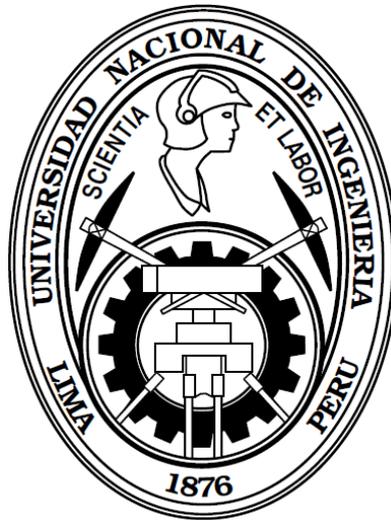


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS
“ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE UN
EDIFICIO IRREGULAR CON DISIPADORES
HISTERÉTICOS”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR
HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA**

**ASESOR
M.Sc. LEONARDO FLORES GONZALEZ**

LIMA – PERÚ

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir la tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

*Correo: heinz_jesus@hotmail.com

*Teléfono: 962347853

ÍNDICE

ÍNDICE	1
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE FIGURAS	7
LISTA DE TABLAS	11
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	13
INTRODUCCIÓN	14
GENERALIDADES	14
PROBLEMÁTICA	15
OBJETIVOS	15
Objetivo General	15
Objetivos Específicos	16
HIPÓTESIS	16
ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	16
CAPÍTULO I: FUNDAMENTO TEÓRICO	19
1.1 BALANCE DE ENERGÍA	19
1.2 SISTEMAS DE CONTROL PASIVOS DE ENERGÍA	22
1.2.1 Clasificación de los Sistemas Pasivos	22
1.2.2 Disipadores Activados por Desplazamientos	25
1.2.3 Disipadores Histeréticos	27
1.2.4 Funcionamiento de Disipadores Histeréticos	28
1.3 DISIPADORES TADAS	30
1.3.1 Propiedades Elásticas de Disipador TADAS	33
1.3.2 Diagrama de Histéresis Bilineal	39
1.4 DISIPADORES SHEAR LINK BOZZO SLB	41
1.4.1 Propiedades Elásticas de Disipador SLB	42
1.4.2 Diagrama de Histéresis	45
1.4.3 Tabla de Diseño Para Dispositivos 'SLB'	45
CAPÍTULO II: ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES Y REFORZAMIENTO	49
2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	49
2.1.1 Ubicación	49

2.1.2	Descripción de la Edificación	50
2.1.3	Planteamiento Arquitectónico	50
2.1.4	Características Estructurales	54
2.2	EVALUACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	56
2.2.1	Evaluación Estructural De Columnas.....	56
2.2.2	Evaluación Estructural De Vigas.....	58
2.2.3	Revisión Estructural De Losas	62
2.2.4	Análisis de Vibraciones Ambientales	64
2.2.4.1	<i>Periodo Fundamental De Vibración.....</i>	65
2.2.4.2	<i>Equipo Utilizado</i>	65
2.2.4.3	<i>Parámetros de Adquisición</i>	66
2.2.4.4	<i>Procesamiento Y Análisis De Los Datos</i>	67
2.3	ANÁLISIS SÍSMICO SIN SISTEMAS DE DISIPACIÓN	77
2.3.1	Parámetros Sísmicos.....	77
2.3.2	Análisis Modal de la Edificación.....	81
2.3.3	Sistemas Estructurales	84
2.3.4	Análisis de Irregularidades.....	85
2.3.4.1	<i>Análisis En La Dirección X</i>	85
2.3.4.2	<i>Análisis En La Dirección Y</i>	86
2.3.5	Análisis de Distorsiones.....	88
CAPÍTULO III: ANÁLISIS SÍSMICO CON DISIPADORES EN UNA EDIFICACIÓN IRREGULAR.....		93
3.1	REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS	93
3.1.1	Características de los Registros Sísmicos	93
3.1.2	Normalización de Registros Sísmicos.....	95
3.2	DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	97
3.2.1	Selección de disipadores TADAS	98
3.2.2	Selección de perfiles para Chevrón	105
3.2.3	Selección de disipadores SLB	106
3.3	ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES	108
3.3.1	Verificación de Distorsiones Según RNE E030.....	108
3.3.2	Distribución Final de Disipadores.....	111
3.3.3	Análisis de Irregularidades.....	116
3.3.3.1	<i>Verificación de Irregularidades En La Dirección X.....</i>	116

3.3.3.2	Verificación de Irregularidades En La Dirección Y.....	117
3.3.4	ANÁLISIS MODAL.....	117
CAPÍTULO IV: VALIDACIÓN DE LA HIPÓTESIS		125
4.1	EVALUACIÓN DE RESULTADOS	125
4.1.1	Análisis Comparativo de máximas distorsiones	125
4.1.2	Análisis Comparativo de máximos desplazamientos.....	130
4.1.3	Análisis Comparativo de fuerzas cortantes	138
4.2	DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA	143
4.3	ANÁLISIS DE COSTOS	147
4.4	COMENTARIOS GENERALES	152
CONCLUSIONES.....		153
RECOMENDACIONES.....		155
BIBLIOGRAFÍA.....		156
ANEXOS		

RESUMEN

La presente tesis estudia y analiza la respuesta sísmica de un edificio irregular de acuerdo al reglamento Nacional de Edificaciones E0.30, en caso de un sismo es necesario que la edificación disipe la energía inducida por sus principales elementos estructurales. Para disminuir los daños que puedan causar los sismos es posible realizar un análisis con la inclusión de dispositivos de disipación de energía el cual es el objetivo principal de esta investigación.

Se tomó en cuenta la configuración estructural de la edificación para realizar un análisis de la estructura existente con las propiedades convencionales del concreto armado según el Reglamento Nacional de Edificaciones, por medio de dicho análisis se obtienen las distorsiones de cada entrepiso las que deben cumplir con las distorsiones mínimas según la normatividad, con ello se determina las irregularidades que presentan, para luego equiparlo con los disipadores pasivos de energía Tipo TADAS y SLB, estos disipadores son colocados sobre los arreglos Chevron, tanto los disipadores TADAS, SLB y los perfiles de cada arreglo Chevron son predimensionados según el requerimiento sísmico de cada entrepiso. Para tal análisis se elabora el modelo matemático tridimensional del edificio irregular de 16 pisos y 8 sótanos tomado como ejemplo práctico en el software ETABS v.16.

Se realiza el análisis tiempo historia de la edificación irregular con la inclusión de disipadores de energía, para ello se considera tres registros sísmicos, el de Lima del 17 de octubre de 1966 en la dirección N08E, de Ancash del 31 de mayo de 1970 en la dirección N82W y de Lima del 03 de octubre de 1974 en la dirección N82W.

Los resultados que se obtienen tanto del análisis inicial se compararon con el análisis tiempo historia verificando que la utilización de los disipadores sísmicos de energía disminuyen las distorsiones de cada entrepiso, los desplazamientos y los esfuerzos en la base de la edificación, con lo que se demuestra que la aplicación de estos dispositivos son un método efectivo de reforzamiento para estructuras como la estudiada.

Heinz P. JESÚS PAUCARPURA

Lima, Mayo 2019

ABSTRACT

This thesis studies and analyzes the seismic response of an irregular building according to the National Building Regulation E0.30, in case of an earthquake it is necessary that the building dissipates the energy induced by its main structural elements. To reduce the damage that may cause earthquakes it is possible to perform an analysis with the inclusion of energy dissipation devices which is the main objective of this investigation.

The structural configuration of the building was taken into account to carry out an analysis of the existing structure with the conventional properties of the reinforced concrete according to the National Building Regulations, through this analysis the distortions of each mezzanine are obtained which must comply with the minimal distortions according to the regulations, this determines the irregularities that present, then equip it with passive energy dissipaters Type TADAS and SLB, these dissipaters are placed on the Chevron arrangements, both the TADAS, SLB and the profiles of each arrangement Chevron are pre-dimensioned according to the seismic requirement of each mezzanine. For this analysis, the three-dimensional mathematical model of the irregular building of 16 floors and 8 basements is taken as a practical example in the software ETABS v.16.

The analysis of the time history of the irregular building is carried out with the inclusion of energy dissipaters, for which three seismic records are considered, that of Lima on October 17, 1966 in the N08E address of Ancash on May 31, 1970 in the address N82W and Lima on October 3, 1974 at address N82W.

The results obtained from the initial analysis were compared with the time history analysis, verifying that the use of the seismic energy dissipaters reduces the distortions of each mezzanine, the displacements and the efforts at the base of the building, which is demonstrated that the application of these devices are an effective method of reinforcement for structures such as the one studied.

Heinz P. JESÚS PAUCARPURA

Lima, May 2019

PRÓLOGO

Esta investigación presenta la propuesta de reforzamiento del edificio objetivo ubicado en la Av. República de Panamá 3541 en el distrito de San Isidro, edificio ya construido de concreto armado y destinado para oficinas y estacionamientos.

A lo largo de los 4 capítulos encontraremos el desarrollo del análisis sísmico, la metodología de diseño de los dos tipos de dispositivos pasivos de disipación de energía utilizados en la presente tesis, el proceso de análisis del modelo con la inclusión de los dos tipos de disipadores de energía diseñados. También se presentan los resultados de los análisis dinámicos tiempo historia con comportamiento elástico de la estructura con cada uno de los dos tipos de disipadores de energía trabajando en el rango inelástico, con la utilización de registros sísmicos peruanos representativos, y finalmente se realiza el análisis comparativo de los resultados obtenidos del modelo empleado con cada uno de los dos tipos de disipadores SLB y TADAS. Comparándose los períodos, frecuencias, desplazamientos, energía disipada, entre otros. Finalmente se comparan las demandas de energía sísmica para cada uno de los dos tipos de disipadores de energía.

En el apartado final se presentan las principales conclusiones, referencias bibliográficas y anexos de la presente tesis de investigación sobre el comportamiento estructural del edificio. Así como también las recomendaciones más importantes a futuros trabajos de reforzamiento de edificios.

LISTA DE FIGURAS

Figura a.1: Flujograma de Organización.....	18
Figura 1.1: Balance de Energía	21
Figura 1.2: Clasificación de los sistemas de control pasivos.....	23
Figura 1.3: Tipos de Disipación Pasiva de Energía.....	24
Figura 1.4: Ciclo carga-deformación disipador activado por desplazamiento:	
a)Metálico, b)Friccional y c)Autocentrante.	26
Figura 1.5: Edificio con Disipadores	26
Figura 1.6: Disipadores Histeréticos	28
Figura 1.7: Organización de Análisis	30
Figura 1.8: Disipador TADAS sobre contraviento Chevrón	31
Figura 1.9: Disipador Tipo TADAS.....	31
Figura 1.10: Curvas Histeréticas de Laboratorio	32
Figura 1.11: Comportamiento del Dispositivo TADAS.....	32
Figura 1.12: (a) Diagrama de Deformación, (b) Momento, (c) Geometría de la Placa,	
(d) Distribución de Curvatura	33
Figura 1.13: Diagrama de Deformaciones en una Sección $b(x)$	35
Figura 1.14: Diagrama de Esfuerzos en Sección Transversal de Disipador	37
Figura 1.15: Estructura Ensayada	40
Figura 1.16: Curva Deformación - Carga de un Disipador	40
Figura 1.17: Modelo de Histéresis Bilineal de un Disipador TADAS	40
Figura 1.18: Geometría del Disipador SLB.....	41
Figura 1.19: Ensayo del Dispositivo SLB.....	41
Figura 1.20: Diagrama de Histéresis del Dispositivo SLB	42
Figura 1.21: Geometría 3D de un Dispositivo SLB.....	43
Figura 1.22: Rigidez a flexión del Dispositivos SLB	43
Figura 1.23: Modelo Elástico del Dispositivo SLB con el Chevrón	44
Figura 1.24: Diagrama de Histéresis Bilineal.....	45
Figura 1.25: Relación Monotónica Experimental y Numérica Fuerza-Desplazamiento	
del Disipador	46
Figura 1.26: Curva Histerética del Disipador SLB	47
Figura 1.27: Parámetros de la Tabla 1.3	47
Figura 2.1: Mapa de Ubicación	49
Figura 2.2: Planta Típica Sótanos.....	52
Figura 2.3: Planta 5 Primeros Pisos	52
Figura 2.4: Planta Típica Torre Central.....	53
Figura 2.5: Dimensiones de Columnas Típicas	56
Figura 2.6: Planta Elementos verticales más grandes	57

Figura 2.7: Esquema de Reforzamiento de Columnas Mediante Encamisado	58
Figura 2.8: Vigas Típicas Estacionamientos.....	59
Figura 2.9: Vigas Típicas	59
Figura 2.10: Requerimientos de Estribos en Vigas	60
Figura 2.11: Adición de Armadura Longitudinal.....	60
Figura 2.12: Reforzamiento Mediante Adición de Estribos.....	61
Figura 2.13: Distribución Típica de Losas en Sótanos	62
Figura 2.14: Ensanche de Viguetas.....	63
Figura 2.15: Sismógrafo Minimate Pro6	66
Figura 2.16: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 16)	68
Figura 2.17: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 16)	68
Figura 2.18: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 16)	68
Figura 2.19: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 16)	69
Figura 2.20: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 16)	69
Figura 2.21: Evento 3 - Geófono N°2 (Piso 16)	69
Figura 2.22: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 9)	70
Figura 2.23: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 9)	70
Figura 2.24: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 9)	70
Figura 2.25: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 9)	71
Figura 2.26: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 1)	71
Figura 2.27: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 1)	72
Figura 2.28: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 1)	72
Figura 2.29: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 1)	72
Figura 2.30: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 1)	72
Figura 2.31: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 1)	73
Figura 2.32: Variación Período Fundamental vs Pisos - Geófono N°1	73
Figura 2.33: Variación Período Fundamental vs Pisos - Geófono N°2	74
Figura 2.34: Período Fundamental por Piso	76
Figura 2.35: Zonificación sísmica del país.....	77
Figura 2.36: Mapa de Zonificación sísmica de Lima según el tipo de Suelo.....	78
Figura 2.37: Planta Típica de la Torre Central.....	79
Figura 2.38: Planta Típica 5 Primeros Pisos.....	80
Figura 2.39: Planta Típica Sótanos.....	80
Figura 2.40: Gráfico de Número de Modo vs Período	83
Figura 2.41: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado	83
Figura 2.42: Gráfico de Número de Modo vs FPM	84
Figura 2.43: Espectro de Aceleraciones (Dirección X)	85
Figura 2.44: Espectro de Aceleraciones (Dirección Y)	87
Figura 2.45: Gráfico de Distorsión Local en la Dirección X	89

Figura 2.46: Gráfico de Distorsión Local en la Dirección Y	90
Figura 2.47: Gráfico de Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección X.....	91
Figura 2.48: Gráfico de Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección Y.....	92
Figura 3.1: Registro Sísmico 17/10/1966.....	94
Figura 3.2: Registro Sísmico 31/05/1970.....	94
Figura 3.3: Registro Sísmico 03/10/1974.....	94
Figura 3.4: Espectro de respuesta con Registros sísmicos originales	95
Figura 3.5: Espectro de respuesta con Registros sísmicos escalados	95
Figura 3.6: Registro Sísmico Escalado (0.40g) 17/10/1966	96
Figura 3.7: Registro Sísmico Sísmico Escalado (0.32g) 31/05/1970.....	96
Figura 3.8: Registro Sísmico Escalado (0.42g) 03/10/1974	96
Figura 3.9: Dimensionamiento del sistema de refuerzo	97
Figura 3.10: Disipador TADAS propuesto.....	101
Figura 3.11: Distribución Disipador TADAS.....	104
Figura 3.12: Distribución de Crujía Típica.....	105
Figura 3.13: Modelo estructural reforzado con disipadores (TADAS y SLB)	107
Figura 3.14: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1966)	108
Figura 3.15: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1966)	109
Figura 3.16: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1970)	109
Figura 3.17: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1970)	110
Figura 3.18: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1974)	110
Figura 3.19: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1974)	111
Figura 3.20: Ubicación de Disipadores	112
Figura 3.21: Corte 1-1, Ubicación de Disipadores K-21 hasta K-40.....	113
Figura 3.22: Corte 2-2, Ubicación de Disipadores K-1 hasta K-20.....	114
Figura 3.23: Corte 3-3, Ubicación de Disipadores K-41 hasta K-61.....	115
Figura 3.24: Gráfico de Número de Modo vs Período (Sin Disipadores)	121
Figura 3.25: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Sin Disipadores)	121
Figura 3.26: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Sin Disipadores)	122
Figura 3.27: Gráfico de Número de Modo vs Período (Disipadores SLB).....	122
Figura 3.28: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Disipadores SLB).....	123
Figura 3.29: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Disipadores SLB).....	123
Figura 3.30: Gráfico de Número de Modo vs Período (Disipadores TADAS)	124
Figura 3.31: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Disipadores TADAS)	124
Figura 3.32: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Disipadores TADAS) ..	124
Figura 4.1: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1966)	129
Figura 4.2: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1970)	130
Figura 4.3: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1974)	130

<i>Figura 4.4: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS</i>	
(Sismo 1966)	137
<i>Figura 4.5: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS</i>	
(Sismo 1970)	137
<i>Figura 4.6: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS</i>	
(Sismo 1974)	138
<i>Figura 4.7: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1966: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	139
<i>Figura 4.8: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1970: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	139
<i>Figura 4.9: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1974: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	140
<i>Figura 4.10: Fuerza cortante en entrepiso Sismo 1966: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	141
<i>Figura 4.10: Fuerza cortante en cada entrepiso Sismo 1970: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	142
<i>Figura 4.12: Fuerza cortante en cada entrepiso Sismo 1974: (a) Dirección X,</i>	
(b) Dirección Y	143
<i>Figura 4.13: Balance de Energía (Sismo 1966 con SLB)</i>	144
<i>Figura 4.14: Balance de Energía (Sismo 1966 con TADAS)</i>	144
<i>Figura 4.15: Balance de Energía (Sismo 1970 con SLB)</i>	145
<i>Figura 4.16: Balance de Energía (Sismo 1970 con TADAS)</i>	145
<i>Figura 4.17: Balance de Energía (Sismo 1974 con SLB)</i>	146
<i>Figura 4.18: Balance de Energía (Sismo 1974 con TADAS)</i>	146

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1: Aspectos deseables para el uso de dispositivos	25
Tabla 1.2: Valores óptimos de α y β	39
Tabla 1.3: Parámetros de Diseño del Disipador SLB	48
Tabla 2.1: Distribución de Ambientes	51
Tabla 2.2: Parámetros de adquisición de datos de campo.....	66
Tabla 2.3: Tabla de Resultados del Análisis de Registros de Vibración y la Estimación de los Períodos de Vibración por Piso	75
Tabla 2.4: Períodos " T_p " Y " T_L " (Tabla N°4 RNE E.030)	79
Tabla 2.5: Parámetros de Zona, Uso y Suelo.....	81
Tabla 2.6: Períodos de Vibración.....	81
Tabla 2.7: Factor de Participación de Masas.....	81
Tabla 2.8: Modos de Vibración y Período Fundamental Considerando Tabiquería.....	82
Tabla 2.9: Sistemas Estructurales (Tabla N°7 RNE E030).....	84
Tabla 2.10: Irregularidades en la Dirección X.....	86
Tabla 2.11: Irregularidades en la Dirección Y.....	88
Tabla 2.12: Distorsiones Relativas en la Dirección X.....	89
Tabla 2.13: Distorsiones Relativas en la Dirección Y.....	90
Tabla 2.14: Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección X.....	91
Tabla 2.15: Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección Y.....	92
Tabla 3.1: Principales Características de los Registros Sísmicos.....	93
Tabla 3.2: Calculo de la Rigidez de cada Entrepiso en la Dirección X.....	98
Tabla 3.3: Calculo de la Rigidez de cada Entrepiso en la Dirección Y.....	99
Tabla 3.4: Rigidez elástica necesaria de cada Entrepiso en la Dirección X.....	100
Tabla 3.5: Rigidez elástica necesaria de cada Entrepiso en la Dirección Y.....	100
Tabla 3.6: Rigidez necesaria en cada entrepiso en la Dirección X	102
Tabla 3.7: Rigidez necesaria en cada entrepiso en la Dirección Y	102
Tabla 3.8: Propiedades de los Disipadores TADAS	103
Tabla 3.9: Propiedades de los Disipadores TADAS	104
Tabla 3.10: Área de acero necesaria en el perfil Chevrón en la dirección X e Y	106
Tabla 3.11: Irregularidades en la Dirección X con Disipadores SLB y TADAS	116
Tabla 3.12: Irregularidades en la Dirección Y con Disipadores SLB y TADAS	117
Tabla 3.13: Cuadro Comparativo de Periodos - Análisis Modal.....	118
Tabla 3.14: Factor de Participación de Masas Sismo (1966)	118
Tabla 3.15: Modos de Vibración Análisis Tiempo Historia con Disipadores SLB.....	119
Tabla 3.16: Modos de Vibración Análisis Tiempo Historia con Disipadores TADAS	120
Tabla 4.1: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1966).....	126
Tabla 4.2: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1966).....	127

<i>Tabla 4.3: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1970)</i>	127
<i>Tabla 4.4: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1970)</i>	128
<i>Tabla 4.5: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1974)</i>	128
<i>Tabla 4.6: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1974)</i>	129
<i>Tabla 4.7: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB</i>	
<i>(Sismo 1966)</i>	131
<i>Tabla 4.8: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS</i>	
<i>(Sismo 1966)</i>	132
<i>Tabla 4.9: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB</i>	
<i>(Sismo 1970)</i>	133
<i>Tabla 4.10: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS</i>	
<i>(Sismo 1970)</i>	134
<i>Tabla 4.11: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB</i>	
<i>(Sismo 1974)</i>	135
<i>Tabla 4.12: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS</i>	
<i>(Sismo 1974)</i>	136
<i>Tabla 4.13: Resumen de reducción de porcentajes de máximos desplazamientos</i>	136
<i>Tabla 4.14: Resumen de reducción de porcentajes de máximos desplazamientos</i>	139
<i>Tabla 4.15: Balance de energía con disipadores</i>	143
<i>Tabla 4.16: Presupuesto Obras Provisionales</i>	148
<i>Tabla 4.17: Presupuesto Reparación de Losas</i>	148
<i>Tabla 4.18: Reforzamiento de Vigas y Viguetas</i>	149
<i>Tabla 4.19: Reforzamiento de Columnas</i>	150
<i>Tabla 4.20: Reforzamiento con Disipadores Histeréticos</i>	150
<i>Tabla 4.21: Resumen de Presupuesto</i>	151
<i>Tabla 4.22: Desagregado de Gastos Generales</i>	151
<i>Tabla 4.23: Cuadro Resumen de Resultados</i>	152

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

C: Factor de Amplificación Sísmica.

R: Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas.

R_0 : Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones.

TADAS: Triangular Added Damping and Stiffness.

SLB: Shear Link Bozzo.

FPM: Factor de Participación de Masas.

C_T : Coeficiente para estimar el período fundamental de un edificio.

h_i : Altura del nivel "i" medido respecto al terreno.

h_n : Altura total de la edificación en metros.

N: Número de pisos del edificio.

g: Aceleración de la Gravedad.

U: Factor de uso o importancia.

Z: Factor de Zona.

S: Factor de Amplificación del Suelo.

V: Fuerza constante en la base de la estructura.

P: Peso total de la Edificación.

T: Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

T_p : Período que define la plataforma del factor.

T_L : Período que define el inicio de la zona del factor *C* con desplazamiento constante.

S_a : Espectro de pseudo aceleraciones.

d_i : Desplazamiento laterales del centro de masa del nivel "i" en traslación pura debido a las fuerzas f_i .

F_i : Fuerza sísmica horizontal en el nivel "i".

f_i : Fuerza lateral en el nivel "i".

I_a : Factor de Irregularidad en Altura.

I_p : Factor de irregularidad en Planta.

INTRODUCCIÓN

GENERALIDADES

Desde la década de los noventa los ingenieros estructurales comenzaron a desarrollar los conceptos de disipación dentro de una tecnología trabajable y de bajo costo; el costo de los dispositivos pasivos de disipación varía entre 200 y 400 dólares, mientras que un aislador de base puede costar 6000 dólares (Bozzo, 2013). Por su buena respuesta y rendimiento un número de estos dispositivos se instala en estructuras en diversos lugares (Whittaker, 2000). Esto hace que los niveles de daño o de degradación que sufren los elementos estructurales y no estructurales en caso de sismo severo sean mínimos o no se presenten, lo que constituye una mejora en la seguridad de los ocupantes del edificio y también protege la inversión de los dueños.

Sismos como el del 2007 demuestran que los edificios diseñados y construidos de acuerdo a las Normas más recientes tienen una buena respuesta sísmica, pero no todas las edificaciones están diseñadas de acuerdo con la norma. Muchos de estos edificios están propensos a sufrir daños en un sismo, por eso es recomendable reforzar o rediseñar los edificios para prepararlos para un evento de esta naturaleza, ya que el costo de reparación de daños y el tiempo necesario de reparación son mayores que los mencionados anteriormente (Ruiz et al., 2000).

Existen en el Perú experiencias pasadas de aplicación de dispositivos de disipación como el edificio del Casino Mubarak ubicado en Lima, el cual es el primer edificio con Disipadores en el Perú (Bozzo y Hurtado, 2008). Este edificio es un ejemplo de cómo diseñar y reforzar con disipadores y prepararlos para un sismo de gran magnitud.

Las técnicas convencionales estipuladas por la reglamentación actual para mitigar y controlar la respuesta de una edificación ante un evento sísmico se basan en la combinación de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía en el rango inelástico de la estructura (Aguilar et al., 2016).

Con el avance de las investigaciones en ingeniería y tecnología se desarrollan técnicas de disipación de energía y se complementa 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 controlar la deformación y por lo tanto reducir el daño.

La realidad peruana obliga a estar preparados con edificios que cumplan el reglamento nacional de edificaciones para sismos de gran magnitud pero existen edificios en Lima que incumplen las normas de diseño sismo resistente obligatorio (Bozzo, 2013), como el edificio objetivo que está ubicado en la avenida República de Panamá en el distrito de San Isidro, el que comenzó a construirse en 1994 y fue concluido hace 11 años según el informe de opinión de valor (CBRE, 2016), este edificio será el objeto de análisis.

PROBLEMÁTICA

El edificio objetivo tiene una altura de 56 m, cuenta con 16 pisos y 8 sótanos destinados a oficinas y estacionamientos. El edificio en su estructura de sótanos y pisos inferiores está compuesto principalmente por muros de concreto de armado y la torre principal está estructurada principalmente por pórticos, que forman 45 grados con los muros de los sótanos, por lo que la edificación presenta irregularidad de sistemas no paralelos. A esto se le suman otras irregularidades en la estructura como: piso blando, irregularidad de masa, irregularidad por geometría vertical e irregularidad torsional extrema. Las inspecciones realizadas al edificio ayudaron a encontrar fisuras en las losas de los estacionamientos en zona de las vigas. Se observa que las vigas de sótano se encuentran perforadas perpendicularmente a su eje longitudinal; estas perforaciones se realizaron después de su construcción para ductos contra incendios, debilitando su resistencia. Esta estructura ante un evento sísmico de gran magnitud presenta irregularidades que podrían producir el colapso de la misma, para evitar el mismo se plantea la siguiente pregunta: ¿Cómo eliminar las irregularidades extremas de un edificio de tipo C como el propuesto para el análisis y que trabajos de reforzamiento son necesarios para mejorar su comportamiento estructural?

OBJETIVOS

Objetivo General

Eliminar las irregularidades estructurales extremas del edificio objetivo con la incorporación de dispositivos pasivos de disipación energía y definir los trabajos

de reforzamiento de los elementos estructurales para mejorar su comportamiento estructural.

Objetivos Específicos

- ✓ Realizar las mediciones ambientales de vibración en el edificio y obtener los periodos naturales de vibración para la calibración del modelo matemático.
- ✓ Proponer el modelo dinámico tridimensional computacional del edificio objetivo para uso tipo C como se encuentra ahora y verificar si es necesario un reforzamiento con disipadores, mostrando su comportamiento estático y dinámico lineal tiempo historia.
- ✓ Comparar el resultado de análisis con disipadores histeréticos tipo 'SL' y el tradicional TADAS.

HIPÓTESIS

Las irregularidades extremas se eliminan con la colocación de disipadores histeréticos en los pisos que presentan mayores distorsiones relativas. Para conseguir tal comportamiento los disipadores deben absorber alrededor del 60% de la energía total de entrada y con los trabajos de encamisado de columnas, sistema de adición de armadura longitudinal, adición de estribos de las vigas, ensanche de viguetas de la losa aligerada y sellado de fisuras con epóxicos, el comportamiento estructural mejora.

ORGANIZACIÓN DE LA TESIS

La presente tesis se ha estructurado en 5 capítulos siguiendo una secuencia lógica de análisis del proyecto, en la parte final se ha incluido anexos y referencias bibliográficas.

El capítulo introductorio comenta los aspectos generales de reforzamiento de estructuras con los sistemas de disipación de energía, plantea la problemática y los objetivos de la presente investigación.

El primer capítulo contiene el marco teórico de los disipadores histeréticos. Empieza con la descripción general de los sistemas de control de energía y balance de energía, continúa con el marco teórico de los dispositivos pasivos de disipación de energía proponiendo diagramas de flujo del funcionamiento y

respuesta de dichos dispositivos, para el reforzamiento sismorresistente de estructuras.

En el segundo capítulo, se menciona la ubicación, las características geométricas del modelo del edificio irregular existente y las propiedades de los materiales empleados en el análisis, luego se calibra los períodos del modelo con las vibraciones ambientales, también se detalla los trabajos de reforzamiento de los elementos estructurales. Luego se procede al análisis del modelo para determinar las irregularidades y máximas deformaciones según la RNE E.030 en un edificio común (uso de oficinas). Se presentan los resultados preliminares del análisis sísmico.

En el tercer capítulo se presenta la metodología de diseño de los dos tipos de dispositivos pasivos de disipación de energía utilizados en la presente tesis. Luego se procede al análisis del modelo con la inclusión de los dos tipos de disipadores de energía diseñados. Se presentan los resultados de los análisis dinámicos tiempo historia con comportamiento elástico de la estructura con cada uno de los dos tipos de disipadores de energía trabajando en el rango inelástico, con la utilización de varios registros sísmicos peruanos representativos.

En el cuarto capítulo se presenta el análisis comparativo de los resultados obtenidos del modelo empleado con cada de los dos tipos de disipadores de energía. Se realiza una comparación del modelo sin disipadores de energía con el modelo con disipadores SLB y TADAS. Comparándose los períodos, frecuencias, desplazamientos, fuerzas cortantes, momentos de volteo. Finalmente se comparan las demandas de energía sísmica para cada uno de los dos tipos de disipadores de energía.

En el apartado final se presentan las principales conclusiones, referencias bibliográficas y anexos de la presente tesis de investigación sobre el comportamiento estructural del edificio. Así como también las recomendaciones más importantes a futuros trabajos de reforzamiento de edificios.

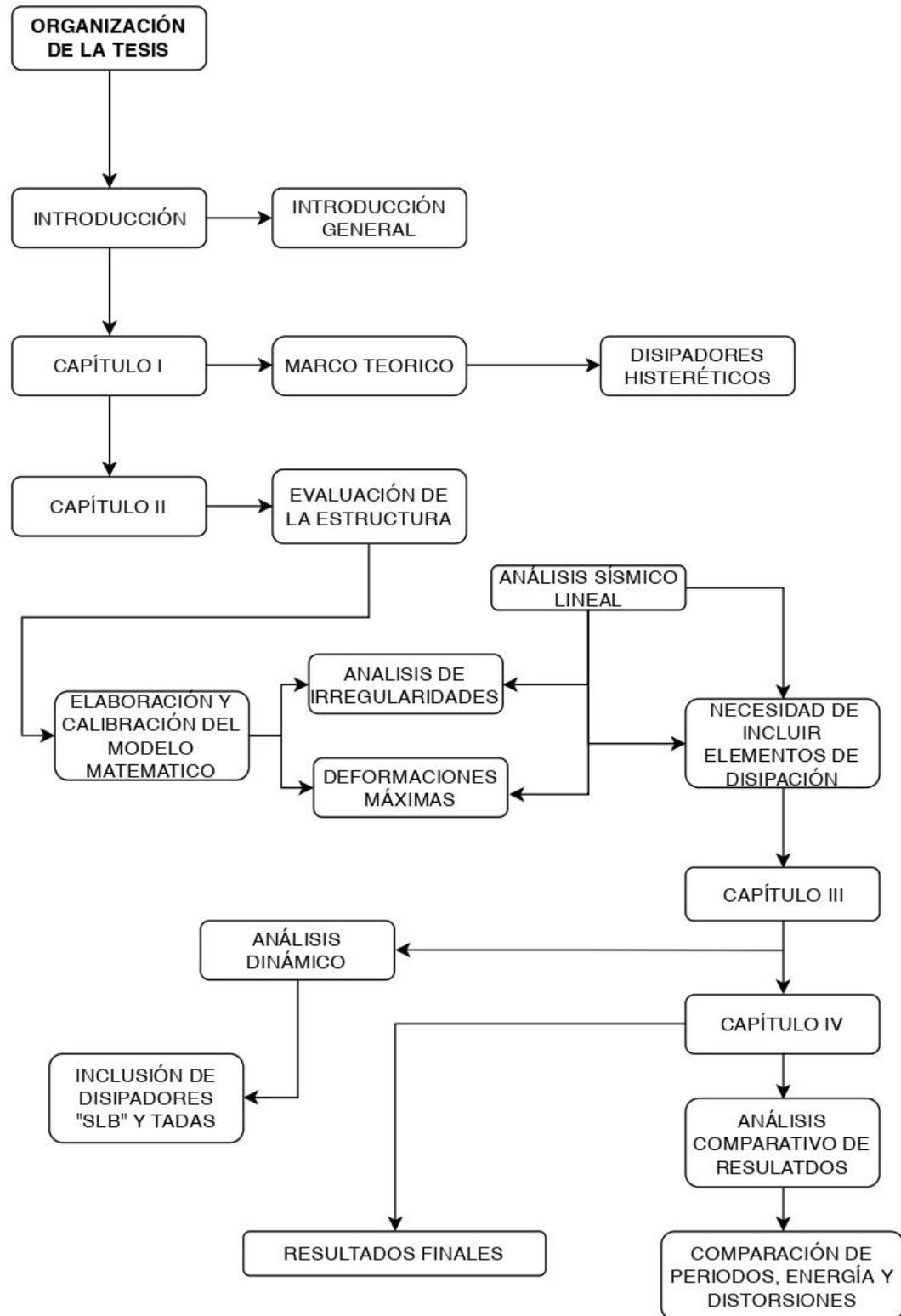


Figura a.1: Flujoograma de Organización

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO I FUNDAMENTO TEÓRICO

1.1 BALANCE DE ENERGÍA

A nivel mundial el concreto es el material con comportamiento estructural más usado y estudiado en la construcción de edificios. La construcción de nuevos exige que el modelo de su comportamiento sísmico sea de manera simplificada como si fuera un material lineal elástico, con ello no se olvida del comportamiento inelasticidad, el cual se toma en cuenta con la inclusión del coeficiente de reducción de carga R , este es relacionado con la capacidad que tiene el edificio en disipar energía. No obstante, para el trabajo de evaluación del comportamiento estructural de edificios, se necesita tener el modelo matemático con condiciones que no impidan olvidarse que tanto la resistencia y rigidez cambian a medida que la demanda sísmica influya sobre la edificación y como estos factores afectan en la capacidad real de disipar energía. Últimamente, con el avance y desarrollo tecnológico, vienen surgiendo metodologías y criterios para evaluar sísmicamente edificios de concreto. (Reyes y Rubiano, 2002).

Un sismo es un evento que genera un gran desprendimiento de energía, el cual se manifiesta en el movimiento del suelo y se traslada hacia las estructuras que estén en ella. Por lo que esto hace que la respuesta de las edificaciones sea vibrar y disipar energía a través de deformaciones plásticas, rozamiento, esfuerzos internos y rotura. (Villareal y Oviedo, 2008).

La finalidad del diseño estructural es el de asegurar el comportamiento adecuado de la estructura y mantenerlo seguro y funcional. Partiendo de dicha premisa es necesario investigar metodologías y criterios rehabilitación y reforzamiento de estructuras. El método más usado es reforzar y rigidizar la estructura, con lo cual se logra disminuir los desplazamientos, estos reforzamientos pueden realizarse con pórticos con diagonales, con sistemas de muros estructurales, contrafuertes (muros estructurales exteriores), entre otros. Esta intervención cambia sustancialmente el comportamiento de la estructura y potencialmente altera su uso, reduce los espacios y funcionalidad, afecta el uso durante la reparación y puede tener costos altos de reparación. (Reyes y Rubiano, 2002).

Una propuesta moderna de rehabilitación que resuelve muchos de los inconvenientes anteriores, consiste en cambiar las características dinámicas de la edificación usando sistemas de disminución de la demanda como amortiguadores, disipadores, aislamientos en la base, etc. Sin embargo, estos métodos no siempre pueden ser aplicados, ya que existen restricciones que impiden su uso indiscriminado. Para lograr soluciones racionales y económicas, se debe realizar un estudio cuidadoso de las variables que intervienen como la amenaza sísmica, el tipo de suelo, la configuración estructural, la esbeltez de los elementos, los costos iniciales, los costos de mantenimiento. (Reyes y Rubiano, 2002). En la presente tesis se desarrolla una metodología para la evaluación de estructuras existentes de concreto con el objeto de determinar la necesidad y alcance de su reforzamiento sísmico y seleccionar los trabajos adecuados para tal fin. En particular, se seleccionó dos disipadores pasivos de energía de fabricación, instalación y mantenimiento fáciles y económicos y se analizó su comportamiento y efectividad.

Una edificación sometida a la acción de un sismo es un sistema vibratorio que se compone por diferentes elementos, que pueden simplificarse de la siguiente manera:

- ✓ Los elementos de inercia, que están asociados a la aceleración del sistema, y tiene la función de almacenar y liberar energía cinética.
- ✓ Los elementos de rigidez, que están asociados a las deformaciones o desplazamiento de la estructura, y tiene la función de almacenar y liberar energía potencial.
- ✓ Los elementos de disipación que son asociados a la velocidad y al desplazamiento, representan la pérdida de energía del sistema (Espejel, 2013).

La energía de respuesta de un sistema vibratorio corresponde a la suma de las energías particulares de cada uno de los elementos. Esta suma de energías será igual a la energía externa que provoca cualquier excitación, como por ejemplo un sismo, para lograr el equilibrio. La energía que la estructura debe disipar mediante la plastificación del material puede disminuirse si se adiciona sistemas de reducción de respuesta con una alta capacidad de disipar energía, lo cual reduce el daño de los elementos estructurales, y lo concentra en dispositivos que pueden reemplazarse. (Arévalo, 2015).

La ecuación que expresa la conservación de la energía de un sistema estructural es:

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \quad (1.1)$$

E : Corresponde a la energía de entrada

E_k : Energía Cinética

E_s : Energía de deformación elástica

E_h : Energía irrecuperable, disipada por el sistema estructural a través de la Inelasticidad

E_d : Energía disipada por los dispositivos de amortiguamientos suplementarios.

En la ecuación (1.1) se desglosa todos los tipos de energía involucrados en la vibración de un edificio a causa de un sismo. La energía de entrada (E) representa el trabajo hecho por la fuerza de corte total en la cimentación debido al desplazamiento del terreno y contiene el efecto de las fuerzas de inercia de la estructura. La ocurrencia de deformaciones modifica la energía de entrada, reduciendo la aceleración y las deformaciones en regiones alejadas a las rotulas plásticas. (Reyes y Rubiano, 2002). En la figura 1.1, se muestra una descomposición de la energía asociada a una edificación durante un sismo, y una comparación de una estructura convencional con una que tiene disipadores de energía.

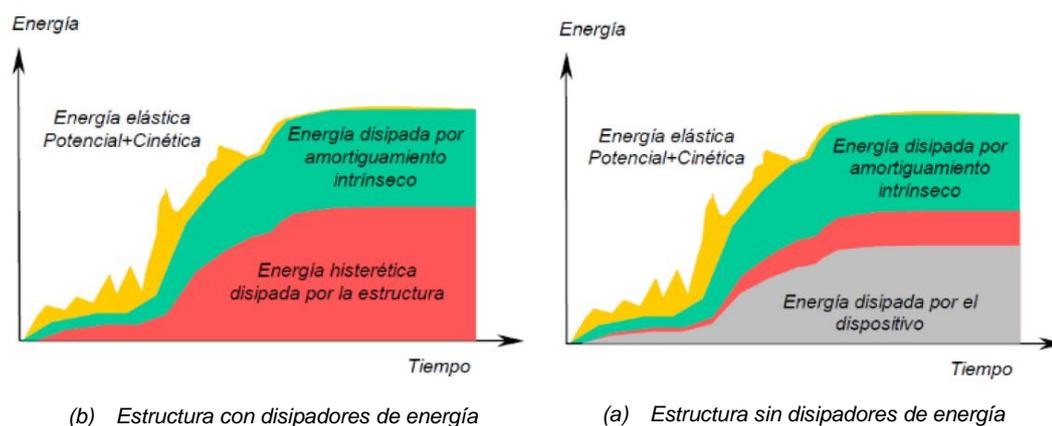


Figura 1.1: Balance de Energía

Fuente: Reyes y Rubiano (2002)

1.2 SISTEMAS DE CONTROL PASIVOS DE ENERGÍA

1.2.1 Clasificación de los Sistemas Pasivos

Tradicionalmente el diseño estructural ha estado enfocado en la determinación de fuerzas externas que deben ser resistidas por las edificaciones, dentro de unos límites aceptables de deformación. Si la respuesta estructural, en este caso la deformación (deriva), no está dentro de los límites establecidos por los criterios de diseño en la RNE E.030, la estructura se modifica, la respuesta estructural se estima nuevamente y los niveles de deformación se verifican. Si la respuesta estructural está dentro de los criterios de diseño, la estructura es apta para las fuerzas de diseño consideradas. Indirectamente, el nivel de daño estructural se controla con el nivel de deformación, y en esta relación se admite un desplazamiento tal que no ponga en peligro la vida de los habitantes ni la estabilidad de la edificación (Oviedo y Del Pilar, 2009).

Existe varios tipos de control, la presente tesis hace referencia a los disipadores histeréticos metálicos, estos dispositivos forman parte de los sistemas pasivos de disipación de energía. Se denominan “pasivos” debido a que las propiedades de control estructural no pueden modificar después de la instalación de los dispositivos. Además, desarrollan su trabajo según el movimiento de la estructura, generando fuerzas opuestas al desplazamiento de esta.

Los sistemas de control pasivo son dispositivos que instalados en la estructura reducen la respuesta sísmica de la misma sin la necesidad de fuentes energéticas externas para operar (Fujitani y Saito, 2006). La función de los dispositivos de disipación pasiva de energía es disminuir gracias a su aporte de rigidez y amortiguamiento, la demanda de disipación inelástica de energía en los marcos resistentes de la estructura, reduciendo así los desplazamientos y el daño que estos últimos puedan experimentar (Somarriba, 2012). Su implementación alrededor del mundo se ha llevado a cabo en países como Japón, Nueva Zelanda, Francia, Italia, México, Canadá y EEUU (Soong y Dargush, 1999).

Los sistemas de control pasivo ofrecen grandes ventajas, entre las que se cuentan:

- Realizan procedimientos más sencillos para verificar el estado del dispositivo.

- Utilizan menos componentes adicionales que intervienen en la respuesta de la edificación ante una excitación externa.
- La sencillez en los procedimientos de análisis y diseño estructurales.
- No necesitan una fuente de energía externa para su funcionamiento frente a la acción de sismos.

Dentro de los sistemas pasivos se identifican tres grupos: aisladores de base, disipadores de energía y sistemas sintonizados, como se puede observar en la figura 1.2.

