.87	23.68	6823.03	6829.22	0.09

De la Tabla 5.6 podemos decir que, al incluir amortiguadores viscosos en la edificación, estos reducen la demanda sísmica. La fuerza cortante se reduce hasta en un 32.94% en el último piso de la edificación en la dirección X-X.

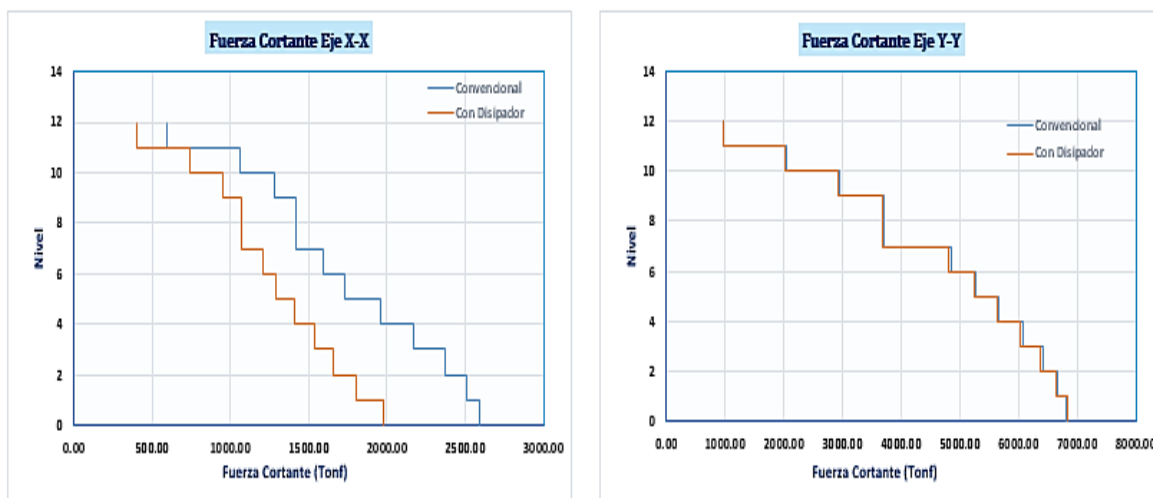


Figura 5.5 Fuerza cortante – comparación de la estructura A vs estructura B

Por lo anterior, comprobamos que al incluir amortiguadores viscosos en la estructura, estos mejoran el desempeño de la misma, controlando los desplazamientos, derivas, aceleraciones máximas de piso y el cortante en la base.

5.1.6. Factor de utilización (Demanda/Capacidad)

Para poder comparar el factor de utilización (Demanda/Capacidad) se identifican los elementos más críticos de la estructura a partir del índice de sobre-esfuerzo⁵³ obtenido con la corrida del modelo de la estructura convencional en ETABS. En la Figura 5.6 se observan que los elementos más críticos se encuentran ubicados en la Dirección X-X (contrario a la dirección de los muros), un resultado esperado, debido a que en el eje X la edificación tiene un comportamiento desfavorable según los resultados obtenidos en el Capítulo 2.

⁵³ El índice de sobre-esfuerzo se define como la relación entre la demanda y la capacidad para cada uno de los esfuerzos, en cada elemento que conforma la estructura de la edificación en estudio. Fuente: Urrego, O., Urrego, H., Rua, J.

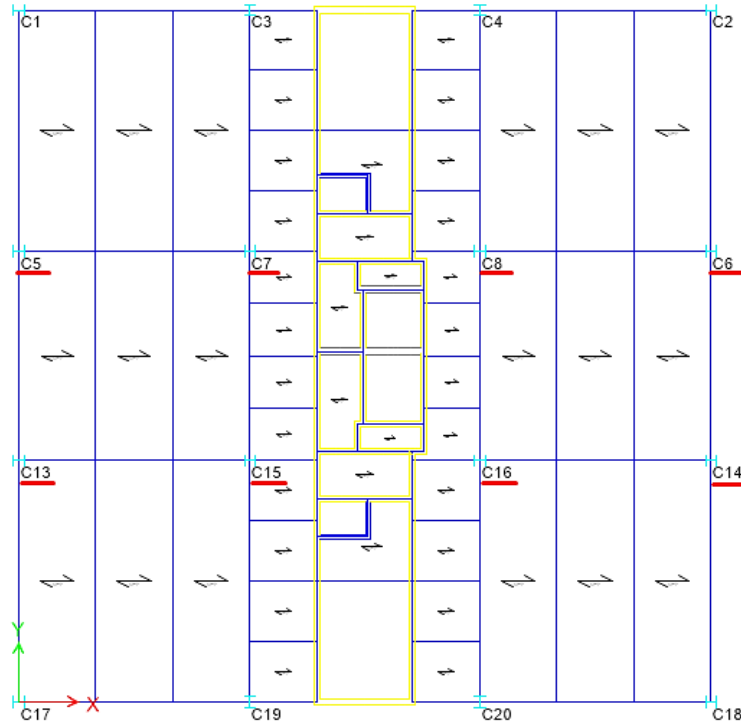


Figura 5.6 Elementos más críticos de la estructura según índice de sobre-esfuerzo.

Un valor mayor a uno del índice de sobre-esfuerzo indica que la estructura probablemente fallará ante una acción sísmica fuerte; ya sea porque las cargas que produce el sismo son mayores a las que la edificación puede resistir o también debido a que las deformaciones que probablemente se generarán sean superiores a las que puede soportar la edificación de base empotrada.

En la Tabla 5.7 se presentan los valores de índices de sobre-esfuerzos para cada elemento crítico analizado, tanto para la estructura convencional, como para la estructura con amortiguadores viscosos. Podemos observar que los resultados obtenidos cuando se evalúa por Demanda/Capacidad son mayores cuando se incluyen dispositivos de energía en la estructura convencional, esto se debe al aumento de la carga axial en las columnas.

Tabla 5.7*Índice de sobre esfuerzo – comparación de la estructura A vs estructura B*

NIVEL	Elemento	Sección	Relación D/C	
			Convencional	Con Disipador
Nivel 1	C5	CM-2	0.671	0.725
Nivel 1	C6	CM-2	0.669	0.723
Nivel 1	C7	CM-2	0.855	0.923
Nivel 1	C8	CM-2	0.799	0.863
Nivel 1	C13	CM-2	0.671	0.725
Nivel 1	C14	CM-2	0.669	0.726
Nivel 1	C15	CM-2	0.855	0.923
Nivel 1	C16	CM-2	0.701	0.757

5.2. Comparación del comportamiento de la estructura A versus estructura C

Al realizar la comparación entre la estructura convencional versus con base aislada se puede determinar si implementar un sistema de aislación para el caso particular en estudio es realmente ventajoso al obtener un comportamiento más óptimo del edificio aislado.

5.2.1. Modos de Vibración

Se muestra en la Tabla 5.8 los modos de vibración de la edificación con base empotrada, comparando estos con la edificación con aisladores de base elastomérico.

Tabla 5.8*Modos de vibración – comparación de la estructura A vs estructura C.*

MODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA			
Modo	Convencional	Periodo (s)	
		Límites Inferiores	Límites Superiores
1	1.8760	5.0110	4.2590
2	1.2270	4.2300	3.2440
3	0.5090	3.8550	3.0210

Al comparar los modos de vibración de la estructura convencional con la estructura de base aislada (Ver Tabla 5.8) se puede verificar el aumento del período fundamental de la edificación al momento de aplicar un sistema de aislamiento, al pasar de un periodo corto (1.876 s) de la estructura de base empotrada a un periodo largo (5.011 s) en la estructura aislada, manteniendo las secciones de los elementos estructurales.

5.2.2. Desplazamientos

En la Tabla 5.9 se muestra los desplazamientos promedios para cada nivel con respecto al nivel de la fundación para la estructura de base empotrada y la estructura de base aislada. Se puede observar que en la dirección Y-Y, la estructura de base aislada presenta el mayor desplazamiento en el sistema de aislación, esto debido a la flexibilidad que proporcionan los aisladores. Sin embargo, para la dirección X-X, este escenario cambia, existen desplazamientos relativos en los pisos superiores con respecto al sistema de aislación.

Tabla 5.9

Desplazamientos – comparación de la estructura A vs estructura C.

COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS						
NIVEL	Desplazamientos Eje X-X (m)			Desplazamientos Eje Y-Y (m)		
	Convencional	L. Inferiores	L. Superiores	Convencional	L. Inferiores	L. Superiores
12	0.5437	0.5846	0.6132	0.1288	0.4081	0.3308
11	0.4819	0.5491	0.5711	0.1182	0.4068	0.3291
10	0.4253	0.5183	0.5330	0.1080	0.4055	0.3274
9	0.3685	0.4881	0.4949	0.0974	0.4042	0.3258
8	0.3123	0.4607	0.4580	0.0865	0.4029	0.3241
7	0.2576	0.4342	0.4234	0.0757	0.4016	0.3224
6	0.2052	0.4084	0.3898	0.0644	0.4003	0.3207
5	0.1569	0.3833	0.3577	0.0529	0.3990	0.3192
4	0.1127	0.3602	0.3272	0.0413	0.3979	0.3177
3	0.0733	0.3390	0.2983	0.0299	0.3968	0.3163
2	0.0401	0.3208	0.2715	0.0189	0.3959	0.3150
1	0.0149	0.3044	0.2469	0.0087	0.3950	0.3137

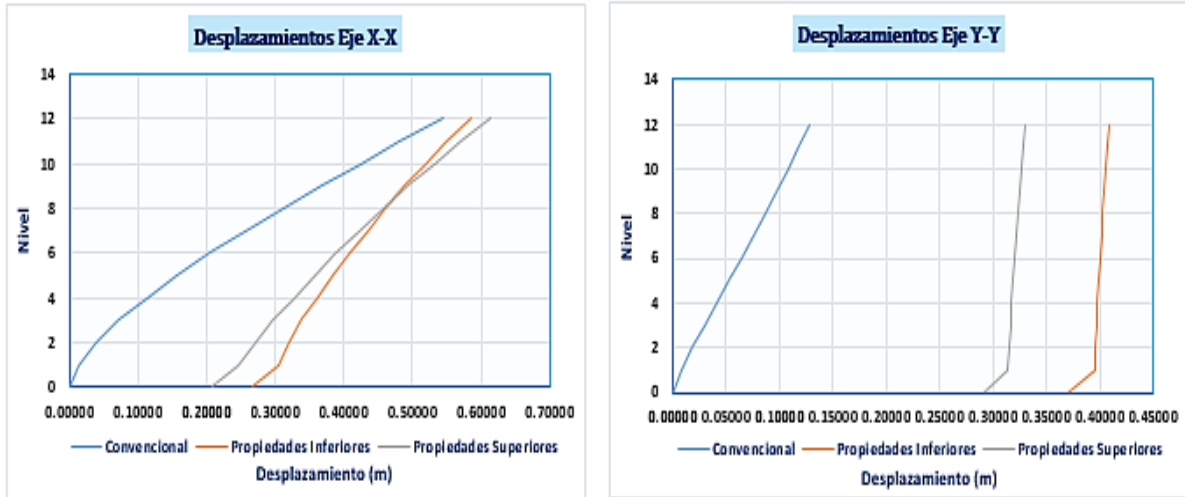


Figura 5.7 Desplazamientos – comparación de la estructura A vs estructura C.

5.2.3. Derivas

A continuación en las Tablas 5.10 – 5.13, se muestran las derivas promedio para cada piso, tanto para el estado límite de servicio, como para el estado de colapso.

5.2.3.1. Deriva Estado Limite de Servicio

Tabla 5.10

Derivas en estado de servicio – comparación de la estructura A vs estructura C (Límites Inferiores).

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Convencional	L. Inferiores		Convencional	L. Inferiores	
12	0.0062	0.0022	64.11	0.0011	0.0001	92.15
11	0.0063	0.0021	65.96	0.0011	0.0001	92.35
10	0.0063	0.0021	66.82	0.0012	0.0001	92.27
9	0.0062	0.0019	69.56	0.0012	0.0001	92.48
8	0.0061	0.0018	69.75	0.0012	0.0001	92.50
7	0.0058	0.0018	69.10	0.0013	0.0001	92.66
6	0.0054	0.0017	67.56	0.0013	0.0001	93.18
5	0.0049	0.0016	67.35	0.0013	0.0001	93.79
4	0.0044	0.0015	66.37	0.0013	0.0001	94.33
3	0.0037	0.0013	65.68	0.0012	0.0001	94.52
2	0.0028	0.0011	59.49	0.0011	0.0001	94.37
1	0.0015	0.0023	-54.70	0.0009	0.0016	-84.98

Tabla 5.11

Derivas en estado de servicio – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Superiores).

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE SERVICIO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Convencional	L. Superiores		Convencional	L. Superiores	
12	0.0062	0.0033	47.31	0.0011	0.0001	86.95
11	0.0063	0.0033	47.72	0.0011	0.0001	87.43
10	0.0063	0.0033	47.96	0.0012	0.0001	87.33
9	0.0062	0.0031	49.61	0.0012	0.0001	87.73
8	0.0061	0.0029	52.85	0.0012	0.0001	87.57
7	0.0058	0.0027	52.73	0.0013	0.0001	88.05
6	0.0054	0.0026	51.65	0.0013	0.0001	88.69
5	0.0049	0.0023	52.89	0.0013	0.0001	89.11
4	0.0044	0.0020	54.25	0.0013	0.0001	90.11
3	0.0037	0.0018	52.47	0.0012	0.0001	91.12
2	0.0028	0.0015	44.74	0.0011	0.0001	90.71
1	0.0015	0.0023	-54.08	0.0009	0.0017	-92.11

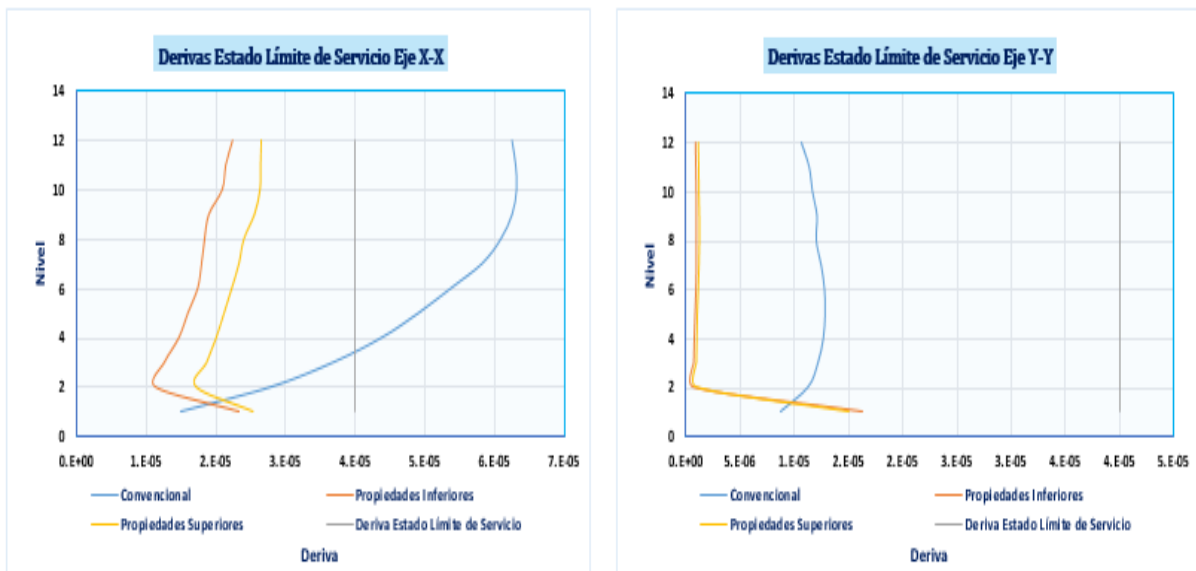


Figura 5.8 Derivas en estado de servicio – comparación de la Estructura A vs Estructura C.

5.2.3.2. *Deriva Estado Limite de Colapso*

Tabla 5.12

Derivas en estado de colapso – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Inferiores).

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Convencional	L. Inferiores		Convencional	L. Inferiores	
12	0.0156	0.0090	42.57	0.0027	0.0003	87.45
11	0.0157	0.0086	45.53	0.0029	0.0003	87.76
10	0.0158	0.0084	46.91	0.0029	0.0004	87.63
9	0.0156	0.0076	51.29	0.0030	0.0004	87.97
8	0.0152	0.0074	51.59	0.0030	0.0004	88.01
7	0.0145	0.0072	50.56	0.0031	0.0004	88.25
6	0.0134	0.0070	48.09	0.0032	0.0003	89.09
5	0.0123	0.0064	47.77	0.0032	0.0003	90.06
4	0.0110	0.0059	46.19	0.0032	0.0003	90.93
3	0.0092	0.0051	45.09	0.0031	0.0003	91.23
2	0.0070	0.0045	35.18	0.0028	0.0003	90.99
1	0.0038	0.0093	-147.53	0.0022	0.0065	-195.96

Tabla 5.13

Derivas en estado de colapso – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Superiores).

COMPARACION DE LAS DERIVAS EN ESTADO DE COLAPSO						
NIVEL	Derivas Eje X-X		Reducción (%)	Derivas Eje Y-Y		Reducción (%)
	Convencional	L. Superiores		Convencional	L. Superiores	
12	0.0156	0.0106	31.84	0.0027	0.0004	83.73
11	0.0157	0.0106	32.63	0.0029	0.0004	84.22
10	0.0158	0.0106	32.98	0.0029	0.0005	84.35
9	0.0156	0.0102	34.37	0.0030	0.0005	84.39
8	0.0152	0.0096	36.70	0.0030	0.0005	84.14
7	0.0145	0.0093	35.77	0.0031	0.0005	85.22
6	0.0134	0.0089	33.54	0.0032	0.0004	86.52
5	0.0123	0.0085	30.96	0.0032	0.0004	87.57
4	0.0110	0.0080	26.84	0.0032	0.0004	87.99
3	0.0092	0.0075	19.18	0.0031	0.0004	88.12
2	0.0070	0.0068	2.45	0.0028	0.0004	87.38
1	0.0038	0.0102	-169.89	0.0022	0.0060	-175.32

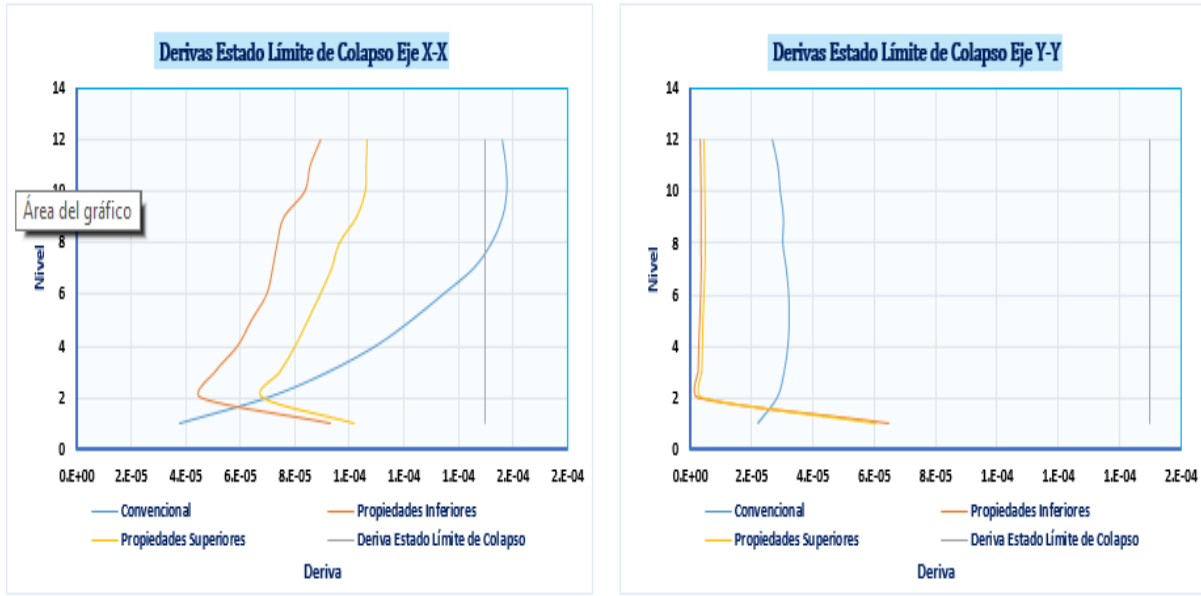


Figura 5.9 Derivas en estado de colapso – comparación de la Estructura A vs Estructura C.