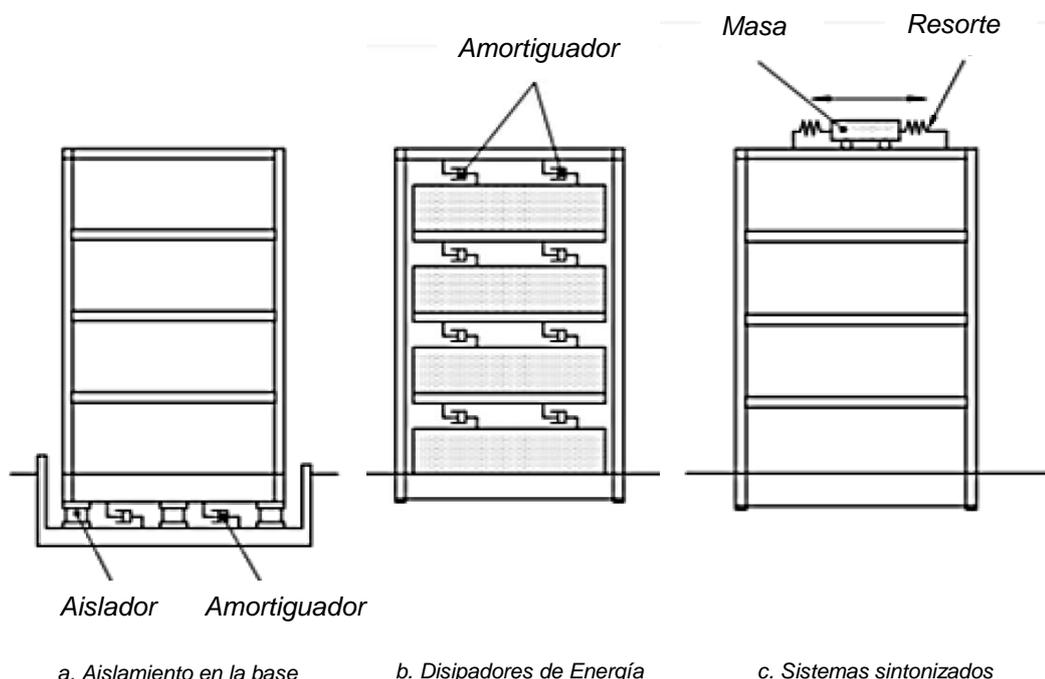


Figura 1.2: Clasificación de los sistemas de control pasivos

Fuente: Somarriba (2012)

El interés de la presente tesis son los disipadores de energía, estos dispositivos son clasificados en categorías según sean estos activados: pueden ser activados por desplazamientos, velocidades o por movimiento (fuerzas inerciales) tal como se muestra en la figura 1.3.

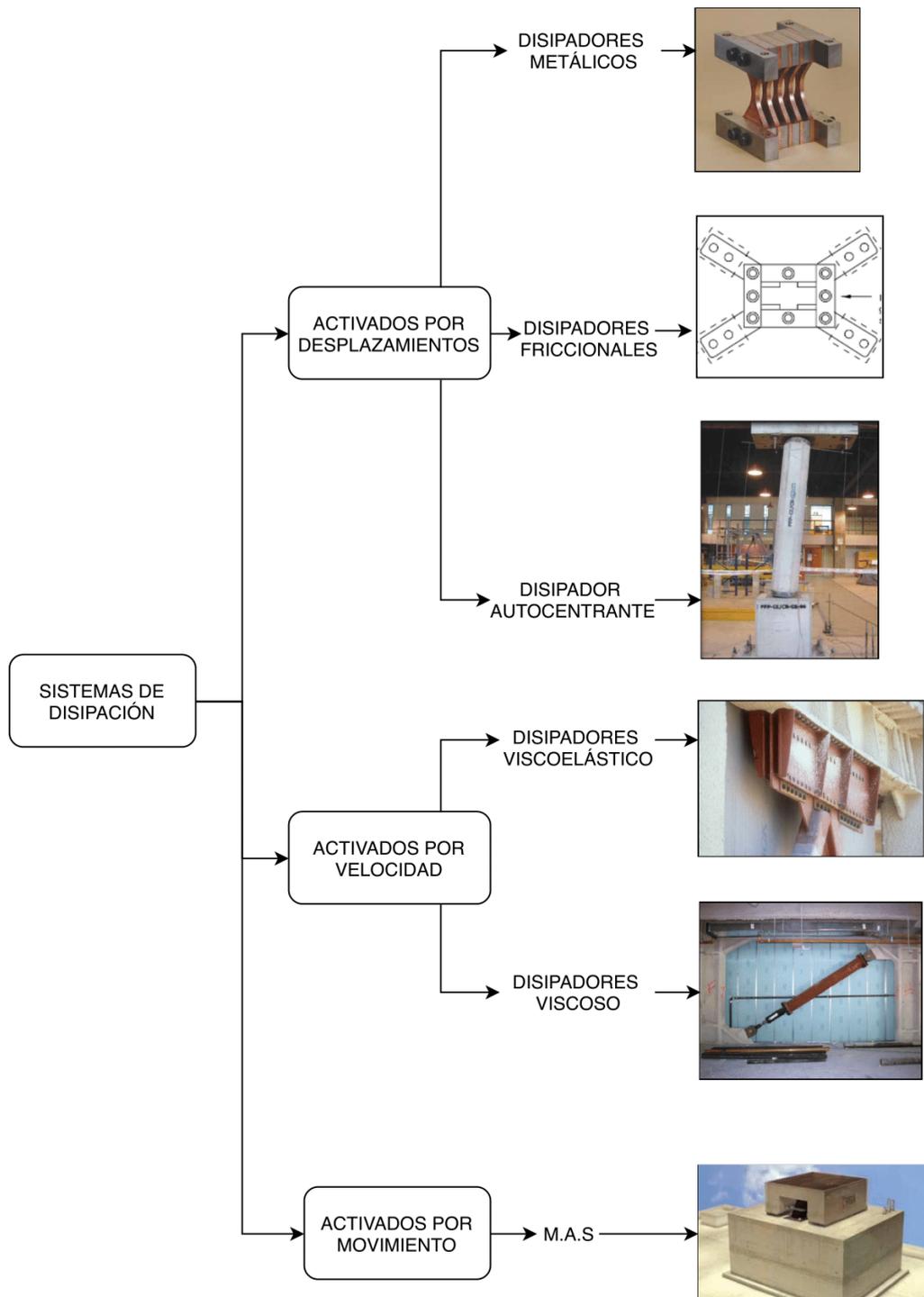


Figura 1.3: Tipos de Disipación Pasiva de Energía

Fuente: Cámara Chilena de la Construcción (2011)

Tabla 1.1: Aspectos deseables para el uso de dispositivos

Aspectos Deseables	Control pasivo		
	Aislamiento Basal	Disipadores Histeréticos	Masa Sintonizada
Bajo costo de instalación y puesta en obra de los dispositivos de control		*	
Larga vida útil de los dispositivos	*	*	*
Bajo costo de mantenimiento de los dispositivos de control ¹	*	*	*
Bajo costo de reemplazo de los dispositivos de control		*	
Baja probabilidad de reemplazo post-sismo de los dispositivos de control	*		*
Bajo costo de fabricación de los dispositivos de control ²		*	
Instalación simple en obra de los dispositivos de control		*	
Reducción del daño estructural por sismo	*	*	*
Simplicidad en el uso para la rehabilitación o reforzamiento de estructuras existentes		*	*
Simplicidad en la implementación en sistemas de pórticos	*	*	*
Simplicidad en la implementación en sistemas de muros de carga		*	*
No requiere mano de obra altamente calificada para la instalación de los dispositivos de control		*	
Alto control de daño en contenidos ³	*		*
Bajo impacto en las prácticas de construcción actuales		*	
Fácil consecución de materiales necesarios para la fabricación de los dispositivos en el país		*	
Baja interrupción del continuo funcionamiento de estructuras indispensables durante la instalación o reemplazo de los dispositivos de control	*	*	*

¹ Algunos dispositivos no necesariamente requieren mantenimiento.

² Para las técnicas de aislamiento basal y masa adicional se han desarrollado algunos dispositivos simples con un costo inferior a los comúnmente utilizados.

³ Note que las técnicas de aislamiento basal y masa adicional suelen ofrecer un mayor control de daño en contenidos que los disipadores histeréticos. Sin embargo, el nivel de protección ofrecido por los disipadores histeréticos es adecuado.

Fuente: Oviedo y Del Pilar (2009)

1.2.2 Disipadores Activados por Desplazamientos

Los disipadores de esta categoría se activan por medio de los desplazamientos relativos de los extremos del dispositivo, inducidos por los movimientos de la estructura durante un terremoto. Estos dispositivos disipan energía a través de la deformación plástica de sus componentes o mediante la fricción entre superficies

especialmente diseñadas para estos fines. Bajo esta clasificación se encuentran los dispositivos metálicos, friccionales, de extrusión de materiales y los sistemas autocentrantes. La Figura 1.4 muestra ciclos fuerza deformación típicos de disipadores activados por desplazamientos. El área encerrada por la curva corresponde a la energía disipada por el dispositivo (Cámara Chilena de la Construcción, 2011).

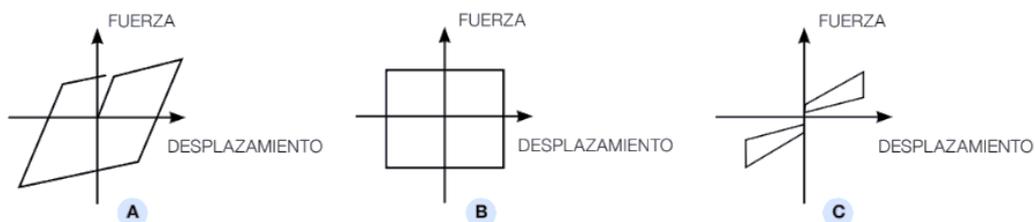


Figura 1.4: Ciclo carga-deformación disipador activado por desplazamiento: a)Metálico, b)Friccional y c)Autocentrante.

Fuente: Cámara Chilena de la Construcción (2011)

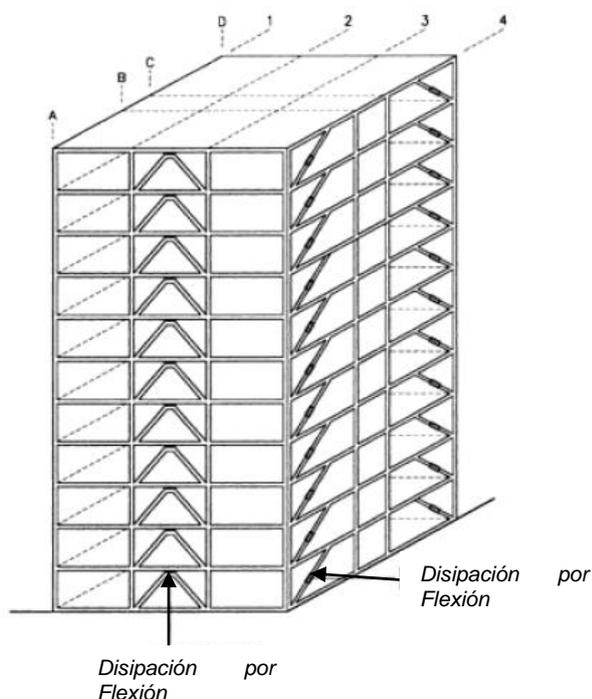


Figura 1.5: Edificio con Disipadores

Fuente: Bozzo (2002)

1.2.3 Disipadores Histeréticos

Los disipadores histeréticos dependen del desplazamiento y se basan en la plastificación de metales por flexión, cortante o extrusión. Estos cambian la energía de entrada del sismo en energía térmica a través de la histéresis plástica de metal o energía friccional. Tal comportamiento consiste en ciclos de carga, descarga y recarga en los cuales el material sobrepasa el límite de elástico sin fallar y de esta manera disipa cantidades significativas de energía (Gatica, 2012).

Los metales son los materiales que inhiben el comportamiento histerético más estable debido a su ductilidad. El material más utilizado ha sido el acero, sin embargo se ha diversificado, usando por ejemplo cobre, o aleaciones con diferentes metales. Estos mecanismos poseen una gran capacidad de amortiguamiento a partir de un volumen relativamente pequeño del dispositivo. Los efectos de amortiguamiento de este tipo de dispositivos varían con el nivel de sismicidad y también con la relación de la fuerza total de los amortiguadores instalados en la estructura respecto al peso total de la misma, el efecto de amortiguamiento varía con la amplitud de la vibración de la estructura (Gatica, 2012).

Las ventajas de estos disipadores (Symans et al., 2008) son:

- Comportamiento histerético estable.
- Seguridad a largo plazo.
- Su comportamiento histerético depende de los niveles de deformación alcanzados, no de la aceleración o de la velocidad de la respuesta.
- Insensibilidad a la temperatura del medio.
- Se basan en la capacidad del acero, cobre u otros materiales, de sostener muchos ciclos del comportamiento de rendimiento histerético estable para disipar la energía de entrada.
- Uso de materiales comunes en la práctica de la ingeniería.
- Su instalación y reposición son relativamente económicas, y no se deterioran en largos períodos de tiempo, lo cual los hace altamente confiables.

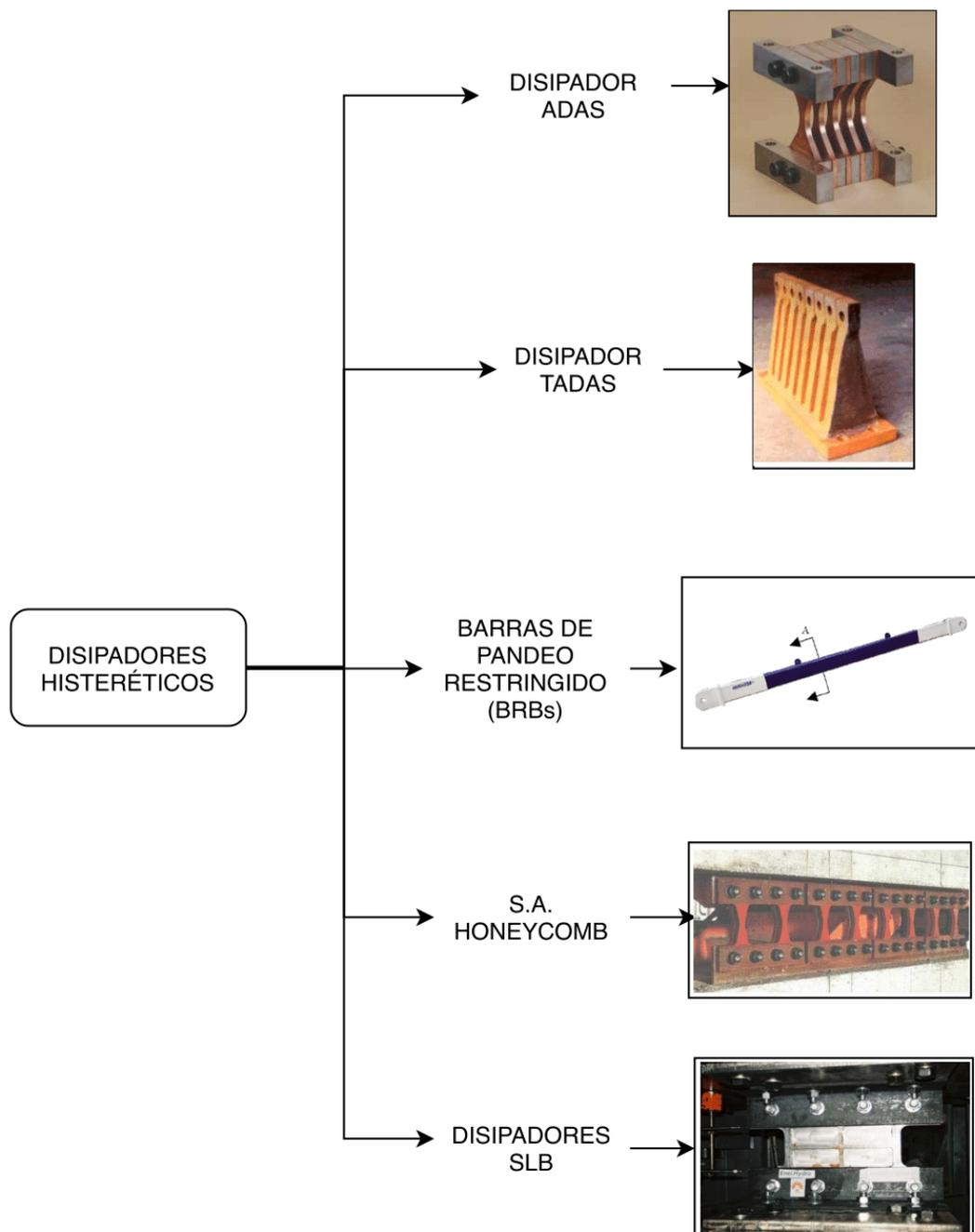


Figura 1.6: Disipadores Histeréticos

Fuente: Cámara Chilena de la Construcción (2011)

1.2.4 Funcionamiento de Disipadores Histeréticos

Oviedo, Midorikawa y Asari, realizaron una serie de análisis comparativos entre una edificación de concreto reforzado de 10 pisos sin disipadores tipo riostra con pandeo restringido y con ellos, y demostraron reducciones significativas del daño estructural en la estructura principal (concreto reforzado) y mejora del desempeño

estructural cuando las riostras son instaladas. Reportaron reducciones hasta del 60 % en desplazamientos y daño sísmico de piso, mostraron una distribución en altura casi uniforme de la reducción de desplazamiento y daño sísmico, lo que sugiere una protección controlada de la estructura principal. La reducción de los desplazamientos horizontales de piso se atribuye básicamente al aumento de rigidez del sistema dado por las riostras, además de la contribución a la disipación de la energía de vibración (Oviedo y Del Pilar, 2009).

Esta reducción de desplazamientos sugiere que la estructura principal podría ser dimensionada para un límite de deriva un poco más alto de lo comúnmente usado y las riostras se encargarían de controlar los desplazamientos. Sin duda, dimensionar la estructura principal para un límite de deriva mayor conduce a reducciones del tamaño de los elementos estructurales de la estructura principal y a posibles economías en la etapa de diseño. Como ejemplo se ha reportado que en edificaciones de acero, el peso de los elementos estructurales del sistema principal puede ser reducido hasta en un 10 % cuando se instalan las riostras con pandeo restringido. En edificaciones de concreto reforzado, la reducción en la demanda de ductilidad en los elementos de la estructura principal sugiere una reducción de los niveles de reforzamiento; aunque no se podría asegurar, ya que el reforzamiento es altamente dependiente de aspectos como niveles de carga vertical, especificaciones mínimas de los códigos y factores de seguridad (Oviedo y Del Pilar, 2009).

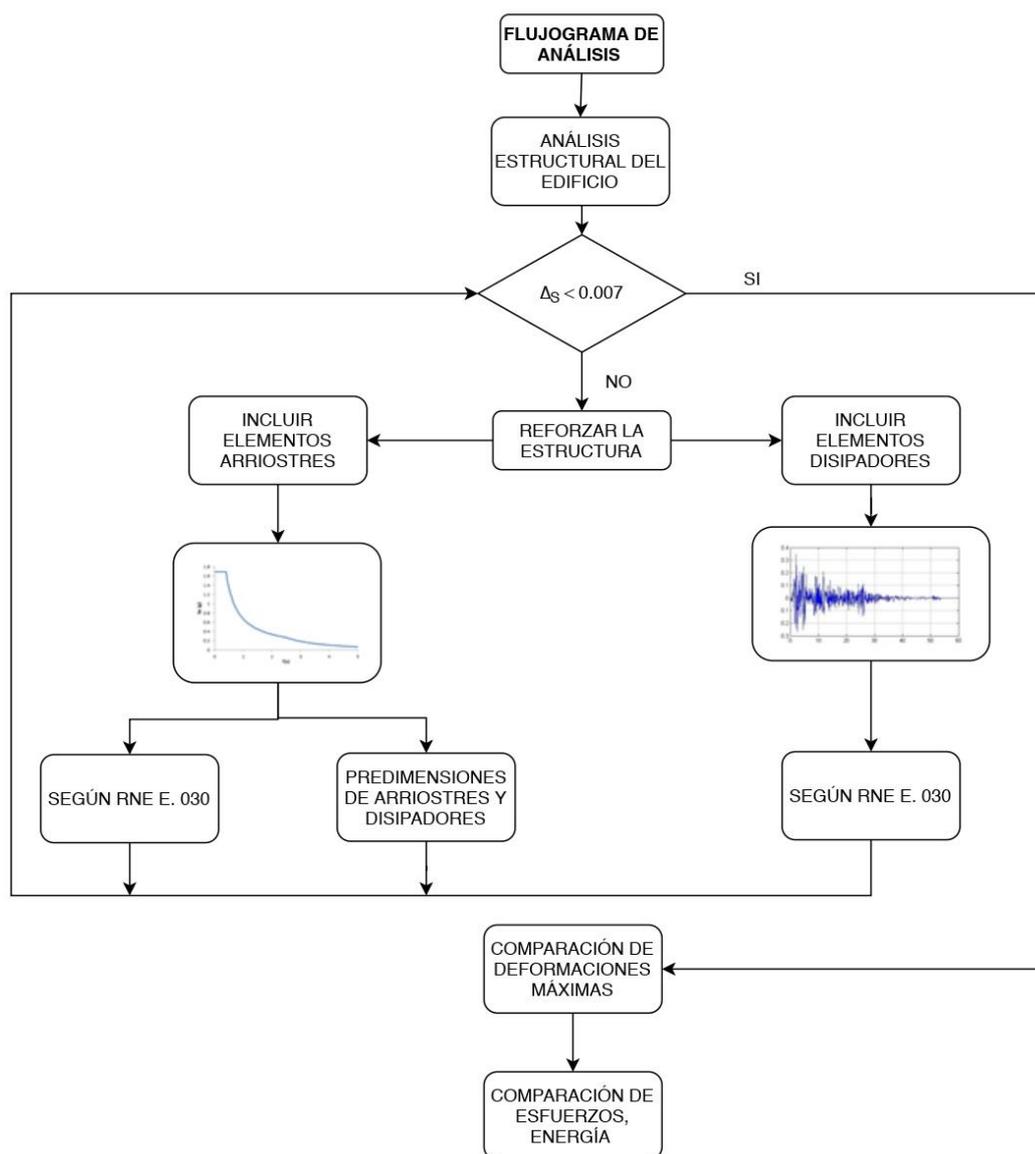


Figura 1.7: Organización de Análisis

Fuente: Elaboración Propia

1.3 DISIPADORES TADAS

Tsai et al, (1993) estudiaron una placa triangular llamada TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness), las placas se conectan con un empotramiento en uno de sus lados a otra placa de acero que se sujeta al nivel superior del entrepiso. En el vértice del triángulo se colocan pernos los cuales conectan a contravientos (arreglos Chevrón), este tipo de arreglo ocasiona en las placas una deformación en curvatura simple como una viga en voladizo (ver figura 1.11).

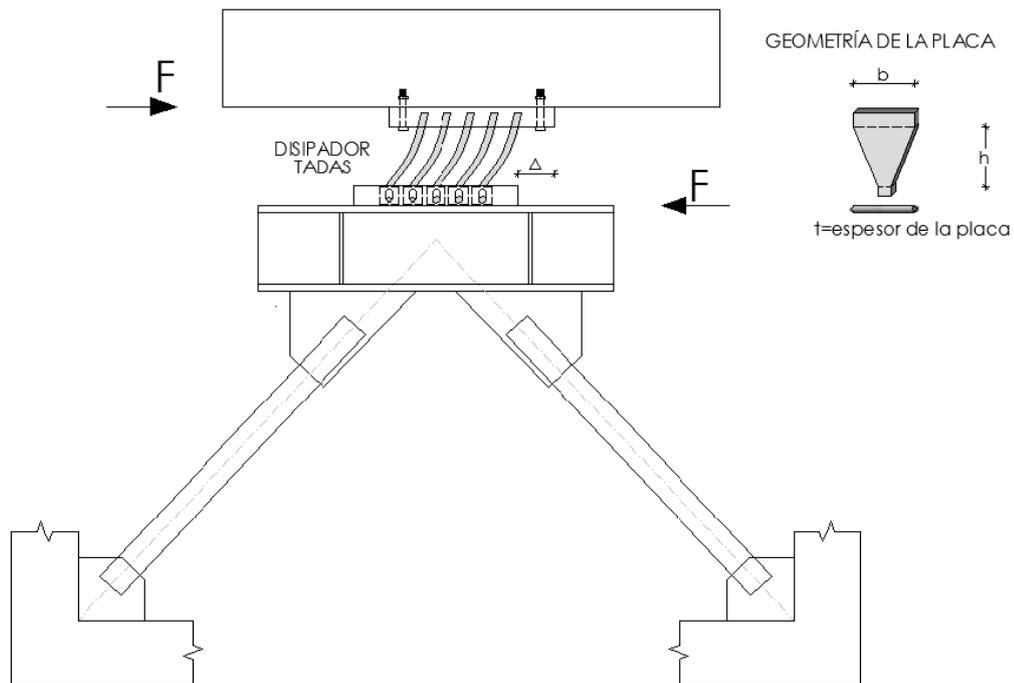


Figura 1.8: Disipador TADAS sobre contraviento Chevrón

Fuente: Aguiar et al (2016)

Una característica es que estos disipadores no resisten las cargas de gravedad al no estar empotrado en sus dos extremos, esto hace que su respuesta sea muy predecible (Aguiar et al, 2016).

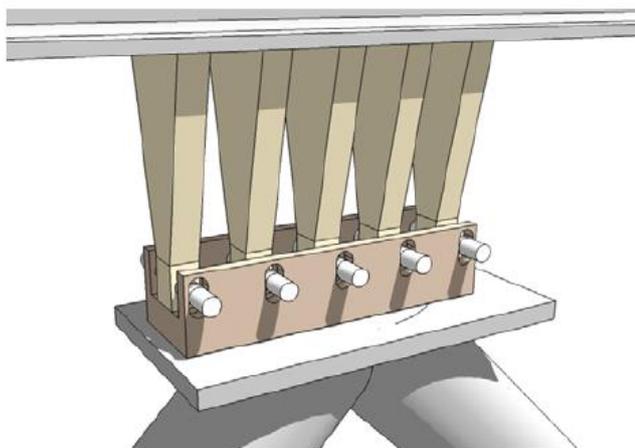


Figura 1.9: Disipador Tipo TADAS

Fuente: Tsai et al (1993)

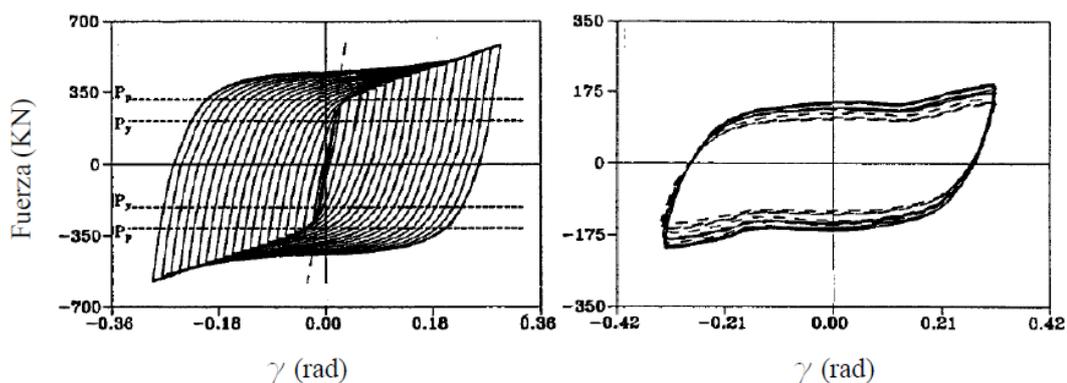


Figura 1.10: Curvas Histeréticas de Laboratorio

Fuente: Tsai et al (1993)

Gracias a la libertad de traslación en su extremo inferior, TADAS no sufre deformaciones debidas a las cargas verticales excesivas. Esto permite que la deformación del dispositivo se deba solamente a la flexión y por lo tanto, la predicción de su comportamiento es más acertada.

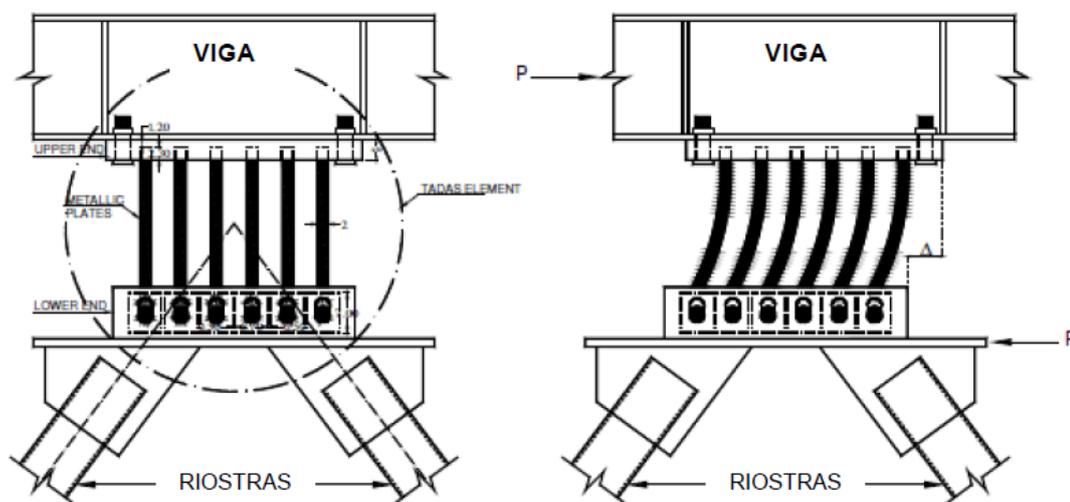


Figura 1.11: Comportamiento del Dispositivo TADAS

Fuente: Sajjadi et al (2008)

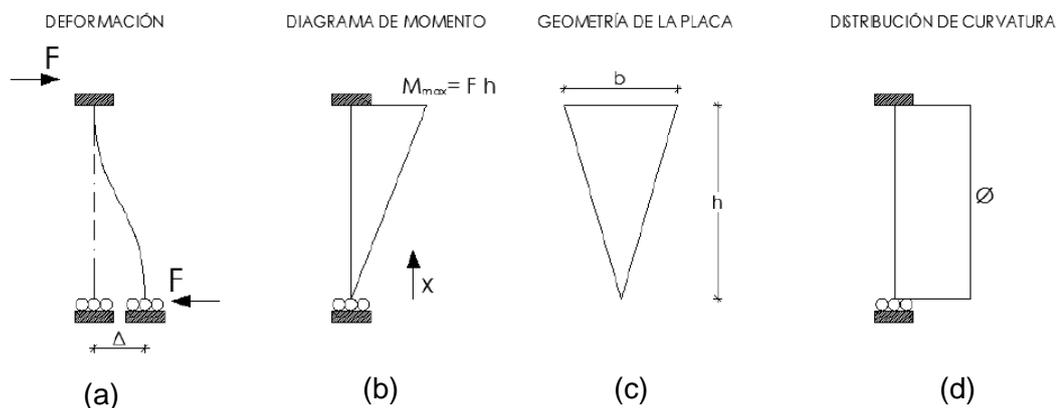


Figura 1.12: (a) Diagrama de Deformación, (b) Momento, (c) Geometría de la Placa, (d) Distribución de Curvatura

Fuente: Aguiar et al (2016)

1.3.1 Propiedades Elásticas de Disipador TADAS

Las propiedades iniciales de los disipadores de energía TADAS considerados para la presente tesis; son las siguientes:

La rigidez de cada entrepiso se calcula de acuerdo a la ecuación 1.2

$$K_i = \frac{F_i}{\Delta_i} \quad (1.2)$$

Donde:

K_i : Rigidez de cada entrepiso (t/m)

V_i : Fuerza cortante de entrepiso (t)

Δ_i : Desplazamiento de cada entrepiso (m)

Si bien los disipadores TADAS se analizan en el rango inelástico, los parámetros iniciales de las formulaciones no-lineales que se desarrollaran más adelante son los elásticos. A continuación se muestran algunas propiedades y expresiones utilizadas para el desarrollo del dispositivo TADAS (Tsai et al, 1993)

- La rigidez elástica
- La fuerza de fluencia
- La fuerza última
- El desplazamiento de fluencia

El resultado de las expresiones se basa en la formulación de la mecánica de materiales en el rango elástico. Además se desarrollan expresiones para ser usadas en otras propiedades que necesite el modelo.

➤ **Cálculo de la curvatura del dissipador TADAS**

La ecuación (1.3) define la variación de momentos $M_{(x)}$ y del ancho de la placa $b_{(x)}$, se considera que x se mide a partir del extremo inferior de la placa (Aguiar et al, 2016):

$$M_{(x)} = \frac{M_{\max} X}{h}$$

$$b_{(x)} = \frac{bx}{h} \quad (1.3)$$

La curvatura para elementos en flexión, se define en la siguiente expresión:

$$\phi_{(x)} = \frac{M_{(x)}}{E.I_{(x)}}$$

$$\phi_{(x)} = \frac{M_{\max} x}{E \frac{bx}{h} \frac{t^3}{12}}$$

$$\phi_{(x)} = \frac{M_{\max}}{Eb \frac{t^3}{12}} = cte \quad (1.4)$$

La curvatura no depende de la variable x .

➤ **Fuerza y desplazamiento de fluencia del dissipador TADAS**

Para calcular el momento de fluencia $M_{y(x)}$ y la curvatura de fluencia $\phi_{(y)}$ se presenta en la figura 1.13, una sección rectangular de la placa y el diagrama de deformaciones a una distancia x . El ancho $b_{(x)}$ es mucho mayor que el espesor de la placa t , que viene a ser la altura de la sección transversal.

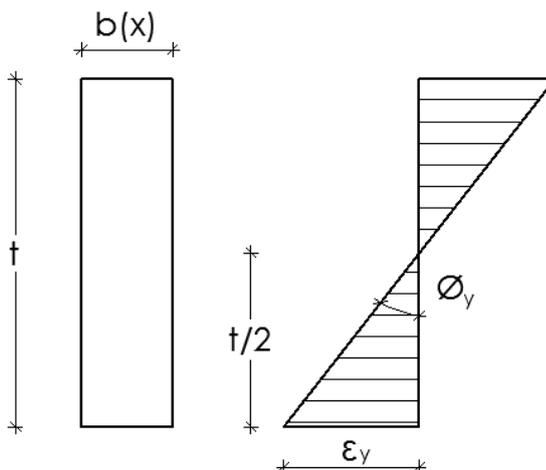


Figura 1.13: Diagrama de Deformaciones en una Sección $b(x)$

Fuente: Aguiar et al (2016)

De la figura 1.13 se tiene:

$$\phi_{(x)} = \frac{\varepsilon_y}{t/2} \quad (1.5)$$

El momento de fluencia es:

$$M_{y(x)} = \frac{f_y b_{(x)} t^2}{6} \quad (1.6)$$

El punto donde el momento es máximo es en $b_{(x)} = b$

$$M_{y(x)} = \frac{f_y b t^2}{6} \quad (1.7)$$

Del diagrama de momentos

$$F_y = \frac{M_{y \max}}{h} \quad (1.8)$$

Reemplazando

$$F_y = n \frac{f_y b t^2}{6h} \quad (1.9)$$

El desplazamiento de fluencia se halla integrando dos veces la curvatura, el cual se muestra gráficamente en la figura 1.12 (a), para tal fin se integra la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \int \int \phi_{y(x)} dx$$

$$\Delta_y = \int \phi_{y(x)} x dx$$

$$\Delta_y = \int_0^h \phi_{y(x)} x dx \quad (1.10)$$

$$\Delta_y = \frac{\varepsilon_y}{t/2} \frac{h^2}{2} = \frac{\varepsilon_y h^2}{t}$$

$$f_y = E \varepsilon_y$$

$$\Delta_y = \frac{f_y h^2}{Et} \quad (1.11)$$

➤ **Rigidez elástica del disipador TADAS**

Finalmente la rigidez elástica KDDE se encuentra dividiendo la fuerza de fluencia para el desplazamiento de fluencia.

$$K_{DDE} = K_i \frac{\Delta_{máx} - \Delta_{norma}}{\Delta_{norma}} \quad (1.12)$$

También,

$$K_{DDE} = \frac{F_y}{\Delta_y}$$

$$K_{DDE} = n \frac{Ebt^3}{6h^3} \quad (1.13)$$

Para determinar los puntos notables del diagrama bilineal que se muestran en la figura 1.17, necesitamos definir la fuerza última (Aguiar et al., 2016)

Se debe tomar en cuenta el valor del desplazamiento último, para el dissipador TADAS, este valor es aproximadamente 10 veces el desplazamiento de fluencia y está dado por la ecuación siguiente, donde μ es la ductilidad de los dissipadores:

$$\Delta_{\mu} = \mu \Delta_y \quad (1.14)$$

➤ **Fuerza de corte F_u de un dissipador TADAS**

El comportamiento del acero en el modelo se considera completamente plástico, de tal manera que no exista incremento de resistencia cuando se supera el desplazamiento de fluencia (Aguar et al., 2016).

La placa del dissipador TADAS se plastifica y en cada uno de sus puntos el esfuerzo del material es f_y como se indica en la figura 1.14. Por lo que la resultante es el estado plástico de las fuerzas a compresión y tracción, valen $f_y b(x) t/2$, y son las que generan el momento plástico M_p .

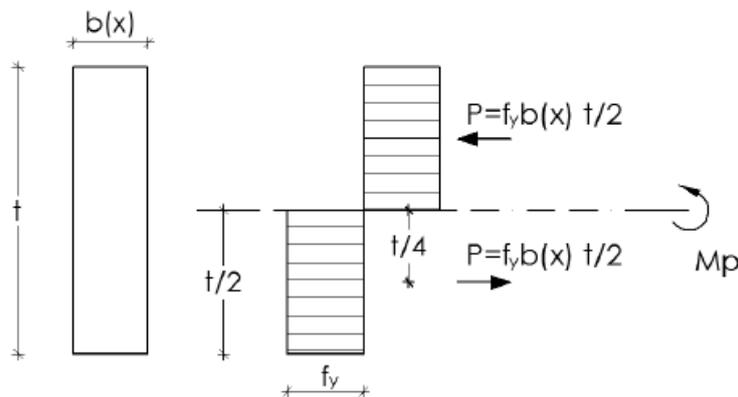


Figura 1.14: Diagrama de Esfuerzos en Sección Transversal de Dissipador

Fuente: Aguar et al (2016)

$$M_p = p \frac{t}{4} + p \frac{t}{4} = \frac{Pt}{2} \quad (1.15)$$

Al reemplazar $P = f_y b(x) t/2$, se tiene:

$$M_p = \frac{f_y b(x) t^2}{4} \quad (1.16)$$

El momento plástico es máximo en $b(x) = b$. Luego

$$M_{p\max} = \frac{f_y b t^2}{4} \quad (1.17)$$

El momento máximo para el caso del TADAS es igual a:

$$M_{p\max} = F_u h \quad (1.18)$$

Al igualar estas dos expresiones se tiene:

$$F_u = \frac{f_y b t^2}{4h} \quad (1.19)$$

El valor de la rigidez post fluencia es:

$$K_2 = \frac{F_u - F_y}{\Delta_u - \Delta_y} \quad (1.20)$$

α es un parámetro usado para el diseño del disipado, este se calcula en relación a la rigidez post fluencia y la rigidez elástica:

$$\alpha = \frac{K_2}{K_{DDE}} \quad (1.21)$$

➤ Selección de perfiles Chevrón

Tena y Nangullasmú (2013), realizaron un análisis no lineal a 360 modelos matemáticos de edificios no dúctiles de 5 a 25 pisos de altura, estos son reforzados con contravientos Chevrón con una inclinación de 40° y 45°, llegando a determinar los valores óptimos para α y β en función de su elevación, y los ángulos de inclinación de diagonales.

Tabla 1.2: Valores óptimos de α y β

NIVELES	θ	α	β
5	40°	0.25	0.50
	45°	0.25	0.50
10	40°	0.25	0.75
	45°	0.25	0.50
15	40°	0.25	0.75
	45°	0.25	0.50
20	40°	0.50	0.50
	45°	0.50	0.75
25	40°	0.50	0.50
	45°	0.50	0.75

Fuente: Aguiar et al (2016)

La rigidez K_{DIAG} se calcula a partir de la rigidez elástica y el valor de β :

$$K_{DIAG} = \frac{K_{DDE}}{\beta} \quad (1.22)$$

Con la rigidez de diagonal se calcula la rigidez transversal A_{DIAG} como sigue:

$$A_{DIAG} = \frac{K_{DIAG} L_{DIAG}}{E} \quad (1.23)$$

1.3.2 Diagrama de Histéresis Bilineal

En la figura 1.15 se presenta un estudio de un marco de 3 niveles realizado por Whittaker et al. (1989) a un marco de 3 niveles, en la University of California at Berkeley, en la cual colocaron disipadores ADAS sobre contravientos tipos Chevrón. El disipador del primer piso tiene 7 placas, el del segundo piso 6 y el del tercero 4 placas, de acero A-36 (Aguiar et al., 2016)

En la figura 1.16, se presenta el diagrama de histéresis del disipador del segundo piso, encontrado en el ensayo realizado por Whittaker et al. (1989). En esta figura se observa que el comportamiento es aproximadamente bilineal; a la derecha de este diagrama se ha dibujado la envolvente en la que se aprecia que el comportamiento es bilineal (Aguiar et al., 2016)

Basados en los estudios de Whittaker de forma simplificada y práctico se puede considerar bilineal el comportamiento de los disipadores TADAS, tal y como se muestra en la figura 1.17.

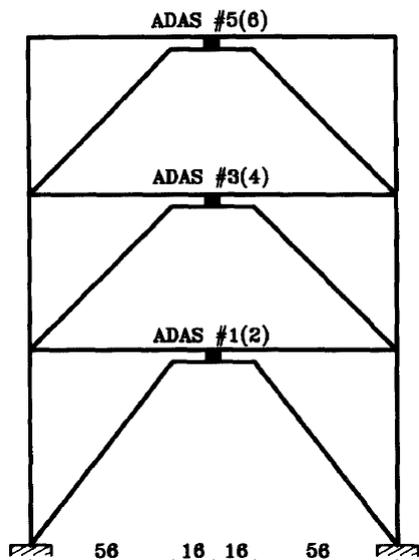


Figura 1.15: Estructura Ensayada
 Fuente: Whittaker et al (1989)

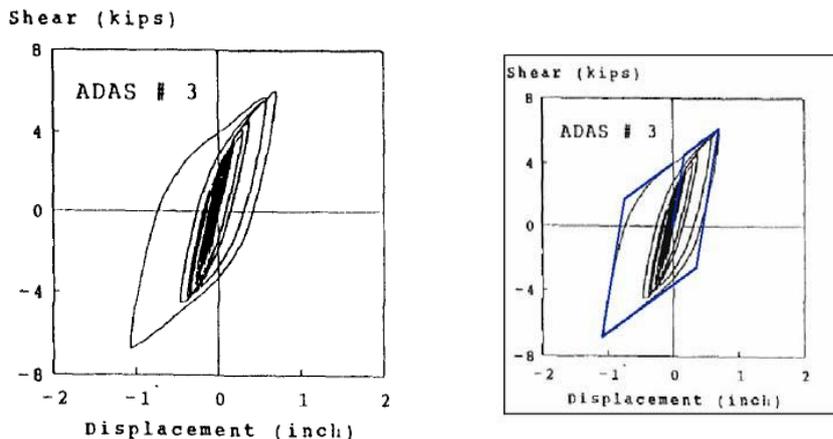


Figura 1.16: Curva Deformación - Carga de un Disipador
 Fuente: Whittaker et al (1989)

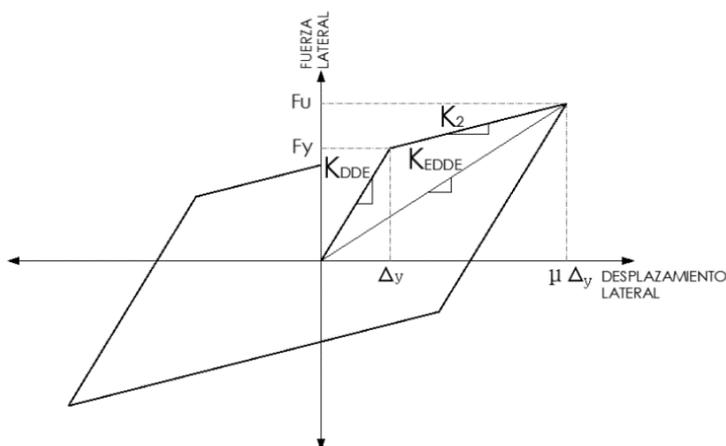


Figura 1.17: Modelo de Histéresis Bilineal de un Disipador TADAS
 Fuente: Aguiar et al (2016)

1.4 DISIPADORES SHEAR LINK BOZZO SLB

El disipador de Shear Link Bozzo (SLB) se basa en el sistema estructural de las abrazaderas excéntricas ya que la forma general es una sección de brida ancha bien rígida (ver figura 1.19). Sin embargo, el sistema no se basa en formas estándar o especialmente soldadas. Sino que el dispositivo se muele desde una forma estándar plana. Este proceso de fabricación propuesto por Cahís (1998) permite áreas disipadoras muy delgadas sin soldadura. Por otro lado, como en excéntrico aparatos ortopédicos, la disipación de energía es uniforme en toda la sección, y es muy estable siempre que el pandeo sea evitado. Otra característica importante del disipador SLB es que presenta un trabajo de doble modo, inicialmente la energía se disipa principalmente en la placa mediante esfuerzos de cizallamiento uniformes en un "modo de cizallamiento". Después de que la placa se degrade los refuerzos continúan disipando energía en un "modo de flexión".

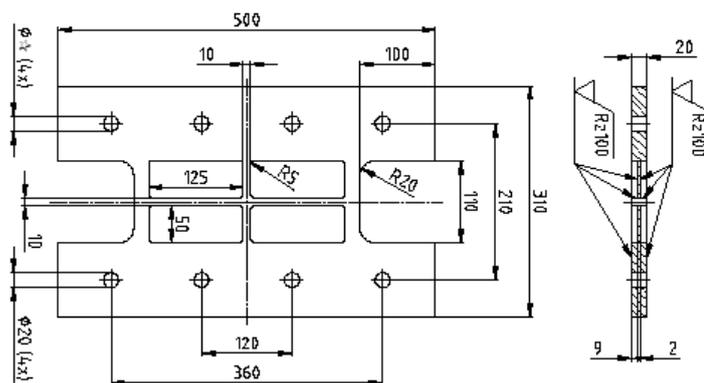


Figura 1.18: Geometría del Disipador SLB
 Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)



Figura 1.19: Ensayo del Dispositivo SLB
 Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

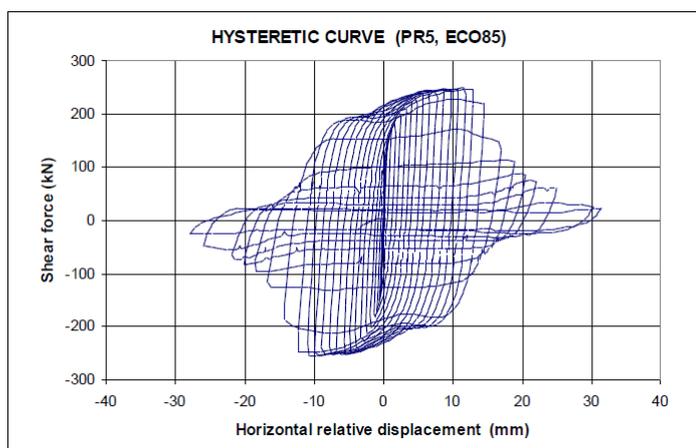


Figura 1.20: Diagrama de Histéresis del Dispositivo SLB

Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

1.4.1 Propiedades Elásticas de Disipador SLB

El marco de disipadores SLB presentado, trabaja como una columna que está empotrada en sus extremos, con rigidez kr y las ventanas trabajan a flexión, con rigidez kw ; como se observa en la figura 1.22.

$$k_r = \frac{72EI}{h^3} \quad (1.24)$$

$$I = \frac{tz^3}{12} \quad (1.25)$$

Donde t , es la dimensión de la sección transversal del marco; h es la altura de una ventana; E es el módulo de elasticidad del acero del SLB. La rigidez de las ventanas, se halla con la siguiente ecuación.

$$k_w = \frac{4GA_w}{h}$$

$$A_w = be$$

Donde b , es la longitud y el e , espesor de una ventana; G es el módulo de corte del material.

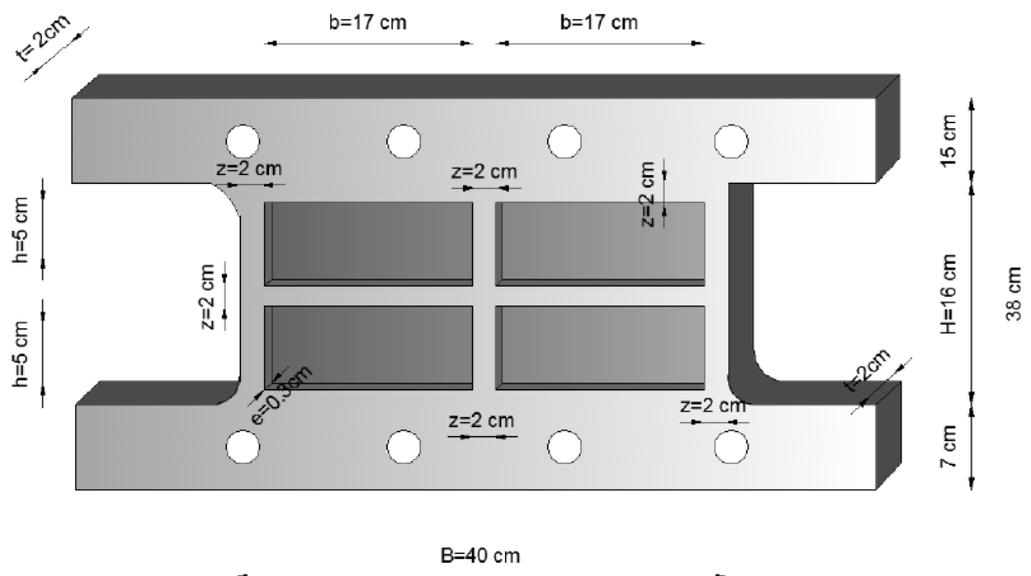


Figura 1.21: Geometría 3D de un Dispositivo SLB

Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

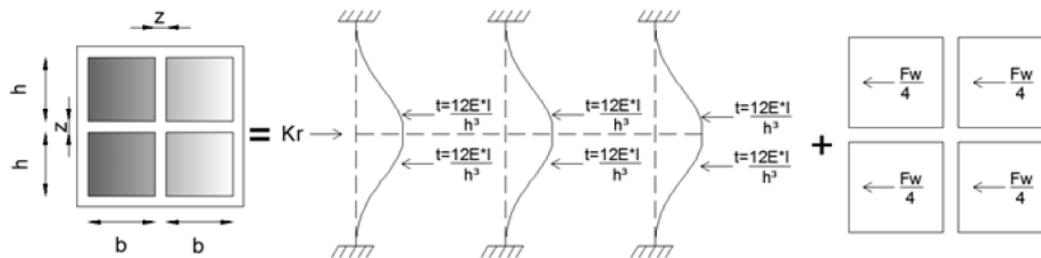


Figura 1.22: Rigidez a flexión del Dispositivos SLB

Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

El desplazamiento lateral del marco es igual al de la ventana. Por lo tanto trabajan como dos resortes en paralelo, estos elementos. En el rango elástico trabajan la ventana y el marco, mientras que en el rango plástico solo trabaja el marco.

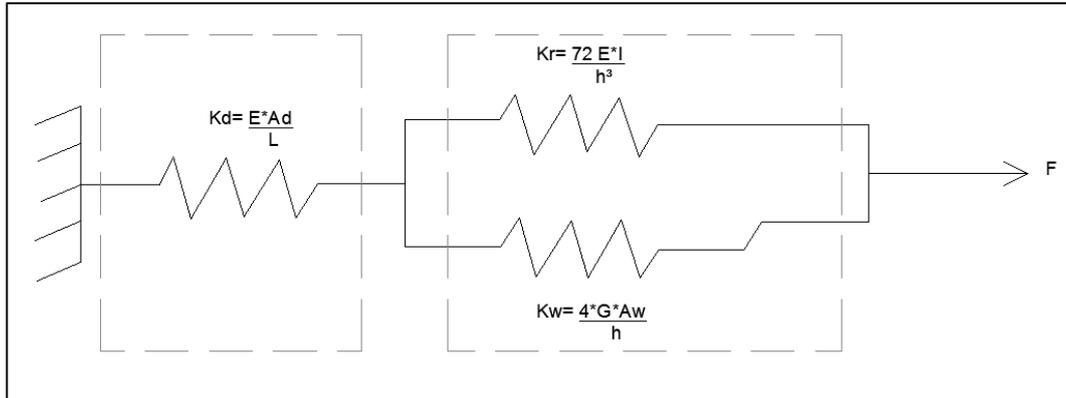


Figura 1.23: Modelo Elástico del Dispositivo SLB con el Chevrón

Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

$$k_{dis1} = k_r + k_w$$

$$k_{dis2} = \alpha k_r$$

Donde α es el coeficiente que relaciona la rigidez post fluencia con la elástica, se considera igual a 0.03. La fuerza de fluencia F_y es igual a la fuerza de la ventana F_w más la fuerza del marco F_r .

$$F_w = n \tau A_w \quad (1.26)$$

$$\tau = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y \quad (1.27)$$

Donde n es el número de ventanas; τ es el esfuerzo de corte; f_y es el esfuerzo de fluencia del material. Por otra parte el desplazamiento de fluencia q_y es igual a:

$$q_y = \frac{F_r}{k_r} = \frac{F_w}{k_w} \rightarrow F_r = \frac{k_r}{k_w} F_w \quad (1.28)$$

Donde:

$$F_y = n \tau A_w + \frac{k_r}{k_w} F_w \quad (1.29)$$

El análisis no lineal se puede realizar trabajando con k_{dis1} y k_{dis2} . (Nuzzo et al. 2015).

1.4.2 Diagrama de Histéresis

Por otro lado se puede considerar un modelo bilineal para el comportamiento fuerzas-deformación lateral, con una rigidez k_{dis1} para el rango elástico y k_{dis2} para el rango plástico.

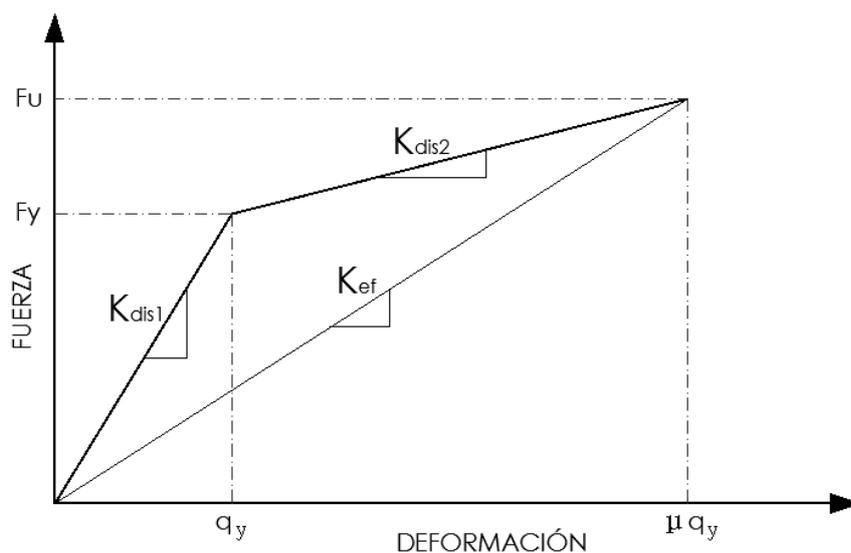


Figura 1.24: Diagrama de Histéresis Bilineal

Fuente: Bozzo y Aguiar (2016)

1.4.3 Tabla de Diseño Para Dispositivos 'SLB'

Existe una variedad de dispositivos SLB, estos dispositivos se llaman desde este punto como SLX_Y donde X denota el ancho total e Y denota el espesor de la banda. El parámetro X se varía entre 50, hasta 500 mm y el parámetro Y puede ser 2,3,4 o 5 mm para cada valor dado de X. En consecuencia, hay 32 (4x8) dispositivos diferentes bajo un patrón de respuesta similar, proporcionando un gran conjunto de conexiones no lineales para seleccionar. Por ejemplo, la fuerza de fluencia entre estos dispositivos varía desde 13.65 kN hasta 435.5 kN.

La Tabla 1.3 presenta un resumen de los parámetros de diseño más relevantes para estos dispositivos. Para desarrollar esta tabla se realizó una prueba de calibración numérico experimental en ISMES (Bérgamo, Italia) para el dispositivo SL30_2 se muestra en la figura 1.19. El objetivo de la prueba fue doble: (1) calibrar

el modelo no lineal y (2) estudiar la influencia de la conexión atornillada en las curvas histeréticas. Las pruebas experimentales fueron cíclicas por lo que La curva monotónica que se muestra en la figura 1.25 corresponde al esqueleto de la figura 1.26. La figura 1.25 muestra esto calibración numérico experimental que indica que se puede obtener una buena correlación usando el método relativamente simple modelo de plasticidad de endurecimiento isotrópico. Esto se considera una ventaja del dispositivo en comparación con otros basados en fricción o respuesta viscosa elástica que son más difíciles de modelar. Por ejemplo, los dispositivos de fricción son significativamente afectados por la velocidad de deslizamiento o la presión de contacto normal. Por otro lado, los dispositivos viscosos se ven afectados por temperatura. En contraste, el acero es un material más simple de modelar y estable bajo una variedad de condiciones. El segundo objetivo experimental era más complejo ya que involucraba varios detalles de conexión para determinar la fatiga potencial debido a la carga continua, como el viento. Los pernos eran todos de 20 mm de diámetro pero según la fuerza de pretensado las dimensiones de los agujeros se variaron de 21, 22 y 24 mm. Las pruebas de ciclismo fueron realizado para obtener curvas de histéresis y fatiga (Bozzo y Hurtado, 2008)

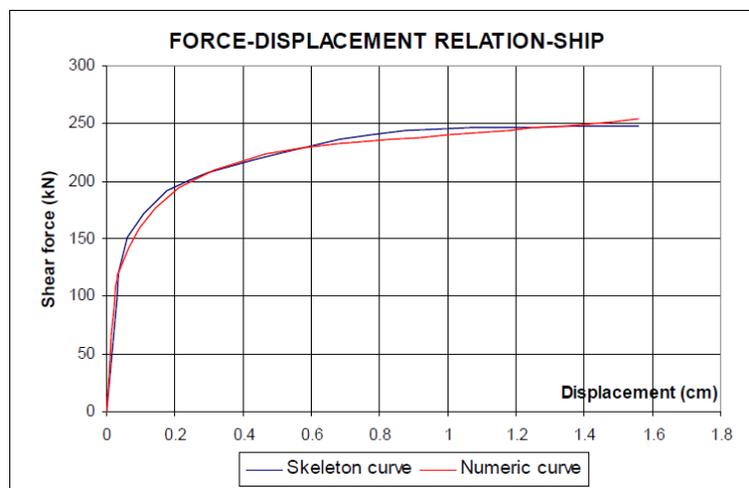


Figura 1.25: Relación Monotónica Experimental y Numérica Fuerza-Desplazamiento del Disipador

Fuente: Bozzo y Hurtado (2008)

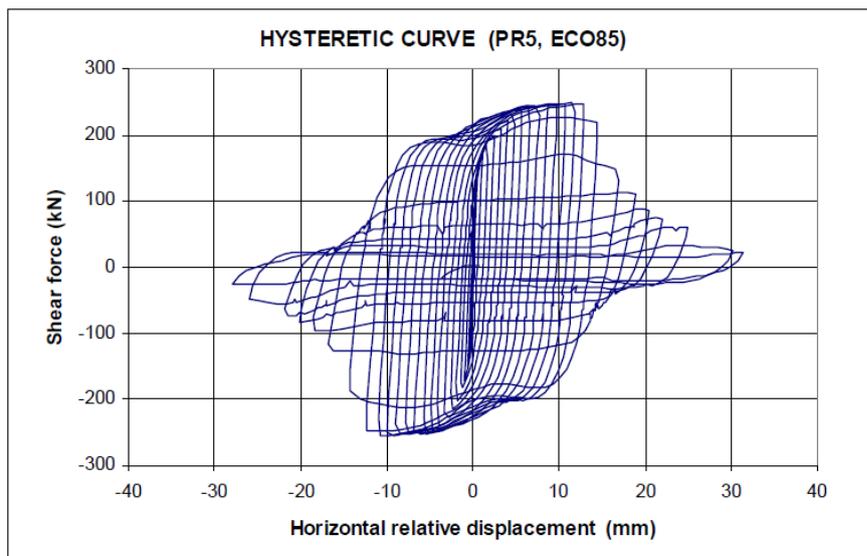


Figura 1.26: Curva Histerética del Disipador SLB

Fuente: Bozzo y Hurtado (2008)

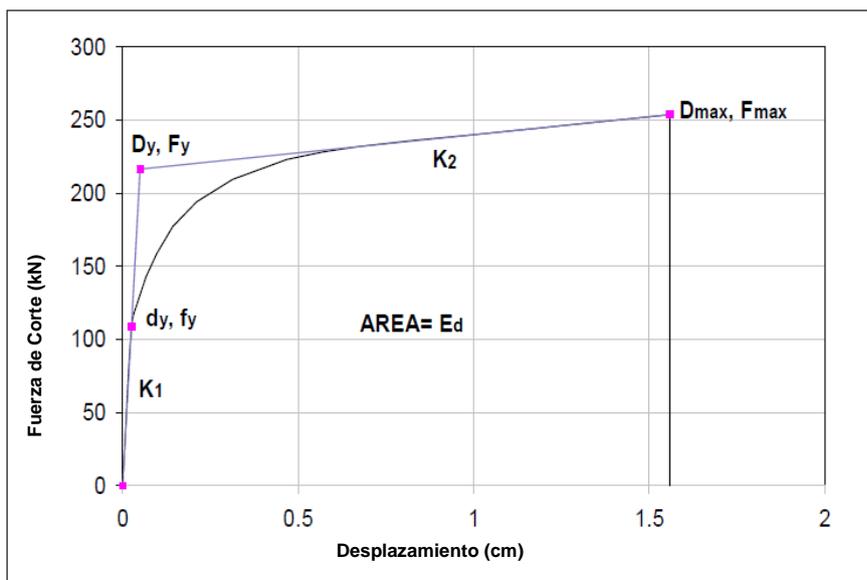


Figura 1.27: Parámetros de la Tabla 1.3

Fuente: Bozzo y Hurtado (2008)

- K_1 : Rigidez Inicial
- K_2 : Rigidez después de la fluencia
- d_y : Desplazamiento Inicial
- f_y : Fuerza Inicial
- D_y : Desplazamiento de fluencia
- F_y : Fuerza de fluencia
- F_{max} : A 1.559 cm de desplazamiento
- D_a : Desp. de pandeo del marco
- e : Ancho del dispositivo
- E_d : Energía Disipada

Tabla 1.3: Parámetros de Diseño del Disipador SLB

Fuente: Bozzo y Hurtado (2008)

Dispositivo	e	K1 (KN/cm)	K2 (KN/cm)	dy (mm)	fy (kN)	Dy (mm)	Fy (kN)	Fmax (kN)	Da (mm)	Ed (KN.cm)
SL5_2	2	546.1	14.4	0.25	13.65	0.463	25.27	47.32	39.93	54
SL5_3	3	663.5	13.4	0.321	21.3	0.549	36.4	56.59	89.87	69
SL5_4	4	763.8	11.8	0.357	27.27	0.628	47.96	65.26	159.83	84
SL5_5	5	834.3	8.8	0.357	29.78	0.716	59.76	72.93	249.83	97
SL10_2	2	1273.8	22.1	0.25	31.85	0.437	55.68	89.56	29.81	109
SL10_3	3	1644.4	21.6	0.277	45.55	0.491	80.67	113.62	67.1	146
SL10_4	4	1979.1	20.1	0.304	60.16	0.54	106.86	136.91	119.35	182
SL10_5	5	2216.7	17.4	0.331	73.26	0.6	133	159.27	186.45	216
SL15_2	2	2285.9	22.4	0.25	57.15	0.567	129.6	163.04	20.29	216
SL15_3	3	2929.6	23.3	0.268	78.51	0.565	165.55	200.32	45.66	271
SL15_4	4	3493.5	22.9	0.286	99.91	0.573	200.2	236.3	81.18	325
SL15_5	5	3856.1	22.3	0.321	123.78	0.618	238.33	271.48	126.85	377
SL20_2	2	2971.2	24.1	0.25	74.28	0.536	159.18	195.36	15.96	262
SL20_3	3	3980	24.9	0.268	106.66	0.527	209.68	247.72	35.92	339
SL20_4	4	4719.3	25.8	0.286	134.97	0.553	261	298.88	63.85	414
SL20_5	5	5262.7	24	0.321	168.93	0.596	313.46	349.12	99.77	489
SL25_2	2	3660.6	24.3	0.25	91.51	0.514	188.18	224.74	14.44	305
SL25_3	3	4859	25.2	0.268	130.22	0.524	254.52	292.09	32.5	404
SL25_4	4	5921.3	24.7	0.286	169.35	0.544	321.82	358.05	57.79	501
SL25_5	5	6613.5	24.5	0.321	212.29	0.588	389.2	423.17	90.3	597
SL30_2	2	4353.6	24.5	0.25	108.84	0.497	216.56	253.78	13.75	348
SL30_3	3	5791	25.5	0.268	155.2	0.513	297.22	336.02	30.93	468
SL30_4	4	7129.9	25.4	0.286	203.91	0.531	378.45	416.81	54.99	587
SL30_5	5	7981.8	25.2	0.321	256.21	0.575	459.17	496.73	85.92	704
SL40_2	2	5820.4	30.9	0.25	145.51	0.49	285.12	331.02	14.02	455
SL40_3	3	7778.5	32	0.268	208.46	0.507	394.44	442.74	31.55	619
SL40_4	4	9621.2	33.1	0.286	275.17	0.523	503.33	553.98	66.9	781
SL40_5	5	10777.4	31.8	0.321	345.95	0.57	614.29	662.15	104.53	941
SL50_2	2	7223.6	32.9	0.25	180.59	0.473	342	391.08	13.4	542
SL50_3	3	9703.1	35.9	0.268	260.04	0.48	480	533.58	30.16	749
SL50_4	4	12109.3	32.7	0.286	346.33	0.514	622.22	671.76	53.62	954
SL50_5	5	13566.7	31	0.321	435.49	0.563	764	810.65	83.79	1160

CAPÍTULO II

ANÁLISIS DE IRREGULARIDADES Y REFORZAMIENTO

2.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Para la validación de la presente tesis se tomó como edificio objeto de estudio el mostrado en la figura 2.1, el cual es un edificio ya construido de concreto armado y tiene uso destinado a oficinas y estacionamientos. La finalidad es de realizar un análisis comparativo con diferentes soluciones de reforzamiento y tener una visión más clara del comportamiento real de un edificio de gran altura, el cual es irregular en su geometría.

2.1.1 Ubicación

El edificio objetivo tiene una altura de 65 metros con 16 pisos y está ubicado en la Av. República de Panamá 3541 distrito de San Isidro en el límite con el distrito de Surquillo, Lima – Perú. En la figura 2.1 se presenta el mapa de geolocalización del edificio.

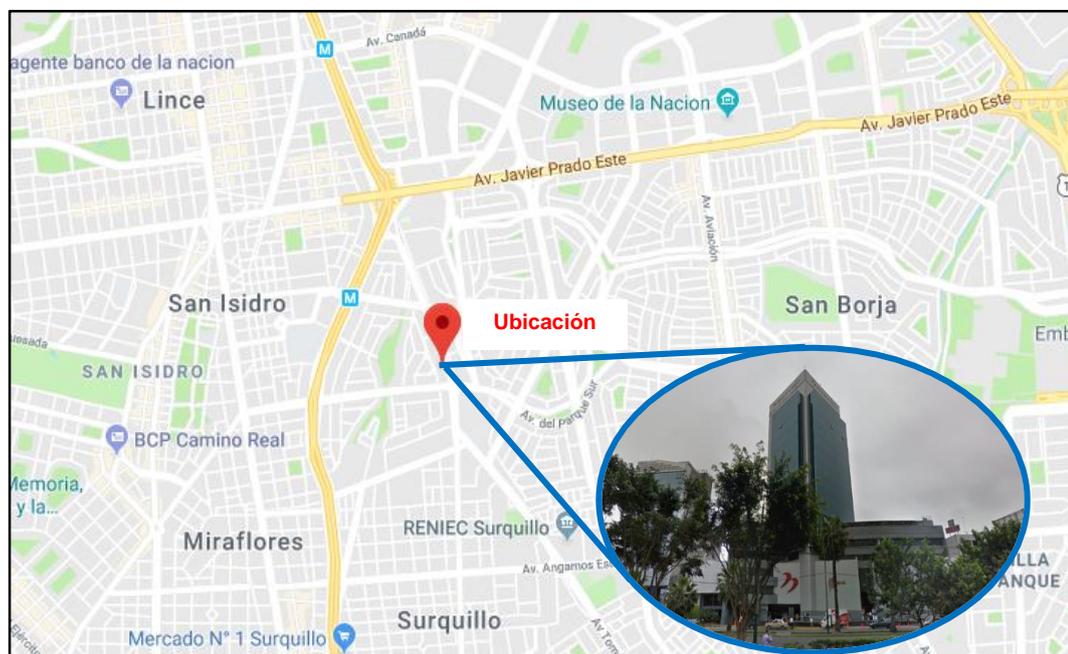


Figura 2.1: Mapa de Ubicación

Fuente: Elaboración Propia

2.1.2 Descripción de la Edificación

El edificio objetivo es una estructura de concreto armado de 16 niveles y 8 sótanos destinado a oficinas y estacionamiento. El edificio fue proyectado por el ingeniero Carlos Uccelli en agosto de 1997 inicialmente era de propiedad de la empresa C. TIZON P SA.

El edificio posee un historial de salud estructural de gran riqueza, ya que su estructura y su diseño sísmico data del año 1994, año en el cual se utilizó la primera normativa antisísmica de 1977, “diseño sismo resistentes de edificaciones del reglamento nacional de construcciones RNC-77”. Posteriormente este edificio ha tenido que enfrentarse a las duras condiciones climáticas de la ciudad, sismos de mediana y gran intensidad, vientos, cambios en la humedad del suelo donde se emplaza.

La estructura de un edificio al igual que el cuerpo humano, sufre transformaciones a lo largo de su ciclo de vida. Los parámetros dinámicos de una estructura, tales como las frecuencias periodos, modos de vibración y de amortiguamiento, cambian en función de algunas propiedades físicas de la misma, tales como la masa, amortiguamiento y rigidez. Por consiguiente, los cambios en las propiedades físicas causarán cambios en las propiedades dinámicas, abriendo un camino para la localización y caracterización de los daños.

El edificio objetivo por su antigüedad ha sufrido en diversas ocasiones movimientos sísmicos los que pueden generar la variación de propiedades dinámicas del edificio. Así como los parámetros físicos de la estructura de un edificio dependen principalmente de factores externos de tipo ocasional como es el caso de los sismos y factores de tipo medio ambiental, como lluvias, vientos, cambios en la humedad del suelo.

2.1.3 Planteamiento Arquitectónico

El sector donde se encuentra ubicado el inmueble cuenta con obras de habilitación urbana tales como: Pistas asfaltadas, veredas, parques y jardines, redes de agua potable, redes de desagüe, redes eléctricas de alumbrado público y de servicio privado, asimismo posee redes de servicio telefónico. La infraestructura urbana está constituida por calzadas pavimentadas veredas de concreto en buen estado

de conservación. La zonificación designada para el sector es de Comercio Metropolitano.

Par el frente: Con la Av. República de Panamá en línea de 02 tramos que miden: 60.00 m y 15.00 m, respectivamente. Por la derecha: Con propiedad de terceros en línea quebrada de 03 tramos que mide: 38.00 m, 6.55 m y 30.00 m, respetivamente. Por la izquierda: Con propiedad de terceros en línea quebrada de 04 tramos que mide: 38.00 m, 14.37 m, 89.56 m y 30.00 m, respectivamente.

Por el fondo: Con la calle Los Halcones en línea recta, con 12.00 m.

Distribución:

Tabla 2.1: Distribución de Ambientes
Fuente: Informe de Valor de Opinión, CBRE PERÚ -2016

Nivel	Elevación a Nivel de Techo	Descripción	Área Techada (m ²)
Sótano 8	-9.50	Estacionamientos y Máquinas	362.9
Sótano 6 y 7	-6.90	Estacionamientos	2,175.23
Sótano 4 y 5	-4.30	Estacionamientos	2,175.23
Sótano 2 y 3	-1.70	Estacionamientos y Pool de Choferes	2,175.23
Sótano 1	0.80	Estacionamientos y Seguridad	2,437.10
Primer Piso	4.80	Sección de Trámite Documentario	2,026.16
Segundo Piso	8.40	Departamento de Operaciones y Personal	1,733.91
Tercer Piso	12.00	Departamento de Operaciones	1,800.75
Cuarto Piso	15.60	Departamento de Logística	1,367.21
Quinto Piso	19.20	Contabilidad / Desarrollo y Planeamiento	1,369.61
Sexto Piso	22.80	Comedor	891.85
Séptimo Piso	26.40	Servicios Financieros	534.9
Octavo Piso	30.00	Departamento de Comunicación Corporativa	534.9
Noveno Piso	33.60	Departamento de Red de Agencias	534.9
Décimo Piso	37.20	Departamento de Finanzas	534.9
Décimo Primer Piso	40.80	Departamento de Finanzas	534.9
Décimo Segundo Piso	44.40	Departamento de Riesgos	534.9
Décimo Tercer Piso	48.00	Departamento de Asesoría Jurídica	534.9
Décimo Cuarto Piso	51.60	Gerencia General / Secretaria General	534.9
Décimo Quinto Piso	55.20	Presidencia Ejecutiva	534.9
Décimo Sexto Piso	59.40	Azotea	243.72
TOTAL			23,573.00

La distribución de ambientes se caracteriza por diferenciarse en tres figuras geométricas de la edificación. Según la Tabla N° 2.1 se presenta un cuadro de áreas techadas, este nos muestra un área similar desde el Sótano 8 hasta el primer piso, luego disminuye el área desde el segundo piso hasta el quinto piso y finalmente solo queda elevada la torre principal que viene desde la cimentación hasta el piso 16. Las figuras 2.2, 2.3, 2.4 son una muestra de distribución de cada una de las tres tipologías de área techadas.

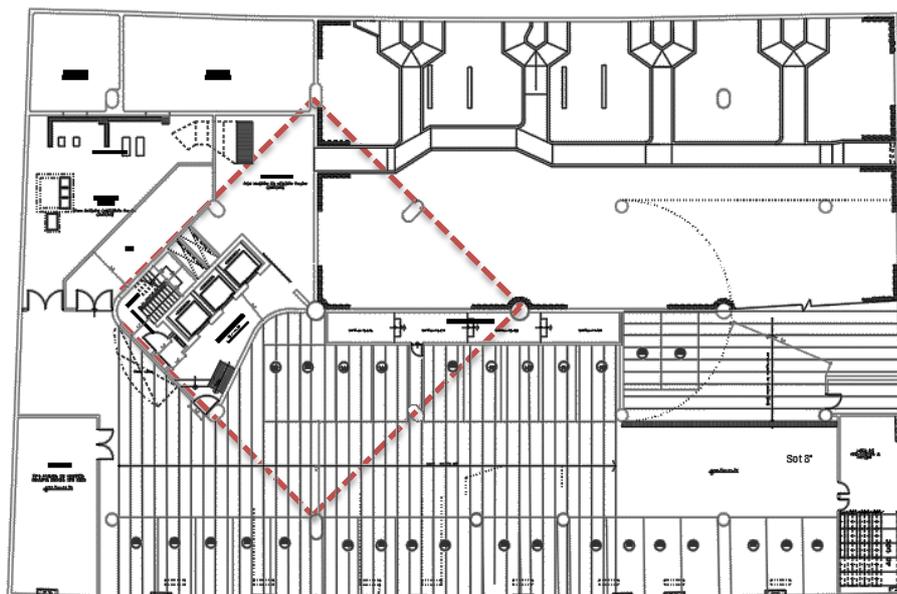


Figura 2.2: Planta Típica Sótanos
Fuente: Plano de Distribución del Edificio Objetivo

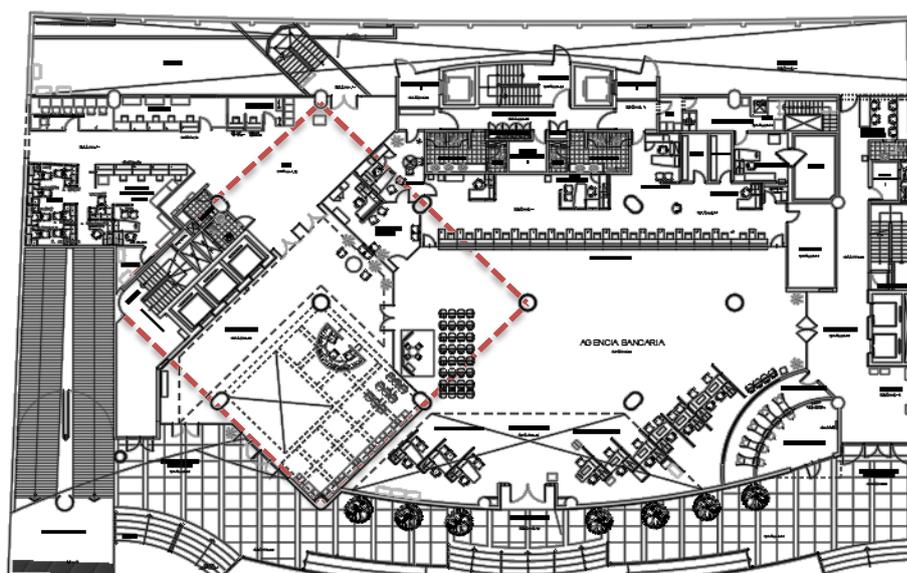


Figura 2.3: Planta 5 Primeros Pisos
Fuente: Plano de Distribución del Edificio Objetivo

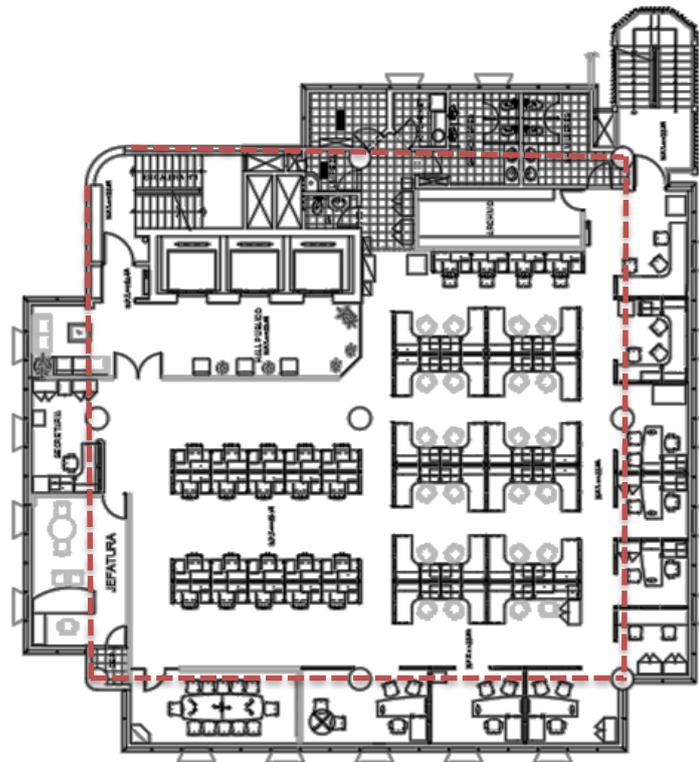
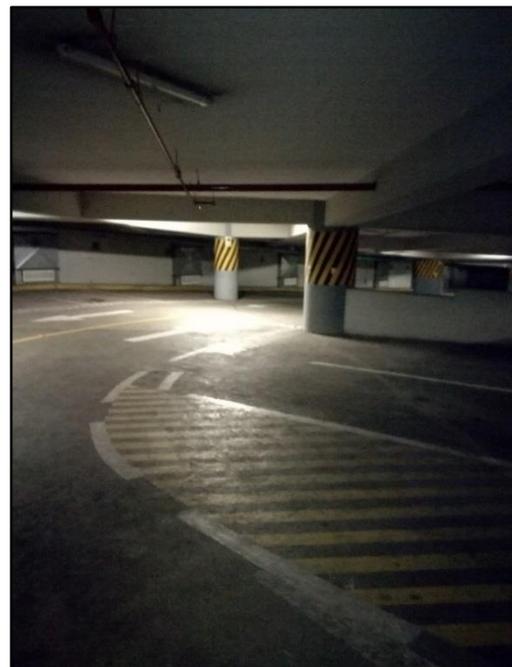


Figura 2.4: Planta Típica Torre Central
Fuente: Plano de Distribución del Edificio Objetivo



Foto 2-2: Quinto Piso (Comedor)
Fuente: Propia

Foto 2-1: Sótano 2
Fuente: Propia



2.1.4 Características Estructurales

La configuración estructural en los sótanos típicos del edificio principal están estructurados mediante pórticos de concreto armado, y muro de contención perimetral de concreto armado, los siguientes 5 primeros pisos típicos están compuestos por pórticos de concreto armado, y muros de concreto armado en la dirección transversal al edificio y la torre del edificio se encuentra estructurada mediante pórticos de concreto armado con columnas redondas, y vigas de sección rectangular. Cuenta además con los muros estructurales de concreto armado en los ascensores.

Descripción de Elementos Estructurales de la edificación:

- Cimentación: La Cimentación se encuentra constituida por cimientos corridos en la zona de los muros portantes de contención lateral, y zapatas aisladas y conectadas en cada columna, las mismas que se han diseñado para las condiciones del terreno existente.
- Columnas de Concreto Armado: Conservando las dimensiones indicadas en los planos de Estructuras. Las sobrecargas han sido consideradas según el Reglamento Nacional de Construcciones.
- Vigas de Concreto Armado formando pórticos con las columnas y placas laterales en las estructuras de los niveles inferiores.

El techo de los niveles típicos está compuesto por una estructura de vigas de concreto armado, columnas típicas en todos los pisos, placas portantes laterales de Concreto Armado en los pisos, placas de concreto armado en la caja de los ascensores, losas aligeradas de concreto armado de 25 centímetros de espesor en los sótanos de estacionamiento, y losas aligeradas de 25 centímetros de espesor en los techos típicos. Cabe indicar que por la inspección realizada se advierten fisuras en las losas de los estacionamientos en zona de las vigas y se puede determinar que las fisuras son en el proceso constructivo y algunas durante su puesta en servicio de la estructuras y el ancho de las fisuras varía entre 0.03mm a 0.08mm. Las fisuras necesitan un tratamiento como sellado de fisuras con epóxicos.

También se ha observado modificaciones realizadas en el edificio existente y son básicamente refuerzos con muros de albañilería de ladrillo y refuerzo adicional en

las nuevas losas macizas que cubren los huecos existentes de áreas con tragaluz o huecos de instalaciones que se cierran los que en alguna medida pueden variar el periodo de la estructura reduciendo su efecto.

Se observa que las vigas de sótano se encuentran perforadas perpendicularmente a su eje longitudinal y paralela al techo, probablemente estas perforaciones se realizaron después de su construcción con ductos contra incendios, debilitando su comportamiento estructural



Foto 2-4: Fisura en Losa Aligerada
Fuente: Propia

Foto II-3: Vigas Perforadas Con II.SS.
Fuente: Propia



Se realizaron pruebas (Anexo B), con esclerómetro en la edificación, para las que se estime las características del concreto cuyos valores son los siguientes:

$f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ (Elementos verticales y horizontales)
 $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Losas)

Se consideró brazos rígidos en las intersecciones vigas – columnas, y también la hipótesis en el que los elementos estructurales sufren agrietamiento lo cual lleva a que las vigas reduzcan su inercia efectiva a un orden del 75% de la inercia bruta y las columnas en 80%, aproximadamente.

$$E_c = 15000 * \sqrt{f'c} \dots\dots\dots(\text{Módulo de Elasticidad del Concreto})$$

$$G_c = 0.4 * E_c \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Módulo de Corte del Concreto})$$

$$\mu = 0.20 \dots\dots\dots(\text{Elementos Verticales en sótanos})$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Resistencia a la fluencia Acero})$$

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots(\text{Módulo de Elasticidad del Acero})$$

2.2 EVALUACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1 Evaluación Estructural De Columnas

El Edificio cuenta con 9 grandes elementos verticales, que pertenecen a la torre central y que van desde el sótano hasta el piso 16, en la torre central se conforman también las cajas de ascensores. Estos elementos verticales son estructuras compuestas que varían sus dimensiones según desde 0.80 m x 0.80 m hasta 1.60 m x 0.80 m de acuerdo a lo indicado en el anexo A de la presente investigación y están conformados por concreto $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$ y acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. De la inspección visual realizada se obtuvo las dimensiones de las columnas que soportan las fuerzas verticales los que se observan en la figura 2.5.

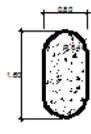
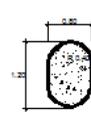
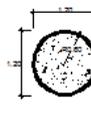
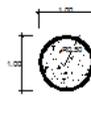
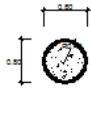
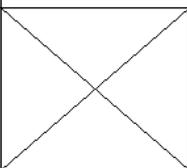
CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1 (1.60m X 0.80m)	C-2 (1.20m X 0.80m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-3 (1.20m X 1.20m)	C-4 (1.00m X 1.00m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-5 (0.80m X 0.80m)	
DIMENSIÓN		

Figura 2.5: Dimensiones de Columnas Típicas

Fuente: Elaboración Propia Anexo A

Del Análisis de columnas se pudo observar que en algunos casos se presenta agrietamientos de hasta 2mm principalmente en columnas que pertenecen a la torre central mostrada en la figura 2.6. Por ello se plantea el sistema de reforzamiento de columnas por encamisado el cual mejorara el comportamiento estructural de columnas agrietadas.

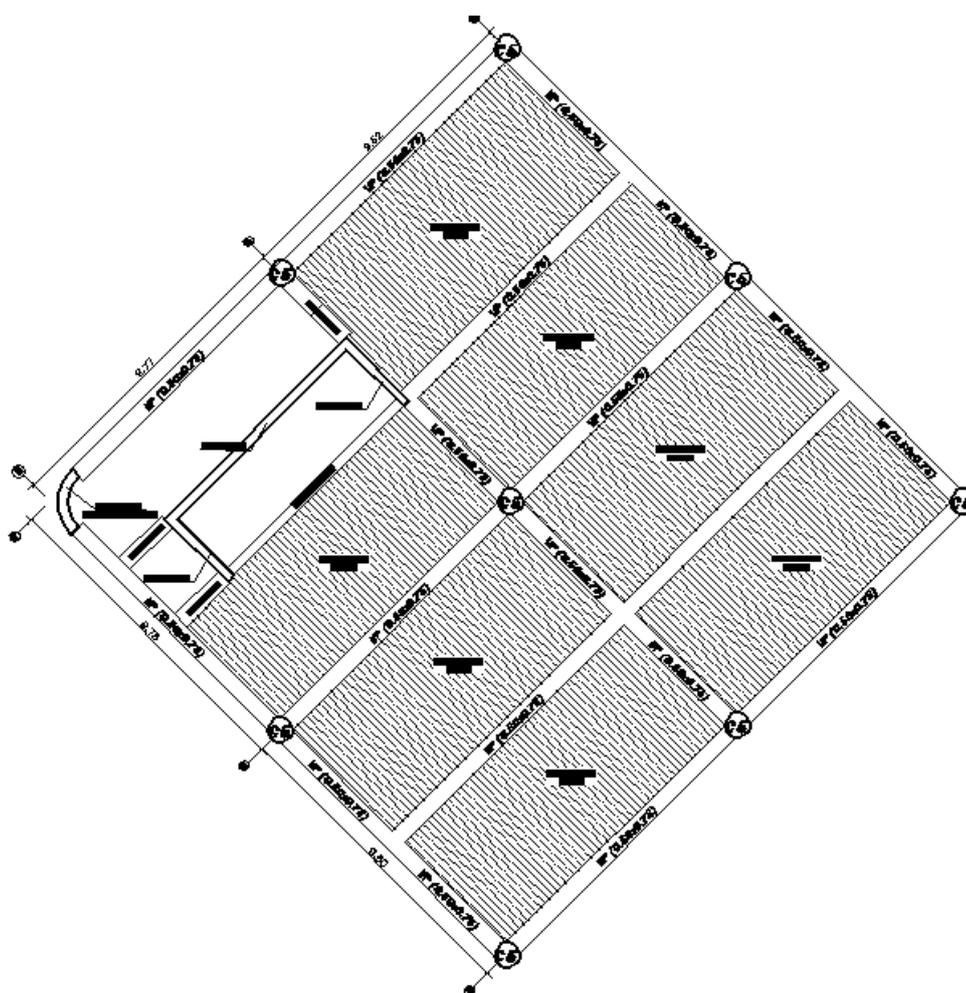


Figura 2.6: Planta Elementos verticales más grandes

Fuente: Elaboración Propia Anexo A

➤ SISTEMA DE REFORZAMIENTO PROPUESTO PARA COLUMNAS:
ENCAMISADO DE COLUMNAS CONCRETO ARMADO.