Se puede verificar que el sistema de aislamiento trabaja eficientemente al obtener derivas en estado límite de servicio y en estado de colapso menores al valor máximo permisible según el RNC-07 (Ver Figuras 5.8 y 5.9), asegurando de esta manera una mayor protección de la estructura, al disminuir el daño a elementos estructurales y no estructurales en caso de una eventualidad.

5.2.4. Aceleraciones

En las Tablas 5.14 y 5.15 se muestra la aceleración absoluta promedio para cada piso, tanto para la estructura de base empotrada, como la estructura de base aislada.

También en dichas tablas se muestra el porcentaje de reducción de la aceleración en la estructura de base aislada con respecto a la estructura de base empotrada, donde se puede apreciar una reducción de hasta el 94.73%, por consiguiente, al incluir aisladores sísmicos en la estructura, se reduce la demanda sísmica.

Tabla 5.14*Aceleraciones – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Inferiores).*

COMPARACION DE LAS ACELERACIONES						
NIVEL	Aceleraciones Eje X-X (g)		Reducción (%)	Aceleraciones Eje Y-Y (g)		Reducción (%)
	Convencional	L. Inferiores		Convencional	L. Inferiores	
12	1.43	0.20	86.25	2.19	0.12	94.73
11	0.91	0.16	81.80	1.89	0.11	94.00
10	0.65	0.14	78.92	1.64	0.11	93.16
9	0.70	0.11	84.22	1.44	0.11	92.35
8	0.85	0.09	89.35	1.34	0.11	91.89
7	0.94	0.08	91.01	1.29	0.11	91.66
6	0.98	0.09	90.64	1.24	0.11	91.37
5	0.98	0.11	89.20	1.14	0.11	90.57
4	0.98	0.12	87.61	1.01	0.11	89.35
3	0.91	0.14	84.73	0.88	0.11	87.77
2	0.78	0.16	79.91	0.74	0.11	85.42
1	0.63	0.17	72.49	0.61	0.11	82.26

Tabla 5.15*Aceleraciones – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Superiores).*

COMPARACION DE LAS ACELERACIONES						
NIVEL	Aceleraciones Eje X-X (g)		Reducción (%)	Aceleraciones Eje Y-Y (g)		Reducción (%)
	Convencional	L. Superiores		Convencional	L. Superiores	
12	1.43	0.25	82.38	2.19	0.18	91.66
11	0.91	0.21	76.54	1.89	0.18	90.49
10	0.65	0.18	72.65	1.64	0.18	89.13
9	0.70	0.15	78.99	1.44	0.18	87.79
8	0.85	0.12	85.31	1.34	0.18	86.95
7	0.94	0.11	87.99	1.29	0.18	86.45
6	0.98	0.12	87.83	1.24	0.18	85.85
5	0.98	0.14	86.10	1.14	0.18	84.48
4	0.98	0.16	83.85	1.01	0.18	82.49
3	0.91	0.18	80.15	0.88	0.18	79.94
2	0.78	0.20	73.94	0.74	0.18	76.06
1	0.63	0.23	64.15	0.61	0.18	70.86

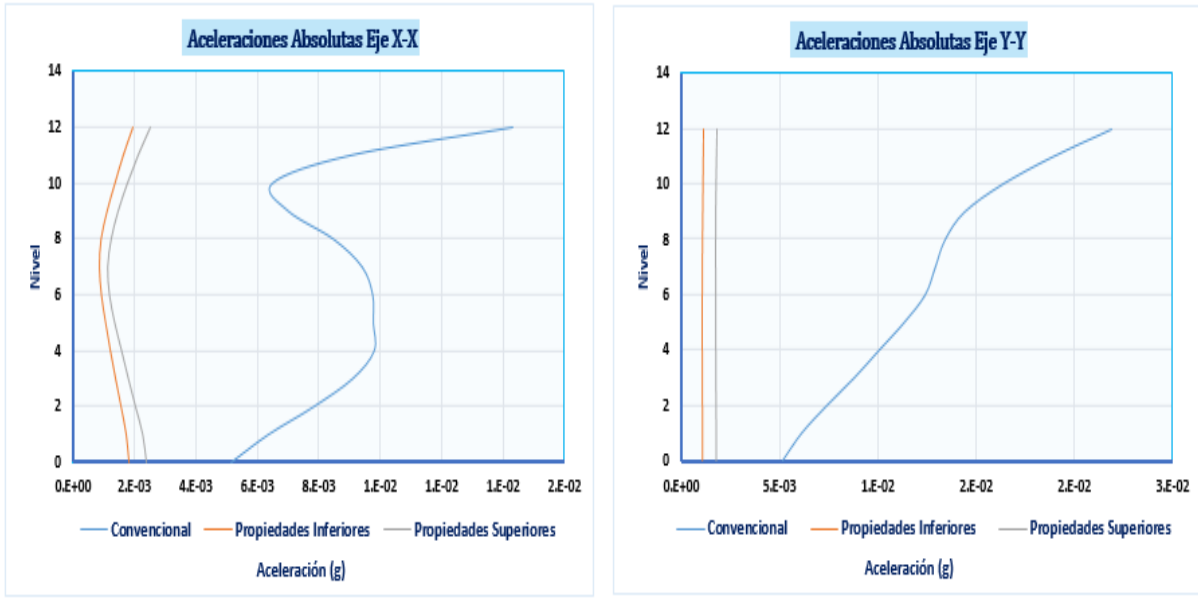


Figura 5.10 Aceleraciones – comparación de la Estructura A vs Estructura C.

5.2.5. Fuerza Cortante

Por último, se comparan las fuerzas cortantes basales utilizadas para medir la eficiencia del sistema de aislación con respecto a la estructura de base empotrada.

Se obtiene una reducción de hasta el 93.41% del cortante basal en la estructura de base aislada con respecto a la estructura de base empotrada, en el último nivel de la edificación (Ver Tablas 5.16 y 5.17).

En la Figura 5.11 se aprecia notablemente la reducción de las fuerzas cortantes al implementar en la estructura aisladores sísmicos, donde la reducción de este parámetro en estudio es un indicador de reducción de daños en la estructura porque estará sometida a esfuerzos menores.

Tabla 5.16*Fuerza cortante – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Inferiores).*

COMPARACION DE LA FUERZA CORTANTE						
NIVEL	Fuerza Cortante Eje X-X (Tonf)		Reducción (%)	Fuerza Cortante Eje Y-Y (Tonf)		Reducción (%)
	Convencional	L. Inferiores		Convencional	L. Inferiores	
12	593.29	86.35	85.44	961.90	95.44	93.68
11	1058.31	181.48	82.85	2038.68	95.09	92.29
10	1280.27	259.29	79.75	2949.17	94.74	91.84
9	1416.18	320.95	77.34	3712.98	94.37	91.58
8	1526.24	366.92	75.96	4340.81	93.98	91.40
7	1597.00	399.40	74.99	4859.12	93.57	91.25
6	1730.31	418.37	75.82	5281.34	93.13	91.12
5	1957.81	426.74	78.20	5663.00	92.72	91.11
4	2174.36	429.64	80.24	6089.00	92.43	91.24
3	2373.07	440.39	81.44	6430.46	92.08	91.17
2	2511.44	458.92	81.73	6672.16	91.64	90.87
1	2595.35	481.67	81.44	6823.03	91.12	90.42

Tabla 5.17*Fuerza cortante – comparación de la Estructura A vs Estructura C (Límites Superiores).*

COMPARACION DE LA FUERZA CORTANTE						
NIVEL	Fuerza Cortante Eje X-X (Tonf)		Reducción (%)	Fuerza Cortante Eje Y-Y (Tonf)		Reducción (%)
	Convencional	L. Superiores		Convencional	L. Superiores	
12	593.29	103.94	82.48	961.90	63.37	93.41
11	1058.31	219.42	79.27	2038.68	144.44	92.91
10	1280.27	315.12	75.39	2949.17	223.45	92.42
9	1416.18	392.19	72.31	3712.98	300.59	91.90
8	1526.24	451.97	70.39	4340.81	375.81	91.34
7	1597.00	496.22	68.93	4859.12	449.29	90.75
6	1730.31	528.43	69.46	5281.34	521.55	90.12
5	1957.81	549.94	71.91	5663.00	592.24	89.54
4	2174.36	564.06	74.06	6089.00	661.43	89.14
3	2373.07	578.02	75.64	6430.46	729.66	88.65
2	2511.44	593.86	76.35	6672.16	796.87	88.06
1	2595.35	618.04	76.19	6823.03	863.66	87.34

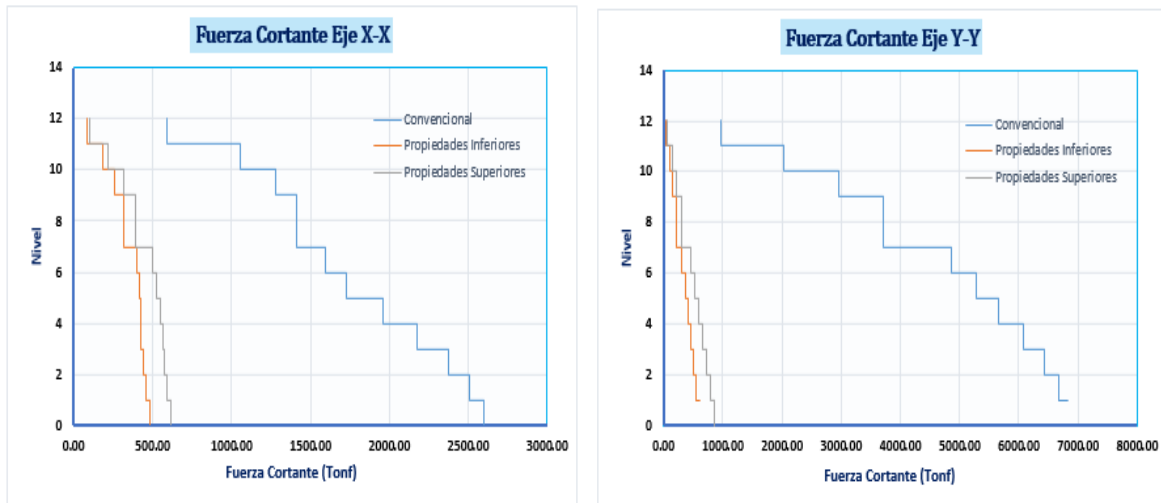


Figura 5.11 Fuerza cortante – comparación de la Estructura A vs Estructura C.

5.2.6. Factor de utilización (Demanda/Capacidad)

Para poder comparar el factor de utilización (Demanda/Capacidad) de la estructura de base empotrada y la estructura de base aislada se sigue el mismo procedimiento efectuado en la sección 5.1.6. En la Tabla 5.18 se puede observar que se obtienen resultados similares satisfactorios del índice de sobre-esfuerzo en los elementos críticos de la estructura de base aislada, tanto para las propiedades inferiores y superiores, con respecto a la edificación de base empotrada.

Tabla 5.18

Índice de sobre esfuerzo – comparación de la Estructura A vs Estructura C.

NIVEL	Elemento	Sección	Relación D/C		
			Convencional	L. Inferiores	L. Superiores
Nivel 1	C5	CM-2	0.671	0.718	0.729
Nivel 1	C6	CM-2	0.669	0.716	0.727
Nivel 1	C7	CM-2	0.855	0.915	0.929
Nivel 1	C8	CM-2	0.799	0.855	0.868
Nivel 1	C13	CM-2	0.671	0.718	0.729
Nivel 1	C14	CM-2	0.669	0.716	0.727
Nivel 1	C15	CM-2	0.855	0.915	0.929
Nivel 1	C16	CM-2	0.701	0.750	0.761

CONCLUSIONES

La capacidad que tiene la edificación convencional para soportar y responder adecuadamente a las demandas que producen las sollicitaciones sísmicas no es la adecuada, esto se demuestra con los resultados obtenidos en la unidad II. Dicho escenario mejora con la incorporación de los disipadores de energía y aisladores sísmicos donde la edificación ya se encuentra en capacidad de responder satisfactoriamente ante posibles acciones sísmicas.

Debido a la configuración propia de la edificación, donde los muros estructurales localizados en el centro de la edificación en la dirección Y-Y absorben más del 90% de la fuerza cortante, y los pórticos solo toman carga axial o carga de gravedad, se obtiene en la estructura convencional que el segundo modo de vibración es rotacional, donde además para el primer modo fundamental la participación basal es apenas del 66.30%, haciendo que los otros modos se exciten con una gran masa, produciendo mayores fuerzas de inercia.

Al incluir amortiguadores viscosos en la estructura convencional se sigue presentando el mismo escenario descrito anteriormente (para ambos casos los periodos de vibración son aproximadamente los mismos), no así al incorporar aisladores sísmicos LRB, donde se obtiene que los primeros 2 modos de vibración son traslacionales y el tercer modo rotacional, además el primer modo fundamental de vibración adquiere un 100% de participación basal, lo que indica que se tiene una aislación efectiva.

Los desplazamientos laterales más altos en la estructura convencional se obtuvieron en la dirección X-X, esto se debe a que la rigidez proporcionada por los muros y las columnas en la dirección X-X no es suficiente para poder controlar estos desplazamientos. En cambio, en la dirección Y-Y se obtiene un escenario muy diferente, donde debido a que los muros de corte están orientados en su mayoría en esta dirección, estos proporcionan una gran rigidez en comparación a la proporcionada

por las columnas. Por otro lado las derivas en el estado límite de servicio y colapso en la dirección X-X no cumplen, es decir se obtienen derivas mayores al valor límite permisible establecido por el RNC-07. Con la implementación de los dispositivos pasivos de energía esta situación mejora.

Se puede verificar que estos dispositivos trabajan eficientemente al obtener derivas en estado límite de servicio y en estado de colapso menores al valor máximo permisible según el RNC-07. Con lo anterior, podemos decir que al incorporar amortiguadores viscosos y aisladores sísmicos en la estructura se obtiene un comportamiento eficiente respecto a distorsiones de piso.

En cuanto a aceleraciones de piso, en la estructura convencional se obtienen valores de hasta 2.19g en la dirección Y-Y, muy por encima del valor de la aceleración del suelo (0.31g). Con la inclusión de los disipadores de energía estos resultados no varían significativamente. Sin embargo con la implementación de aisladores sísmicos LRB se aprecia notablemente la reducción de las aceleraciones, demostrando así la eficiencia del aislamiento de base para esta estructura en particular, ya que presenta las menores aceleraciones (0.25g es el valor máximo obtenido) para la mayoría de los niveles y una escasa variación entre ellos, esto se traduce en bajas aceleraciones relativas, minimizando de este modo los daños al equipo y sus contenidos.

Con respecto a la fuerza cortante basal obtenida, podemos decir que, al incluir amortiguadores viscosos en la edificación, estos reducen la demanda sísmica, donde la fuerza cortante se reduce hasta en un 32.94% en el último piso de la edificación en la dirección X-X, y en la dirección Y-Y se obtienen los mismos resultados para la fuerza cortante de la estructura convencional. Cuando analizamos la estructura de base aislada se aprecia notablemente la reducción de hasta un 93.41% de las fuerzas cortantes, indicando que la estructura tendrá una menor demanda sísmica con la inclusión de los aisladores sísmicos LRB, lo que significa reducción de daños en la estructura porque estará sometida a esfuerzos menores.

Con la implementación de los amortiguadores viscosos, el sistema de disipación de energía absorbe el 36.99 % de la energía de entrada que ingresa al sistema (Ver Sección 3.9.1. Balance Energético del presente documento), donde previamente en la estructura convencional la energía de amortiguamiento viscoso era nula, evitando así que ésta sea disipada mediante deformaciones inelásticas en los elementos estructurales, donde ésta ya no tiene que absorber la totalidad de energía sísmica por sí misma, sino que una porción de esta energía es absorbida por el sistema de amortiguamiento, lo que conlleva a que el nivel de daño en la estructura se reduzca y que se concentre en los dispositivos adicionales, que son elementos totalmente identificados y fáciles de reemplazar.

En la dirección Y-Y, la estructura de base aislada presenta el mayor desplazamiento en el sistema de aislación, esto debido a la flexibilidad que proporcionan los aisladores, además se observa que los pisos superiores tienen distorsiones casi similares, lo que significa que la estructura aislada se desplaza como un bloque rígido en esta dirección, obteniendo así un comportamiento adecuado con el uso de estos dispositivos.

Sin embargo, lo anterior hace que sea más complicado lograr una aislación efectiva, esto se comprueba cuando se analiza la dirección X-X, donde la estructura presenta otro comportamiento, existen desplazamientos relativos en los pisos superiores con respecto al sistema de aislación, no obstante, si comparamos estos desplazamientos con la estructura convencional veremos que se obtuvo una reducción hasta de un 22.25% en los pisos superiores.

Finalmente se comprueba que se obtienen reducciones en los parámetros de análisis de respuesta de la estructura con la incorporación de aisladores sísmicos, lo que justifica la posible inversión en estos dispositivos. Al incluir aisladores sísmicos en la estructura estos mejoran el desempeño de misma, controlando las distorsiones de piso, aceleraciones absolutas y fuerzas cortantes, parámetros significativos donde se aprecia la reducción de la respuesta sísmica de la estructura, garantizado la funcionalidad continua de la estructura.

Importante mencionar que los dispositivos pasivos de energía no requieren de técnicas constructivas distintas a las que se emplean en los edificios convencionales, dentro de sus ventajas se encuentra la facilidad de instalación, y pueden ser implementados en nuevas estructuras, así como en el retrofit de las ya existentes.

En adición a los beneficios descritos anteriormente, se debe notar también que la respuesta en estructuras de base aislada se vuelve menos dependiente de las propiedades constitutivas de la estructura, y más dependiente de las características mecánicas de un sistema de aislación que ha sido fabricado con mayores controles que los que usualmente se llevan en el campo. Esto da lugar a una respuesta y un desempeño menos incierto para las estructuras aisladas.

RECOMENDACIONES

Desarrollar el análisis dinámico no lineal mediante el método Análisis Dinámico Incremental (IDA) para evaluar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de la edificación. De esta manera calcular el daño global de la estructura para diferentes aceleraciones máximas del terreno, así como también determinar el desempeño estructural de la edificación y representar estos resultados mediante la curva IDA y curva de Fragilidad.

Debido a los resultados obtenidos en los desplazamientos relativos con respecto a la base en la dirección X-X que se obtienen en el Análisis Tiempo Historia del modelo con aisladores sísmicos se recomienda realizar un estudio combinando estos dispositivos con otros dispositivos de protección sísmica que en vez de aportar ductilidad a la estructura reduzca las derivas de entrepiso. De esta manera reducir costos al proponer aisladores de menor tamaño, al igual que proteger los contenidos.

Se recomienda realizar un análisis de costos para cada estructura que se desee intervenir, donde además del costo de cada disipador se tiene que considerar por ejemplo, los costos de instalación, la disposición de los mismos, tipo de anclajes que van a utilizarse. Sin omitir que el diseño de una edificación con disipadores de energía asegura que la estructura tenga un desempeño de funcionalidad continua durante y después de un sismo, por lo cual el incremento del costo debido a la instalación de estos dispositivos deben de ser tomados como un costo a largo plazo y compararlos con los costos de reparación de los elementos estructurales, no estructurales y contenido de la edificación en que se incurriría en la estructura convencional.

Hacer un redimensionamiento de las secciones de los elementos estructurales una vez que se haya diseñado el sistema de aislación con el objetivo de reducir costos al disminuir dichas secciones cumpliendo siempre con el buen desempeño de la estructura.

BIBLIOGRAFIA

1. Aguiar Falconí, Roberto / Almazán, José Luis / Dechent / Vinicio Suárez, Peter. **“Aisladores de base elastoméricos y FPS”**. Escuela Politecnica del Ejercito. Ecuador. 2016.
2. Ahumada Villafañe, José Luis. **“Sistemas de control en estructuras”**. Obtenido de: Revista Inge-CUC / Vol. 6 - No. 6 / Octubre 2010 / Barranquilla - Colombia / ISSN 0122-6517. Colombia. 2010.
3. American Institute of Steel Construction (AISC). **“Specification for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 360-16”**. Estados Unidos. 2016.
4. American Society of Civil Engineers (ASCE). **“Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-16”**. Estados Unidos. 2017.
5. Arriagada Rosas, Jaime Andrés. **“Aislación Sísmica de un Edificio de Oficinas de Siete Pisos. Análisis Comparativo de Comportamiento y Costos con un Edificio Tradicional”**. Chile. 2005.
6. Carmona P., Rosas A. **“Análisis Comparativo del Comportamiento Sísmico Dinámico del diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual frente al modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado, del Edificio de Oficinas Schell de seis pisos ubicado en la Provincia de Lima – Perú”**. Perú. 2015.
7. Carranza Ruiz, Johan, Calderón Correa, Edgardo. **“Reforzamiento de una estructura aporticada con disipadores de fluido viscoso para un mercado en la ciudad de Trujillo”**. Trujillo – Perú. 2015.