El refuerzo mediante un encamisado de concreto armado que envuelve al elemento estructural débil o dañado, es un método antiguo, económico y eficaz.

En lo que sigue se muestra el reforzamiento de una columna con encamisado y adición de armaduras de acero ver Figura 2.7 (Jara, 2005).

Ventajas:

- Bajo costo, los materiales utilizados son los tradicionalmente y se encuentran disponibles en el mercado local.
- Mejora la resistencia a la compresión.

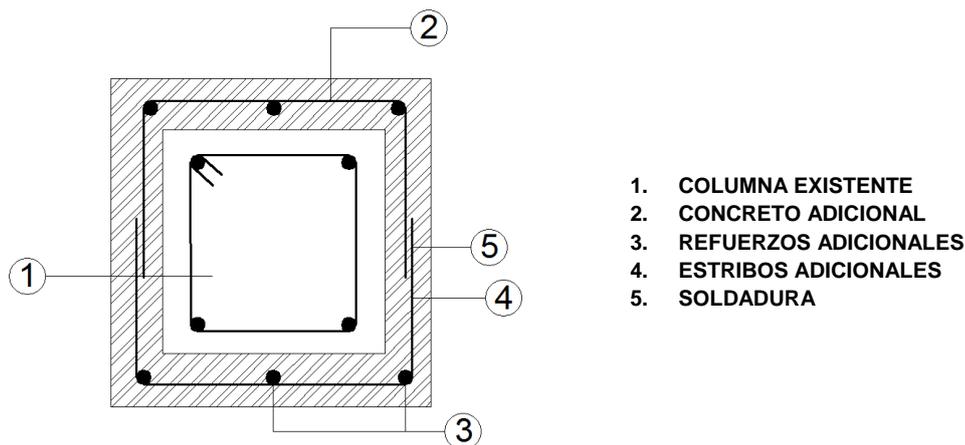


Figura 2.7: Esquema de Reforzamiento de Columnas Mediante Encamisado

Fuente: Jara (2005)

2.2.2 Evaluación Estructural De Vigas

Las grietas distribuidas en las vigas presentan un ancho de grieta aproximado a 3 mm en zonas de estacionamientos, por las luces entre columna y columna, la inclinación de las vigas y las cargas de los vehículos, por lo que la zona de estacionamiento presenta un mal estado de vigas, por otro lado las vigas ubicadas en la torre central presentan grietas con ancho menor a 1 mm y generalmente se presentan en todos los niveles sin obedecer un patrón de agrietamiento.

La dimensión típica de las columnas en todo el edificio es de 0.50m X 0.75m dimensiones que se presentan tanto en la Zona de estacionamiento y la torre central, según la figura 2.8 se puede observar las vigas en la zona de estacionamientos, que son el lugar donde se encuentran inclinadas, en puntos de intersección no presentan elementos verticales y son las más agrietadas de la edificación.

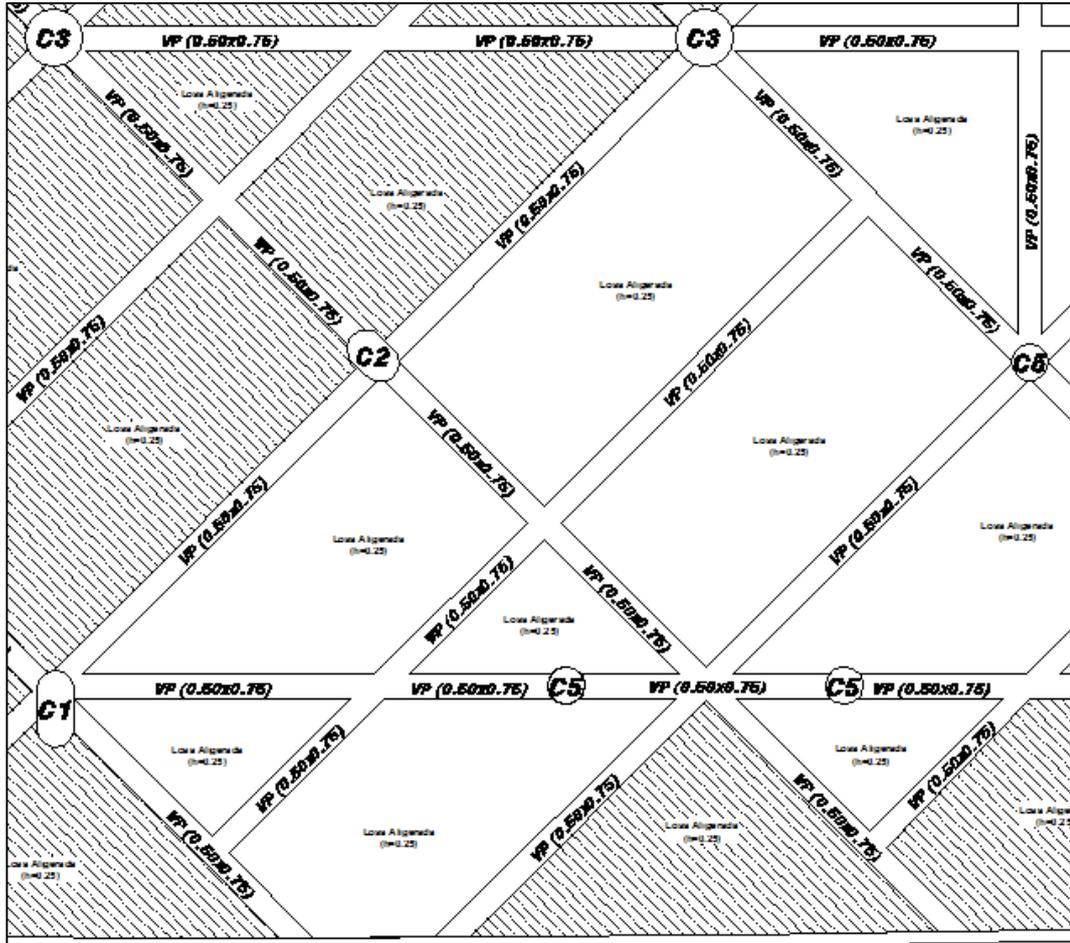


Figura 2.8: Vigas Típicas Estacionamientos
 Fuente: Elaboración propia Anexo A

La evaluación no contó con el plano de vigas del nivel de piso típico, tampoco se contó con la documentación de memoria descriptiva y memoria de cálculo del edificio. Para subsanar esta falta de planos se elaboró un plano estructural típico en donde se muestran las dimensiones de los elementos estructurales, la ubicación de los mismos y la dirección. En La figura 2.10 se muestra el armado de acero que deben tener las columnas según el reglamento Nacional de Edificaciones E.060

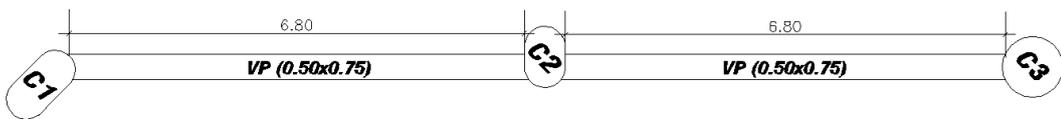


Figura 2.9: Vigas Típicas

Fuente: Elaboración propia

La Figura 2.10 muestra el detallado típico de vigas de acuerdo con la NTE E.060

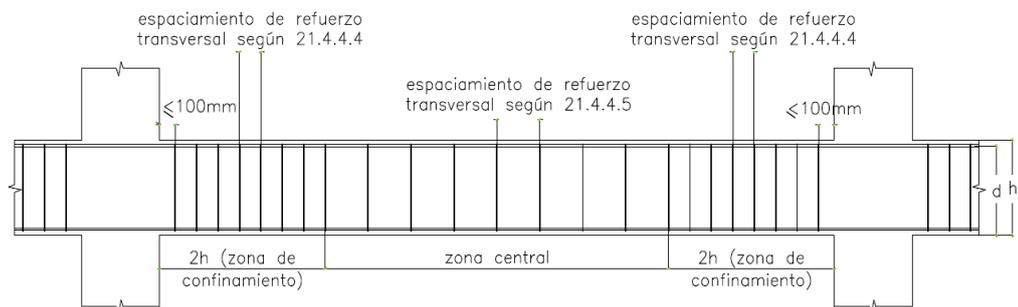


Figura 2.10: Requerimientos de Estribos en Vigas

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones

➤ SISTEMA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ADICIÓN DE ARMADURA LONGITUDINAL A UNA VIGA DE CONCRETO ARMADO.

Si la viga tiene falta de armadura en la zona traccionada, cabe la posibilidad de hacer un refuerzo colocando armadura en dicha zona de la viga aumentado el peralte en 5 cm.

El empleo de llaves es una alternativa para resolver el problema antes descrito. Ver figura 2.11 (Jara, 2005)

Ventajas:

- Es económico con respecto a otros sistemas de reforzamiento
- No requiere de equipo especial para su ejecución.

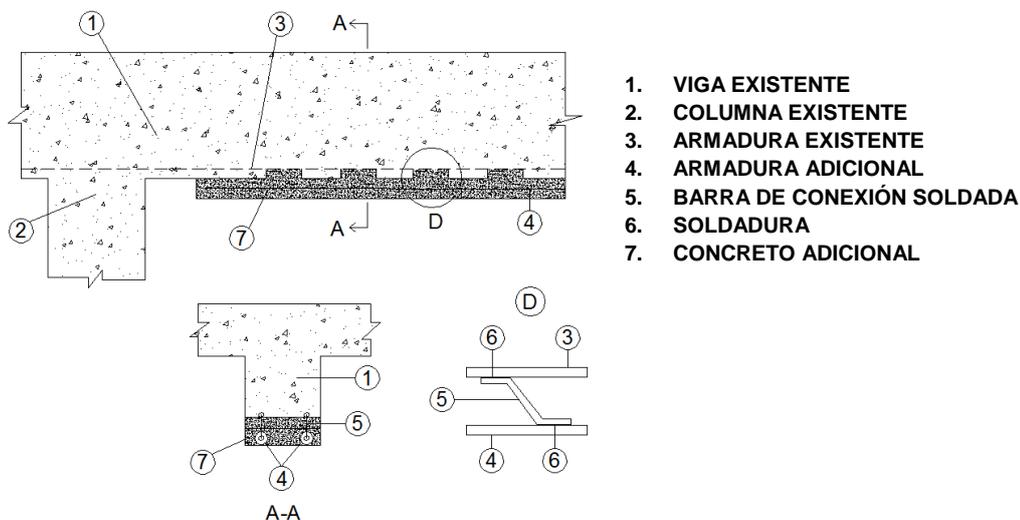


Figura 2.11: Adición de Armadura Longitudinal

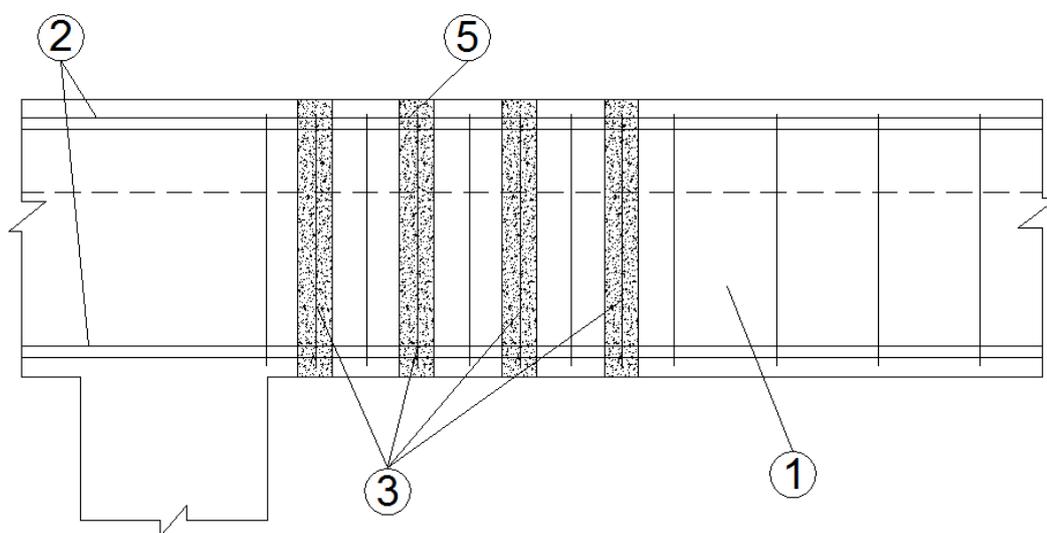
Fuente: Jara (2005)

➤ SISTEMA DE REFORZAMIENTO MEDIANTE ADICIÓN DE ESTRIBOS A UNA VIGA DE CONCRETO ARMADO

Para mejorar la resistencia al corte se debe introducir estribos como se indican en la Figura 2.12. Los estribos pasan a través de perforaciones espaciadas en la losa ver detalle de figura.

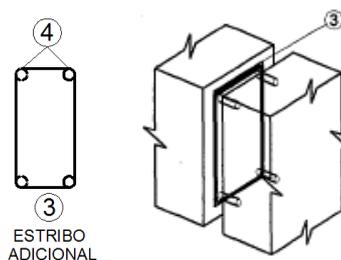
Ventajas:

- No existe contracción del mortero de pegado.
- Las vigas reforzadas mantienen la geometría original.



VIGA REFORZADA

1. VIGA EXISTENTE
2. ARMADURA EXISTENTE
3. ESTRIBOS DE REFUERZO ADICIONAL
4. SOLDADURA
5. MORTERO EPÓXICO



ESTRIBO ADICIONAL

Figura 2.12: Reforzamiento Mediante Adición de Estribos

Fuente: Jara (2005)

2.2.3 Revisión Estructural De Losas

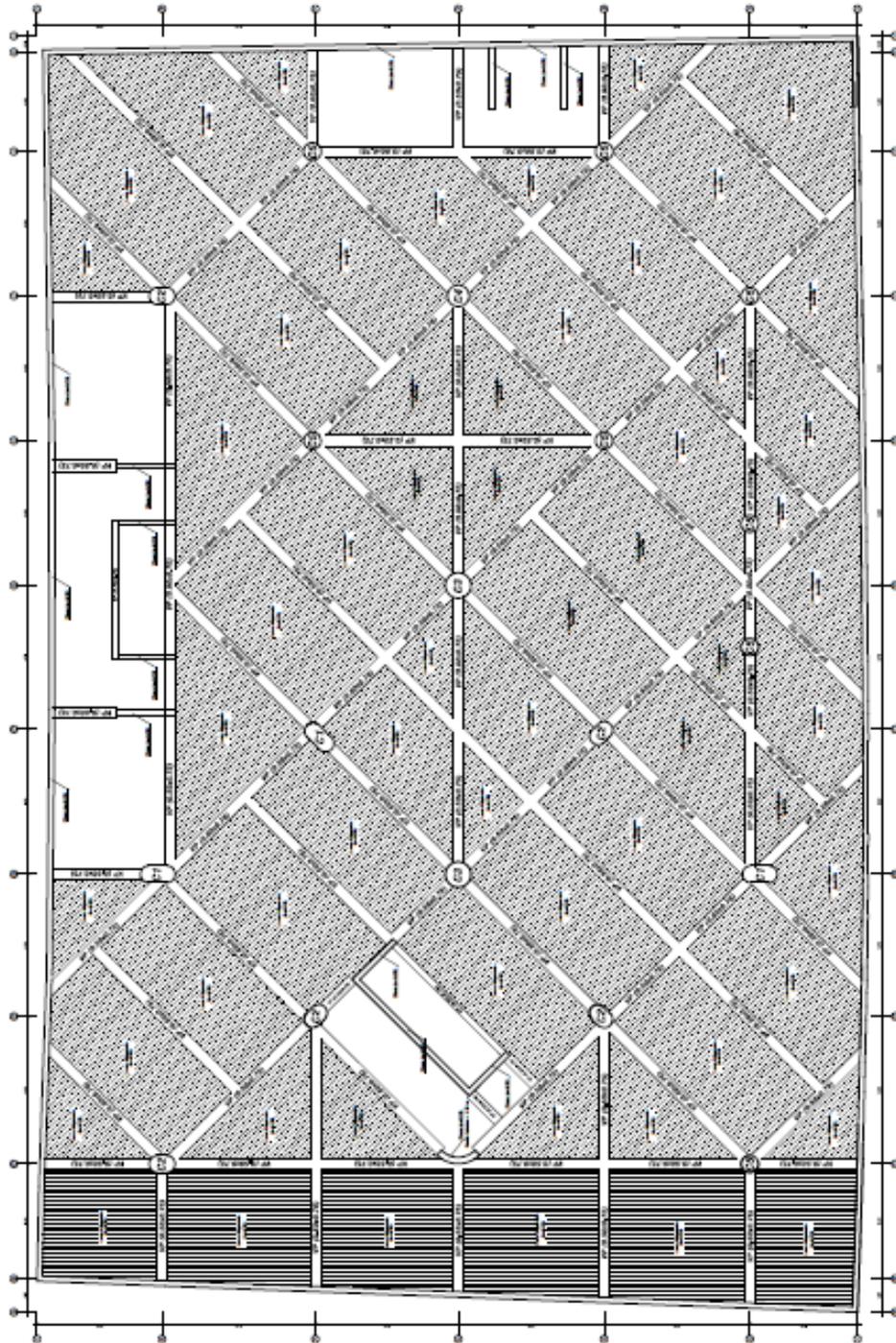


Figura 2.13: Distribución Típica de Losas en Sótanos

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo con la inspección en campo las losas a nivel de sótanos presentan grietas visibles en la cara superior, cerca de los apoyos, a cara de las vigas

principales. Estas grietas posiblemente se deban a cargas que superan el momento de fisuración, los cuales pueden incrementar su ancho, esto llevaría a provocar el deterioro del acero de refuerzo principal de la losa. Estas grietas podría provocar la corrosión del acero de refuerzo de las mencionadas losas. Se observa que las losas del sótano podrían requerir ensanches de viguetas (reforzamiento del momento negativo de las mismas), ya que se encuentran las fisuras paralelas a casi todas las vigas del sótano, en los pisos superiores no se tiene conocimiento porque existen acabados de techo, los mismos deberán verificarse.

Por otra parte, la losa aligerada tiene nervaduras orientadas en una sola dirección, principalmente, adicionalmente tienen una vigueta transversal ancha, en la zona central de los claros. La vibración en la losa es perceptible al paso de peatones y al tránsito vehicular, lo que indica una falta de rigidez a flexión.

➤ SISTEMA DE REFORZAMIENTO DE UNA LOSA ALIGERADA MEDIANTE ENSANCHE DE VIGUETAS.

De acuerdo a lo indicado en el acápite anterior se propone mejorar la resistencia al corte de la losa de acuerdo a la figura adjunta.

Ventajas:

- Mantiene la geometría de la losa
- El procedimiento de reforzamiento puede realizarse en cualquier nivel del edificio.

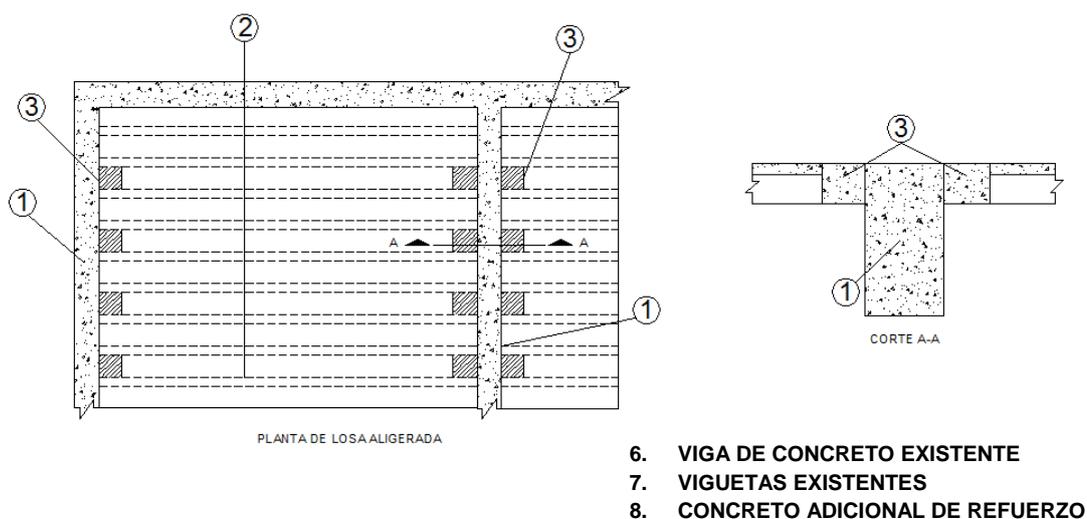


Figura 2.14: Ensanche de Viguetas

Fuente: Jara (2005)

2.2.4 Análisis de Vibraciones Ambientales

El objetivo es determinar los períodos y frecuencia fundamental de la edificación para los diferentes niveles de la estructura mediante las mediciones de micro vibraciones con fines de evaluación de comportamiento estructural.

Se entiende por vibraciones un fenómeno de transmisión de energía mediante la propagación de un movimiento ondulatorio a través de un medio. El fenómeno de vibraciones queda caracterizado por una fuente o emisor (tráfico, maquinaria, voladuras, sismos), esto es, un generador de vibraciones, y por un objeto o receptor de las mismas (en este caso las viviendas o edificios aledaños).

Diferentes actividades de tipo antrópico generan vibraciones en el terreno, el tráfico vehicular, maquinaria industrial, equipos de construcción y voladuras. Algunas de estas vibraciones son perceptibles por las personas ocasionando molestias en algunos casos. El nivel de percepción de las personas y el potencial de los efectos en las edificaciones depende de las características de las vibraciones, entre las que se encuentran su amplitud, frecuencia, duración y el número de veces que ocurren. En resumen, el sistema compuesto por la fuente de vibración, el suelo como medio de propagación y la estructura son las que determinan en conjunto el fenómeno de las vibraciones.

Estas vibraciones inducen esfuerzos dinámicos en edificaciones, generando deformaciones temporales en todos los elementos constitutivos de la edificación. Sumados a los esfuerzos estáticos preexistentes, estas deformaciones dinámicas pueden causar daños en la edificación.

Sin embargo, la probabilidad de daños por vibraciones depende de otros factores, tales como:

- La duración de las vibraciones.
- La cantidad de sollicitaciones a las que es sometida la estructura.
- La resistencia de los materiales que constituyen la estructura.
- La calidad de la construcción - los esfuerzos estáticos preexistentes (incrementados por ejemplo por asentamientos del suelo).
- El nivel de mantenimiento y conservación de la estructura.

2.2.4.1 *Periodo Fundamental De Vibración*

Para un cuerpo sujeto a una vibración, tiempo requerido para dar una oscilación en la dirección que se está considerando; una estructura rígida tiende a oscilar rápidamente y con un período de vibración corto, mientras que una flexible tiende a oscilar más lentamente y su período es más largo.

El problema de calcular el periodo fundamental de vibración de una estructura de edificio es de gran importancia para el diseño sísmico de las estructuras ya que de no hacerlo se corre el riesgo de que el sistema suelo-estructura se encuentre dentro del rango en el cual ocurre el fenómeno de resonancia propiciando efectos destructivos en la estructura, como resultado de la amplificación de acciones que genera la resonancia. Para estimar el periodo predominante de vibración de una estructura a partir del monitoreo de registros de vibraciones en el tiempo va a depender fundamentalmente de la frecuencia de oscilación de las partículas sometidas a vibración. A través del cálculo de la transformada de Fourier FFT de los registros de vibración independientemente por componente indicaran la frecuencia predominante de vibración del registro, y realizando el debido cálculo del periodo a partir de la frecuencia es que se obtiene el periodo fundamental de vibración del edificio, para este caso solo se considerarán las componentes horizontales, debido a que estas experimentan el máximo movimiento a causa de la vibración. El cálculo de los espectros de frecuencia es realizado mediante softwares especializados y a partir de estos datos podemos estimar el periodo fundamental.

2.2.4.2 *Equipo Utilizado*

El sismógrafo de vibraciones empleado en el levantamiento, fue el equipo MINIMATE PRO6 de la Marca INSTANTEL, es ideal para aplicaciones de monitoreo de corta duración. Estos equipos tienen una amplia gama de aplicaciones para el registro de vibraciones ambientales, de puentes, construcción, demolición y análisis estructural y el monitoreo de voladuras (Figura 3.15).

Dónde otro lado, los equipos constan de las siguientes partes:

- 01 Sismógrafo de cuatro canales.
- 02 Geófonos Triaxiales, ISEE 2 – 250 Hz.

- Software especializado Blastware y llave de modulo avanzado USB.



Figura 2.15: Sismógrafo Minimate Pro6

Fuente: InstanTel

2.2.4.3 Parámetros de Adquisición

Existen parámetros y modos en la toma de datos en campo utilizando el sismógrafo Minimate Pro6 durante el monitoreo de vibraciones, los que se detallan en la tabla 2.2.

Tabla 2.2: Parámetros de adquisición de datos de campo

Fuente: InstanTel

Parámetros	Modo de Adquisición
Modo de Monitoreo	Eventos de 90 segundos
Modo de Grabado	Manual
Muestreo	2048 s/s
Trigger	0.13 mm/seg
Formato de salida	*IDFW
Sensor de vibración	Geófono triaxial ISEE
Ubicación	Piso, cerca de una columna principal

2.2.4.4 Procesamiento Y Análisis De Los Datos

Se tomaron muestras de vibración en diferentes niveles del edificio objetivo, los niveles a ser analizados en la presente tesis son los pisos 16, 9 y 1. De cada piso se obtuvieron varios registros de medición que fueron seleccionados según el nivel de ruido que estos tenían. Los sensores fueron colocados al ras del piso de cada nivel, orientados según la componente longitudinal orientada a la parte de mayor longitud del edificio.

Los registros de vibración fueron analizados manteniendo un estricto control de calidad entre ellos, para obtener los resultados finales se tuvo que filtrar la señal con un filtro pasa-banda de 0.1 Hz – 25 Hz para eliminar los ruidos de bajas y altas frecuencias. Después se aplicó el algoritmo de la transformada de Fourier con el objetivo de llevar las señales del dominio del tiempo al dominio de las frecuencias y así poder obtener la frecuencia fundamental de vibración, los datos que se encuentran en el dominio frecuencial se le aplicaron matemáticamente su inversa para obtener así el período.

PISO 16

Para estimar el periodo fundamental de todo el edificio, se tomaron 03 registros en el último nivel (Piso 16) y así realizar el análisis de la estimación del periodo fundamental de vibración, el cual fueron tomados el día 16 de Mayo del 2018. Los resultados obtenidos están descritos en la tabla 2.3, donde la frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Transversal varían de 0.895 Hz – 0.873 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio de la componente Transversal varia de 1.121 segundos – 1.146 segundos respectivamente. Por otro lado, la frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Longitudinal es de 0.895 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio estimado en la componente Longitudinal es de 1.122 segundos. Siendo este nivel el que posee el mayor periodo de vibración estructural, esto debido a la altura donde se realizaron las mediciones.

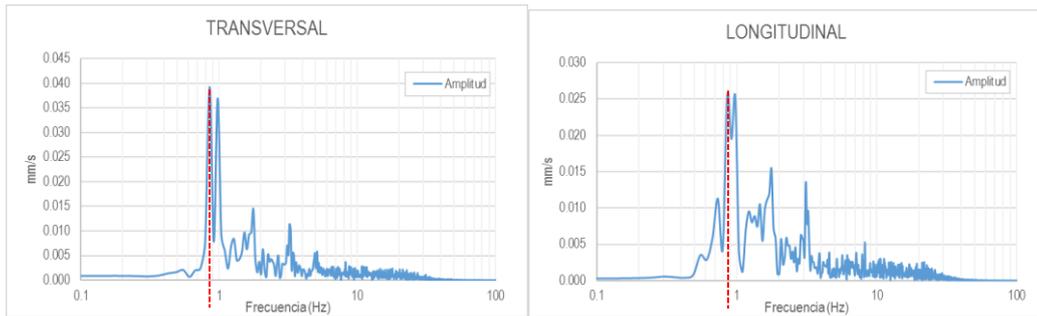


Figura 2.16: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

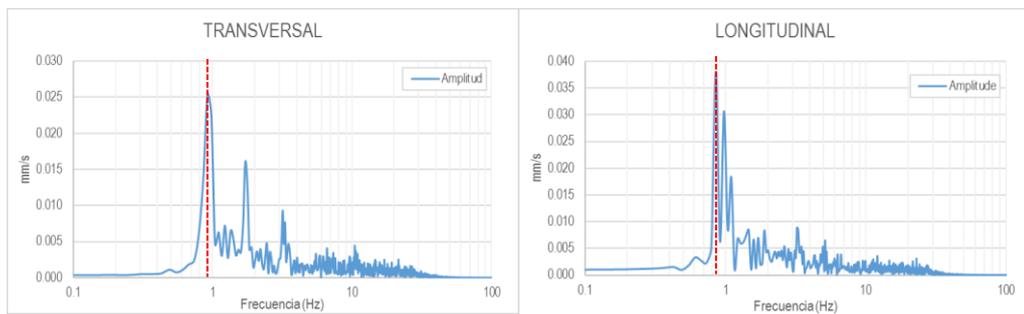


Figura 2.17: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

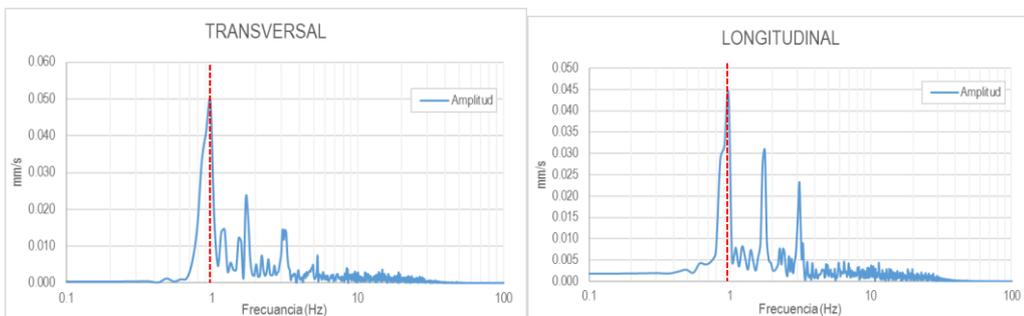


Figura 2.18: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

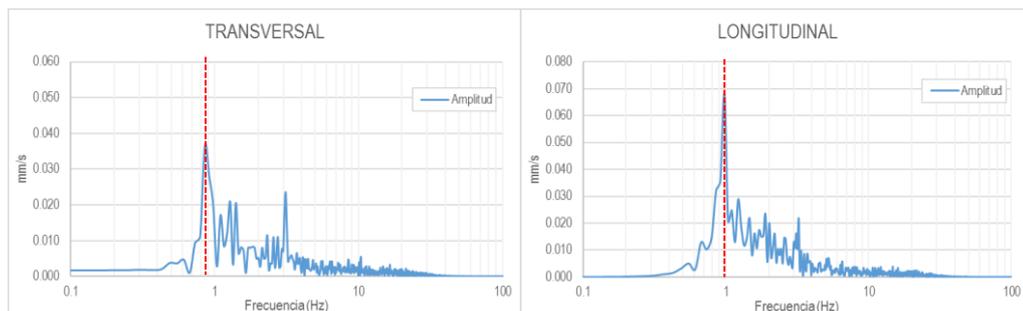


Figura 2.19: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

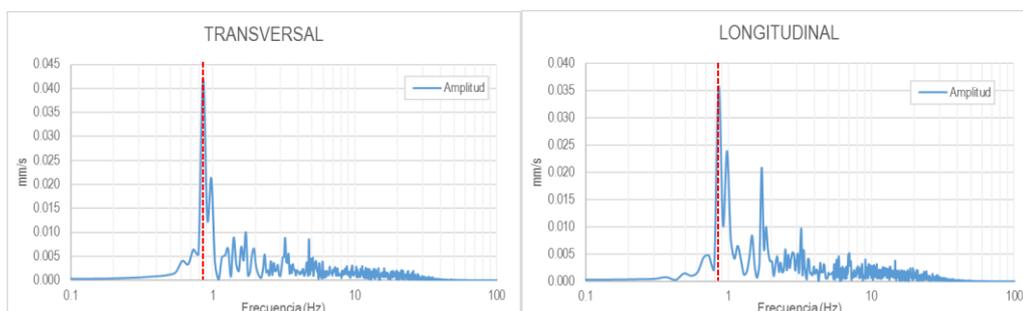


Figura 2.20: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

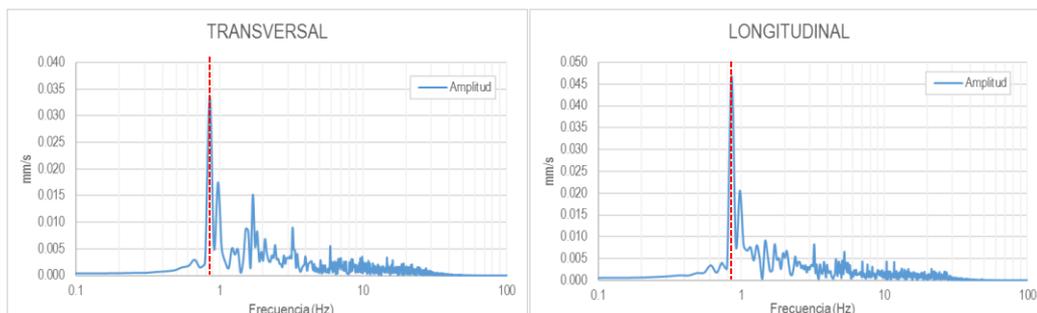


Figura 2.21: Evento 3 - Geófono N°2 (Piso 16)

Fuente: Resultados de Campo

PISO 09

Se tomó la medida en este nivel para comprobar la buena calibración del equipo y del modelo estructural y por la facilidad de acceso al piso. En este nivel se tomaron en cuenta 02 registros para realizar el análisis de la estimación del periodo fundamental de vibración, el cual fueron tomados el día 13 de Mayo del

2017. Los resultados obtenidos están descritos en la tabla 2.3, donde la frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Transversal es de 1.355 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio de la componente Transversal es de 0.793 segundos respectivamente. Por otro lado, la frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Longitudinal varía de 1.354 Hz - 0.988 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio estimado en la componente Longitudinal varía de 1.013 segundos – 0.793 segundos.

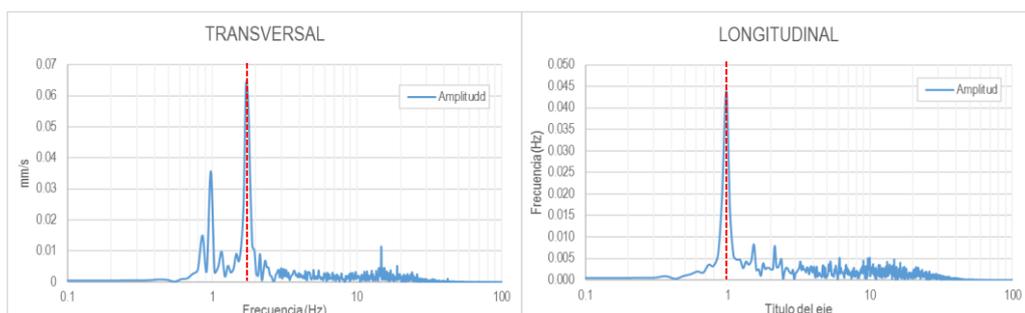


Figura 2.22: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 9)
 Fuente: Resultados de Campo

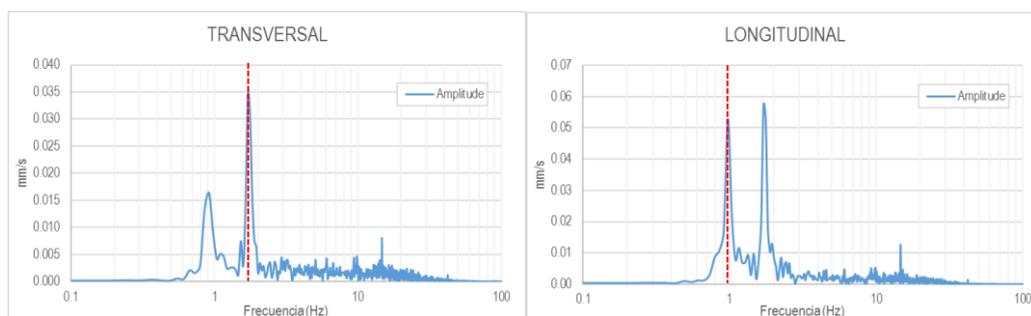


Figura 2.23: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 9)
 Fuente: Resultados de Campo

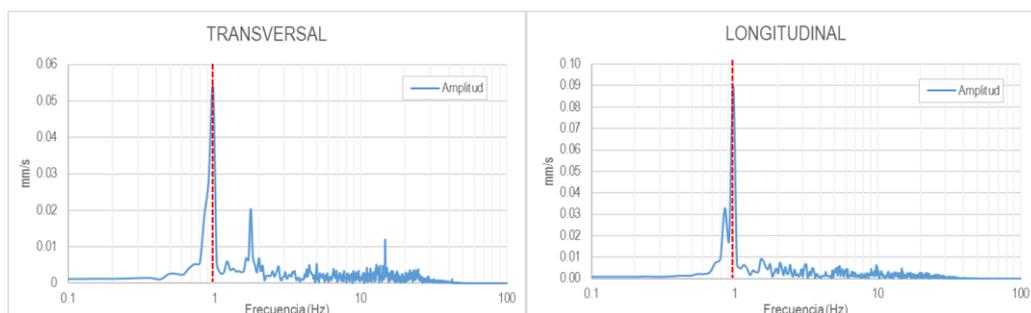


Figura 2.24: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 9)
 Fuente: Resultados de Campo

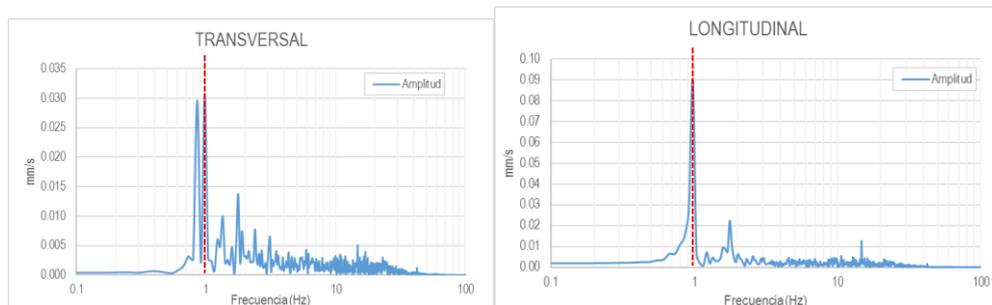


Figura 2.25: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 9)

Fuente: Resultados de Campo

PISO 01

La frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Transversal varía de 3.154 Hz – 4.497 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio de la componente Transversal varía de 0.317 segundos – 0.222 segundos respectivamente. Por otro lado, la frecuencia fundamental de vibración promedio para la componente Longitudinal es de 3.296 Hz, así mismo el periodo fundamental de vibración promedio estimado en la componente Longitudinal es de 0.303 segundos. Siendo este nivel el que posee un periodo de vibración estructural más bajo el cual se midió para comprobar la calibración del equipo, comprobar en campo que los periodos varían en cada piso, esto debido a la altura donde se realizaron las mediciones.

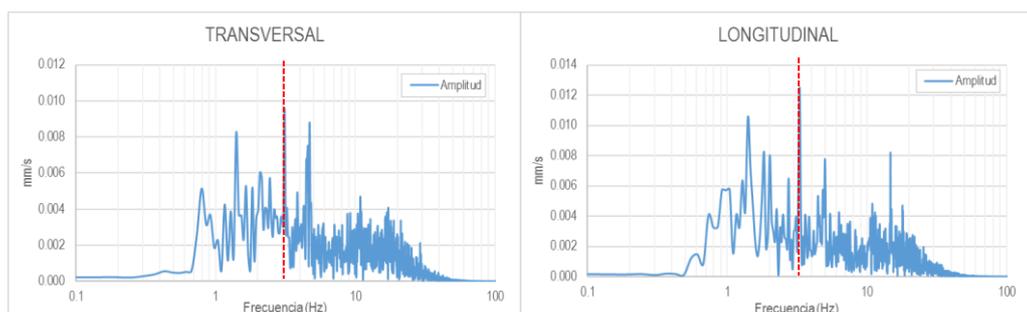


Figura 2.26: Evento 1 - Geófono N°1 (Piso 1)

Fuente: Resultados de Campo

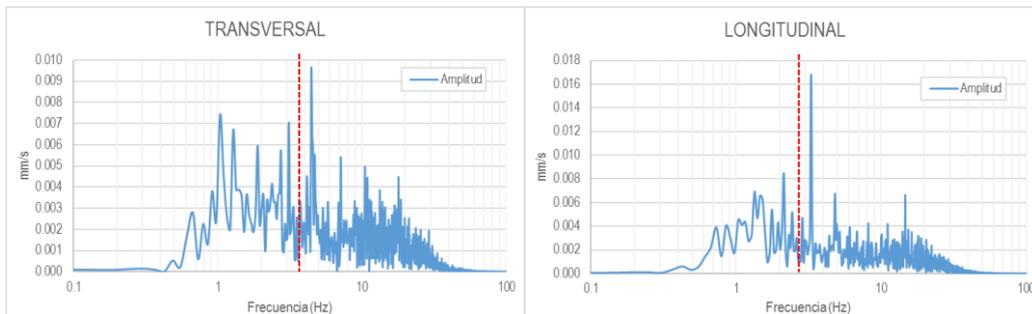


Figura 2.27: Evento 1 - Geófono N°2 (Piso 1)
Fuente: Resultados de Campo

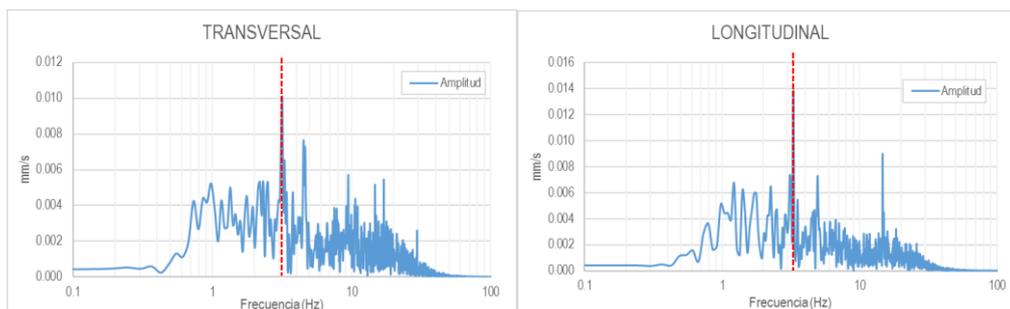


Figura 2.28: Evento 2 - Geófono N°1 (Piso 1)
Fuente: Resultados de Campo

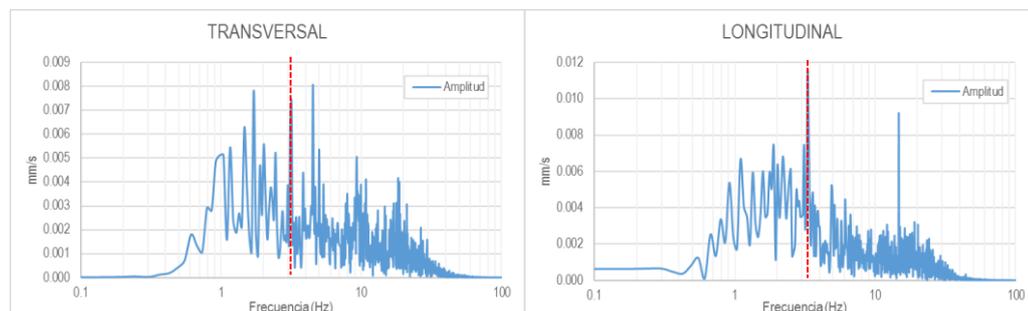


Figura 2.29: Evento 2 - Geófono N°2 (Piso 1)
Fuente: Resultados de Campo

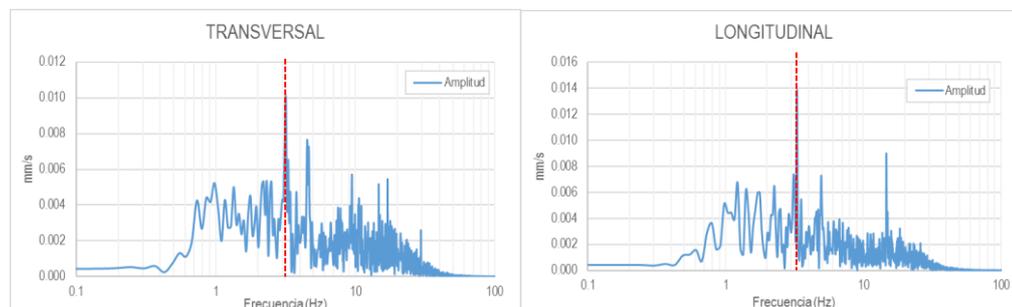


Figura 2.30: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 1)
Fuente: Resultados de Campo

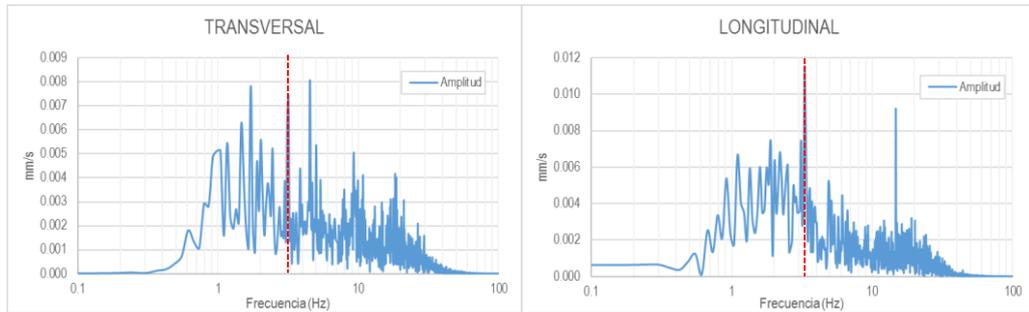


Figura 2.31: Evento 3 - Geófono N°1 (Piso 1)

Fuente: Resultados de Campo

En el Tabla 2.3 se pueden observar los resultados obtenidos de los registros de vibración, los resultados del cálculo de la frecuencia y periodo fundamental de vibración estructural del edificio.

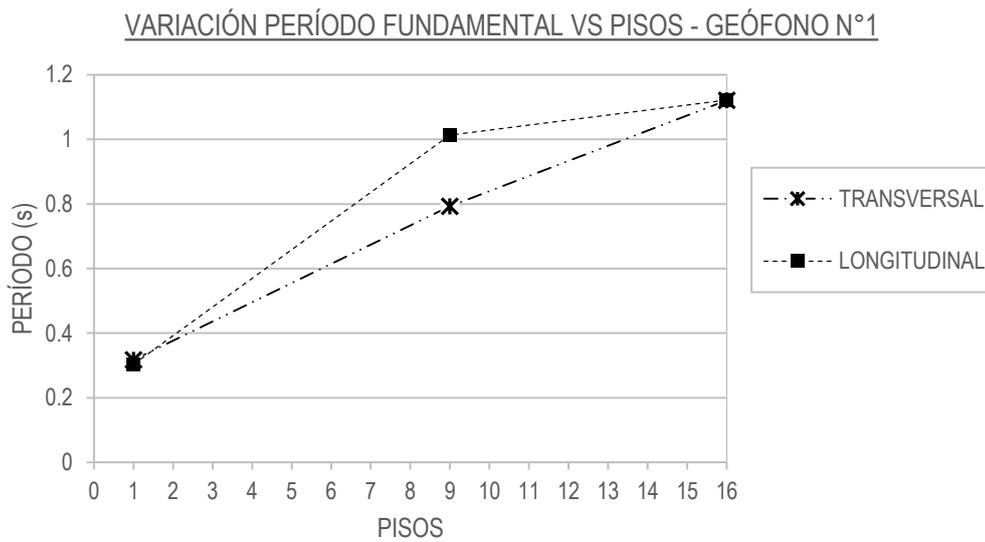


Figura 2.32: Variación Período Fundamental vs Pisos - Geófono N°1

Fuente: Elaboración Propia

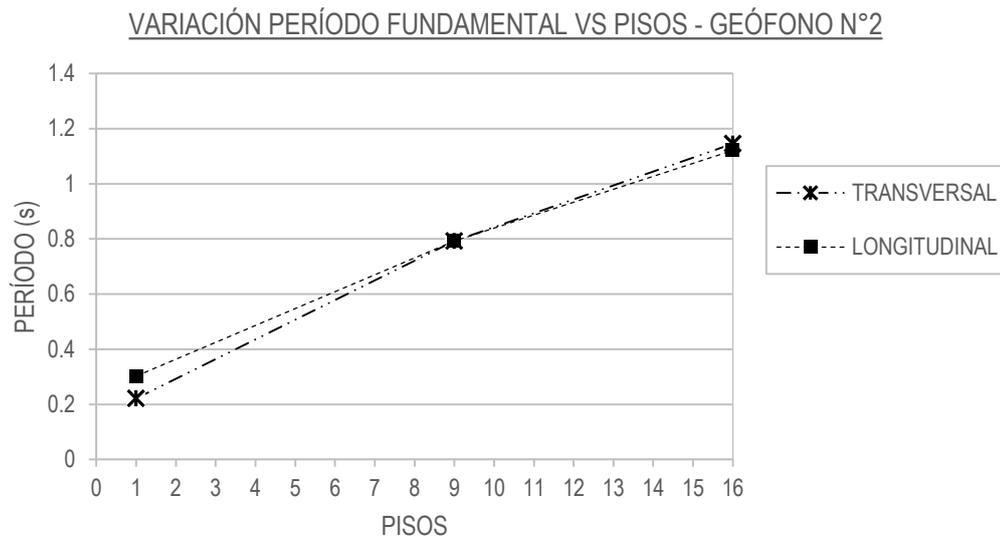


Figura 2.33: Variación Período Fundamental vs Pisos - Geófono N°2

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 2.3: Tabla de Resultados del Análisis de Registros de Vibración y la Estimación de los Períodos de Vibración por Piso

N° de Piso	Fecha	Hora (hh:mm:ss)	Geófono N° 1				Geófono N° 2			
			Transversal		Longitudinal		Transversal		Longitudinal	
			Frec. (Hz)	Periodo (s)						
PISO 16	16-oct	11:03:47	0.854	1.17	0.854	1.171	0.916	1.092	0.854	1.17
	16-oct	11:07:22	0.977	1.024	0.977	1.024	0.85	1.176	0.977	1.024
	16-oct	11:08:58	0.854	1.17	0.854	1.17	0.854	1.17	0.854	1.17
		Promedio		0.895	1.121	0.895	1.122	0.873	1.146	0.895
PISO 09	13-oct	12:37:54	1.709	0.585	0.977	1.024	1.709	0.585	1.709	0.585
	13-oct	12:41:42	0.999	1.001	0.998	1.002	1	1	0.999	1.001
		Promedio		1.354	0.793	0.988	1.013	1.355	0.793	1.354
PISO 01	13-oct	13:39:05	3.113	0.321	3.296	0.303	4.456	0.224	3.296	0.303
	13-oct	13:47:18	3.174	0.315	3.296	0.303	4.517	0.221	3.296	0.303
	13-oct	13:48:55	3.174	0.315	3.296	0.303	4.517	0.221	3.296	0.303
		Promedio		3.154	0.317	3.296	0.303	4.497	0.222	3.296

Fuente: Resultados de Campo

NIVEL	IMAGEN REFERENCIA	PERIODO FUNDAMENTAL	
		GEÓFONO N° 1	GEÓFONO N° 2
PISO 16		T:1.121 seg. L:1.122 seg.	T:1.146 seg. L:1.121 seg.
PISO 9		T:0.793 seg. L:1.013 seg.	T:0.793 seg. L:0.793 seg.
PISO 1		T:0.317 seg. L:0.303 seg.	T:0.222 seg. L:0.303 seg.

Figura 2.34: Período Fundamental por Piso

Fuente: Elaboración Propia

2.3 ANÁLISIS SÍSMICO SIN SISTEMAS DE DISIPACIÓN

2.3.1 Parámetros Sísmicos

En el presente Análisis estructural se considera una edificación de 16 pisos y 8 sótanos, las normas empleadas para el análisis son: Norma E-020 de cargas, E-030 sísmica, E-060 de concreto armado y recomendaciones de ACI 318-99, el sistema estructural es de concreto armado de muros estructurales, el método de análisis es **modal espectral**, el que se realizó con el programa ETABS, V16.

La edificación se encuentra ubicada en el distrito de San Isidro, departamento de Lima, el tipo de suelo que se toma para el análisis es un suelo muy rígido (S1), para uso de edificaciones comunes.

Los parámetros considerados para la definición del espectro de aceleraciones, se indican a continuación. De acuerdo con la ubicación el factor de zona, Z es igual a 0.45.



Figura 2.35: Zonificación sísmica del país

Fuente: RNE E.030 (2016)

El factor de uso, U, para el cual se evalúa la edificación es igual a 1, debido a que la edificación se tendría que tener los requisitos de una estructura para oficinas, tal es el caso de edificios que almacenen archivos e información. El factor de suelo S, de acuerdo con lo referido en los mapas de zonificación sísmica de Lima (Alva

y Aguilar, 2004) ver Figura 2.36. De acuerdo con el mapa y la ubicación del edificio, San Isidro, el tipo de suelo correspondiente es el de la zona I, S1, y correspondiente a la zona 4 (NTE030), lleva a emplear un factor de suelo, S, igual a 1.

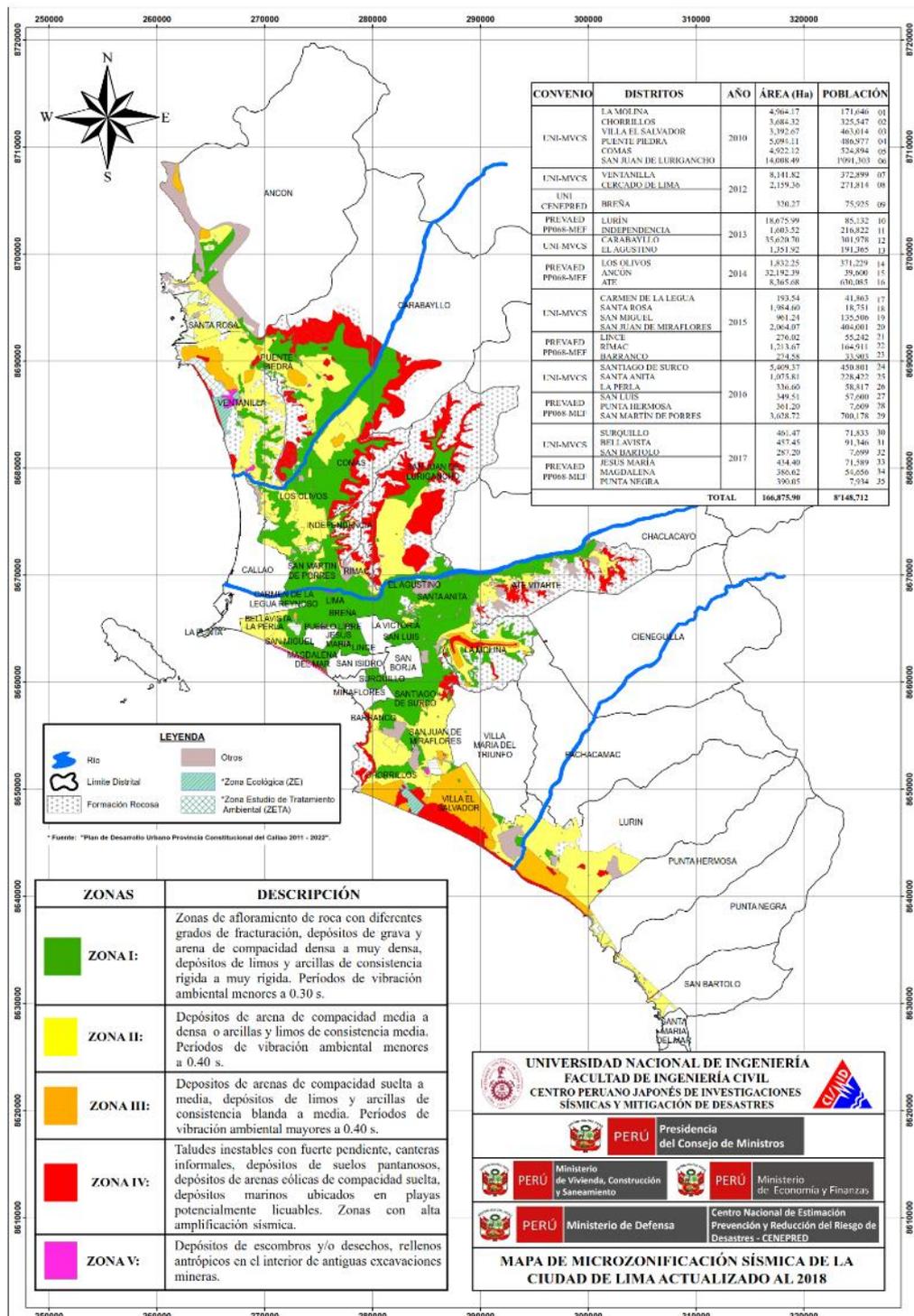


Figura 2.36: Mapa de Zonificación sísmica de Lima según el tipo de Suelo
Fuente: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (2018)

Los parámetros, T_p y T_L , asociados al tipo de suelo indicado de la tabla 2.4, para el suelo S1 son 0.4 y 2.5s, respectivamente.

Tabla 2.4: Períodos " T_p " Y " T_L " (Tabla N°4 RNE E.030)

	PERÍODOS " T_p " Y " T_L "			
	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: RNE E.030 (2016)

Donde el valor de C varía de acuerdo a los rangos acotados por T_p y T_L .

$$T < T_p \dots\dots\dots C = 2.5 \quad (2.1)$$

$$T_p \leq T \leq T_L \dots\dots\dots C = 2.5 \times (T_p / T) \quad (2.2)$$

$$T \geq T_L \dots\dots\dots C = 2.5 \times (T_p T_L / T) \quad (2.3)$$

En las Figuras 2.37, 2.38 y 2.39 se observan las plantas típicas del modelo del edificio elaborado en ETABS, versión 2016 mostrando los ejes X e Y porque en esos ejes se va realizar el análisis sísmico de la estructura.

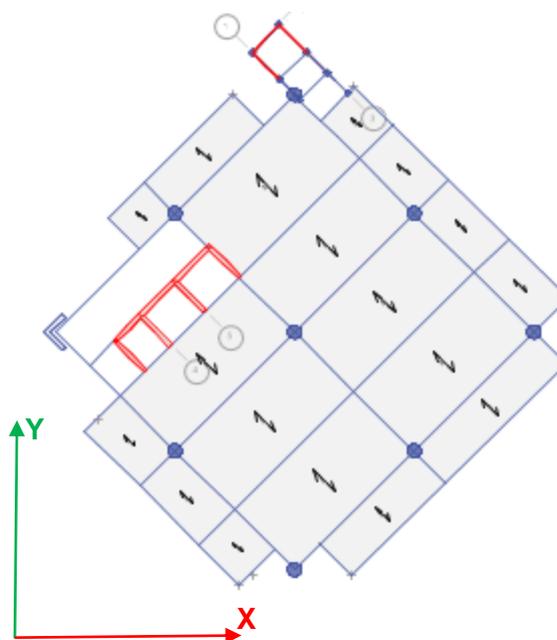


Figura 2.37: Planta Típica de la Torre Central

Fuente: Elaboración Propia

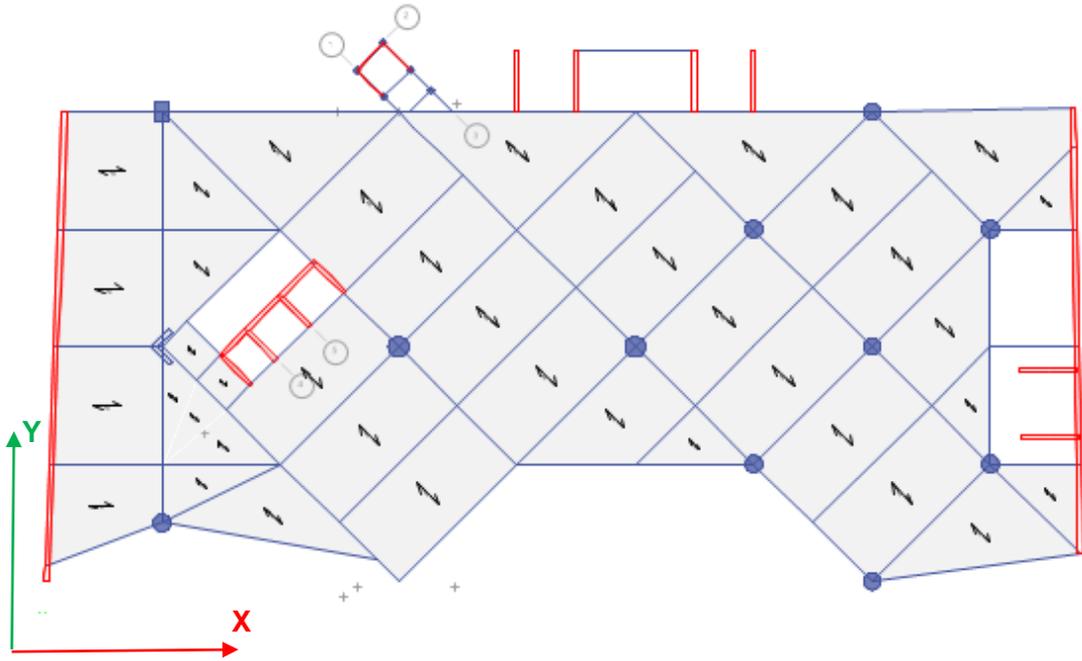


Figura 2.38: Planta Típica 5 Primeros Pisos

Fuente: Elaboración Propia

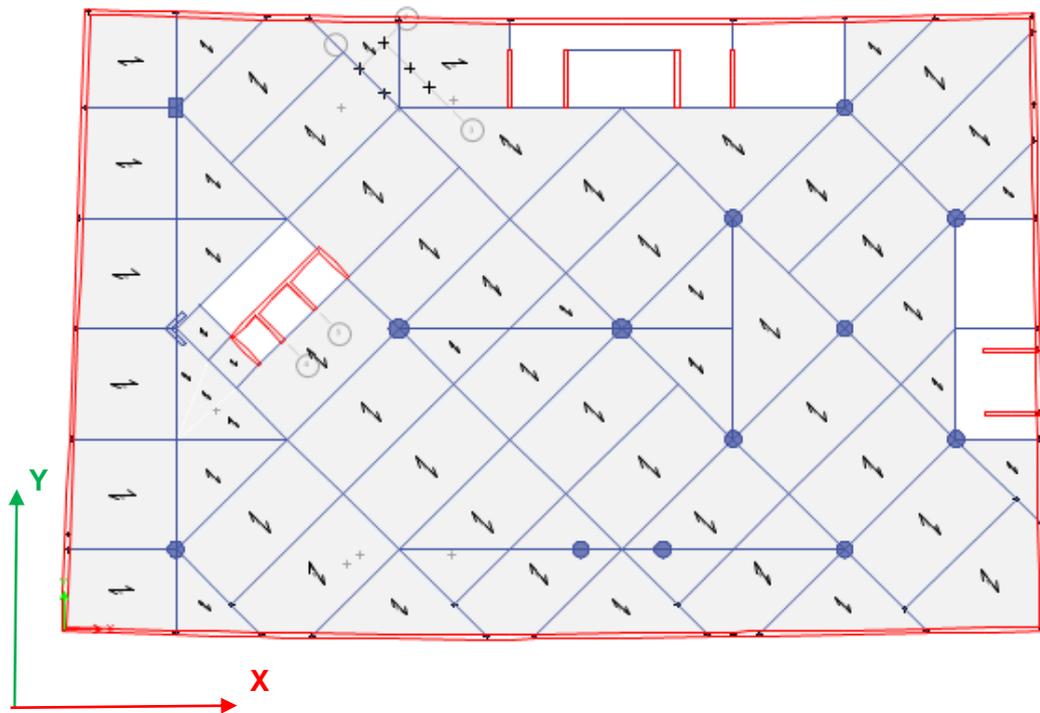


Figura 2.39: Planta Típica Sótanos

Fuente: Elaboración Propia

2.3.2 Análisis Modal de la Edificación

Tabla 2.5: Parámetros de Zona, Uso y Suelo

Z	0.45	Zona 4
U	1	Edificaciones Comunes
S	1	Tipo De Suelo S1

Fuente: Elaboración Propia

Los periodos de vibración del análisis modal de la estructura que no incluye tabiquería se muestra en la tabla 2.6 el cual es mayor en comparación con los periodos de la estructura que incluye elementos de tabiquería mostrados en la tabla 2.8. Se incluyó la tabiquería para obtener un periodo menor a 20% de error en comparación con lo medido en campo, y así considerar que el modelo es correcto y se encuentra calibrado. El factor de participación de masas es superior al 90% (Tabla 2.7), el primer modo está referido a la dirección Y, y el segundo modo a la dirección X.

Tabla 2.6: Períodos de Vibración

T_P	0.4	Segundos
T_L	2.5	Segundos
T_Y	1.713	Segundos
T_X	1.58	Segundos
f'c	245	Kg/cm ²

Fuente: Elaboración Propia

La diferencia relativa del periodo medido en campo (1.12 seg) con el calculado mediante análisis modal de la estructura que incluye tabiquería (1.27 seg) es el 13.4% por lo que el modelo se considera calibrado. Para el análisis sísmico no se considera la tabiquería por lo que el periodo sube a 1.71 seg.

En esta calibración se considera la influencia de los tabiques por que a nivel de medición en las condiciones realizadas (sin sismo) estos aportan rigidez, en condiciones de sismo su aporte no es considerable.

Tabla 2.7: Factor de Participación de Masas

Factor de participación de masas D-X	96.53%
Factor de participación de masas D-Y	95.99%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 2.8: Modos de Vibración y Período Fundamental Considerando Tabiquería

RATIO DE PARTICIPACIÓN DE MASAS								
Caso	Modo	Periodo	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
		seg						
Modal	1	1.275	0.072	0.109	0.011	0.072	0.109	0.011
Modal	2	1.256	0.308	0.082	0.007	0.379	0.191	0.018
Modal	3	0.678	0.072	0.141	0.145	0.451	0.332	0.163
Modal	4	0.399	0.208	0.001	0.009	0.660	0.333	0.172
Modal	5	0.367	0.044	0.053	0.000	0.704	0.386	0.172
Modal	6	0.247	0.061	0.051	0.006	0.765	0.437	0.178
Modal	7	0.222	0.000	0.018	0.000	0.765	0.455	0.178
Modal	8	0.209	0.005	0.005	0.003	0.770	0.459	0.181
Modal	9	0.203	0.007	0.065	0.006	0.777	0.524	0.187
Modal	10	0.188	0.001	0.102	0.018	0.778	0.627	0.205
Modal	11	0.176	0.000	0.001	0.001	0.778	0.627	0.205
Modal	12	0.165	0.000	0.000	0.000	0.778	0.627	0.205
Modal	13	0.163	0.001	0.000	0.003	0.779	0.627	0.208
Modal	14	0.160	0.002	0.007	0.020	0.781	0.635	0.229
Modal	15	0.159	0.000	0.000	0.001	0.781	0.635	0.230
Modal	16	0.155	0.003	0.070	0.165	0.784	0.704	0.395
Modal	17	0.154	0.000	0.003	0.001	0.784	0.707	0.397
Modal	18	0.151	0.001	0.001	0.009	0.785	0.708	0.405
Modal	19	0.148	0.000	0.000	0.031	0.785	0.708	0.436
Modal	20	0.136	0.012	0.004	0.017	0.797	0.712	0.453
Modal	21	0.133	0.006	0.008	0.038	0.803	0.720	0.490
Modal	22	0.129	0.002	0.001	0.003	0.805	0.721	0.493
Modal	23	0.123	0.000	0.012	0.026	0.805	0.732	0.519
Modal	24	0.120	0.002	0.008	0.049	0.807	0.740	0.569
Modal	25	0.116	0.001	0.009	0.110	0.808	0.749	0.678
Modal	26	0.108	0.003	0.004	0.018	0.811	0.753	0.696
Modal	27	0.107	0.000	0.005	0.004	0.811	0.758	0.700
Modal	28	0.099	0.025	0.000	0.000	0.836	0.758	0.700
Modal	29	0.088	0.003	0.002	0.007	0.839	0.760	0.707
Modal	30	0.083	0.005	0.007	0.001	0.844	0.767	0.709
Modal	31	0.080	0.004	0.004	0.007	0.848	0.771	0.716
Modal	32	0.063	0.003	0.000	0.007	0.851	0.771	0.723
Modal	33	0.061	0.000	0.024	0.000	0.851	0.795	0.723
Modal	34	0.058	0.008	0.001	0.002	0.860	0.796	0.725
Modal	35	0.045	0.001	0.055	0.029	0.860	0.852	0.754
Modal	36	0.040	0.006	0.011	0.076	0.867	0.863	0.830
Modal	37	0.036	0.027	0.001	0.026	0.893	0.863	0.856
Modal	38	0.022	0.001	0.089	0.010	0.894	0.952	0.865
Modal	39	0.020	0.072	0.000	0.019	0.966	0.952	0.884
Modal	40	0.019	0.001	0.008	0.087	0.967	0.961	0.972

Fuente: Elaboración Propia

La tabla 2.8 muestra los tres primeros modos de vibración mediante un análisis modal Ritz de la estructura.

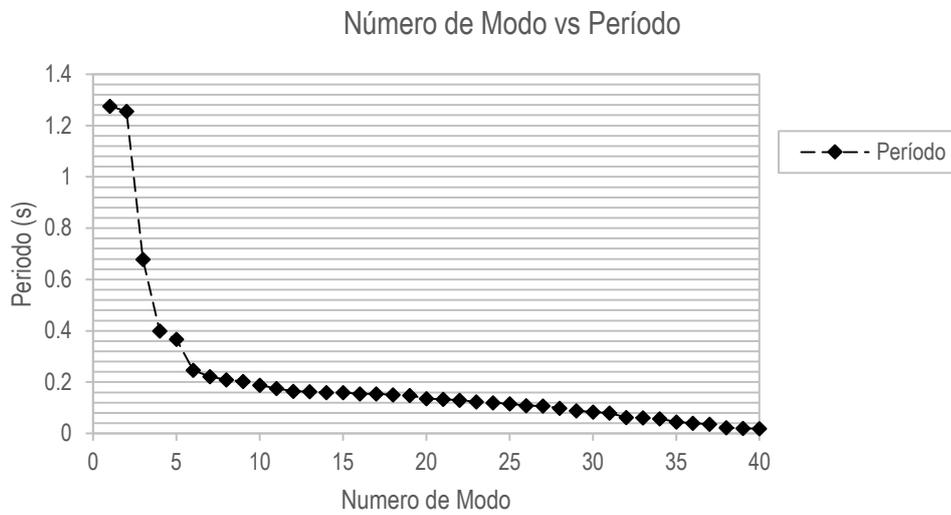


Figura 2.40: Gráfico de Número de Modo vs Período
Fuente: Elaboración Propia

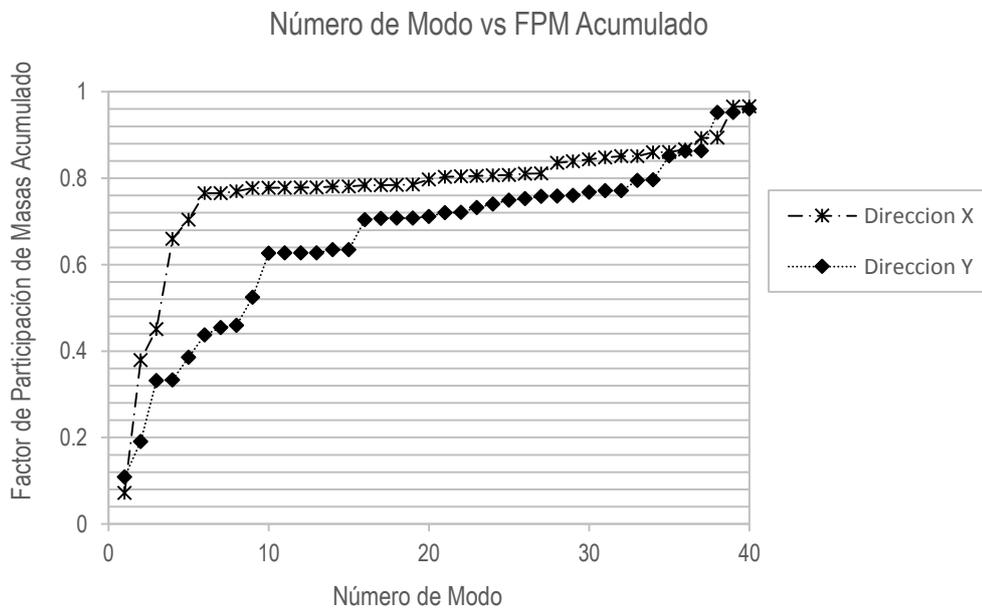


Figura 2.41: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado
Fuente: Elaboración Propia

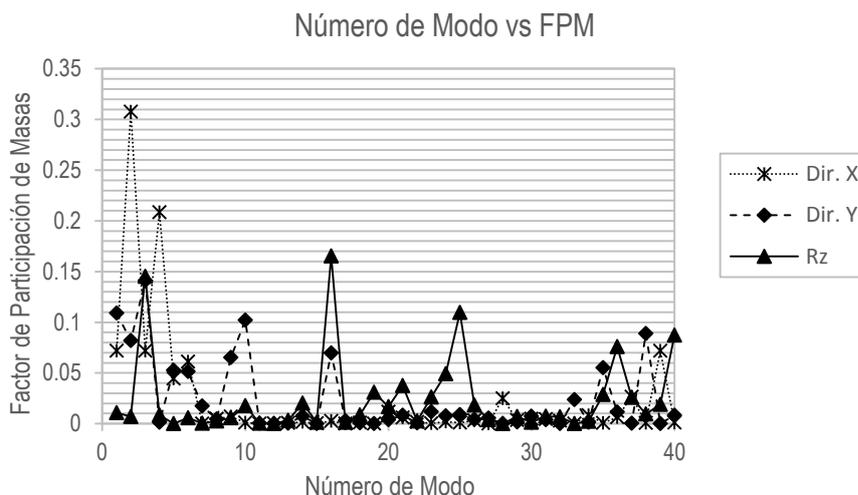


Figura 2.42: Gráfico de Número de Modo vs FPM

Fuente: Elaboración Propia

2.3.3 Sistemas Estructurales

En el eje “X” e “Y” tenemos un sistema estructural de muros estructurales en cada dirección. De la tabla N° 7 de la RNE E030 se obtiene que para concreto Armado y siendo el sistema estructural muros estructurales, el valor del coeficiente básico de reducción inicial es 6.

Tabla 2.9: Sistemas Estructurales (Tabla N°7 RNE E030)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R0(*)
Acero:	
Porticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Porticos Intermedios Resistentes a Momentos (SMF)	7
Porticos Ordinarios Resistentes a Momentos (SMF)	6
Porticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Porticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Porticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: RNE E030

2.3.4 Análisis de Irregularidades

2.3.4.1 Análisis En La Dirección X

Para el análisis de irregularidades en el eje X se asume irregularidades en altura de masa o peso y las irregularidades en planta de torsión extrema, por lo que los coeficientes desfavorables de análisis son los siguientes:

$$I_a = 0.90$$

$$I_p = 0.60$$

Con estos valores de irregularidades en altura y planta se obtiene el valor de coeficiente de reducción R de la siguiente manera:

$$R = R_0 I_a I_p = 6(0.90)(0.6) = 3.24$$

Con esto se obtiene el espectro sísmico en la dirección X para el $U = 1$, y para los factores de suelo ya definidos párrafos arriba, el espectro sísmico se muestra en la figura N° 2.43.

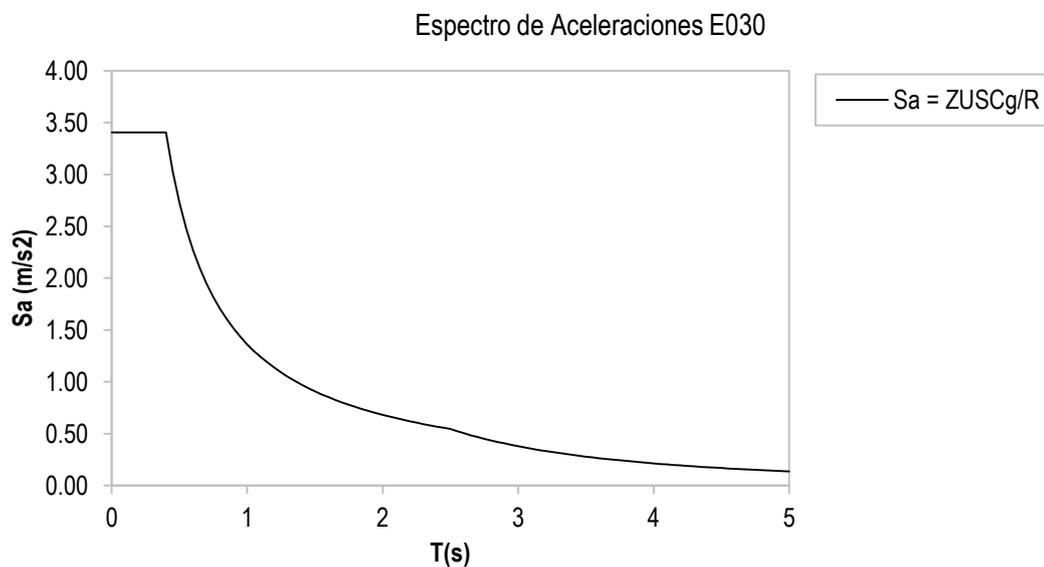


Figura 2.43: Espectro de Aceleraciones (Dirección X)

Fuente: RNE E030

➤ Verificación De Irregularidades

Después de un primer análisis sísmico considerado el espectro de la figura 2.43 se calcula las irregularidades según el RNE E030. En la tabla 2.10 se obtiene las

irregularidades existentes en el modelo (Dirección x). Con lo que se verifica nuestra hipótesis de partida para las irregularidades en esta dirección. (Anexo E)

Tabla 2.10: Irregularidades en la Dirección X

Tipo	Irregularidad	Condición	Factor de Irregularidad
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	-
		No existe	-
	Piso débil	No existe	-
	Extrema rigidez	No existe	-
		No existe	-
	Extrema resistencia	No existe	-
	Masa o peso	Existe	0.9
	Geometría vertical	Existe	0.9
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	-
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	-
Irregularidad en planta	Torsional	Existe	0.75
	Torsional extrema	Existe	0.6
	Esquinas entrantes	No existe	-
	Discontinuidad del diafragma	No existe	-
	Sistemas no paralelos	Existe	0.9
		la =	0.9
	lp =	0.6	

*Las irregularidades extremas no se permiten para Lima

Fuente: Elaboración Propia

Se llegó a determinar las mismas irregularidades de la hipótesis de análisis por lo que podemos decir que para este modelo que $R=3.24$

2.3.4.2 Análisis En La Dirección Y

Para el análisis de irregularidades en el eje Y se asume irregularidades en altura de piso blando y las irregularidades en planta de torsión extrema, por lo que los coeficientes desfavorables de análisis son los siguientes:

$$I_a = 0.75$$

$$I_p = 0.60$$

Con estos valores de irregularidades en altura y planta se obtiene el valor de coeficiente de reducción R de la siguiente manera:

$$R = R_0 I_a I_p = 6(0.75)(0.6) = 2.7$$

Con esto se obtiene el espectro sísmico en la dirección Y para el $U = 1$, y para los factores de suelo ya definidos párrafos arriba, el espectro sísmico se muestra en la figura 2.44.

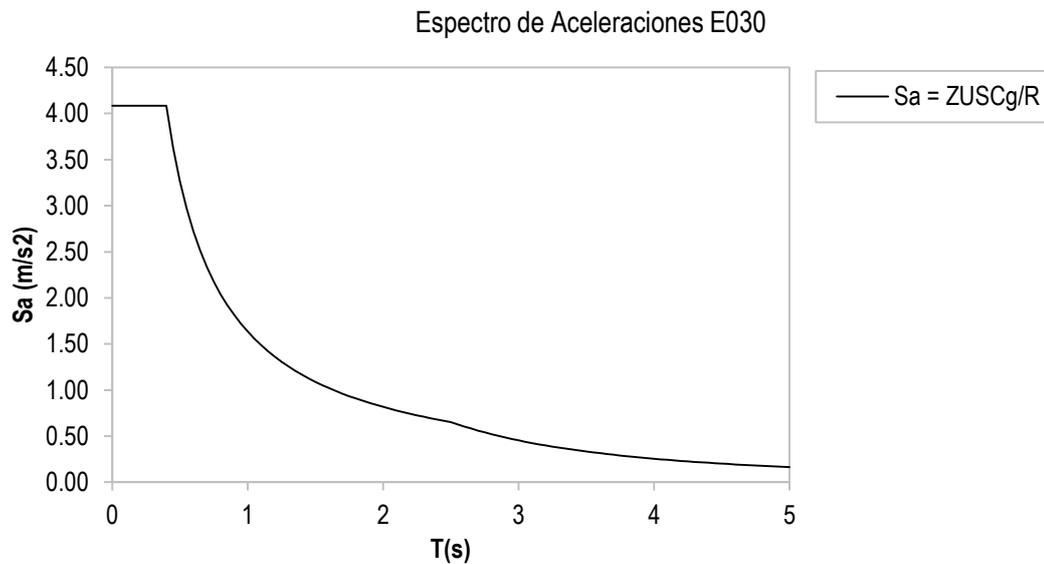


Figura 2.44: Espectro de Aceleraciones (Dirección Y)

Fuente: RNE E030

➤ Verificación De Irregularidades

Después de un primer análisis sísmico considerado el espectro de la figura 2.44 se calcula las irregularidades según el RNE E030. En la tabla 2.11 se obtiene las irregularidades existentes en el modelo (Dirección Y). Con lo que se verifica nuestra hipótesis de partida para las irregularidades en esta dirección.(Anexo E)

Tabla 2.11: Irregularidades en la Dirección Y

Tipo	Irregularidad	Condición	Factor de Irregularidad
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	-
		Existe	0.75
	Piso débil	No existe	-
	Extrema rigidez	No existe	-
		No existe	-
	Extrema resistencia	No existe	-
	Masa o peso	Existe	0.9
	Geometría vertical	Existe	0.9
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	-
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	-
Irregularidad en planta	Torsional	Existe	0.75
	Torsional extrema	Existe	0.6
	Esquinas entrantes	No existe	-
	Discontinuidad del diafragma	No existe	-
	Sistemas no paralelos	Existe	0.9
		la =	0.75
	lp =	0.6	

*Las irregularidades extremas no se permiten para Lima

Fuente: Elaboración Propia

Se llegó a determinar las mismas irregularidades de la hipótesis de análisis por lo que podemos decir que para este modelo que $R=2.7$

2.3.5 Análisis de Distorsiones

Con los valores obtenidos de R y los espectros que anteriormente se mencionaron, se determinan las máximas distorsiones, para luego comprobar que sean menores a 0.007, de acuerdo a lo indicado en la norma E 0.30.