8. Constantinou, Michael, Tsopeles, Panos, Kasalanati, Amarnath, Wolff, Eric D. **“Property Modification Factors for Seismic Isolation Bearings”**, Technical Report MCEER-99-0012. Buffalo, New York.1999.
9. Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT) / Cámara chilena de la construcción. **“Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía”**. Chile. 2011.
10. Corporación de Desarrollo Tecnológico (CDT) / Cámara chilena de la construcción. **“Protección sísmica de estructuras”**. Chile. 2012.
11. Chopra, Anil K. **“Dinámica de Estructuras (Cuarta Edición)”**. Pearson Educación, México. 2014.
12. De La Llera, Juan. **“Modeling Aspects of Structures Isolated With the Frictional Pendulum System”**. Chile. 1998.
13. Farzad & Kelly. **“Design of Seismic Isolated Structure”**. Estados Unidos. 1999.
14. Federal Emergency Management Agency FEMA. **“Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – NEHRP. FEMA273 – 274”**. Washington, D.C. 1997.
15. FEMA. Hazards U.S. (HAZUS99). **“Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical Manual Vol 1”**. Federal Emergency Management Agency (FEMA). Estados Unidos. 1999.
16. Herrera, Marco. **“Desempeño sísmico en edificaciones con aisladores elastoméricos y amortiguadores de fluido viscoso”**. Perú. 2018.
17. Instituto Nacional de Normalización (INN – Chile). **”NCh2745:2013. Análisis y diseño de edificios con aislación sísmica”**. Chile. 2013.

18. Kawashima, Kazuhiko. **"Seismic Isolation of Bridges in Japan"**. Instituto Tecnológico de Tokio. Centro de Investigación de Obras Públicas (P.W.R.I. por sus siglas en inglés) Japón. 1993.
19. Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI). **"Reglamento Nacional de la Construcción (RNC – 07)"**. Nicaragua. 2007.
20. Norwin Reyes, Aiser Sarria / Maltez, Julio. **"Metodología para la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones"**. Nicaragua. 2002.
21. Oviedo, Ricardo (2008). **"Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras"**. Lima: UNI. 2008.
22. Pacific Earthquake Engineering Research Center – PEER. **"Base de datos del PEER"**. (<http://ngawest2.berkeley.edu/site>).
23. Rodríguez, Dionisio. Instituto Nicaraguense de Estudios Territoriales (INETER). **"Actualización del Mapa de Fallas Geológicas de Managua – Informe Técnico"**. Nicaragua. 2002.
24. Rodríguez, Dionisio. **"Managua tiene todas sus fallas sísmicas activas"**. Nicaragua; 2012. Obtenido de:
<https://www.elnuevodiario.com.ni/nacionales/455517-fallas-sismicas-managua>).
25. Rodríguez, Dionisio. **"Fallas geológicas de Managua"**. Instituto de Geología y Geofísica (IGG – CIGEO) / Instituto de Estudios Territoriales (INETER). Nicaragua. 2002.

26. Segura, Favio Francisco. **“Reseña de la sismicidad en Nicaragua con énfasis en la depresión nicaragüense”**. Nicaragua. 2018. Tomado de:
https://webserver2.ineter.gob.ni/sis/literatura/FabioSegura_SismicidadEnNicaragua.pdf.
27. Urrego, O., Urrego, H., Rua, J. **“Rehabilitación Sísmica de edificaciones Indispensable, Asociación Española de Ingeniería Sísmica, 1er Congreso Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, AEIS”**. Madrid, España. 2010.
28. Villarreal Castro, Genner / Oviedo Sarmiento, Ricardo. **“Edificaciones con disipadores de energía”**. Perú. 2009.
29. Wilson, E. L. **“Análisis Estático y Dinámico de Estructuras”**. Cuarta Edición. Estados Unidos. 2008.

ANEXOS

ANEXO A. Fallas geológicas de Managua.

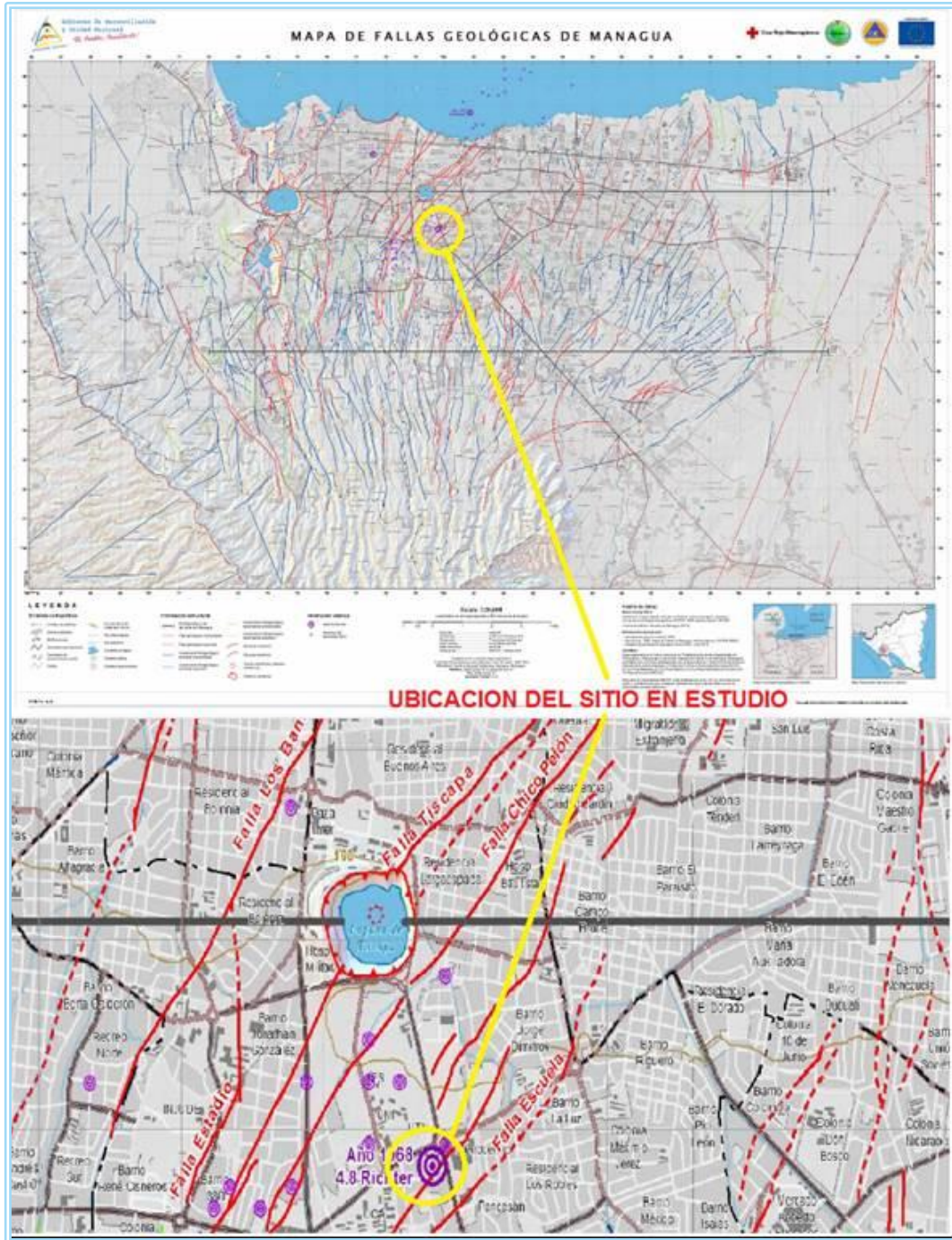


Figura A.1 Mapa de Fallas Geológicas de Managua.
Fuente: INETER.

ANEXO B. Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua.

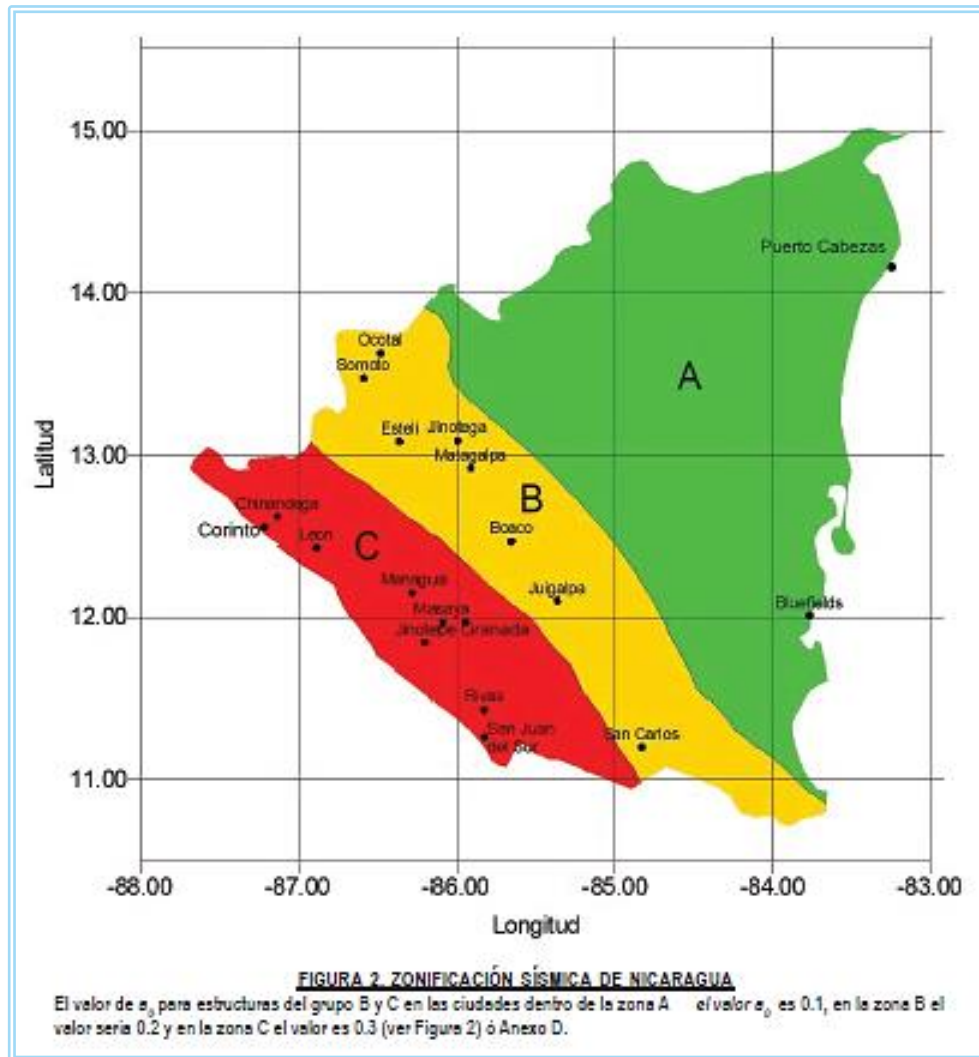


Figura B.1 Mapa de Zonificación Sísmica de Nicaragua.
Fuente: RNC-07.