De acuerdo al análisis estructural realizado, las distorsiones en la dirección X e Y se muestran en las siguientes tablas y gráficos:

Tabla 2.12: Distorsiones Relativas en la Dirección X

ENTREPISO DE REFERENCIA	ELEVACIÓN (m)	DISTORSIÓN REDUCIDA (1)	IRREGULARIDAD "R" (2)	DISTORSIÓN REAL (3)=(1)x(2)	DISTORSIÓN (3)<0.007
16	59.40	0.00168	3.24	0.0054496	CUMPLE
15	55.20	0.00223	3.24	0.0072154	NO CUMPLE
14	51.60	0.00267	3.24	0.0086410	NO CUMPLE
13	48.00	0.00299	3.24	0.0096746	NO CUMPLE
12	44.40	0.0032	3.24	0.0103518	NO CUMPLE
11	40.80	0.00336	3.24	0.0108864	NO CUMPLE
10	37.20	0.00354	3.24	0.0114760	NO CUMPLE
9	33.60	0.00373	3.24	0.0120981	NO CUMPLE
8	30.00	0.00384	3.24	0.0124254	NO CUMPLE
7	26.40	0.00365	3.24	0.0118292	NO CUMPLE
6	22.80	0.00259	3.24	0.0083883	NO CUMPLE
5	19.20	0.00103	3.24	0.0033307	CUMPLE
4	15.60	0.00101	3.24	0.0032853	CUMPLE
3	12.00	0.00102	3.24	0.0033145	CUMPLE
2	8.40	0.00103	3.24	0.0033339	CUMPLE
1	4.80	0.00077	3.24	0.0025012	CUMPLE
0	0.80	0.00000	3.24	0.0000000	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que en la dirección x se debe reforzar desde el entrepiso 6 hacia arriba

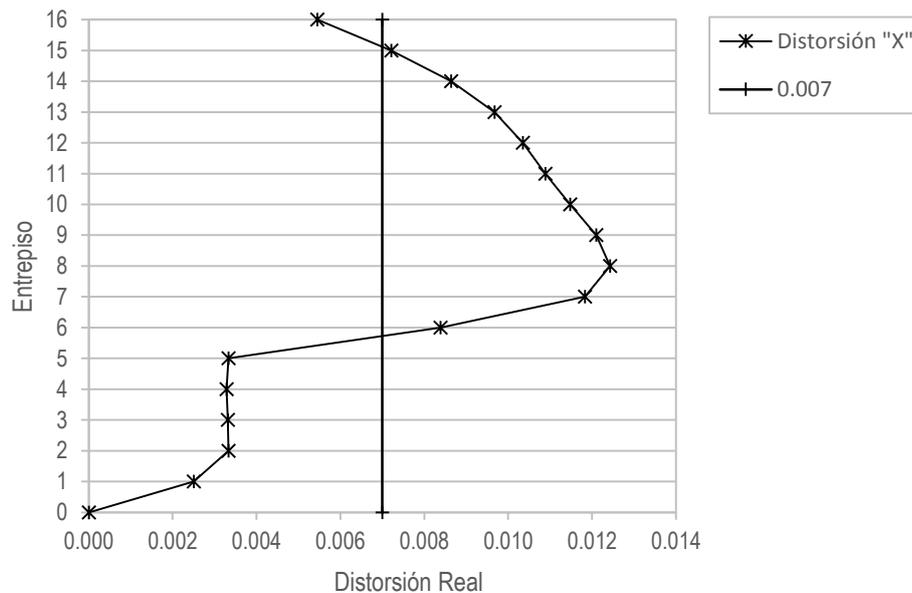


Figura 2.45: Gráfico de Distorsión Local en la Dirección X

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 2.13: Distorsiones Relativas en la Dirección Y

ENTREPISO DE REFERENCIA	ELEVACIÓN (m)	DISTORSIÓN REDUCIDA (1)	IRREGULARIDAD "R" (2)	DISTORSIÓN REAL (3)=(1)x(2)	DISTORSIÓN (3)<0.007
16	59.40	0.0016	2.7	0.00439	CUMPLE
15	55.20	0.0021	2.7	0.00575	CUMPLE
14	51.60	0.0028	2.7	0.00762	NO CUMPLE
13	48.00	0.0034	2.7	0.00927	NO CUMPLE
12	44.40	0.0039	2.7	0.01058	NO CUMPLE
11	40.80	0.0043	2.7	0.01172	NO CUMPLE
10	37.20	0.0047	2.7	0.01276	NO CUMPLE
9	33.60	0.0051	2.7	0.01376	NO CUMPLE
8	30.00	0.0054	2.7	0.01460	NO CUMPLE
7	26.40	0.0053	2.7	0.01440	NO CUMPLE
6	22.80	0.0034	2.7	0.00914	NO CUMPLE
5	19.20	0.0003	2.7	0.00084	CUMPLE
4	15.60	0.0004	2.7	0.00117	CUMPLE
3	12.00	0.0005	2.7	0.00136	CUMPLE
2	8.40	0.0005	2.7	0.00140	CUMPLE
1	4.80	0.0004	2.7	0.00115	CUMPLE
0	0.80	0.0000	3.24	0.00000	CUMPLE

Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que en la dirección Y tenemos que reforzar desde el entrepiso 6 hacia arriba

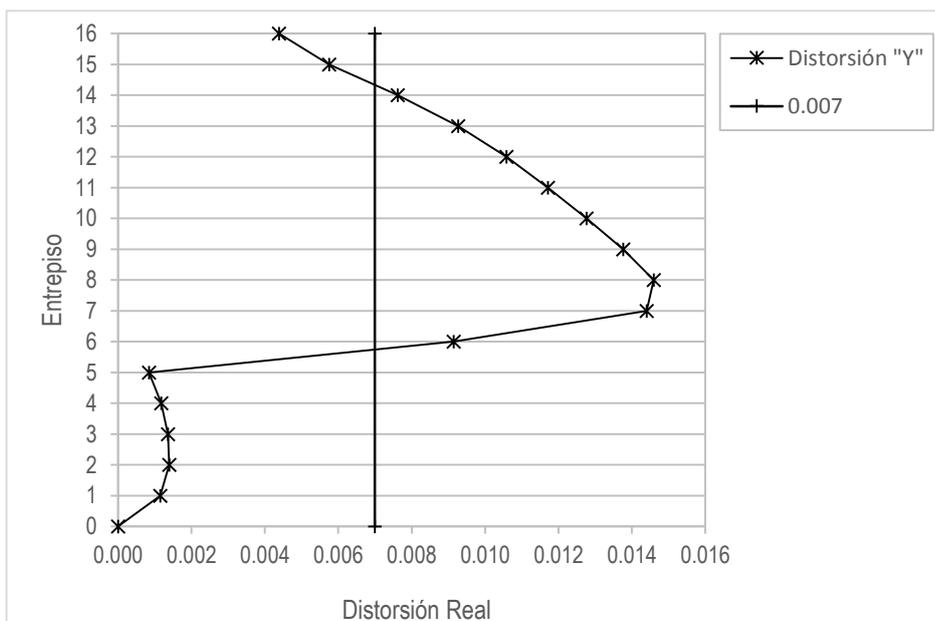


Figura 2.46: Gráfico de Distorsión Local en la Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al análisis global de las distorsiones en la dirección X-X se obtiene:

Tabla 2.14: Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección X

ENTREPISO DE REFERENCIA	ELEVACIÓN (m)	DESPLAZAMIENTO (m)
16	59.40	0.31122
15	55.20	0.35611
14	51.60	0.33607
13	48.00	0.31238
12	44.40	0.28555
11	40.80	0.25585
10	37.20	0.22328
9	33.60	0.18783
8	30.00	0.15009
7	26.40	0.11198
6	22.80	0.07745
5	19.20	0.05325
4	15.60	0.04315
3	12.00	0.03246
2	8.40	0.02115
1	4.80	0.00978
0	0.80	0.00000

Fuente: Elaboración Propia

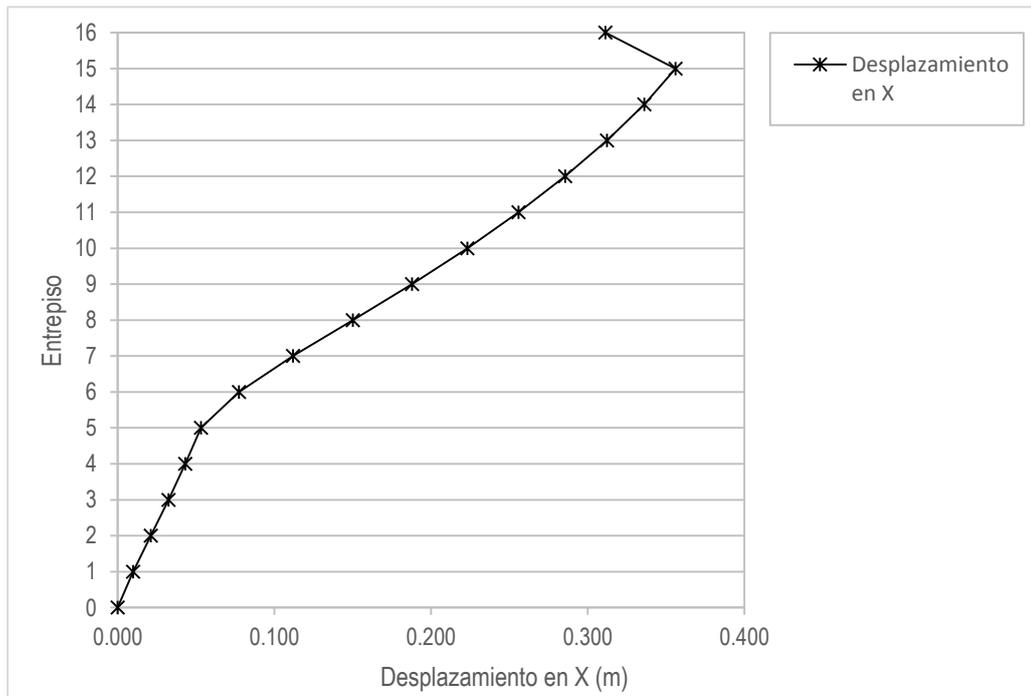


Figura 2.47: Gráfico de Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección X

Fuente: Elaboración Propia

De acuerdo al análisis global de las distorsiones en la dirección Y-Y se obtiene:

Tabla 2.15: Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección Y

ENTREPISO DE REFERENCIA	ELEVACIÓN (m)	DESPLAZAMIENTO (cm)
16	59.40	0.17381
15	55.20	0.33797
14	51.60	0.32356
13	48.00	0.30345
12	44.40	0.27813
11	40.80	0.24793
10	37.20	0.21301
9	33.60	0.17363
8	30.00	0.12999
7	26.40	0.08316
6	22.80	0.04083
5	19.20	0.02368
4	15.60	0.01896
3	12.00	0.01393
2	8.40	0.00900
1	4.80	0.00414
0	0.80	0.00000

Fuente: Elaboración Propia

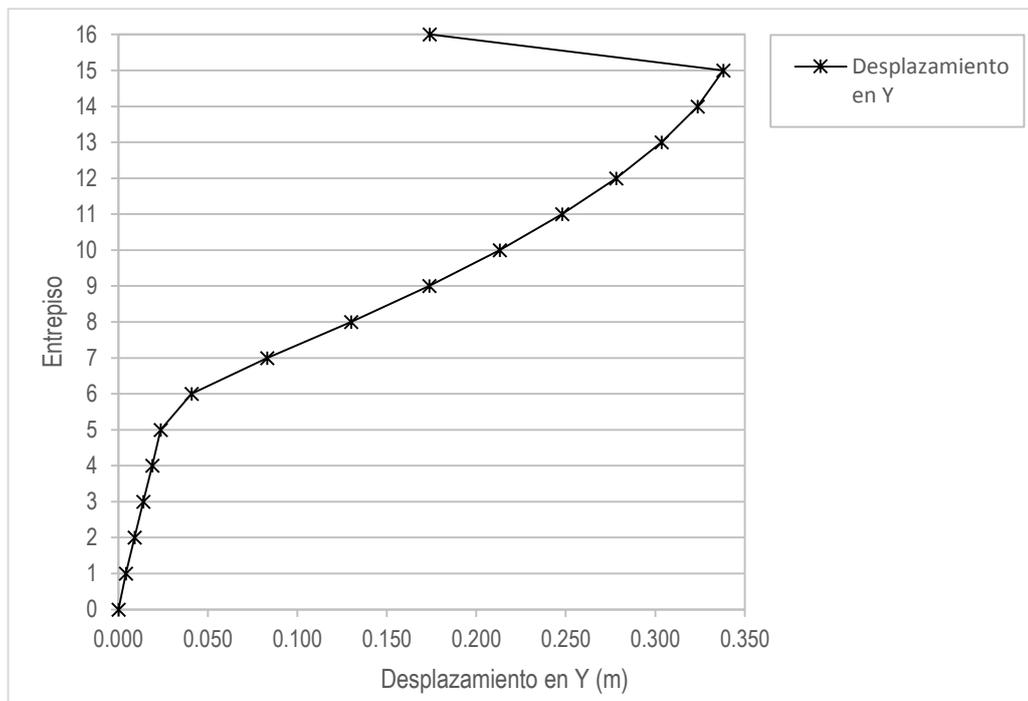


Figura 2.48: Gráfico de Desplazamiento de Entrepiso en la Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO III

ANÁLISIS SÍSMICO CON DISIPADORES EN UNA EDIFICACIÓN IRREGULAR

3.1 REGISTROS SÍSMICOS EMPLEADOS

Una vez hecho el análisis sísmico espectral, se verificó la falta de rigidez en la estructura y principalmente en la torre central que va desde el entresuelo N°6 hacia arriba. Para el análisis de la presente tesis en el que se incluirán disipadores es necesario realizar el análisis no lineal de la estructura (Tiempo-historia), para ello se considera tres registros sísmicos, el de Lima del 17 de octubre de 1966 en la dirección N08E, de Ancash del 31 de mayo de 1970 en la dirección N82W y de Lima del 03 de octubre de 1974 en la dirección N82W.

3.1.1 Características de los Registros Sísmicos

El sismo ocurrido en Lima y Callao el 17 de Octubre de 1966 tuvo una aceleración máxima de 0.27g y una magnitud de 8.1 Mw, este sismo también se sintió en el norte chico del país.

El sismo ocurrido en Ancash el 31 de Mayo de 1970 a las 15:23 horas tuvo una magnitud de 7.8 Mw, este trajo consigo el gran aluvión en el Callejón de Huaylas dejando 67 mil muertos, 150 mil heridos.

El sismo ocurrido en Lima el 03 de Octubre de 1974 tuvo una aceleración máxima de 0.20g y una magnitud de 8.0 Mw.

Tabla 3.1: Principales Características de los Registros Sísmicos

Ítem	Fecha	Lugar	Componente	N° Datos	PGA (g)	PGV	PGD	M _w
1	17/10/1966	Lima	N08E	3283	0.27	-21.60	-16.60	8.1
2	31/05/1970	Ancash	N82W	2255	0.11	4.71	1.55	7.9
3	03/10/1974	Lima	N82W	4899	0.20	14.48	6.41	8.0

Fuente: CISMID (2018)

Las figuras 3.1, 3.2, 3.3 muestran los registros sísmicos mencionados sin escalar, estos se normalizaron según RNE E030 y se realizó el análisis tiempo historia de la estructura.

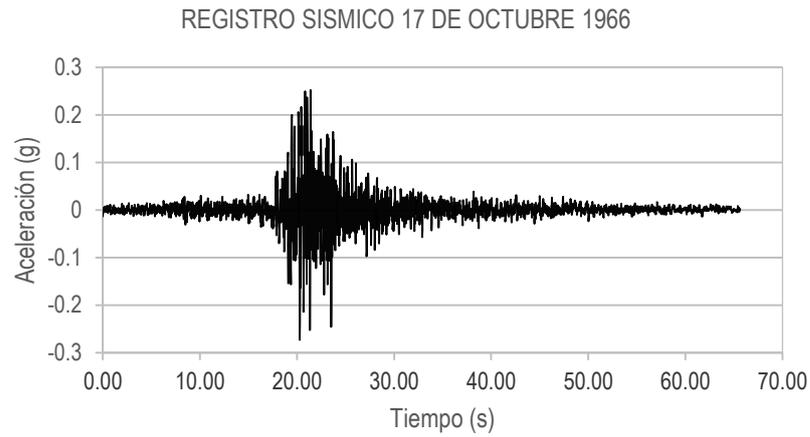


Figura 3.1: Registro Sísmico 17/10/1966
Fuente: CISMID (2018)

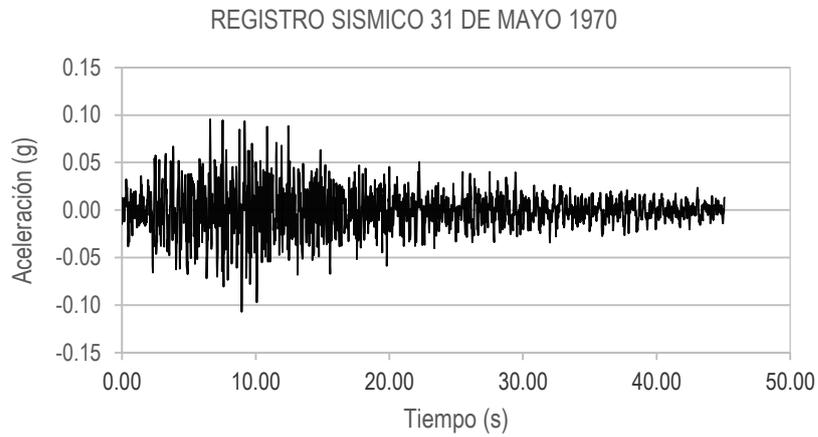


Figura 3.2: Registro Sísmico 31/05/1970
Fuente: CISMID (2018)

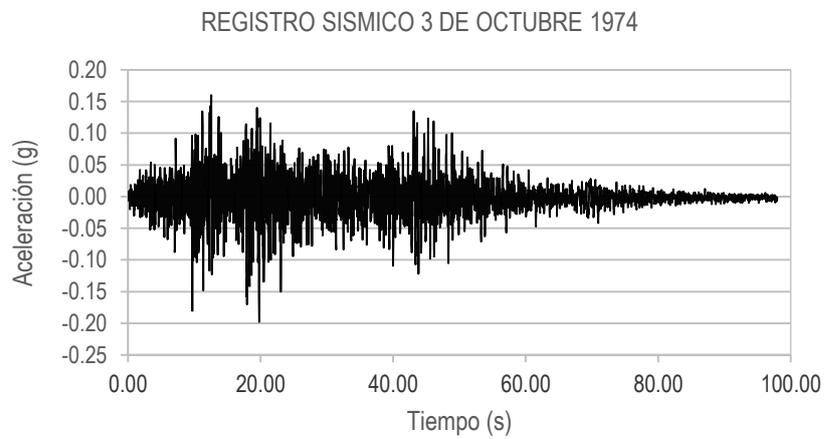


Figura 3.3: Registro Sísmico 03/10/1974
Fuente: CISMID (2018)

3.1.2 Normalización de Registros Sísmicos

La normalización de los registros sísmicos se realizó con base al RNE E030 según su artículo 4.7 de análisis dinámico tiempo-historia. Para hallar el espectro de pseudoaceleración escalados de cada registro sísmico se utilizó el programa SeismoMatch en su versión 2016. En la Figura 3.4 se muestra cada uno de los espectros de respuesta para los registros sísmicos empleados en esta tesis y el espectro de respuesta según el RNE E030. Según la norma E030 los registros sísmicos se escalan en un rango de 0.2 a 1.5 T, donde T es el periodo natural del edificio irregular. El periodo fundamental se calcula de la división de la altura del edificio y 45 (debido a los elementos resistentes). En las figura 3.5 se muestran los espectros de respuesta de los registros sísmicos escalados para el caso del edificio seleccionado y en el rango de 0.25 y 1.87.

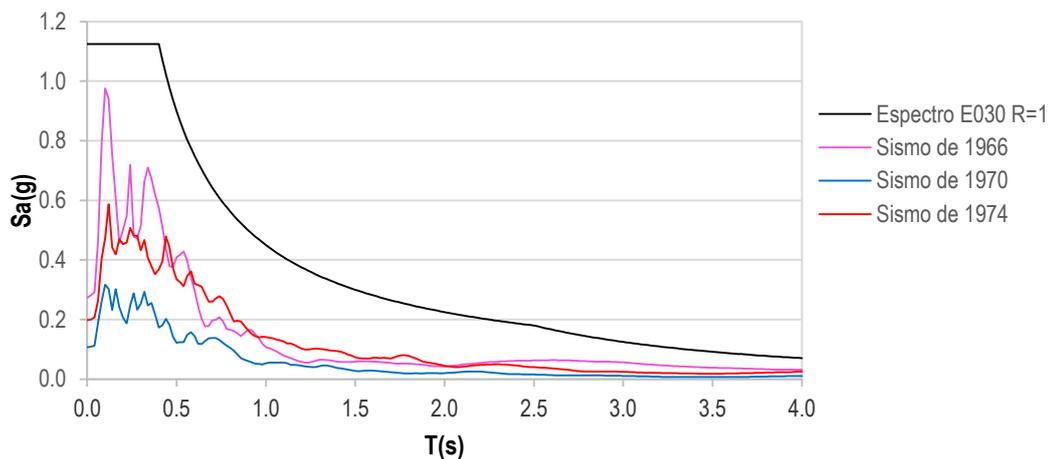


Figura 3.4: Espectro de respuesta con Registros sísmicos originales

Fuente: Elaboración Propia

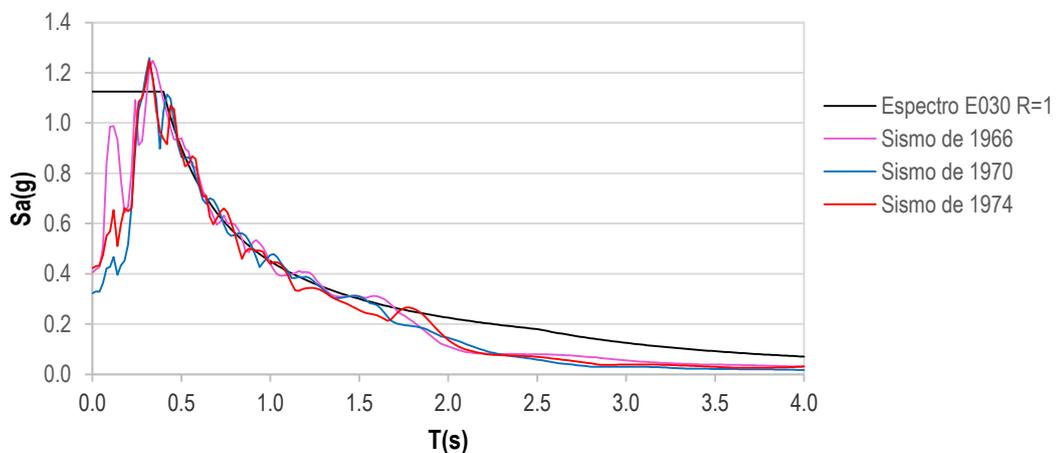


Figura 3.5: Espectro de respuesta con Registros sísmicos escalados

Fuente: Elaboración Propia

Con la escala de cada espectro de respuesta también se obtiene los registros sísmicos escalados, los que se observan en las siguientes figuras:

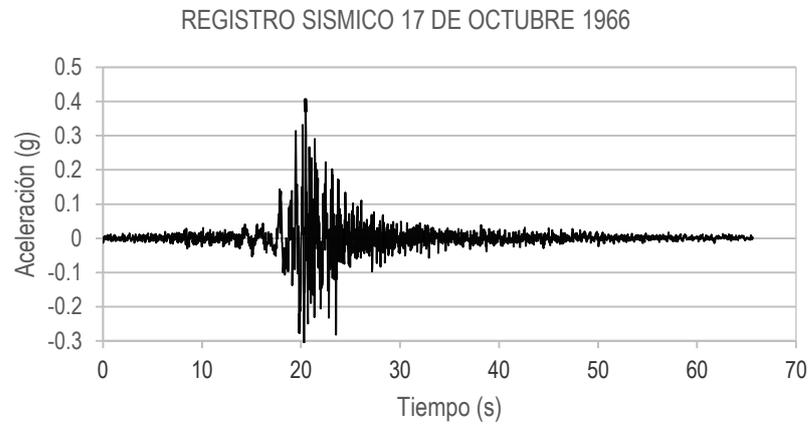


Figura 3.6: Registro Sísmico Escalado (0.40g) 17/10/1966

Fuente: CISMID (2018)

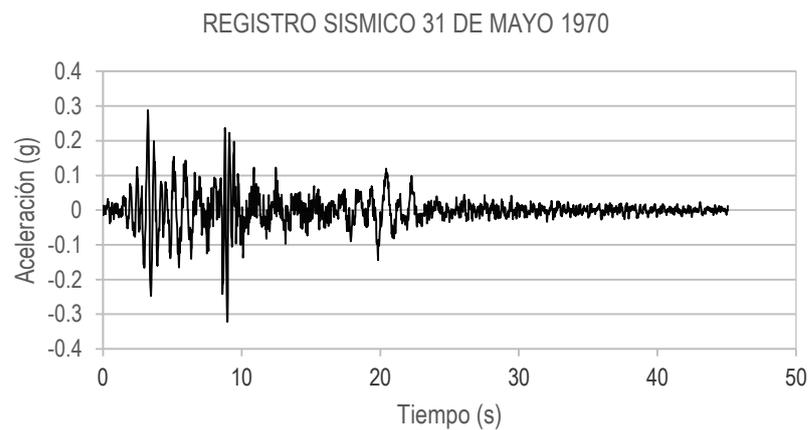


Figura 3.7: Registro Sísmico Sismico Escalado (0.32g) 31/05/1970

Fuente: CISMID (2018)

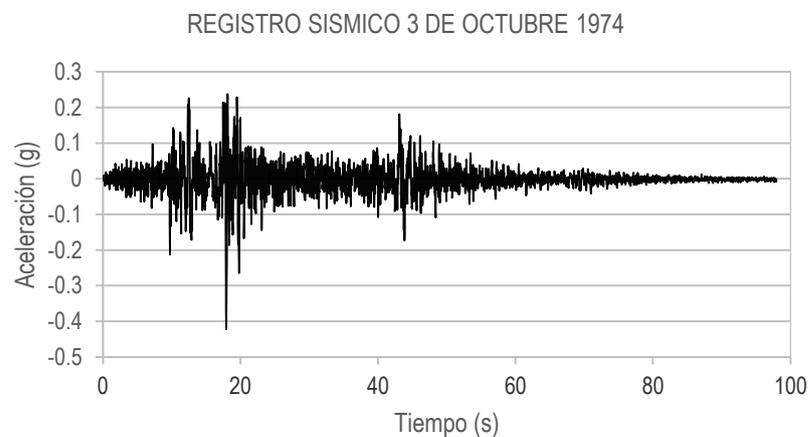


Figura 3.8: Registro Sísmico Escalado (0.42g) 03/10/1974

Fuente: CISMID (2018)

3.2 DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

De la evaluación estructural y el análisis modal espectral se observa en las figuras 2.45 y 2.46 que las distorsiones de entrepiso máximo sobrepasa el límite de distorsión objetivo ($7/1000$), por lo cual, para asegurar un nivel de desempeño operativo después de la ocurrencia de un sismo severo, es necesario llevar a cabo el refuerzo estructural de tal manera que la edificación salvaguarde la vida de sus ocupantes y que esta sea capaz de brindar servicio en caso de la ocurrencia de un sismo.

La propuesta de reforzamiento estructural tiene como objetivo proporcionar suficiente rigidez a la estructura a fin de tener una distorsión máxima de entrepiso no mayor a $7/1000$. Para lograr esto, se propone la implementación de marcos de acero chevron con dispositivos de disipación (TADAS y SLB) en algunos vanos de la edificación a fin de reducir las distorsiones de entrepiso, en la siguiente figura se muestra el flujograma para el dimensionamiento del sistema de refuerzo por medio de disipadores sísmicos mediante un análisis tiempo historia, el cual facilita el procedimiento de análisis del edificio objetivo.

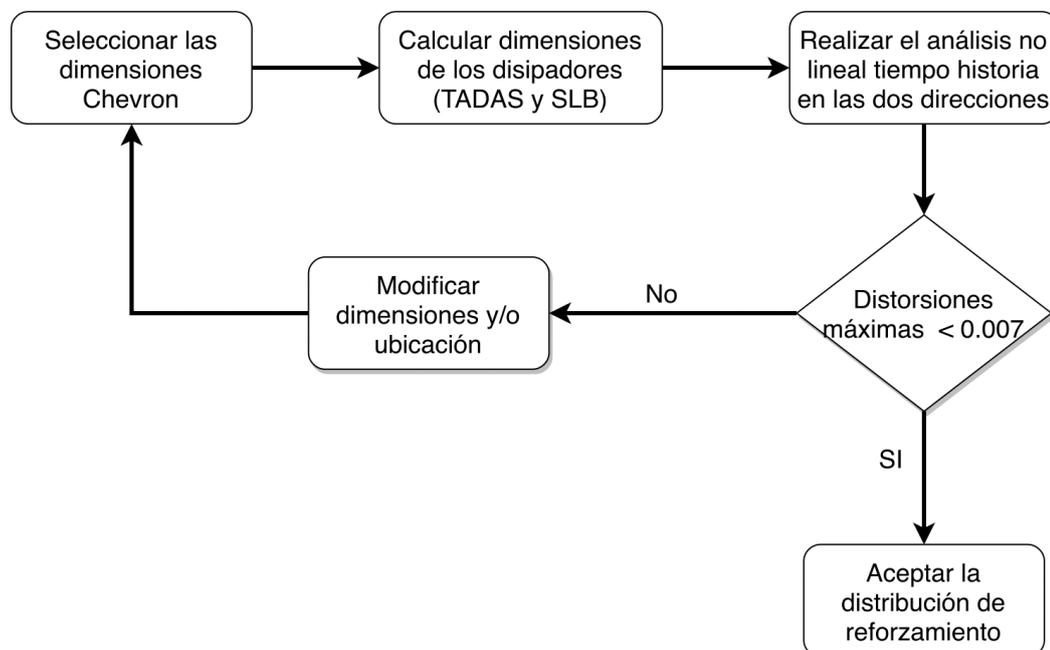


Figura 3.9: Dimensionamiento del sistema de refuerzo

Fuente: Elaboración Propia

3.2.1 Selección de disipadores TADAS

El cálculo del número de disipadores y el tipo de disipador a usar en cada entrepiso está relacionada con la rigidez, entonces se calcula la rigidez en cada uno de los 16 pisos ya que los sótanos muestran una rigidez suficiente en su estructura, será necesaria la inclusión de elementos de disipación en los entrepisos donde la distorsión máxima permitida sea mayor a 0.007 en el análisis modal espectral realizado. En la siguiente tabla 3.2 se muestra los desplazamientos de cada entrepiso y la rigidez de cada entrepiso en la dirección X (ecuación 1.2), esto para evaluar la necesidad de disipadores y definir los pisos que es necesario rigidizar.

Tabla 3.2: Calculo de la Rigidez de cada Entrepiso en la Dirección X

ENTREPISO	ELEVACIÓN (m)	Δi (m)	V_i (ton)	K_i (ton/m)
16	59.40	0.31122	42.9701	138.070
15	55.20	0.35611	133.6173	375.214
14	51.60	0.33607	196.8923	585.867
13	48.00	0.31238	238.0754	762.134
12	44.40	0.28555	259.9605	910.385
11	40.80	0.25585	268.1526	1048.085
10	37.20	0.22328	270.8205	1212.919
9	33.60	0.18783	275.2843	1465.603
8	30.00	0.15009	284.8727	1898.013
7	26.40	0.11198	299.1497	2671.457
6	22.80	0.07745	316.3206	4084.191
5	19.20	0.05325	401.3268	7536.654
4	15.60	0.04315	528.3653	12244.851
3	12.00	0.03246	645.8145	19895.702
2	8.40	0.02115	738.6116	34922.534
1	4.80	0.00978	796.3225	81423.569

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 3.3 se procede de la misma forma que la tabla 3.2 donde se muestran los desplazamientos relativos, fuerza cortante y se determina la rigidez de cada entrepiso en la dirección Y, esto para verificar la necesidad de reforzar en esta dirección con disipadores en los arreglos Chevrón.

Tabla 3.3: Calculo de la Rigidez de cada Entrepiso en la Dirección Y

ENTREPISO	ELEVACIÓN (m)	Δi (m)	V_i (ton)	K_i (ton/m)
16	59.40	0.17381	33.9919	195.569
15	55.20	0.33797	88.6333	262.252
14	51.60	0.32356	118.6664	366.752
13	48.00	0.30345	137.2386	452.261
12	44.40	0.27813	151.986	546.457
11	40.80	0.24793	167.6493	676.196
10	37.20	0.21301	179.3052	841.769
9	33.60	0.17363	194.1035	1117.915
8	30.00	0.12999	225.2689	1732.971
7	26.40	0.08316	264.5539	3181.264
6	22.80	0.04083	300.6727	7364.014
5	19.20	0.02368	429.9022	18154.654
4	15.60	0.01896	617.5651	32571.999
3	12.00	0.01393	768.5519	55172.426
2	8.40	0.00900	887.8719	98652.433
1	4.80	0.00414	967.8923	233790.411

Fuente: Elaboración Propia

Después de obtener las rigideces de cada entrepiso en la dirección X e Y, se procede con el cálculo de la rigidez elástica del dissipador (ecuación 1.12), esta es la rigidez necesaria en cada dirección de análisis lo cual sirve como ayuda para el predimensionamiento de los dissipadores.

Para ello en la tabla 3.4 se muestra la rigidez calculada en la tabla 3.2, la distorsión máxima de la tabla 2.12 y la distorsión permitida del reglamento nacional de edificaciones E. 030, esto para calcular como se mencionó la rigidez elástica necesaria (K_{DDE}) en la dirección X.

Si en caso la rigidez elástica (K_{DDE}) presente valores negativos, en la tabla 3.4 se mostrara el valor de 0, con esto se identificara de manera sencilla el lugar de reforzamiento con dissipadores con arreglo Chevrón tanto en la dirección X como en la dirección Y. En la tabla 3.5 se muestra los mismos componentes que la tabla 3.4 pero en la dirección Y.

Tabla 3.4: Rigidez elástica necesaria de cada Entrepiso en la Dirección X

Entrepiso	ELEVACIÓN (m)	K_i (ton/m)	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{p\text{ermitido}}$	K_{DDE} (ton/m)
16	59.40	138.070	0.00545	0.007	0.000
15	55.20	375.214	0.00722	0.007	11.550
14	51.60	585.867	0.00864	0.007	137.351
13	48.00	762.134	0.00967	0.007	291.205
12	44.40	910.385	0.01035	0.007	435.918
11	40.80	1048.085	0.01089	0.007	581.897
10	37.20	1212.919	0.01148	0.007	775.589
9	33.60	1465.603	0.01210	0.007	1067.412
8	30.00	1898.013	0.01243	0.007	1471.068
7	26.40	2671.457	0.01183	0.007	1843.015
6	22.80	4084.191	0.00839	0.007	810.047
5	19.20	7536.654	0.00333	0.007	0.000
4	15.60	12244.851	0.00329	0.007	0.000
3	12.00	19895.702	0.00331	0.007	0.000
2	8.40	34922.534	0.00333	0.007	0.000
1	4.80	81423.569	0.00250	0.007	0.000

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.5: Rigidez elástica necesaria de cada Entrepiso en la Dirección Y

Entrepiso	ELEVACIÓN (m)	K_i (ton/m)	$\Delta_{m\acute{a}x}$	$\Delta_{p\text{ermitido}}$	K_{DDE} (ton/m)
16	59.40	195.569	0.00439	0.007	0.000
15	55.20	262.252	0.00575	0.007	0.000
14	51.60	366.752	0.00762	0.007	32.484
13	48.00	452.261	0.00927	0.007	146.662
12	44.40	546.457	0.01058	0.007	279.474
11	40.80	676.196	0.01172	0.007	455.949
10	37.20	841.769	0.01276	0.007	692.656
9	33.60	1117.915	0.01376	0.007	1079.586
8	30.00	1732.971	0.01460	0.007	1881.511
7	26.40	3181.264	0.01440	0.007	3363.050
6	22.80	7364.014	0.00914	0.007	2251.284
5	19.20	18154.654	0.00084	0.007	0.000
4	15.60	32571.999	0.00117	0.007	0.000
3	12.00	55172.426	0.00136	0.007	0.000
2	8.40	98652.433	0.00140	0.007	0.000
1	4.80	233790.411	0.00115	0.007	0.000

Fuente: Elaboración Propia

El disipador TADAS propuesto debe satisfacer la ecuación 1.13, se consideró para el disipador el ancho de 0.15 m, 0.25 m de altura y 0.03 m de ancho cuyas propiedades de las placas que forman el disipador son: $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.

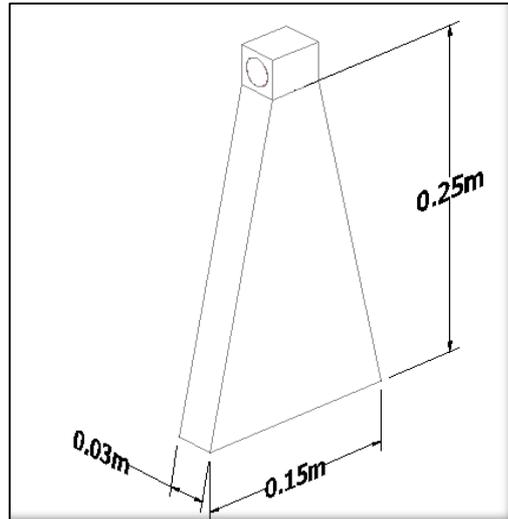


Figura 3.10: Disipador TADAS propuesto

Fuente: Elaboración Propia

Con la rigidez requerida en las tablas 3.4 y 3.5 se determina la cantidad de disipadores aproximados por cada entrepiso, la rigidez elástica se muestra en la columna 3 de las tablas 3.6 y 3.7, con ello se calcula el número de placas según la ecuación 1.13, sin embargo el número de disipadores no fue suficiente para cumplir con la condición de obtener las distorsiones menores a 0.007. La configuración estructural en los pisos que son necesarios reforzar están en forma transversal en las direcciones X e Y, lo que conllevó a iterar el modelo 4 veces haciendo disipadores y la estructura Chevrón sean colocados en 3 caras de la torre central desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15, con dos tipos de disipadores, uno que va desde el entrepiso 6 hasta el 11 donde es necesario mayor cantidad y rigidez según las tablas 3.4 y 3.5, y otro que va desde el entrepiso 12 hasta el 15. Como se menciona anteriormente, la distribución de los elementos de disipación y reforzamiento estructural es perimetral en la torre central, con esto se obtiene la configuración estructural para los casos de análisis. A partir de la rigidez necesaria se calcula el área del refuerzo Chevrón el que también será utilizado en el análisis con disipadores SLB. Los casos de análisis son: Análisis con elementos Chevrón incluyendo en el análisis disipadores TADAS y disipadores SLB.

Tabla 3.6: Rigidez necesaria en cada entrepiso en la Dirección X

Entrepiso (1)	Elevación (m) (2)	K_{DDE} (ton/m) (3)	Número de placas por piso (n) (4)	Redondeo Número de placas (n) (5)	Rigidez Final usada (ton/m) (6)
16	59.40	0.0000	0.0000	0	-
15	55.20	11.550	0.0127	4	3628.8
14	51.60	137.350	0.1514	4	3628.8
13	48.00	291.204	0.3210	4	3628.8
12	44.40	435.918	0.4805	4	3628.8
11	40.80	581.896	0.6414	8	7257.6
10	37.20	775.588	0.8549	8	7257.6
9	33.60	1067.411	1.1766	8	7257.6
8	30.00	1471.068	1.6215	8	7257.6
7	26.40	1843.014	2.0315	8	7257.6
6	22.80	810.046	0.8929	8	7257.6
5	19.20	0.0000	0.0000	0	-
4	15.60	0.0000	0.0000	0	-
3	12.00	0.0000	0.0000	0	-
2	8.40	0.0000	0.0000	0	-
1	4.80	0.0000	0.0000	0	-

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.7: Rigidez necesaria en cada entrepiso en la Dirección Y

Entrepiso (1)	Elevación (m) (2)	K_{DDE} (ton/m) (3)	Número de placas por piso (n) (4)	Redondeo Número de placas (n) (5)	Rigidez Final usada (ton/m) (6)
16	59.40	0.0000	0.0000	0	-
15	55.20	0.0000	0.0000	4	3628.8
14	51.60	32.483	0.0619	4	3628.8
13	48.00	146.661	0.2794	4	3628.8
12	44.40	279.473	0.5323	4	3628.8
11	40.80	455.949	0.8685	8	7257.6
10	37.20	692.655	1.3193	8	7257.6
9	33.60	1079.586	2.0564	8	7257.6
8	30.00	1881.511	3.5838	8	7257.6
7	26.40	3363.050	6.4058	8	7257.6
6	22.80	2251.284	4.2882	8	7257.6
5	19.20	0.0000	0.0000	0	-
4	15.60	0.0000	0.0000	0	-
3	12.00	0.0000	0.0000	0	-
2	8.40	0.0000	0.0000	0	-
1	4.80	0.0000	0.0000	0	-

Fuente: Elaboración Propia

Tal como se menciona con anterioridad el modelo se itera 4 veces para poder cumplir con las distorsiones según el RNE E030, para ello se emplea dos tipos de disipadores, se describe a los dos tipos de disipadores por la cantidad de placas TADAS que será necesario en su configuración, un tipo es el que tiene 4 placas el cual es llamado TADAS tipo 1 y el otro tiene en su configuración 8 placas y es llamado TADAS tipo 2. Con ayuda de las tablas 3.6 y 3.7 se distribuye los disipadores TADAS tipo 1 desde el entrepiso 12 hasta el 15 y el disipador TADAS tipo 2 desde el entrepiso 6 hasta el 11 en todas las tres caras de la torre central. En las tablas 3.8 y 3.9 se calculan las propiedades elásticas del disipador TADAS (fuerza y desplazamiento de fluencia, rigidez elástica del disipador, fuerza de corte del disipador y la rigidez post fluencia), esto por ser necesario para el análisis no lineal de la estructura con disipadores TADAS y perfiles Chevrón en el programa ETABS v.16.

Tabla 3.8: Propiedades de los Disipadores TADAS

Entrepiso	Elevación (m)	Número de placas (n)	Rigidez Final usada (ton/m)	Fuerza de Fluencia (t)	Desplazamiento de Fluencia (m)
16	59.40	0	-	-	-
15	55.20	4	3628.8	9.108	0.00251
14	51.60	4	3628.8	9.108	0.00251
13	48.00	4	3628.8	9.108	0.00251
12	44.40	4	3628.8	9.108	0.00251
11	40.80	8	7257.6	18.216	0.00251
10	37.20	8	7257.6	18.216	0.00251
9	33.60	8	7257.6	18.216	0.00251
8	30.00	8	7257.6	18.216	0.00251
7	26.40	8	7257.6	18.216	0.00251
6	22.80	8	7257.6	18.216	0.00251
5	19.20	0	-	-	-
4	15.60	0	-	-	-
3	12.00	0	-	-	-
2	8.40	0	-	-	-
1	4.80	0	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

Con la rigidez obtenida para cada uno de los dos tipos de disipadores TADAS definidos se calculara el área de los perfiles Chevrón a usar, en cada uno de las

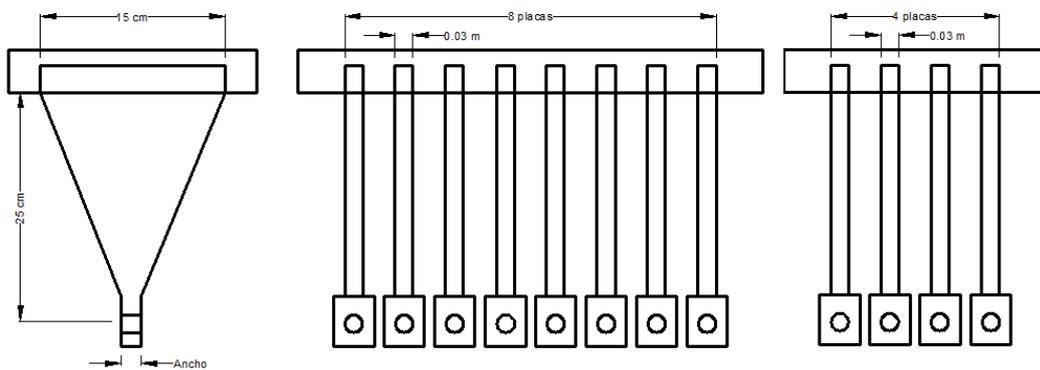
crujías definidas en la torre central, esto se comprobó en las 4 iteraciones realizadas a la estructura.

Tabla 3.9: Propiedades de los Disipadores TADAS

Entrepiso	Número de placas (n)	Fuerza Última (t)	Despla. Último (m)	Rigidez Post Fluencia (ton/m)	Rigidez Efectiva (ton/m)	α
16	0	-	-	-	-	-
15	4	13.66	0.0251	201.6	544.32	0.15
14	4	13.66	0.0251	201.6	544.32	0.15
13	4	13.66	0.0251	201.6	544.32	0.15
12	4	13.66	0.0251	201.6	544.32	0.15
11	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
10	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
9	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
8	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
7	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
6	8	27.32	0.0251	403.2	1088.64	0.15
5	0	-	-	-	-	-
4	0	-	-	-	-	-
3	0	-	-	-	-	-
2	0	-	-	-	-	-
1	0	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración Propia

Figura 3.11: Distribución Disipador TADAS



Fuente: Elaboración Propia

3.2.2 Selección de perfiles para Chevrón

El área de acero de la diagonal Chevrón se calcula con la ecuación 1.23, en donde se determina el área del perfil a usar, la rigidez necesaria y longitud de la diagonal, con ello se muestra la tabla 3.10 en donde se observa el resultado numérico de lo descrito.

En la figura 3.12 se muestra la crujía típica a usar en toda la torre en donde se coloca en perfil de acero Chevrón con el disipador con un ángulo de inclinación de aproximadamente 40° , esto para el cálculo de parámetro β óptimo (Tabla 1.2).

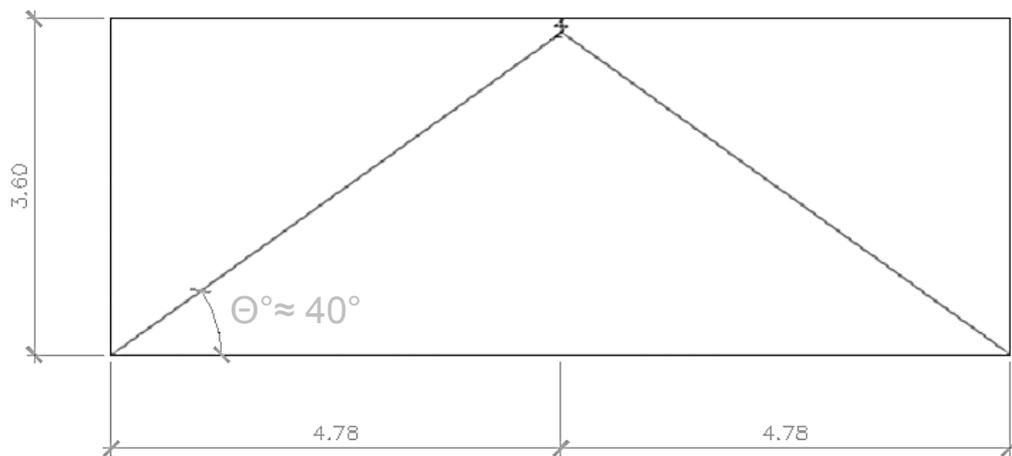


Figura 3.12: Distribución de Crujía Típica

Fuente: Elaboración Propia

Según la tabla 1.2, se determina el valor óptimo de β igual a 0.50 para una edificación de 20 pisos y un ángulo de inclinación de 40° siendo el caso desfavorable, a partir de estos parámetros se calcula la rigidez del perfil diagonal partiendo de la rigidez final calculada en la tabla 3.8 según la ecuación 1.22.

En cálculo del área del perfil de acero de la diagonal se muestra en la tabla 3.10, en la columna 3 se muestra la rigidez necesaria en la diagonal descrita y en la columna 4 el área de los perfiles de acero. De acuerdo con las áreas de acero requeridas se empleara dos tipos de perfiles, estos perfiles son: el perfil HSS 7"x7"x1/4" los que serán distribuidos desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 11, y el perfil HSS 7"x7"x1/8" los que van desde el entrepiso 12 hasta el 15, esto perfiles también se emplearan para el análisis con disipador Shear Link Bozzo, para igualar condiciones y así obtener el análisis comparativo entre ambos sistemas de disipación.

Tabla 3.10: Área de acero necesaria en el perfil Chevrón en la dirección X e Y

Entrepiso (1)	Elevación (m)	Rigidez final usada K_{DDE} (ton/m) (2)	Rigidez Diagonal K_{DIAG} (ton/m) (3)	Área de barras de Acero (cm²) (4)	Denominación (5)
16		0	0	0.00	-
15		2100	4200	11.50	HSS 7"x7"x1/8"
14		2100	4200	11.50	HSS 7"x7"x1/8"
13		2100	4200	11.50	HSS 7"x7"x1/8"
12		2100	4200	11.50	HSS 7"x7"x1/8"
11		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
10		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
9		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
8		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
7		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
6		4200	8400	23.00	HSS 7"x7"x1/4"
5		0	0	0.00	-
4		0	0	0.00	-
3		0	0	0.00	-
2		0	0	0.00	-
1		0	0	0.00	-

Fuente: Elaboración Propia

3.2.3 Selección de disipadores SLB

La selección del disipador SLB se simplifica a obtener la fuerza cortante necesaria y dicho valor comparar en las tablas 3.2 y 3.3 columna 4 para elegir el disipador más adecuado. Con esto elegir el disipador de la tabla 1.3 considerando la absorción de fuerza cortante de los perfiles Chevrón.

Los perfiles Chevrón HSS 7"x7"x1/8" y HSS 7"x7"x1/4" que irán en diagonal desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15 se muestran en la figura 3.13, sobre estos se colocaran los disipadores SLB de dos tipos, después de 2 iteraciones con disipadores SLB se determina emplear disipadores SL30_3 para los entrepisos 12 hasta el 15 y SL40_5 para los entrepisos 6 hasta el 11 guardando la misma distribución del tipo de disipador TADAS.

Con las características descritas de los elementos seleccionados se prosigue a verificar los resultados en un análisis tiempo-historia de los sismos del 66, 70 y 74, comprobando así el análisis de distorsiones, fuerzas cortantes y equilibrio de

energía, así como el funcionamiento histerético de los disipadores en cada uno de los eventos señalados, con esto se procede al análisis, desarrollo y verificación tiempo historia de la estructura con los disipadores propuestos.

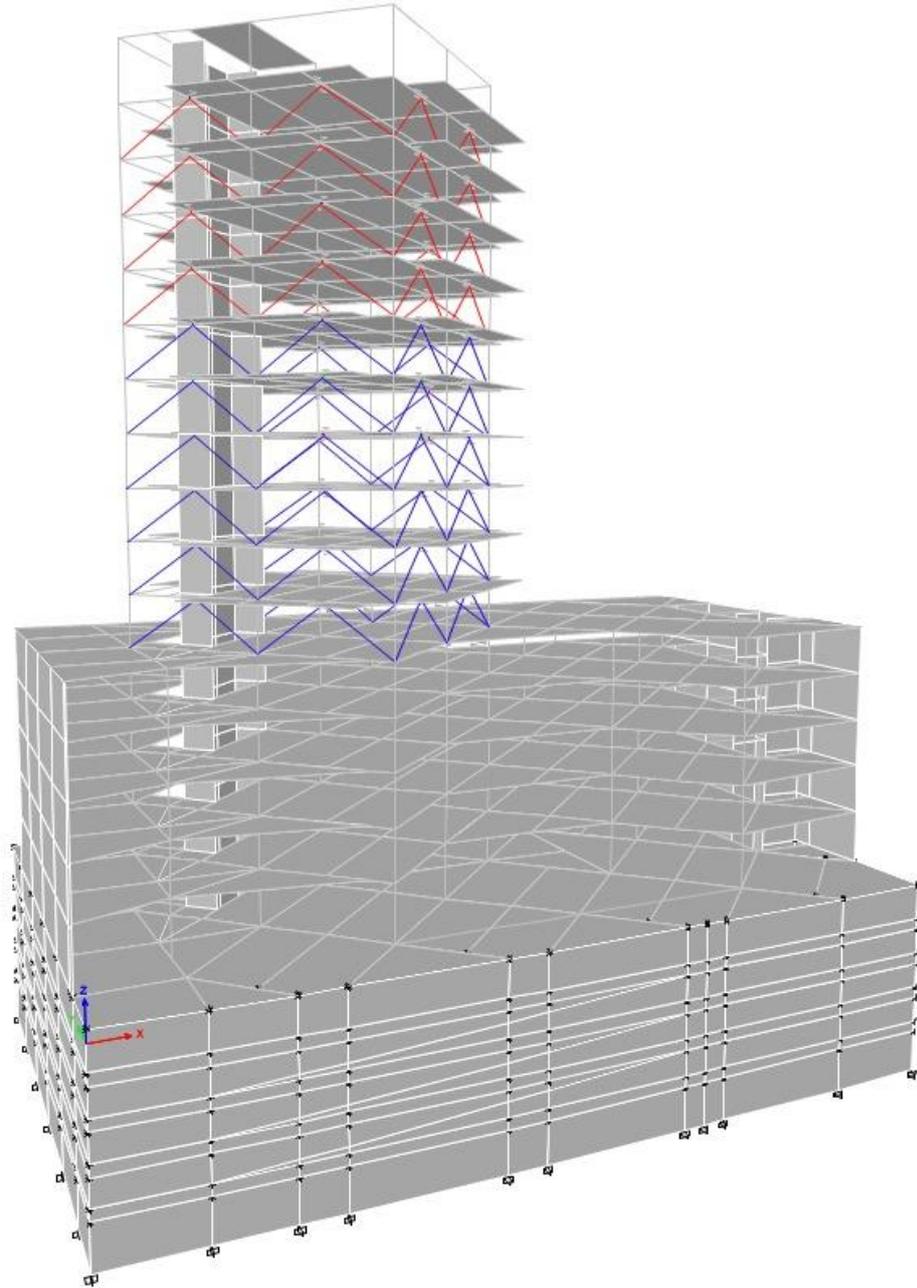


Figura 3.13: Modelo estructural reforzado con disipadores
(TADAS y SLB)

Fuente: Elaboración Propia

3.3 ANÁLISIS TIEMPO-HISTORIA DE LA ESTRUCTURA CON DISIPADORES

3.3.1 Verificación de Distorsiones Según RNE E030

En el análisis Tiempo-Historia se indujo a la estructura los Sismos de Lima y Callao el 17 de Octubre de 1966, Ancash el 31 de Mayo de 1970 y el de Lima el 03 de Octubre de 1974, esto con el fin de verificar las distorsiones máximas según el RNE E030 de la estructura equipada con disipadores SLB y TADAS en comparación con la estructura sin disipadores. Según las figuras 3.14, 3.15, 3.16, 3.17, 3.18 y 3.19 se redujeron las distorsiones en la dirección X e Y considerablemente para los sismos respectivos, esto ayuda a reducir el nivel de daño que se pueda producir en la estructura.

A diferencia del análisis espectral, para el análisis tiempo historia se muestra las distorsiones desde los sótanos por existir pequeños desplazamiento que no afectan el comportamiento global de la estructura pero se visualiza. En las figuras 3.14, 3.15 y 3.16 se muestran los gráficos comparativos de la estructura para los sismos de 1966, 1970 y 1974 en la dirección X respectivamente, sin disipadores y con la inclusión de disipadores SLB y TADAS, esto a su vez en comparativa con la máxima distorsión permitida por el Reglamento Nacional de Edificaciones E030 que es 0.007.

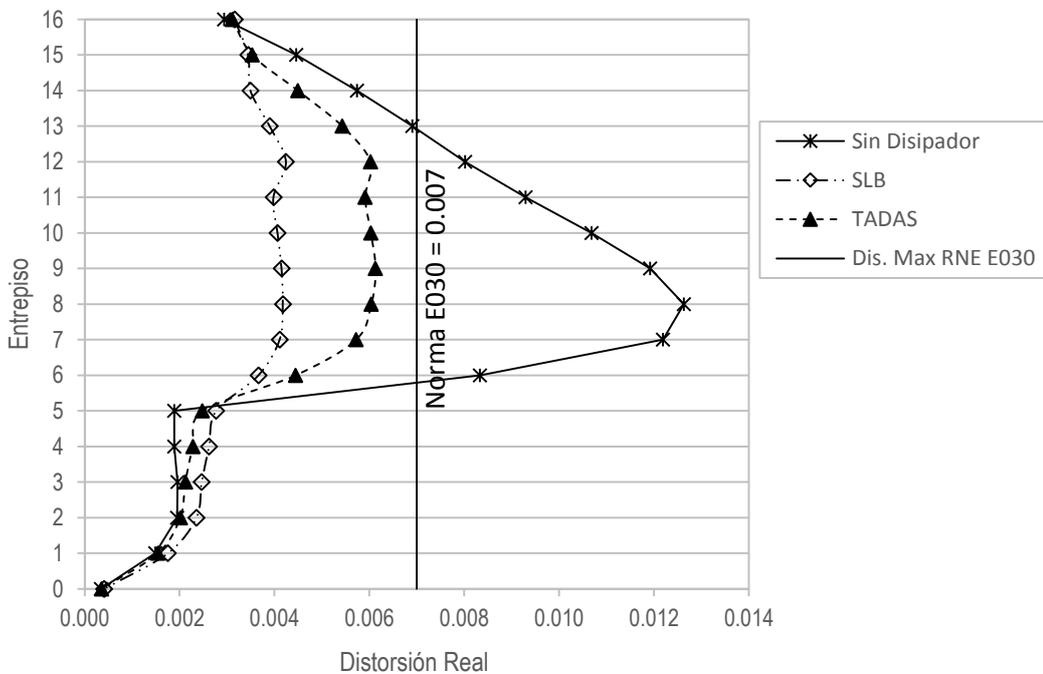


Figura 3.14: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1966)

Fuente: Elaboración Propia

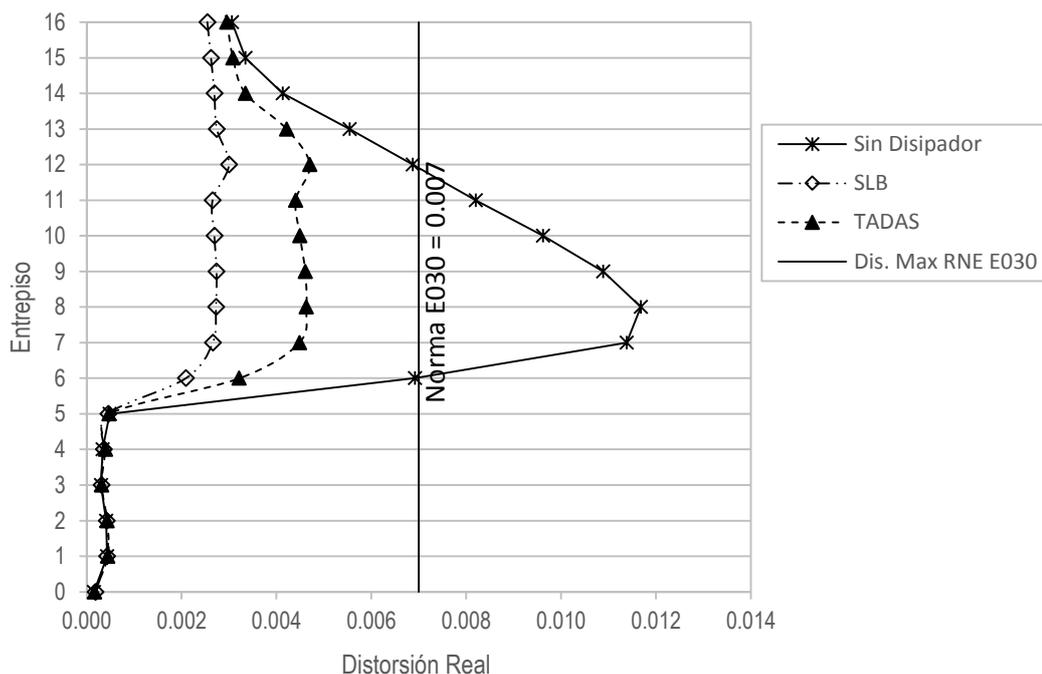


Figura 3.15: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1966)

Fuente: Elaboración Propia

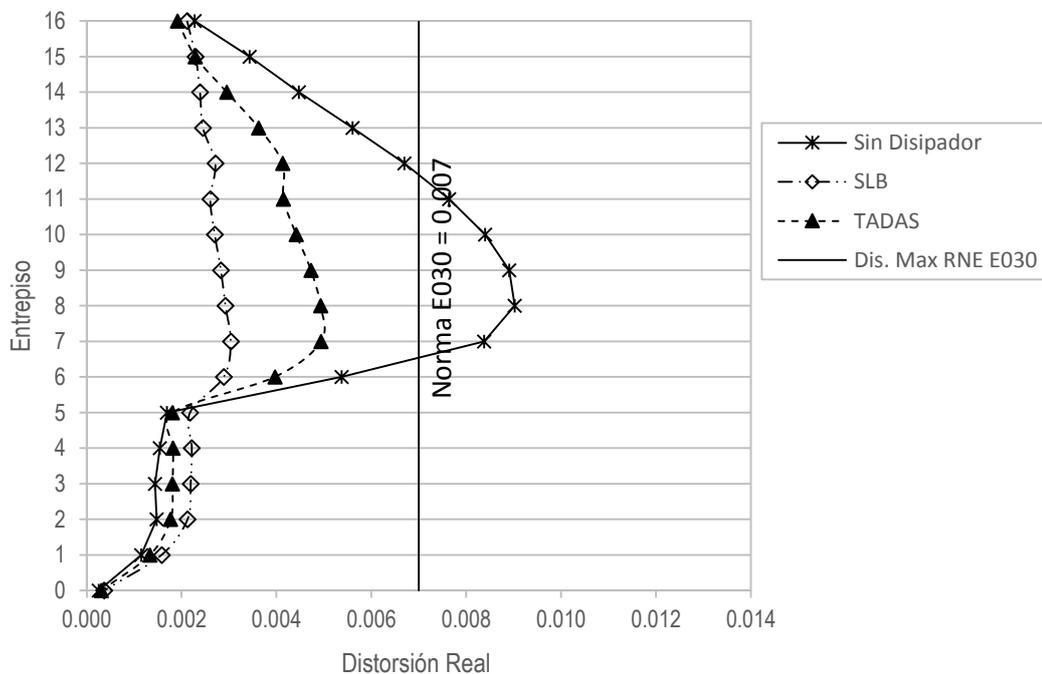


Figura 3.16: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1970)

Fuente: Elaboración Propia

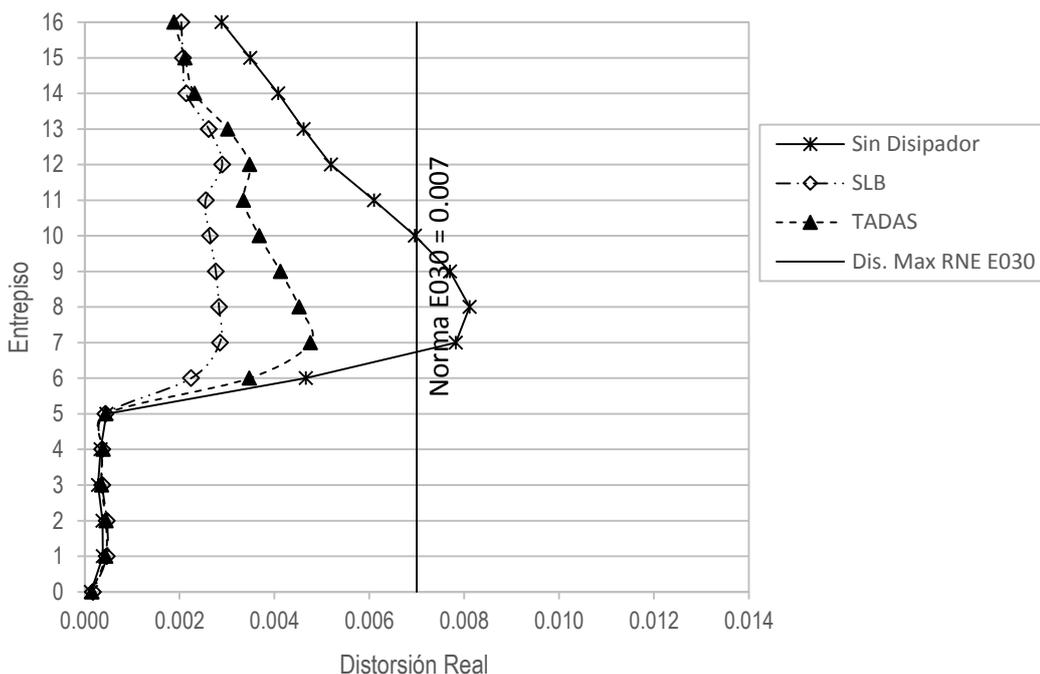


Figura 3.17: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1970)

Fuente: Elaboración Propia

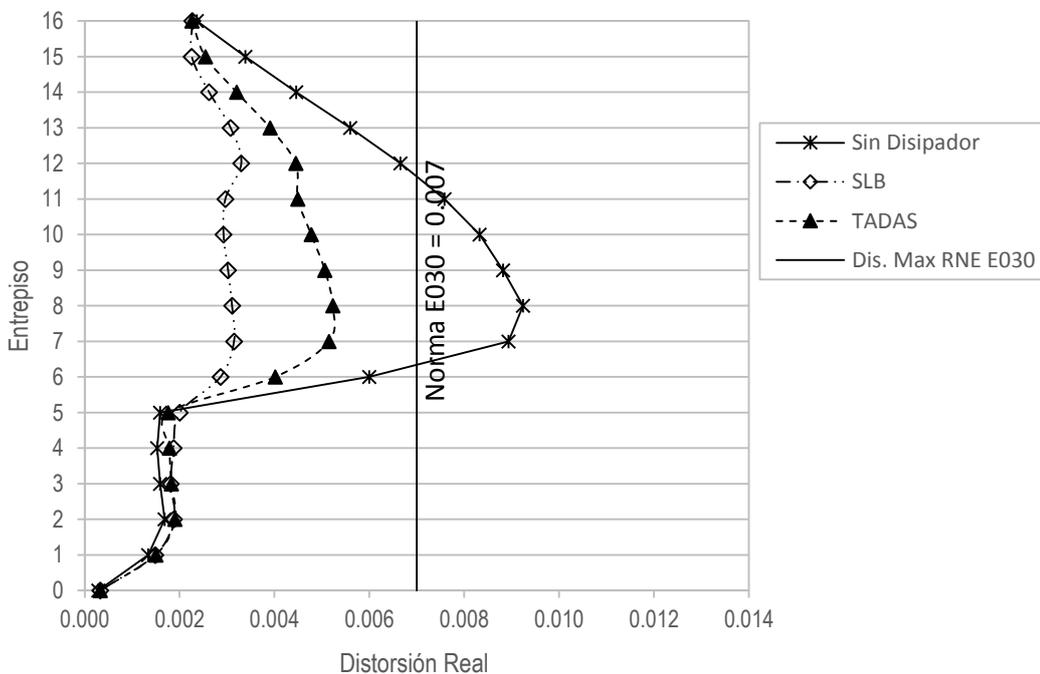


Figura 3.18: Análisis de Distorsiones en la dirección X (Sismo 1974)

Fuente: Elaboración Propia

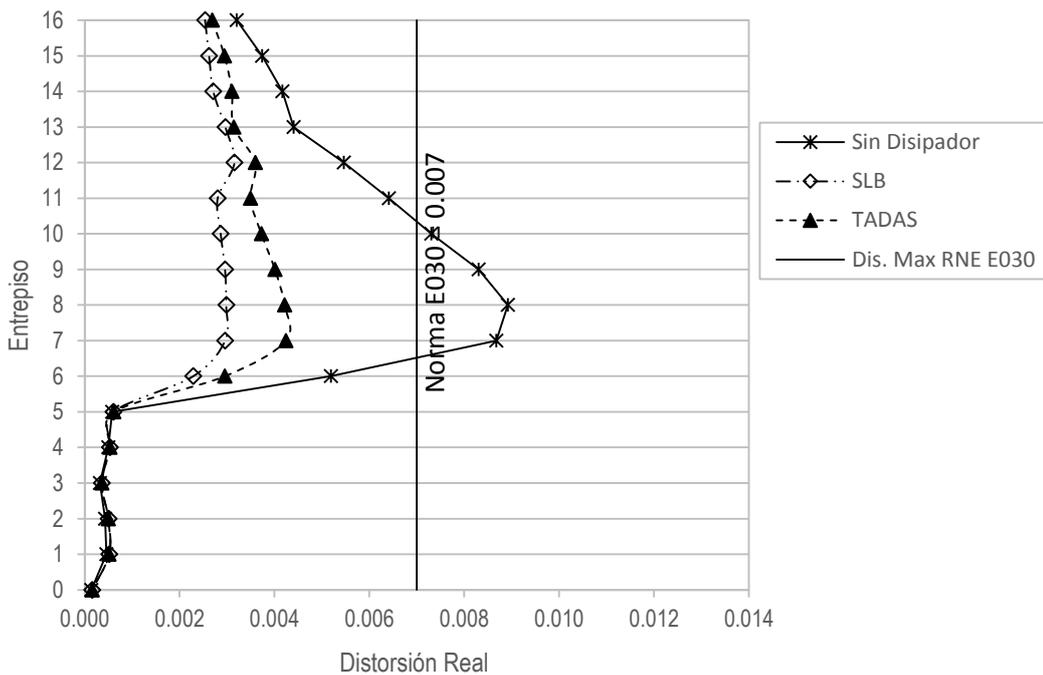


Figura 3.19: Análisis de Distorsiones en la dirección Y (Sismo 1974)

Fuente: Elaboración Propia

En cada uno de los casos analizados tanto para el eje X como para el eje Y las distorsiones se redujeron y son menores a 0.007 que es la máxima distorsión para nuestro caso, con esto se obtiene el dimensionamiento y posición final de cada uno de los perfiles Chevrón y los disipadores SLB y TADAS usados. Tanto para los perfiles y los disipadores se realizó más de cuatro corridas el análisis tiempo historia en el Programa ETABS v.16 y así obtener las dimensiones finales.

3.3.2 Distribución Final de Disipadores

La falta de rigidez en ambas direcciones y que se pronuncia más desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15 nos ayuda a tener el camino para el reforzamiento, con lo que se refuerza tres lados de la torre como se muestra en la figura 3.20, el lado libre de la torre central toma la rigidez del núcleo de ascensores, se probó reforzando los 4 lados, con resultados similares al caso donde se refuerza solo tres lados de la torre central, por ello y economía se optó por reforzar tres lados, equilibrando la rigidez en los 4 lados para eliminar la torsión de la torre central desde el entrepiso 6 hasta el 15. Con ello se tiene la ubicación de los perfiles Chevrón y de los disipadores en la siguiente figura.

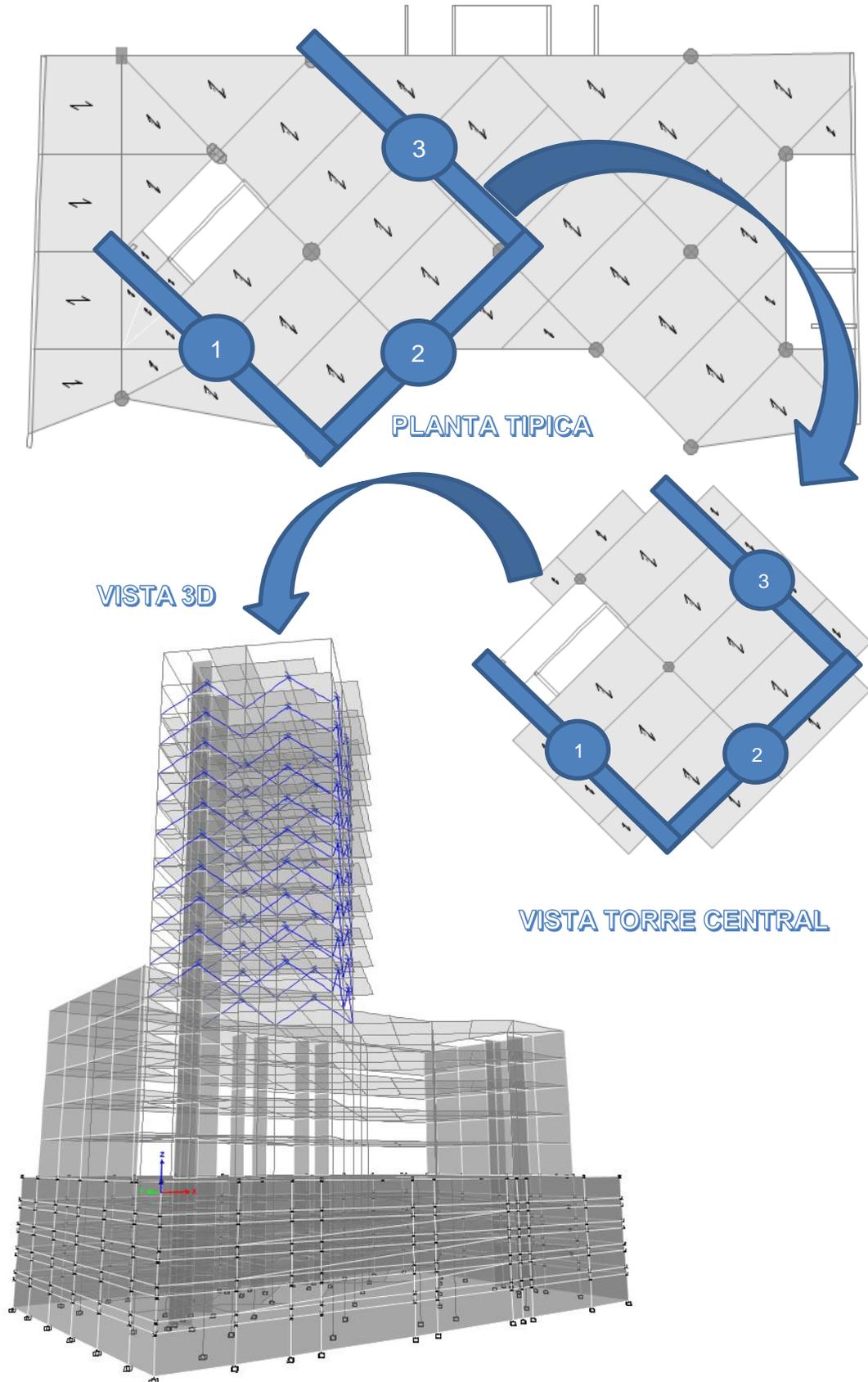


Figura 3.20: Ubicación de Disipadores

Fuente: Elaboración Propia

Tanto para disipadores SLB y TADAS la ubicación fue la misma para comparar la efectividad de cada uno de los 60 disipadores planteados, los cortes para cada ubicación se muestra en las figuras 3.21, 3.22 y 3.23.

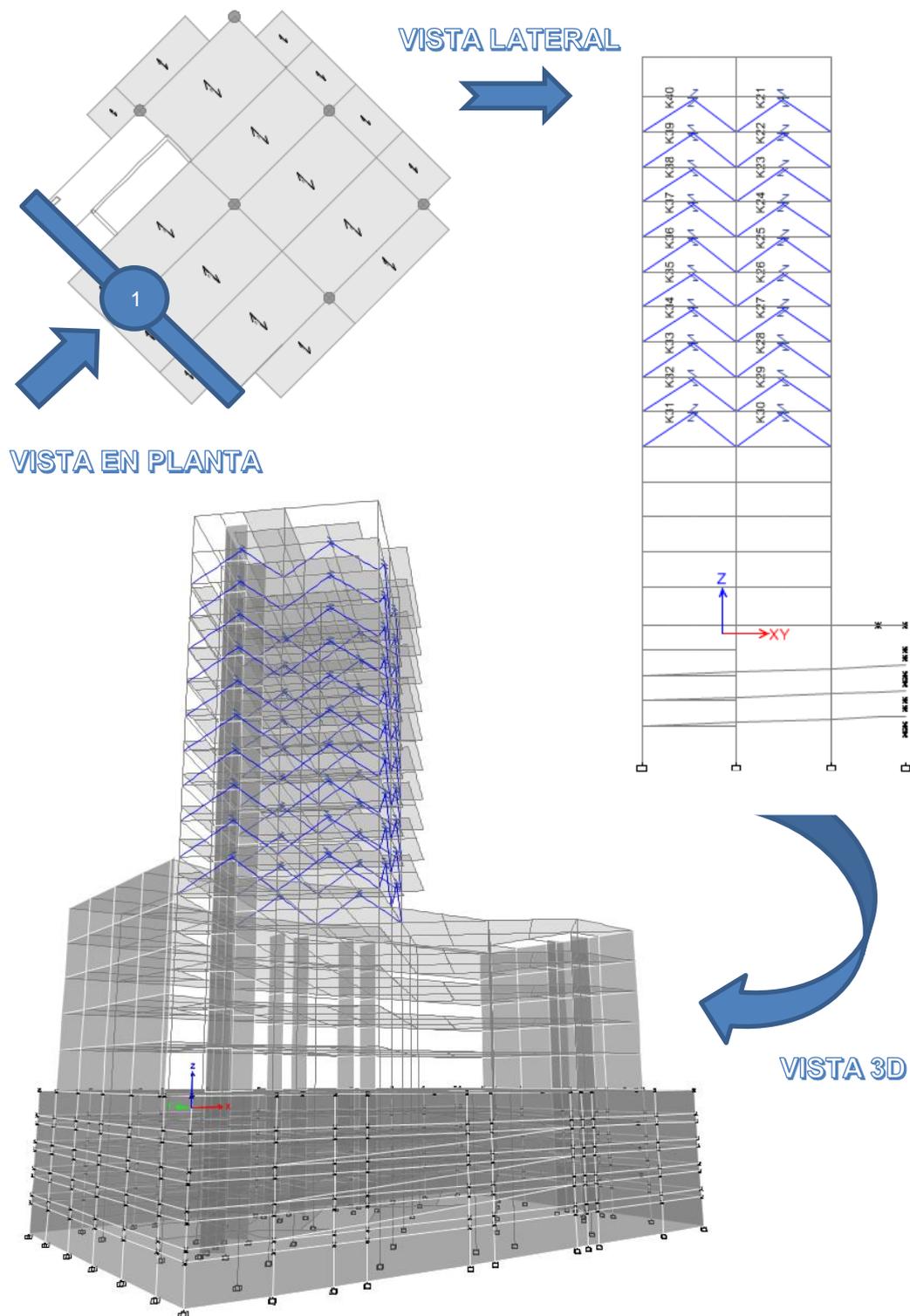


Figura 3.21: Corte 1-1, Ubicación de Disipadores K-21 hasta K-40

Fuente: Elaboración Propia

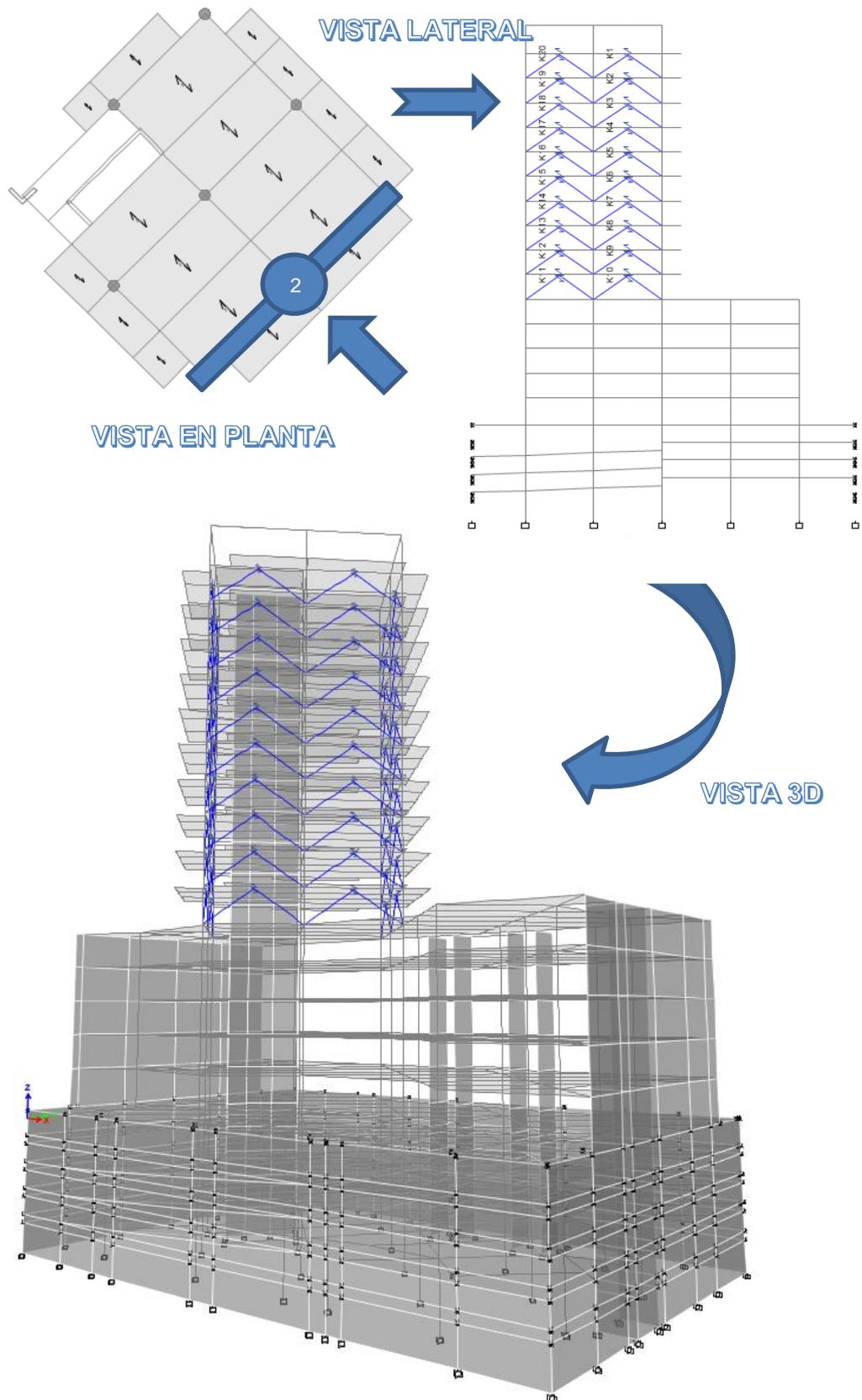


Figura 3.22: Corte 2-2, Ubicación de Disipadores K-1 hasta K-20

Fuente: Elaboración Propia

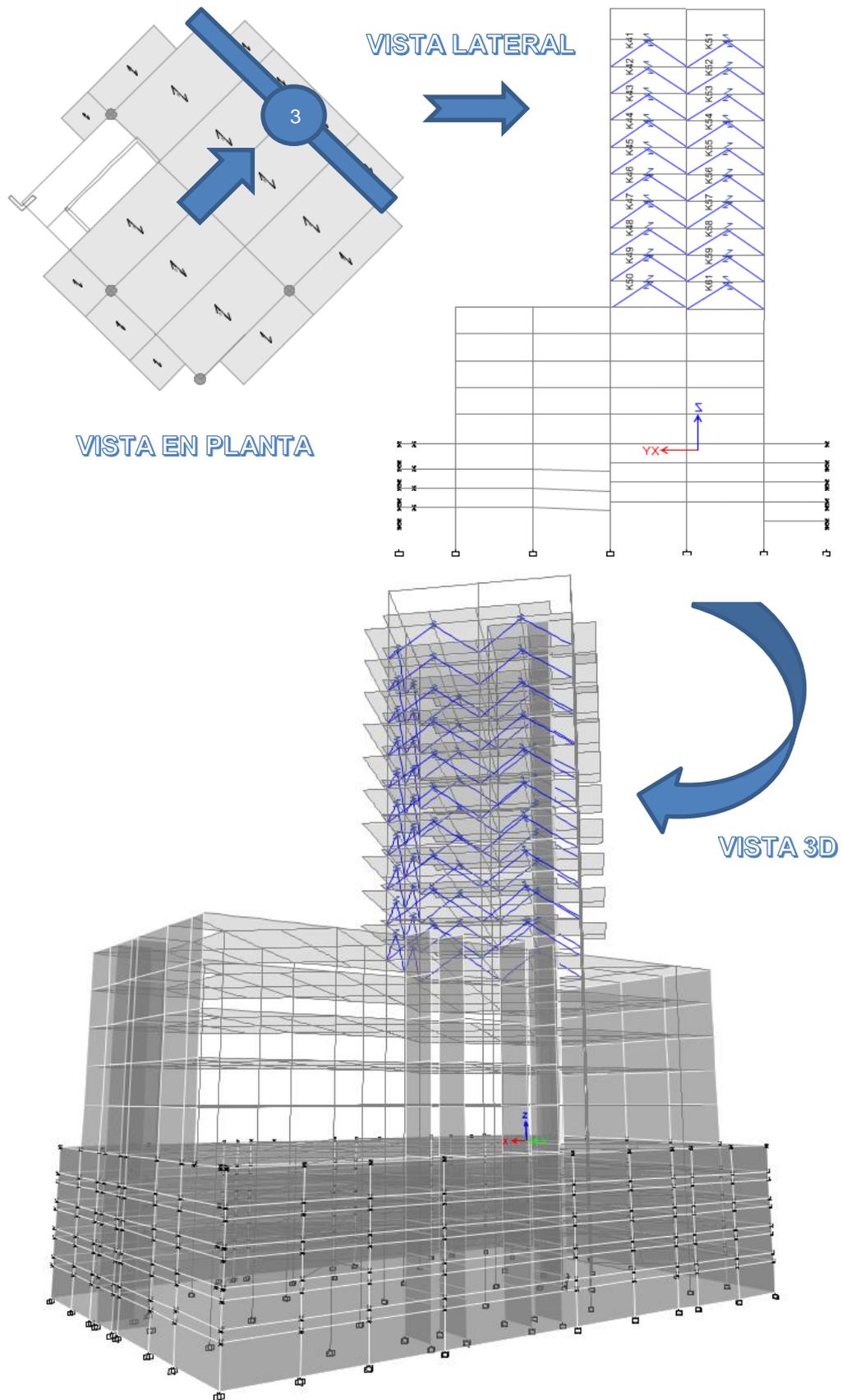


Figura 3.23: Corte 3-3, Ubicación de Disipadores K-41 hasta K-61

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3 Análisis de Irregularidades

3.3.3.1 Verificación de Irregularidades En La Dirección X

Considerando el análisis tiempo historia de cada registro sísmico, se calcula las irregularidades según el RNE E030, en las tablas 3.11 y 3.12 se obtienen las irregularidades de la estructura con disipadores SLB y TADAS en los tres registros sísmicos propuestos. Se puede observar para cada caso que la irregularidad por torsión y torsión extrema se corrigen el cual se verá reflejado en los modos de vibración del análisis modal de la estructura, las irregularidades que aún persisten son aquellas irregularidades de configuración geométrica, con esto se corrige el comportamiento de la estructura.

Tabla 3.11: Irregularidades en la Dirección X con Disipadores SLB y TADAS

Tipo	Irregularidad	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	No existe	No existe
		No existe	No existe	No existe
	Piso débil	No existe	No existe	No existe
	Extrema rigidez	No existe	No existe	No existe
		No existe	No existe	No existe
	Extrema resistencia	No existe	No existe	No existe
	Masa o peso	Existe	Existe	Existe
	Geometría vertical	Existe	Existe	Existe
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe	
Irregularidad en planta	Torsional	No existe	No existe	No existe
	Torsional extrema	No existe	No existe	No existe
	Esquinas entrantes	No existe	No existe	No existe
	Discontinuidad del diafragma	No existe	No existe	No existe
	Sistemas no paralelos	Existe	Existe	Existe

Fuente: Elaboración Propia

3.3.3.2 Verificación de Irregularidades En La Dirección Y

Al igual que para la dirección X en el análisis para la dirección se puede observar para cada caso que la irregularidad por torsión y torsión extrema se corrigen el cual también se verá reflejado en los modos de vibración del análisis modal de la estructura, las irregularidades que aún persisten son aquellas irregularidades de configuración geométrica, con esto se corrige el comportamiento de la estructura.

Tabla 3.12: Irregularidades en la Dirección Y con Disipadores SLB y TADAS

Tipo	Irregularidad	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974	
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	No existe	No existe	
		No existe	No existe	No existe	
	Piso débil	No existe	No existe	No existe	
	Extrema rigidez	No existe	No existe	No existe	
		No existe	No existe	No existe	
	Extrema resistencia	No existe	No existe	No existe	
	Masa o peso	Existe	Existe	Existe	
		Geometría vertical	Existe	Existe	Existe
		Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
			Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	No existe
Irregularidad en planta	Torsional	No existe	No existe	No existe	
	Torsional extrema	No existe	No existe	No existe	
	Esquinas entrantes	No existe	No existe	No existe	
	Discontinuidad del diafragma	No existe	No existe	No existe	
	Sistemas no paralelos	Existe	Existe	Existe	

Fuente: Elaboración Propia

3.3.4 ANÁLISIS MODAL

Del análisis modal realizado a la estructura sin reforzar se obtiene como resultados periodos de 1.71 seg en la dirección Y, 1.58 en la dirección X. Al realizar el análisis modal de la estructura con la inclusión de los 2 sistemas de disipación se obtiene

periodos menores a los mencionados, en el cuadro 3.13 se hace el análisis comparativo de los periodos de vibración del análisis modal de la estructura sin disipadores, con disipadores SLB y disipadores TADAS. Para el caso del análisis comparativo entre la estructura sin disipador con el modelo que incluye disipador SLB la disminución del periodo es del 25% y para el caso del análisis comparativo entre la estructura sin disipador con uno que incluye el disipador TADAS el periodo disminuye en 11%. Fue necesario en análisis por vectores Ritz para lograr obtener el factor de participación de masas mayor al 90% lo que se logró con vectores propios ni aumentando el número de modos.

Tabla 3.13: Cuadro Comparativo de Periodos - Análisis Modal

Modo	Sin Disipador		Con Disipador SLB		Con Disipador TADAS	
	Período (s)	Dirección Principal	Período (s)	Dirección Principal	Período (s)	Dirección Principal
1	1.713	Y	1.294	X	1.531	X
2	1.580	X	1.051	Y	1.486	Y
3	1.026	Y	0.767	Y	0.978	Y

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.14: Factor de Participación de Masas Sismo (1966)

	Sin Disipador	Disipador SLB	Disipador TADAS
Factor de participación de masas D-X	96.79%	96.99%	96.86%
Factor de participación de masas D-Y	96.35%	96.76%	96.43%

Fuente: Elaboración Propia

Con la inclusión de los disipadores en arreglos Chevrón se disminuye los periodos del análisis modal para cada uno de los casos y se corrige la dirección principal de los dos primeros modos de vibración, esto indica que con la inclusión de disipadores de ambos tipos el primer modo de vibración presenta un mayor factor de participación de masas en la dirección X en comparación con la dirección Y, y viceversa en el segundo modo, a diferencia de la estructura original que presenta un factor de participación para el primer modo mayor en la dirección Y, y en el segundo modo mayor en la dirección X. En las tablas 3.15 y 3.16 se hacen el análisis comparativo de los números de modos para la estructura sin disipadores y con la inclusión de disipadores SLB y TADAS respectivamente.