ANEXO C. Mapa de Isoaceleraciones para Nicaragua.

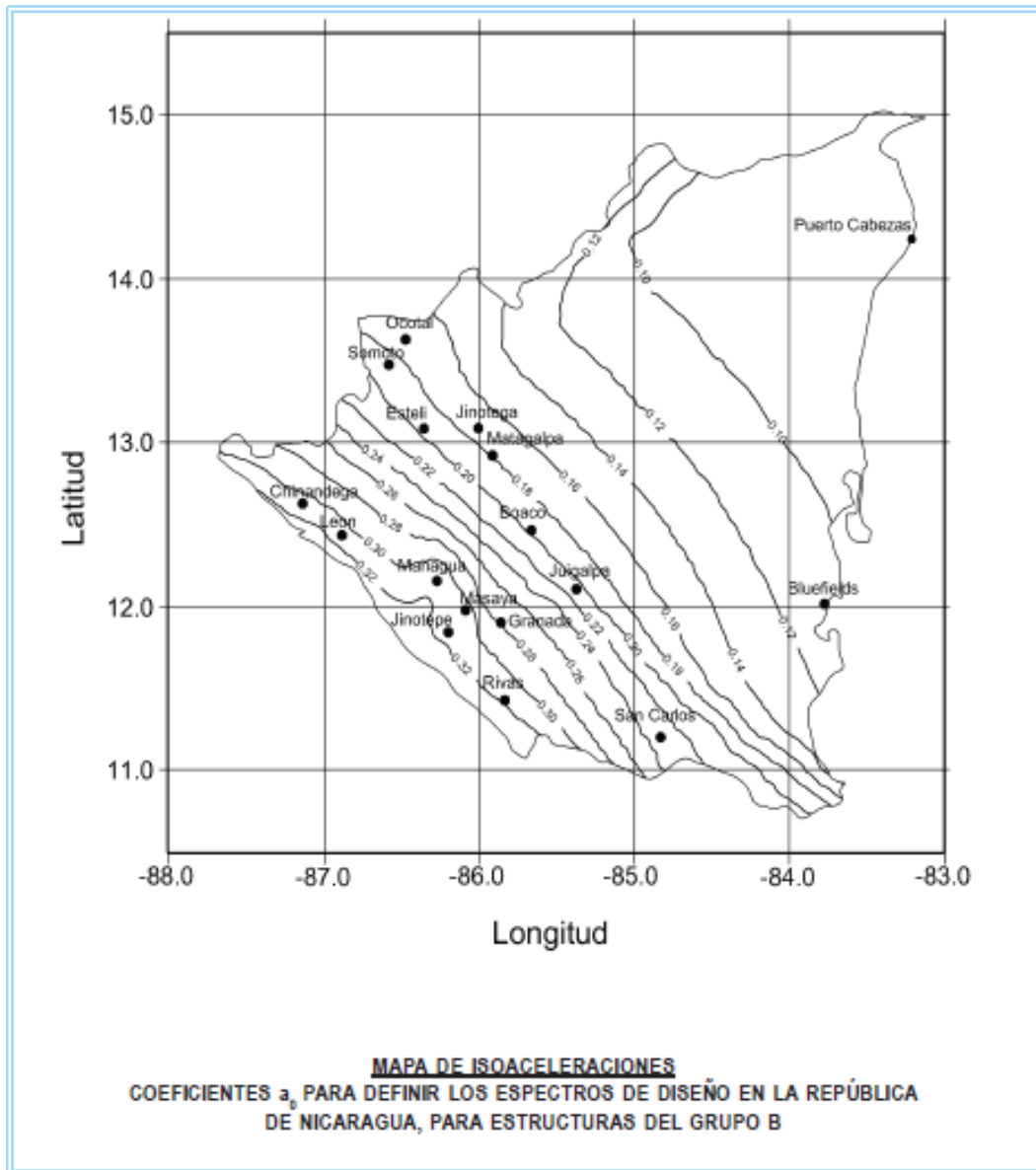


Figura C.1 Mapa de Isoaceleraciones para Nicaragua.
Fuente: RNC-07.

ANEXO D. Espectro de Diseño para Nicaragua.

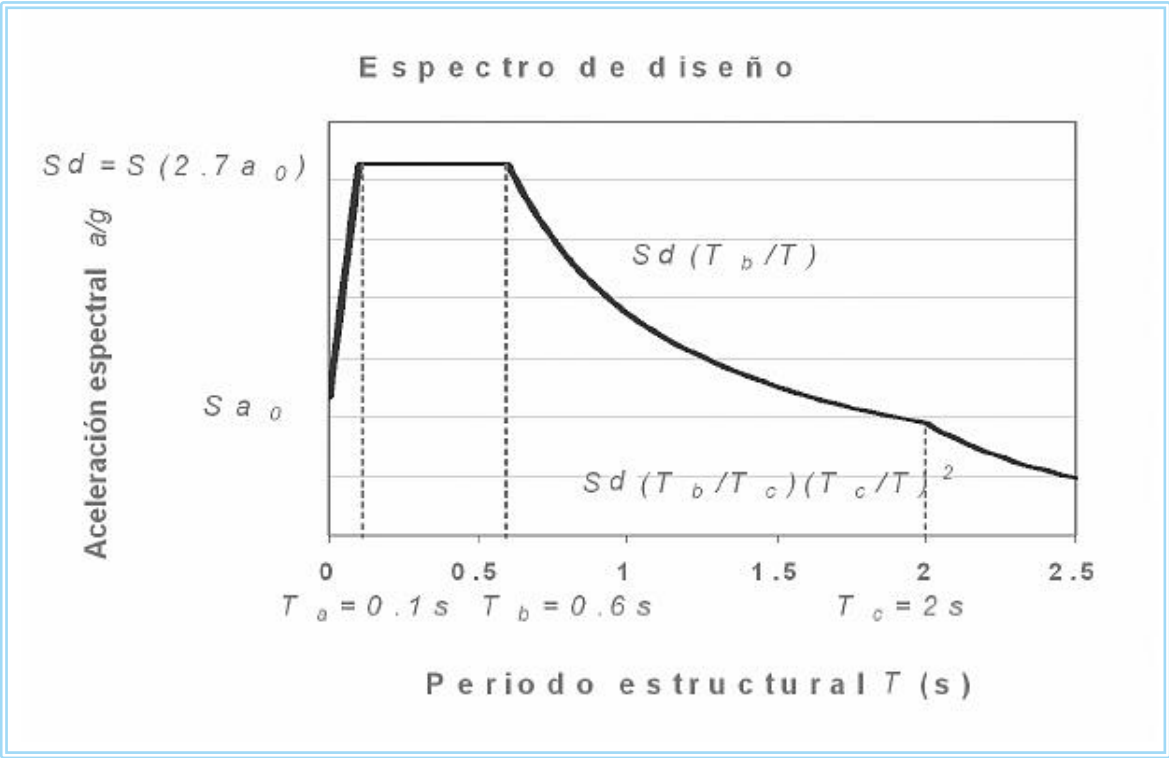


Figura D.1 Espectro de Diseño para Nicaragua.
Fuente: RNC-07.

ANEXO E. Registros sísmicos utilizados para el análisis dinámico Tiempo Historia no Lineal (FNA).

Los 11 pares de registros sísmicos con los que se trabaja para el análisis dinámico Tiempo Historia no Lineal son los 7 pares ya seleccionados en la sección 2.6.9.2 más los presentados en la Tabla E.1 que se muestra a continuación:

Tabla E.1. *Parámetros de los registros sísmicos utilizados para FNA.*

Nombre del sismo	Año	Fecha	Nombre de la estación	Magnitud Richter	Duración (s)	PGA (g)
Imperial Valley-02	1940	0519	El Centro Array #9	6.95	53.72	1.781E-01
Northridge-01	1994	0117	Alhambra - Fremont School	6.69	60.00	4.649E-02
Northwest Calif-02	1941	0209	Ferndale City Hall	6.60	40.10	3.835E-02
Parkfield	1966	0628	Cholame - Shandon Array #12	6.19	44.30	5.364E-02

Fuente: PEER NGA Strong Motion Database Record.

En las Figuras E.1 hasta E.4 se presentan los gráficos de aceleraciones versus tiempo de cada uno de los sismos presentados en la Tabla E.1.

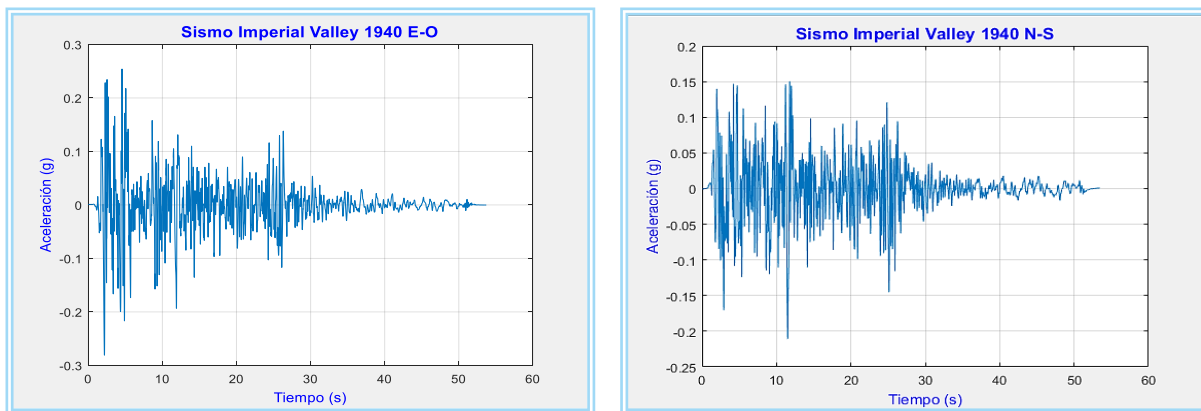


Figura E.1 Registro sísmico Imperial Valley 02.

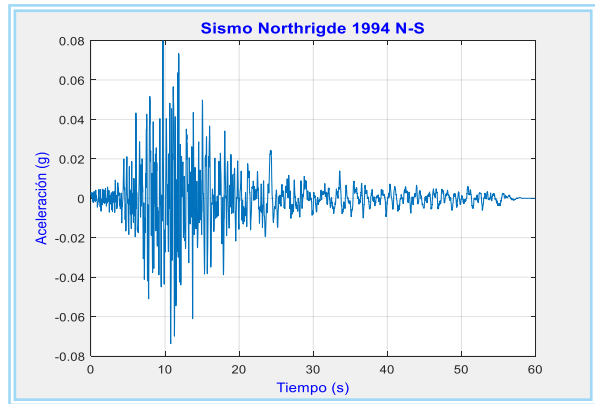
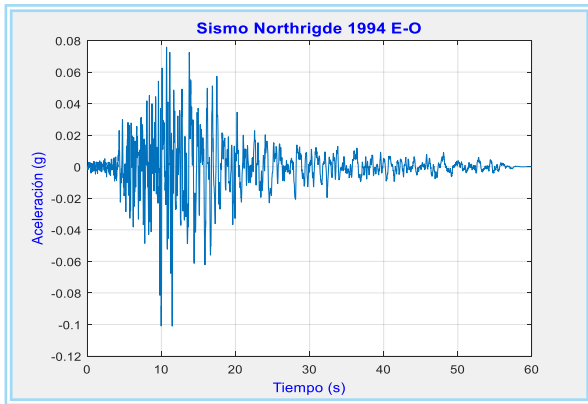


Figura E.2 Registro sísmico Northridge.

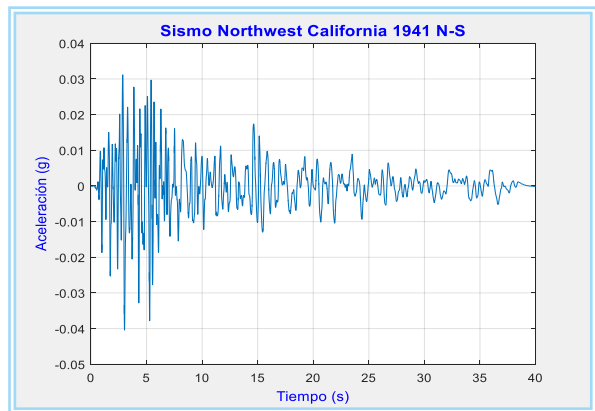
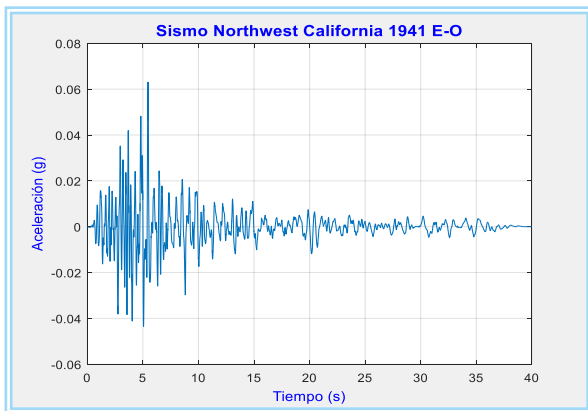


Figura E.3 Registro sísmico Northwest.

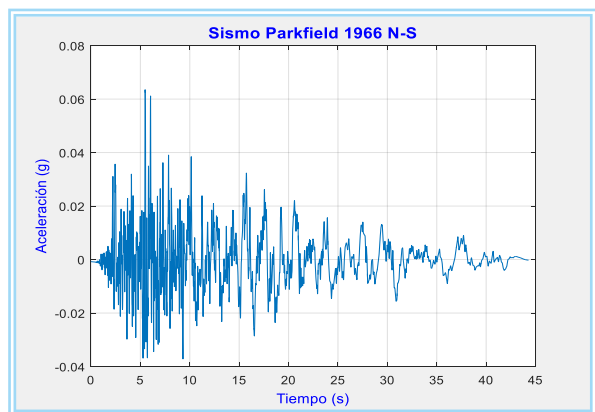
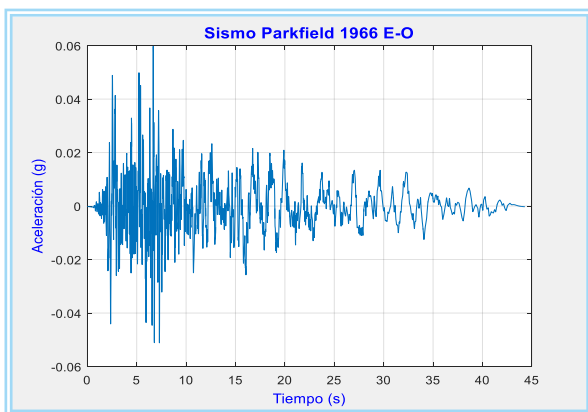


Figura E.4 Registro sísmico Parkfield.

ANEXO F. Tabla de perfiles de acero HSS de la AISC.




Table 1-13
Round HSS
Dimensions and Properties

HSS20.000–
HSS10.000

Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i>	Nominal Wt.	Area, <i>A</i>	<i>D/t</i>	<i>I</i>	<i>S</i>	<i>r</i>	<i>Z</i>	Torsion	
									<i>J</i>	<i>C</i>
	in.	lb/ft	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ⁴	in. ³	
HSS20.000×0.500	0.465	104.00	28.5	43.0	1360	136	6.91	177	2720	272
	×0.375 ^f	78.67	21.5	57.3	1040	104	6.95	135	2080	208
HSS18.000×0.500	0.465	93.54	25.6	38.7	985	109	6.20	143	1970	219
	×0.375 ^f	70.66	19.4	51.6	754	83.8	6.24	109	1510	168
HSS16.000×0.625	0.581	103.00	28.1	27.5	838	105	5.46	138	1680	209
	×0.500	82.85	22.7	34.4	685	85.7	5.49	112	1370	171
	×0.438	72.87	19.9	39.3	606	75.8	5.51	99.0	1210	152
	×0.375	62.64	17.2	45.8	526	65.7	5.53	85.5	1050	131
	×0.312 ^f	52.32	14.4	55.0	443	55.4	5.55	71.8	886	111
	×0.250 ^f	42.09	11.5	68.7	359	44.8	5.58	57.9	717	89.7
HSS14.000×0.625	0.581	89.36	24.5	24.1	552	78.9	4.75	105	1100	158
	×0.500	72.16	19.8	30.1	453	64.8	4.79	85.2	907	130
	×0.375	54.62	15.0	40.1	349	49.8	4.83	65.1	698	100
	×0.312	45.65	12.5	48.1	295	42.1	4.85	54.7	589	84.2
	×0.250 ^f	36.75	10.1	60.1	239	34.1	4.87	44.2	478	68.2
HSS12.750×0.500	0.465	65.48	17.9	27.4	339	53.2	4.35	70.2	678	106
	×0.375	49.61	13.6	36.5	262	41.0	4.39	53.7	523	82.1
	×0.250 ^f	33.41	9.16	54.7	180	28.2	4.43	36.5	359	56.3
HSS10.750×0.500	0.465	54.79	15.0	23.1	199	37.0	3.64	49.2	398	74.1
	×0.375	41.59	11.4	30.8	154	28.7	3.68	37.8	309	57.4
	×0.250	28.06	7.70	46.1	106	19.8	3.72	25.8	213	39.6
HSS10.000×0.625	0.581	62.64	17.2	17.2	191	38.3	3.34	51.6	383	76.6
	×0.500	50.78	13.9	21.5	159	31.7	3.38	42.3	317	63.5
	×0.375	38.58	10.6	28.7	123	24.7	3.41	32.5	247	49.3
	×0.312	32.31	8.88	34.4	105	20.9	3.43	27.4	209	41.9
	×0.250	26.06	7.15	42.9	85.3	17.1	3.45	22.2	171	34.1
	×0.188 ^f	19.72	5.37	57.5	64.8	13.0	3.47	16.8	130	25.9

Figura F.1 Tabla de perfiles de acero HSS.
Fuente: AISC 360-16.

ANEXO G. Cálculo de los parámetros bilineales del aislador LRB.

Las ecuaciones que se muestran a continuación fueron extraídas de la norma chilena NCh2745:2013.

- Factor de forma LRB (S_{LRB}):

$$S_{LRB} = \frac{D_p^2 - D_i^2}{4 * D_p * t_r} \quad (1)$$

Donde se tiene que cumplir que $S_{LRB} > 10$.

- Factor de forma HDR (S_{HDR}):

$$S_{HDR} = \frac{D_p - D_i}{4 * t_r} \quad (2)$$

Donde se tiene que cumplir que $S_{HDR} > 10$.

- Módulo de compresión para el conjunto de acero – goma (E_c):

$$\frac{1}{E_c} = \left(\frac{1}{6 * G * S_{HDR}^2} + \frac{4}{3 * K} \right) \quad (3)$$

- Fuerza a cero desplazamiento (Q_l):

Estimación de la capacidad de carga del aislador correspondiente a una deformación igual a cero. Este parámetro es utilizado para controlar la amortiguación y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento.

Este parámetro es utilizado para controlar la amortiguación y la rigidez efectiva del sistema de aislamiento. Este valor se encuentra en el rango establecido por los

fabricantes, entre 3 a 10%. Para el presente trabajo se empezará suponiendo una relación Q_d/W igual a 5%.

$$Q_l = 5\% \frac{P}{N} \quad (4)$$

- Área del aislador (A):

$$A = \pi \left[\frac{D_e^2}{4} - \frac{D_p^2}{4} \right] \quad (5)$$

- Área del núcleo de plomo (A_p):

$$A_p = \frac{Q_l}{\tau_y} \quad (6)$$

- Energía disipada (W_D): Representa el área del bucle de histéresis (energía disipada por ciclo), se calcula con la siguiente fórmula:

$$W_D = 4 \cdot Q_d \cdot (D_M - D_y) \quad (7)$$

- Amortiguamiento (C):

$$C = \frac{W_D \cdot T_M}{4 \cdot \pi \cdot D_M^2} \quad (8)$$

ANEXO H. Ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones.

Tabla H.1. Cálculo de S_{M1} , correspondiente al sismo máximo considerado.

T	α	$\frac{\alpha}{Q \cdot \bar{N}}$	$1.5 * \frac{\alpha}{Q \cdot \bar{N}}$
0.00	0.46500	0.07750	0.69750
0.02	0.62310	0.10385	0.93465
0.04	0.78120	0.13020	1.17180
0.05	0.86025	0.14338	1.29038
0.06	0.93930	0.15655	1.40895
0.08	1.09740	0.18290	1.64610
0.10	1.25550	0.20925	1.88325
0.12	1.25550	0.20925	1.88325
0.14	1.25550	0.20925	1.88325
0.16	1.25550	0.20925	1.88325
0.18	1.25550	0.20925	1.88325
0.20	1.25550	0.20925	1.88325
0.25	1.25550	0.20925	1.88325
0.30	1.25550	0.20925	1.88325
0.35	1.25550	0.20925	1.88325
0.40	1.25550	0.20925	1.88325
0.45	1.25550	0.20925	1.88325
0.50	1.25550	0.20925	1.88325
0.55	1.25550	0.20925	1.88325
0.60	1.25550	0.20925	1.88325
0.65	1.15892	0.19315	1.73838
0.70	1.07614	0.17936	1.61421
0.75	1.00440	0.16740	1.50660
0.80	0.94163	0.15694	1.41244
0.85	0.88624	0.14771	1.32935
0.90	0.83700	0.13950	1.25550
0.95	0.79295	0.13216	1.18942
$S_{M1} =$ 1.00	0.75330	0.12555	1.12995
1.10	0.68482	0.11414	1.02723
1.20	0.62775	0.10463	0.94163
1.30	0.57946	0.09658	0.86919
1.40	0.53807	0.08968	0.80711
1.50	0.50220	0.08370	0.75330
1.60	0.47081	0.07847	0.70622
1.70	0.44312	0.07385	0.66468
1.80	0.41850	0.06975	0.62775
1.90	0.39647	0.06608	0.59471
2.00	0.37665	0.06278	0.56498
2.20	0.31128	0.05188	0.46692
2.40	0.26156	0.04359	0.39234
2.60	0.22287	0.03714	0.33430
2.80	0.19217	0.03203	0.28825
3.00	0.16740	0.02790	0.25110
3.50	0.12299	0.02050	0.18448
4.00	0.09416	0.01569	0.14124
4.50	0.07440	0.01240	0.11160
5.00	0.06026	0.01004	0.09040
5.50	0.04980	0.00830	0.07471
6.00	0.04185	0.00698	0.06278
7.00	0.03075	0.00512	0.04612
8.00	0.02354	0.00392	0.03531
9.00	0.01860	0.00310	0.02790
10.00	0.01507	0.00251	0.02260

ANEXO I. Propiedades del aislador LRB seleccionado.

Tabla G.1. Serie LH (Espesor Total de Caucho 20 cm).

Certification number MVBR-0517

Code

Compound name	Rubber code	Shear modulus [N/mm ²]
G4	60-40	0.385

●LH Series (Total Rubber Thickness 20cm)

Characteristics		LH060G4										LH065G4										
		E	D	C	B	A	G	H	I	J	E	D	C	B	A	G	H	I	J			
Physical Dimensions	Outer diameter [mm]	600										650										
	Lead plug diameter [mm]	90	90	100	110	120	130	140	150	160	90	100	110	120	130	140	150	160	170			
	Effective plane area [$\times 10^3$ mm ²]	2777	2764	2749	2732	2714	2695	2673	2651	2626	3255	3240	3223	3205	3186	3164	3142	3117	3091			
	Thickness of one rubber layer [mm]	4.0										4.4										
	Number of rubber layers [-]	50										45										
	Total rubber thickness [mm]	200										198										
	First shape factor [-]	37.5										36.9										
	Second shape factor [-]	3.00										3.28										
	Diameter of flange [mm]	900										950										
	Thickness of flange*1 [mm] (edge/center)	22/28										22/28										
	Connecting bolt PCD [mm]	775										825										
	Diameter of connecting bolt hole \times qty [mm]	$\varnothing 33 \times 12$										$\varnothing 33 \times 12$										
	Bolt size (assumption) [-]	M30										M30										
	Thickness of each reinforced steel plate [mm]	3.1										3.1										
	Total height [mm]	407.9										390.4										
Total weight [tonf]	0.67	0.68	0.68	0.69	0.69	0.70	0.70	0.71	0.71	0.74	0.74	0.74	0.75	0.75	0.76	0.77	0.77	0.78				
Total weight [kN]	6.6	6.6	6.7	6.7	6.8	6.8	6.9	6.9	7.0	7.2	7.2	7.3	7.3	7.4	7.4	7.5	7.6	7.6				
Compression Properties	Critical stress [N/mm ²]	24										30										
	Ultimate compressive stress [N/mm ²]	$[\gamma_c, \sigma_c]$	(0.00,24)										(0.00,30)									
		$[\gamma_p, \sigma_p]$	(0.00,24)										(0.00,30)									
	Compressive stiffness [$\times 10^3$ kN/m]	$[\gamma_c, \sigma_c]$	(3.00,2)										(3.28,3)									
		$[\gamma_p, \sigma_p]$	(3.00,2)										(3.28,3)									
	Nominal long term compressive stress [N/mm ²]	6.0										7.3										
Nominal long term column load [kN]	1670	1660	1650	1640	1630	1620	1600	1590	1580	2370	2360	2350	2330	2320	2300	2290	2270	2250				
Allowable tensile stress [$\gamma = 100\%$] [N/mm ²]	1.0										1.0											
Shear Properties ($\gamma = 100\%$)	Initial stiffness [$\times 10^3$ kN/m]	714	716	719	720	722	725	727	730	733	847	849	851	853	856	859	862	865	868			
	Post yield stiffness [$\gamma = 100\%$] [$\times 10^3$ kN/m]	0.549	0.551	0.552	0.554	0.555	0.557	0.560	0.562	0.564	0.652	0.653	0.655	0.657	0.658	0.661	0.663	0.665	0.668			
	Characteristic Strength [kN]	40.0	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	50.7	62.6	75.7	90.1	106	123	141	160	181			
	Equivalent shear stiffness [$\times 10^3$ kN/m]	0.749	0.804	0.865	0.932	1.01	1.09	1.17	1.27	1.37	0.906	0.969	1.04	1.11	1.19	1.28	1.37	1.47	1.58			
	Equivalent damping ratio [-]	0.185	0.193	0.219	0.244	0.266	0.285	0.302	0.317	0.329	0.174	0.199	0.223	0.246	0.266	0.284	0.300	0.314	0.328			

*1 Special thickness for flange is available. Please refer to the table on page 29 for more details.

ANEXO J. Propiedades a considerar en ETABS para modelar los aisladores sísmicos LRB.

Una vez seleccionada la opción Rubber Isolator se deben de marcar las propiedades del elemento Link en las direcciones U1, U2 y U3 (Ver Figura J.1). Esto se realiza para especificar que el aislador tendrá propiedades en esas tres direcciones.

La dirección U1 será la dirección vertical y las direcciones U2 y U3 las direcciones horizontales. Cabe mencionar que en las direcciones U2 y U3 también se selecciona la opción NonLinear.

General			
Link Property Name	LRB	Link Type	Rubber Isolator
Link Property Notes	Modify/Show Notes...	P-Delta Parameters	Modify/Show...

Total Mass and Weight					
Mass	0	tonf-s ² /m	Rotational Inertia 1	0	tonf-m-s ²
Weight	0	tonf	Rotational Inertia 2	0	tonf-m-s ²
			Rotational Inertia 3	0	tonf-m-s ²

Factors for Line and Area Springs	
Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property	0.001 m
Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property	0 m ²

Directional Properties							
Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

OK Cancel

Figura J.1 Propiedades de los aisladores sísmicos LRB en ETABS.

En la dirección U1 se especifica en las propiedades lineales el valor de la rigidez vertical (K_v), como se muestra en la Figura J.2. Cabe mencionar que K_v es la misma para los límites inferiores, nominales y superiores del aislador.

Identification	
Property Name	LRB
Direction	U1
Type	Rubber Isolator
NonLinear	No

Linear Properties	
Effective Stiffness	170929.65 tonf/m
Effective Damping	12.42 tonf-s/m

Figura J.2 Propiedades de los aisladores sísmicos LRB para la dirección U1.

Los valores de las propiedades lineales y no lineales del aislador sísmico en las direcciones U2 y U3 serán las mismas debido a la forma circular del dispositivo.

En las propiedades lineales se coloca la rigidez efectiva (K_{eff}) y el coeficiente de amortiguamiento (C). En las propiedades no lineales del aislador se consideran la rigidez elástica (K_1), el esfuerzo de fluencia (F_y) y un valor de 0.1 que equivale a la relación (r) entre la rigidez post fluencia (K_2) y la rigidez elástica (K_1). En las Figuras J.3 y J.4 se muestran los valores correspondientes a dichas propiedades, tanto para los límites inferiores y superiores del aislador.

- Limites inferiores del aislador sísmico:

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. The 'Identification' section contains: Property Name: LRB, Direction: U2, Type: Rubber Isolator, NonLinear: Yes. The 'Linear Properties' section contains: Effective Stiffness: 62.16 tonf/m (labeled Km), Effective Damping: 12.42 tonf-s/m (labeled C). The 'Shear Deformation Location' section contains: Distance from End-J: 0 m. The 'Nonlinear Properties' section contains: Stiffness: 525.55 tonf/m (labeled K1), Yield Strength: 10.3 tonf (labeled Fy), Post Yield Stiffness Ratio: 0.1 (labeled r).

Figura J.3 Propiedades lineales para los límites inferiores del aislador sísmico LRB.

- Limites superiores del aislador sísmico:

The screenshot shows the 'Link/Support Directional Properties' dialog box. The 'Identification' section contains: Property Name: LRB, Direction: U2, Type: Rubber Isolator, NonLinear: Yes. The 'Linear Properties' section contains: Effective Stiffness: 1106.97 tonf/m (labeled Km), Effective Damping: 28.34 tonf-s/m (labeled C). The 'Shear Deformation Location' section contains: Distance from End-J: 0 m. The 'Nonlinear Properties' section contains: Stiffness: 779.06 tonf/m (labeled K1), Yield Strength: 19.43 tonf (labeled Fy), Post Yield Stiffness Ratio: 0.1 (labeled r).

Figura J.4 Propiedades lineales para los límites superiores del aislador sísmico LRB.