Tabla 3.15: Modos de Vibración Análisis Tiempo Historia con Disipadores SLB

Modo	Sin Disipador			Con Disipador SLB		
	Período (s)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Período (s)	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	1.713	0.0618	0.1131	1.294	0.4896	0.0007
2	1.580	0.3774	0.1890	1.051	0.4909	0.3016
3	1.026	0.4572	0.2981	0.767	0.4919	0.3123
4	0.547	0.5171	0.3047	0.485	0.7337	0.3171
5	0.516	0.6891	0.3422	0.338	0.7363	0.4188
6	0.359	0.7630	0.3631	0.283	0.7718	0.4244
7	0.306	0.7642	0.3755	0.242	0.7718	0.4319
8	0.253	0.7653	0.4251	0.230	0.7795	0.5404
9	0.243	0.7694	0.4974	0.211	0.7796	0.5781
10	0.228	0.7696	0.5506	0.194	0.7840	0.6221
11	0.213	0.7705	0.5516	0.183	0.7842	0.6225
12	0.208	0.7791	0.5555	0.177	0.7989	0.6392
13	0.203	0.7930	0.5566	0.172	0.8015	0.6608
14	0.187	0.7931	0.5639	0.168	0.8029	0.7068
15	0.183	0.7938	0.5738	0.163	0.8032	0.7095
16	0.178	0.7948	0.7104	0.160	0.8057	0.7140
17	0.166	0.7964	0.7104	0.156	0.8057	0.7198
18	0.161	0.7972	0.7203	0.152	0.8059	0.7200
19	0.158	0.7973	0.7203	0.147	0.8064	0.7268
20	0.151	0.7975	0.7247	0.143	0.8117	0.7277
21	0.150	0.8072	0.7250	0.139	0.8146	0.7316
22	0.145	0.8088	0.7300	0.134	0.8165	0.7335
23	0.139	0.8149	0.7335	0.130	0.8363	0.7365
24	0.135	0.8203	0.7340	0.129	0.8381	0.7449
25	0.135	0.8308	0.7427	0.121	0.8383	0.7483
26	0.122	0.8334	0.7434	0.112	0.8397	0.7517
27	0.120	0.8354	0.7502	0.108	0.8459	0.7518
28	0.115	0.8439	0.7506	0.102	0.8461	0.7536
29	0.098	0.8449	0.7576	0.092	0.8461	0.7611
30	0.096	0.8486	0.7578	0.089	0.8531	0.7622
31	0.093	0.8510	0.7621	0.081	0.8536	0.7659
32	0.074	0.8519	0.7680	0.069	0.8670	0.7659
33	0.071	0.8662	0.7683	0.068	0.8675	0.7780
34	0.064	0.8662	0.7933	0.056	0.8677	0.8339
35	0.050	0.8662	0.8543	0.043	0.8711	0.8348
36	0.044	0.8737	0.8612	0.040	0.8726	0.8644
37	0.041	0.8866	0.8619	0.037	0.8949	0.8790
38	0.025	0.8976	0.9471	0.023	0.9313	0.9317
39	0.023	0.9669	0.9625	0.022	0.9636	0.9603
40	0.022	0.9679	0.9635	0.021	0.9699	0.9676

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 3.16: Modos de Vibración Análisis Tiempo Historia con Disipadores TADAS

Modo	Sin Disipador			Con Disipador TADAS		
	Período (s)	Sum UX (%)	Sum UY (%)	Período (s)	Sum UX (%)	Sum UY (%)
1	1.713	0.0618	0.1131	1.531	0.3342	0.0118
2	1.580	0.3774	0.1890	1.486	0.4066	0.2026
3	1.026	0.4572	0.2981	0.978	0.4637	0.3013
4	0.547	0.5171	0.3047	0.520	0.6804	0.3048
5	0.516	0.6891	0.3422	0.486	0.6990	0.3492
6	0.359	0.7630	0.3631	0.347	0.7653	0.3697
7	0.306	0.7642	0.3755	0.279	0.7659	0.3926
8	0.253	0.7653	0.4251	0.248	0.7672	0.4431
9	0.243	0.7694	0.4974	0.240	0.7714	0.5185
10	0.228	0.7696	0.5506	0.221	0.7717	0.5564
11	0.213	0.7705	0.5516	0.205	0.7729	0.5574
12	0.208	0.7791	0.5555	0.201	0.7929	0.5713
13	0.203	0.7930	0.5566	0.193	0.7946	0.5771
14	0.187	0.7931	0.5639	0.181	0.7947	0.5855
15	0.183	0.7938	0.5738	0.180	0.7955	0.5956
16	0.178	0.7948	0.7104	0.175	0.7963	0.7183
17	0.166	0.7964	0.7104	0.164	0.7980	0.7183
18	0.161	0.7972	0.7203	0.157	0.7986	0.7227
19	0.158	0.7973	0.7203	0.154	0.7990	0.7227
20	0.151	0.7975	0.7247	0.148	0.8087	0.7241
21	0.150	0.8072	0.7250	0.145	0.8088	0.7255
22	0.145	0.8088	0.7300	0.142	0.8119	0.7315
23	0.139	0.8149	0.7335	0.136	0.8197	0.7349
24	0.135	0.8203	0.7340	0.133	0.8318	0.7436
25	0.135	0.8308	0.7427	0.130	0.8330	0.7441
26	0.122	0.8334	0.7434	0.120	0.8360	0.7460
27	0.120	0.8354	0.7502	0.119	0.8370	0.7511
28	0.115	0.8439	0.7506	0.112	0.8452	0.7513
29	0.098	0.8449	0.7576	0.096	0.8453	0.7607
30	0.096	0.8486	0.7578	0.093	0.8498	0.7607
31	0.093	0.8510	0.7621	0.090	0.8522	0.7631
32	0.074	0.8519	0.7680	0.072	0.8528	0.7720
33	0.071	0.8662	0.7683	0.070	0.8669	0.7723
34	0.064	0.8662	0.7933	0.061	0.8669	0.8040
35	0.050	0.8662	0.8543	0.048	0.8670	0.8555
36	0.044	0.8737	0.8612	0.043	0.8716	0.8642
37	0.041	0.8866	0.8619	0.040	0.8892	0.8644
38	0.025	0.8976	0.9471	0.024	0.8973	0.9508
39	0.023	0.9669	0.9625	0.023	0.9664	0.9633
40	0.022	0.9679	0.9635	0.021	0.9686	0.9643

Fuente: Elaboración Propia

Para facilitar el análisis comparativo de los periodos de cada uno de los 40 modos, juntos al factor de participación de masas y no encontrar alguna anomalía se realiza los gráficos y así poder verificar el análisis modal por vectores Ritz. Las figuras 3.24, 3.25 y 3.26 muestran el análisis modal para la estructura sin disipadores.

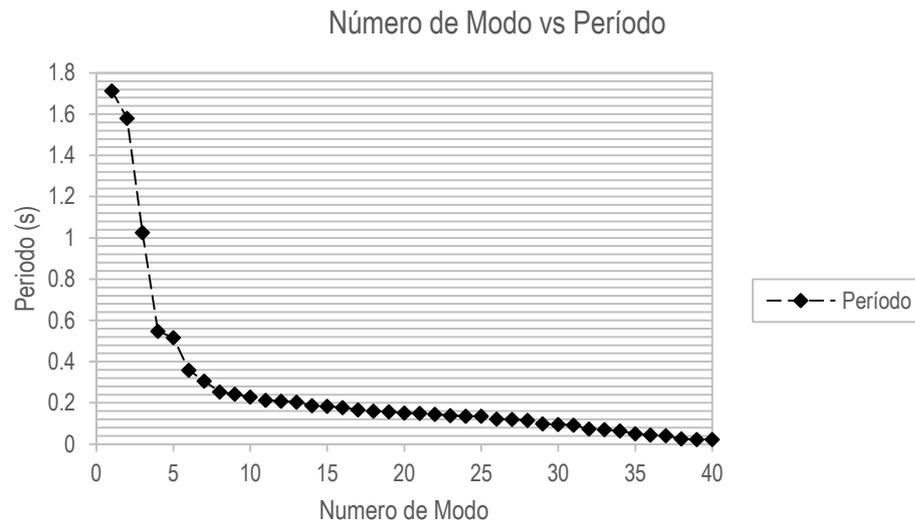


Figura 3.24: Gráfico de Número de Modo vs Período (Sin Disipadores)

Fuente: Elaboración Propia

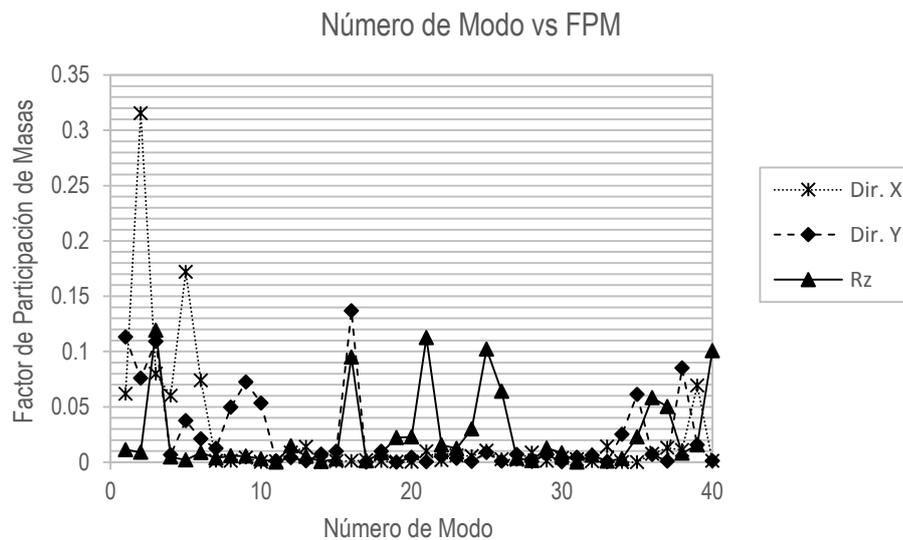


Figura 3.25: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Sin Disipadores)

Fuente: Elaboración Propia

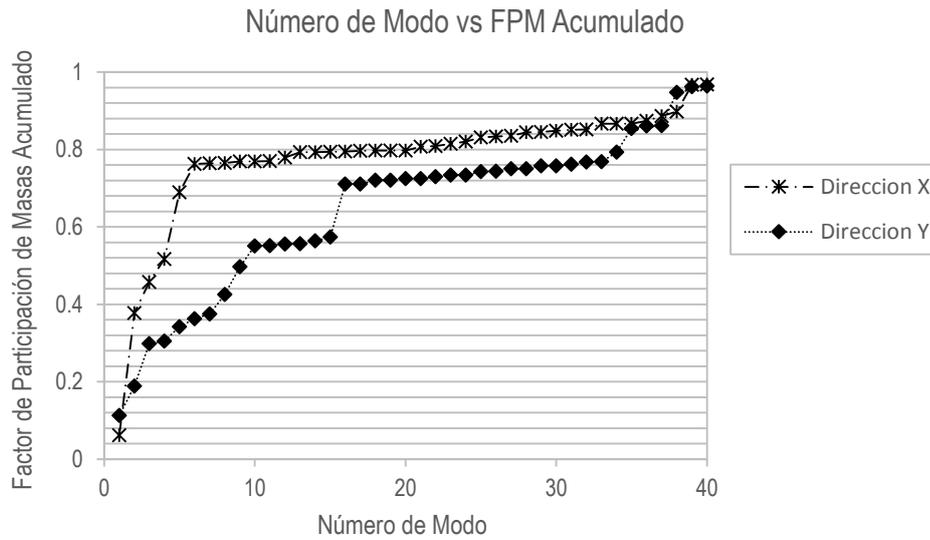


Figura 3.26: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Sin Disipadores)

Fuente: Elaboración Propia

De igual se realiza el análisis comparativo en gráficas para la estructura reforzada con disipadores SLB, los que se muestran en las figuras 3.27, 3.28 y 3.29 en donde se grafica los Números de modos versus el Período, versus el factor de participación de masas de cada modo y versus el factor de participación de masas acumulado, este último debe verificar que cada punto no sobrepase el valor de 1.

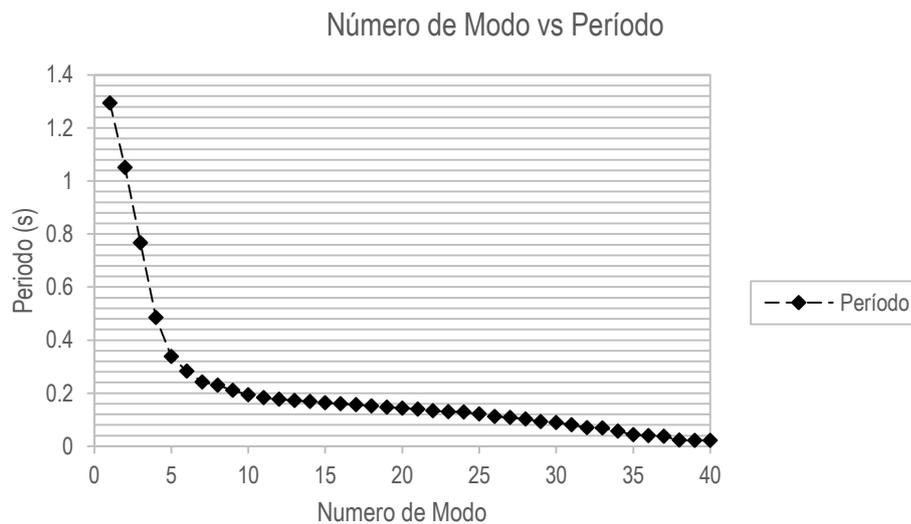


Figura 3.27: Gráfico de Número de Modo vs Período (Disipadores SLB)

Fuente: Elaboración Propia

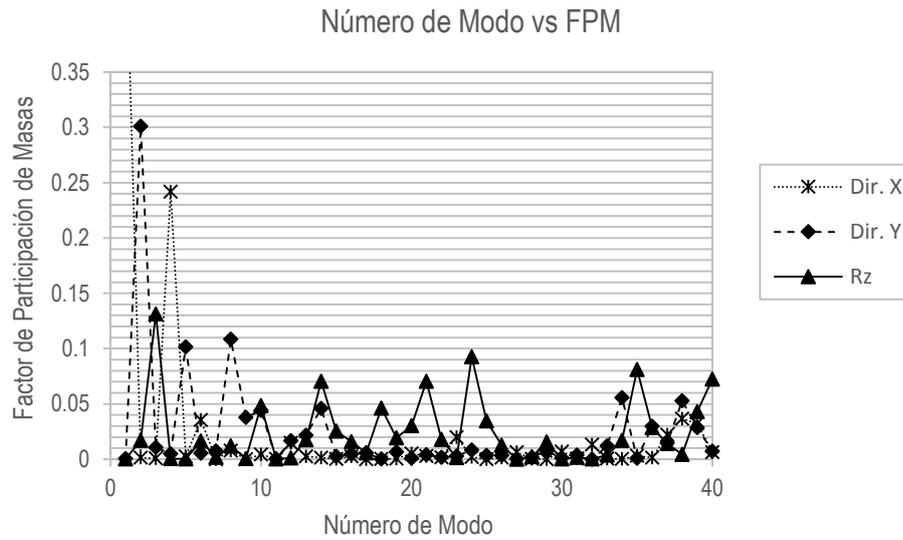


Figura 3.28: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Disipadores SLB)

Fuente: Elaboración Propia

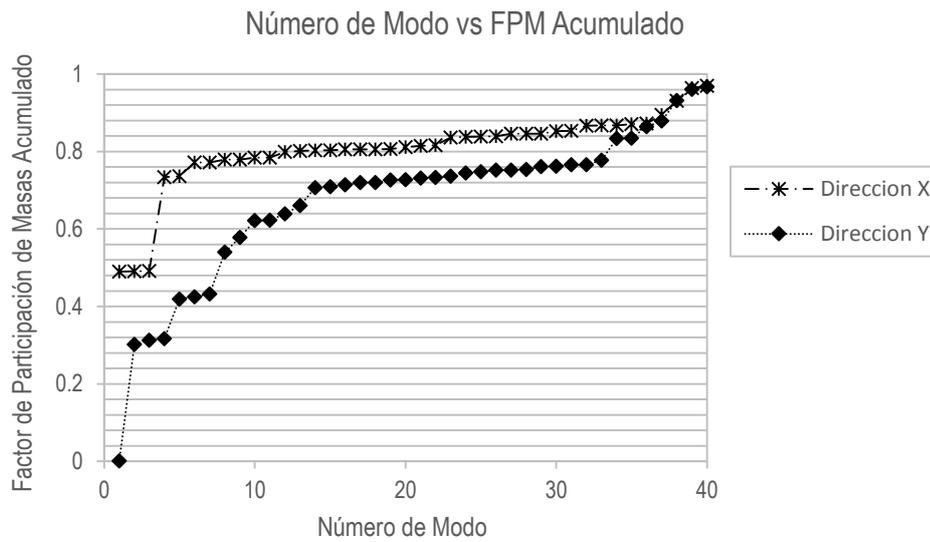


Figura 3.29: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Disipadores SLB)

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente se realiza el análisis comparativo en gráficas para la estructura reforzada con disipadores TADAS, los que se muestran en las figuras 3.30, 3.31 y 3.32 en donde se grafica los Números de modos versus el Período, versus el factor de participación de masas de cada modo y versus el factor de participación de masas acumulado respectivamente. Concluida la verificación modal de la estructura reforzada, se valida la hipótesis planteada para la presente tesis.

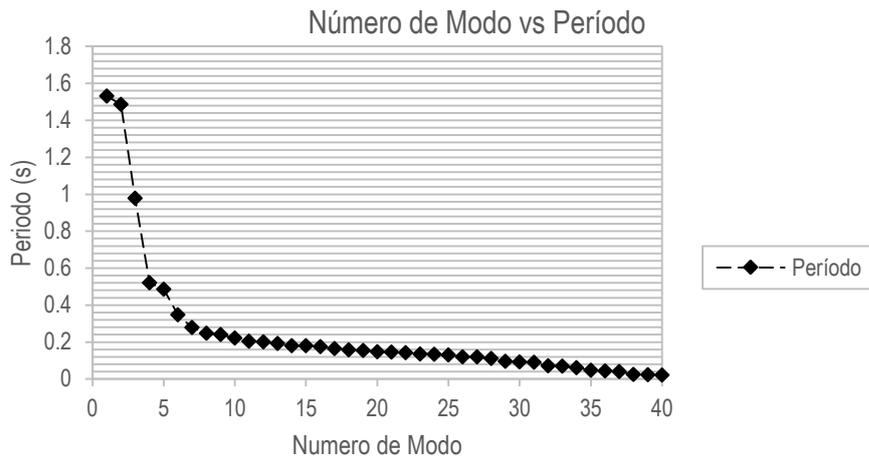


Figura 3.30: Gráfico de Número de Modo vs Período (Disipadores TADAS)
Fuente: Elaboración Propia

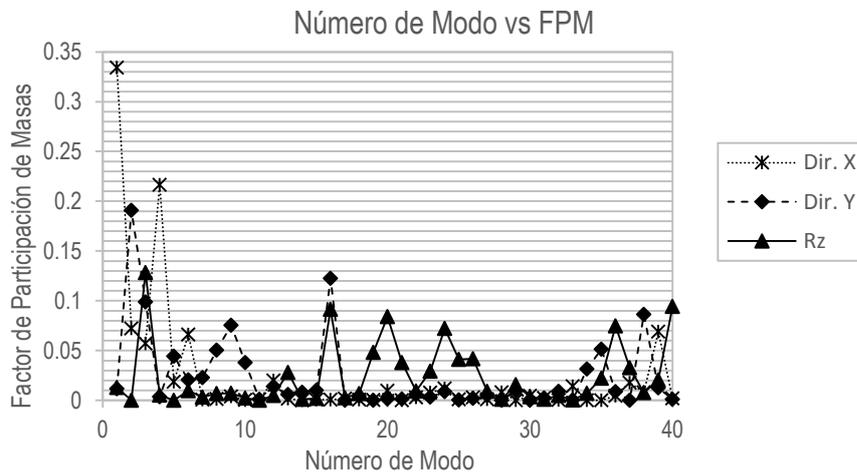


Figura 3.31: Gráfico de Número de Modo vs FPM (Disipadores TADAS)
Fuente: Elaboración Propia

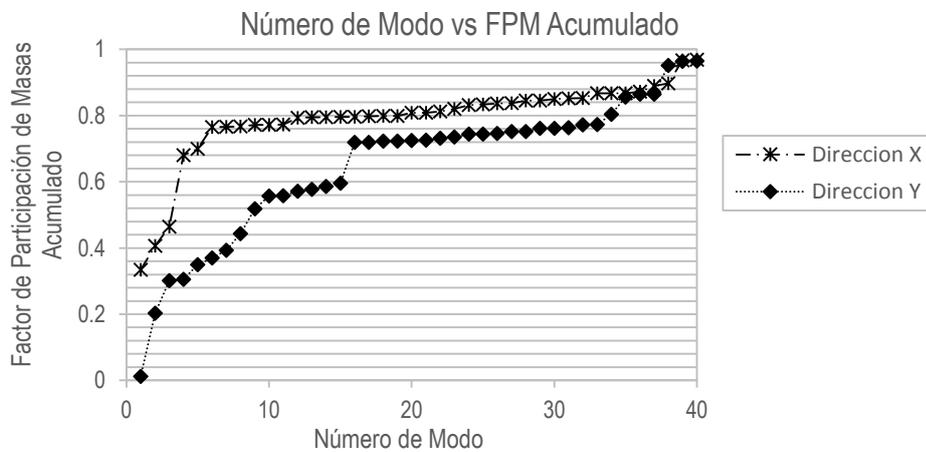


Figura 3.32: Gráfico de Número de Modo vs FPM Acumulado (Disipadores TADAS)
Fuente: Elaboración Propia

CAPÍTULO IV VALIDACIÓN DE LA HIPÓTESIS

4.1 EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Concluido el análisis no lineal Tiempo Historia, y después de verificar que los elementos de disipación planteados funcionan adecuadamente y cumplen el RNE E030, se procede con el análisis comparativo de máximas distorsiones relativas, desplazamientos y fuerzas de corte de cada entrepiso para cada caso de análisis del reforzamiento del edificio objetivo.

4.1.1 Análisis Comparativo de máximas distorsiones

Se indujo los sismos del 66, 70 y 74 para el análisis no lineal Tiempo Historia del edificio objetivo, con ello se realizó el análisis para el edificio sin disipadores y con sistemas equipados con disipadores SLB y TADAS. Los sistemas de disipación SLB y TADAS reducen en promedio un 55% y 40% respectivamente los desplazamientos relativos máximos (distorsiones o derivas) en las zonas de reforzamiento, es decir desde el promedio calculado solo desde el entrepiso 6 hasta el 15. Para el caso de sismo de 1966 la distorsión obtenida por el sistema de disipación SLB es menor en 53% en la dirección X y 60% en la dirección Y en comparación con el análisis sin disipadores, este análisis es solo el promedio de las reducciones que en la zona de reforzamiento (desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15), a diferencia del análisis con sistema de disipación TADAS el cual presenta reducciones de 37% y 41% en las direcciones X e Y respectivamente en las mismas condiciones de análisis mencionado para el disipador SLB, este resultado se verifica en las tablas 4.1 y 4.2. Para el segundo caso de análisis el cual es desarrollado con el sismo de 1970 la distorsión obtenida por el sistema de disipación SLB es menor en 57% en la dirección X y 54% en la dirección Y en comparación con el análisis sin disipadores, de igual forma este análisis es solo el promedio de las reducciones que en la zona de reforzamiento (desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15), el análisis con sistema de disipación TADAS presenta reducciones de 39% y 40% en las direcciones X e Y respectivamente en las mismas condiciones de análisis mencionado para el disipador SLB, también el resultado se verifica en las tablas 4.3 y 4.4

Finalmente se desarrolla el análisis del caso cuando se emplea el sismo de 1974, en donde la distorsión obtenida por el sistema de disipación SLB es menor en 54% en la dirección X y 51% en la dirección Y en comparación con el análisis sin disipadores, de igual forma este análisis es solo el promedio de las reducciones que en la zona de reforzamiento (desde el entrepiso 6 hasta el entrepiso 15), el análisis con sistema de disipación TADAS presenta reducciones de 36% y 40% en las direcciones X e Y respectivamente en las mismas condiciones de análisis mencionado para el disipador SLB, esto también se verifica en las tablas 4.5 y 4.6.

Además del análisis antes mencionado en donde se muestra los promedios de los máximos desplazamientos relativos que va desde el entrepiso 6 hasta el 15, también en las tablas antes mencionadas se muestra el porcentaje de reducción promedio para la edificación desde el primer piso hasta el último. Por último las distorsiones obtenidas por el sistema de disipación SLB reducen un 37% más las distorsiones que los sistemas de disipación TADAS tanto en la dirección X e Y aproximadamente. Como se menciona, esto es verificable en las siguientes tablas y figuras.

Tabla 4.1: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1966)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00294	0.00306	0.00316	0.00254	-8%	17%
15	0.00446	0.00335	0.00345	0.00262	23%	22%
14	0.00574	0.00413	0.00350	0.00269	39%	35%
13	0.00691	0.00554	0.00390	0.00275	44%	50%
12	0.00802	0.00688	0.00425	0.00300	47%	56%
11	0.00929	0.00820	0.00398	0.00266	57%	68%
10	0.01068	0.00962	0.00407	0.00269	62%	72%
9	0.01192	0.01089	0.00415	0.00274	65%	75%
8	0.01263	0.01168	0.00418	0.00273	67%	77%
7	0.01219	0.01138	0.00411	0.00266	66%	77%
6	0.00833	0.00692	0.00366	0.00209	56%	70%
5	0.00189	0.00049	0.00277	0.00045	-47%	7%
4	0.00189	0.00033	0.00262	0.00036	-39%	-7%
3	0.00195	0.00030	0.00247	0.00032	-26%	-5%
2	0.00195	0.00041	0.00236	0.00042	-21%	-3%
1	0.00149	0.00043	0.00175	0.00043	-17%	-1%
0	0.00035	0.00015	0.00041	0.00018	-18%	-23%
Promedio Zona de Reforzamiento					53%	60%
Promedio Total					21%	34%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.2: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1966)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00294	0.00306	0.00311	0.00296	-6%	3%
15	0.00446	0.00335	0.00353	0.00308	21%	8%
14	0.00574	0.00413	0.00449	0.00335	22%	19%
13	0.00691	0.00554	0.00543	0.00421	21%	24%
12	0.00802	0.00688	0.00602	0.00470	25%	32%
11	0.00929	0.00820	0.00591	0.00441	36%	46%
10	0.01068	0.00962	0.00603	0.00450	44%	53%
9	0.01192	0.01089	0.00613	0.00461	49%	58%
8	0.01263	0.01168	0.00604	0.00463	52%	60%
7	0.01219	0.01138	0.00572	0.00448	53%	61%
6	0.00833	0.00692	0.00444	0.00321	47%	54%
5	0.00189	0.00049	0.00248	0.00047	-31%	3%
4	0.00189	0.00033	0.00228	0.00039	-21%	-18%
3	0.00195	0.00030	0.00212	0.00032	-9%	-5%
2	0.00195	0.00041	0.00202	0.00043	-3%	-4%
1	0.00149	0.00043	0.00154	0.00044	-3%	-4%
0	0.00035	0.00015	0.00036	0.00016	-4%	-9%
Promedio Zona de Reforzamiento					37%	41%
Promedio Total					17%	22%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.3: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1970)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00227	0.00289	0.00212	0.00204	7%	29%
15	0.00343	0.00349	0.00230	0.00207	33%	41%
14	0.00448	0.00408	0.00239	0.00214	47%	48%
13	0.00561	0.00462	0.00245	0.00262	56%	43%
12	0.00670	0.00519	0.00271	0.00290	59%	44%
11	0.00764	0.00610	0.00261	0.00255	66%	58%
10	0.00840	0.00696	0.00270	0.00264	68%	62%
9	0.00891	0.00770	0.00283	0.00277	68%	64%
8	0.00902	0.00811	0.00293	0.00283	68%	65%
7	0.00838	0.00782	0.00304	0.00285	64%	64%
6	0.00538	0.00466	0.00289	0.00224	46%	52%
5	0.00169	0.00046	0.00218	0.00044	-29%	5%
4	0.00155	0.00033	0.00222	0.00037	-43%	-10%
3	0.00144	0.00028	0.00219	0.00037	-52%	-31%
2	0.00148	0.00038	0.00213	0.00047	-44%	-24%
1	0.00115	0.00038	0.00158	0.00046	-37%	-21%
0	0.00025	0.00013	0.00037	0.00017	-45%	-32%
Promedio Zona de Reforzamiento					57%	54%
Promedio Total					19%	27%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.4: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1970)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00227	0.00289	0.00192	0.00188	16%	35%
15	0.00343	0.00349	0.00229	0.00211	33%	39%
14	0.00448	0.00408	0.00295	0.00231	34%	43%
13	0.00561	0.00462	0.00363	0.00301	35%	35%
12	0.00670	0.00519	0.00413	0.00348	38%	33%
11	0.00764	0.00610	0.00415	0.00335	46%	45%
10	0.00840	0.00696	0.00442	0.00368	47%	47%
9	0.00891	0.00770	0.00473	0.00413	47%	46%
8	0.00902	0.00811	0.00493	0.00452	45%	44%
7	0.00838	0.00782	0.00494	0.00476	41%	39%
6	0.00538	0.00466	0.00397	0.00347	26%	26%
5	0.00169	0.00046	0.00181	0.00044	-7%	4%
4	0.00155	0.00033	0.00182	0.00039	-18%	-16%
3	0.00144	0.00028	0.00181	0.00036	-25%	-26%
2	0.00148	0.00038	0.00177	0.00045	-20%	-19%
1	0.00115	0.00038	0.00133	0.00044	-16%	-16%
0	0.00025	0.00013	0.00031	0.00015	-20%	-15%
Promedio Zona de Reforzamiento					39%	40%
Promedio Total					18%	20%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.5: Reducción de Distorsiones con Disipadores SLB (Sismo 1974)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00236	0.00320	0.00227	0.00254	4%	21%
15	0.00339	0.00374	0.00226	0.00262	33%	30%
14	0.00446	0.00417	0.00262	0.00271	41%	35%
13	0.00560	0.00440	0.00308	0.00297	45%	33%
12	0.00666	0.00546	0.00330	0.00316	50%	42%
11	0.00758	0.00642	0.00297	0.00281	61%	56%
10	0.00833	0.00731	0.00293	0.00287	65%	61%
9	0.00882	0.00831	0.00302	0.00296	66%	64%
8	0.00924	0.00892	0.00311	0.00298	66%	67%
7	0.00894	0.00868	0.00315	0.00296	65%	66%
6	0.00600	0.00519	0.00286	0.00229	52%	56%
5	0.00159	0.00058	0.00200	0.00061	-26%	-4%
4	0.00153	0.00050	0.00187	0.00053	-22%	-7%
3	0.00159	0.00032	0.00182	0.00037	-14%	-15%
2	0.00169	0.00043	0.00188	0.00050	-12%	-17%
1	0.00134	0.00046	0.00149	0.00052	-11%	-14%
0	0.00029	0.00014	0.00033	0.00016	-12%	-16%
Promedio Zona de Reforzamiento					54%	51%
Promedio Total					27%	27%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.6: Reducción de Distorsiones con Disipadores TADAS (Sismo 1974)

Entrepiso	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
16	0.00236	0.00320	0.00226	0.00269	4%	16%
15	0.00339	0.00374	0.00254	0.00295	25%	21%
14	0.00446	0.00417	0.00320	0.00310	28%	26%
13	0.00560	0.00440	0.00391	0.00314	30%	29%
12	0.00666	0.00546	0.00445	0.00360	33%	34%
11	0.00758	0.00642	0.00449	0.00349	41%	46%
10	0.00833	0.00731	0.00478	0.00372	43%	49%
9	0.00882	0.00831	0.00506	0.00401	43%	52%
8	0.00924	0.00892	0.00523	0.00421	43%	53%
7	0.00894	0.00868	0.00515	0.00424	42%	51%
6	0.00600	0.00519	0.00402	0.00295	33%	43%
5	0.00159	0.00058	0.00176	0.00061	-11%	-5%
4	0.00153	0.00050	0.00179	0.00053	-17%	-7%
3	0.00159	0.00032	0.00183	0.00036	-15%	-14%
2	0.00169	0.00043	0.00191	0.00050	-13%	-15%
1	0.00134	0.00046	0.00150	0.00051	-12%	-12%
0	0.00029	0.00014	0.00033	0.00016	-13%	-16%
Promedio Zona de Reforzamiento					36%	40%
Promedio Total					17%	21%

Fuente: Elaboración Propia

Las figuras 4.1, 4.2 y 4.3 muestran el análisis grafico de las distorsiones, en cada una de ellas se comprueba que las distorsiones con la inclusión de disipadores SLB y TADAS no supera el máximo permitido por la norma (0.007), lo que valida es diseño y elección de los disipadores.

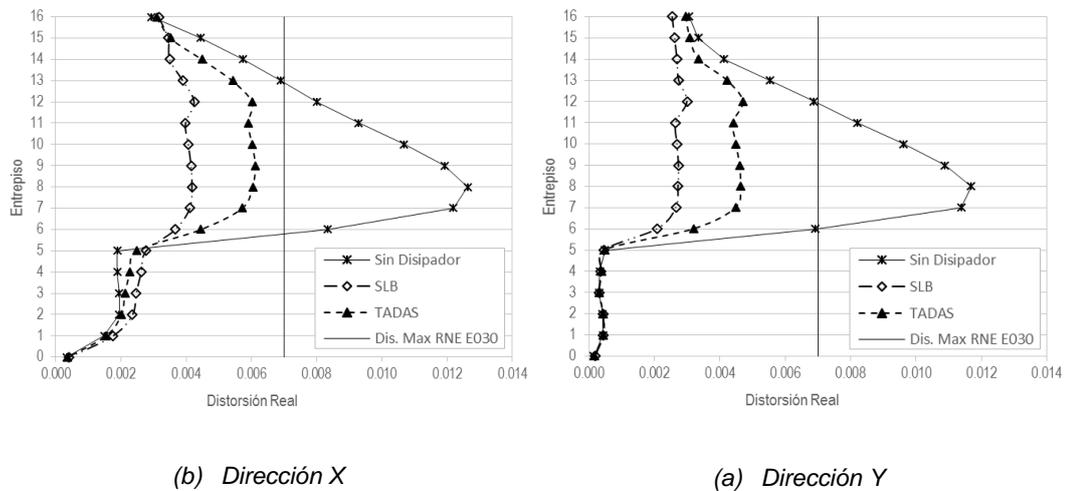


Figura 4.1: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1966)

Fuente: Elaboración Propia

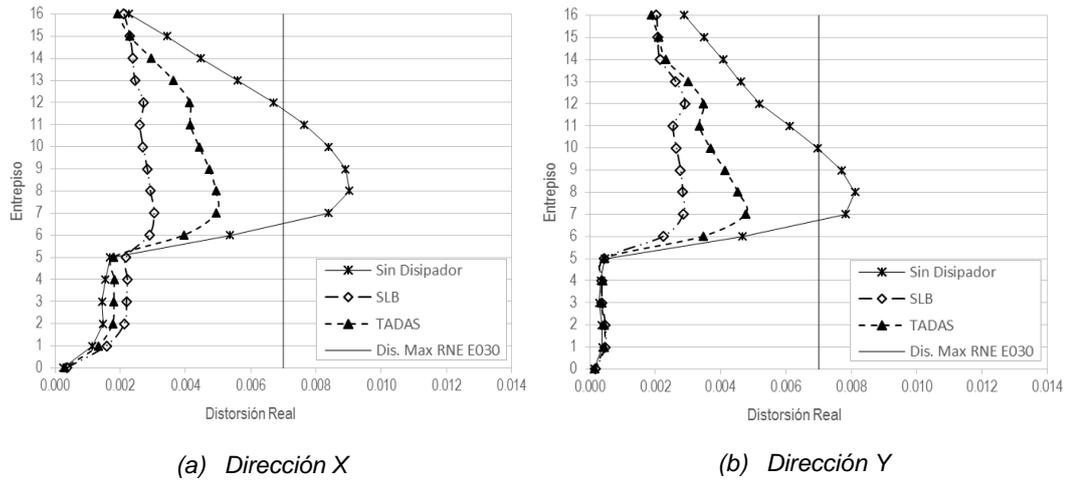


Figura 4.2: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1970)

Fuente: Elaboración Propia

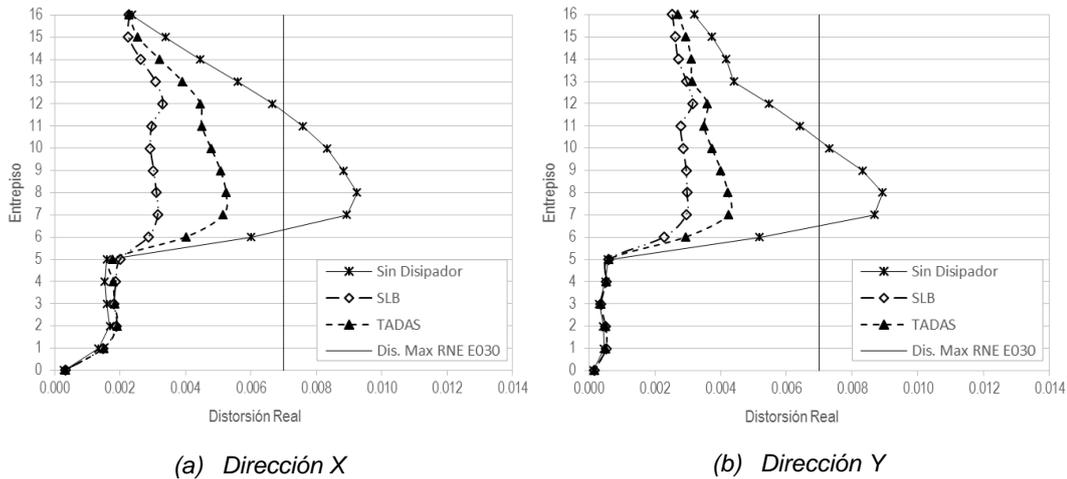


Figura 4.3: Análisis de Distorsiones con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1974)

Fuente: Elaboración Propia

4.1.2 Análisis Comparativo de máximos desplazamientos

Realizado el análisis comparativo de las máximas distorsiones del análisis no lineal Tiempo Historia del edificio objetivo, es necesario obtener los máximos desplazamientos, las tablas 4.7 y 4.8 presentan el análisis para el sismo de 1966 con disipadores SLB y TADAS respectivamente.

De la tabla 4.7 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores SLB en arreglo Chevrón en promedio reduce 45% de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 68% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los

desplazamientos para los entrepisos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 22% en la dirección X y 44% en la dirección Y, a pesar de los aumentos porcentuales o mínimas reducciones en los pisos inferiores la estructura presenta un porcentaje considerable de reducción de máximos desplazamientos, también se observa que 44% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 58% en la dirección Y.

De la tabla 4.8 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores TADAS en promedio reduce 38% de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 51% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los desplazamientos para los entrepisos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 22% en la dirección X y 31% en la dirección Y, también se observa que 31% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 38% en la dirección Y.

Tabla 4.7: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB (Sismo 1966)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.312	0.235	0.176	0.099	44%	58%
15	55.2	0.315	0.256	0.166	0.094	47%	63%
14	51.6	0.304	0.250	0.156	0.087	49%	65%
13	48.0	0.291	0.240	0.145	0.079	50%	67%
12	44.4	0.273	0.225	0.132	0.069	52%	69%
11	40.8	0.249	0.204	0.118	0.059	53%	71%
10	37.2	0.220	0.178	0.105	0.049	52%	72%
9	33.6	0.185	0.145	0.092	0.039	50%	73%
8	30.0	0.146	0.108	0.079	0.030	46%	72%
7	26.4	0.103	0.067	0.065	0.021	36%	69%
6	22.8	0.062	0.028	0.053	0.011	15%	60%
5	19.2	0.033	0.007	0.042	0.006	-27%	8%
4	15.6	0.027	0.006	0.033	0.006	-25%	3%
3	12.0	0.020	0.005	0.024	0.005	-22%	0%
2	8.4	0.013	0.004	0.016	0.004	-20%	1%
1	4.8	0.007	0.003	0.008	0.003	-17%	2%
0	0.8	0.002	0.001	0.002	0.001	-13%	1%
Promedio Total						22%	44%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.8: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS (Sismo 1966)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.312	0.235	0.215	0.146	31%	38%
15	55.2	0.315	0.256	0.209	0.144	34%	44%
14	51.6	0.304	0.250	0.196	0.135	36%	46%
13	48.0	0.291	0.240	0.180	0.123	38%	49%
12	44.4	0.273	0.225	0.161	0.109	41%	52%
11	40.8	0.249	0.204	0.141	0.092	44%	55%
10	37.2	0.220	0.178	0.121	0.077	45%	56%
9	33.6	0.185	0.145	0.104	0.062	44%	57%
8	30.0	0.146	0.108	0.087	0.046	40%	57%
7	26.4	0.103	0.067	0.068	0.031	34%	53%
6	22.8	0.062	0.028	0.049	0.016	21%	42%
5	19.2	0.033	0.007	0.036	0.007	-9%	-6%
4	15.6	0.027	0.006	0.028	0.007	-7%	-5%
3	12.0	0.020	0.005	0.021	0.006	-4%	-4%
2	8.4	0.013	0.004	0.014	0.004	-4%	-4%
1	4.8	0.007	0.003	0.007	0.003	-3%	-3%
0	0.8	0.002	0.001	0.002	0.001	-6%	0%
Promedio Total						22%	31%

Fuente: Elaboración Propia

Con la misma metodología de análisis de máximos desplazamientos las tablas 4.9 y 4.10 presentan los resultados de análisis para el sismo de 1970 con disipadores SLB y TADAS respectivamente.

De la tabla 4.9 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores SLB en arreglo Chevrón en promedio reduce 34% de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 54% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los desplazamientos para los entresijos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 9% en la dirección X y 29% en la dirección Y, a pesar de los aumentos porcentuales o mínimas reducciones en los pisos inferiores la estructura presenta un porcentaje considerable de reducción de máximos desplazamientos, también se observa que 48% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 47% en la dirección Y.

De la tabla 4.10 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores TADAS en promedio reduce 22% de desplazamiento máximo de

entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 37% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los desplazamientos para los entrepisos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 9% en la dirección X y 19% en la dirección Y, a pesar de los aumentos porcentuales o mínimas reducciones en los pisos inferiores la estructura presenta un porcentaje considerable de reducción de máximos desplazamientos, también se observa que 32% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 40% en la dirección Y.

Tabla 4.9: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB (Sismo 1970)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.250	0.188	0.130	0.099	48%	47%
15	55.2	0.251	0.198	0.123	0.094	51%	52%
14	51.6	0.239	0.192	0.117	0.088	51%	54%
13	48.0	0.223	0.182	0.109	0.080	51%	56%
12	44.4	0.203	0.168	0.100	0.071	51%	58%
11	40.8	0.179	0.150	0.091	0.061	49%	60%
10	37.2	0.152	0.128	0.083	0.051	45%	60%
9	33.6	0.122	0.103	0.075	0.042	38%	59%
8	30.0	0.090	0.076	0.066	0.032	26%	58%
7	26.4	0.059	0.046	0.057	0.022	3%	53%
6	22.8	0.036	0.018	0.046	0.012	-29%	33%
5	19.2	0.025	0.006	0.037	0.008	-47%	-29%
4	15.6	0.020	0.006	0.029	0.007	-48%	-24%
3	12.0	0.015	0.005	0.022	0.006	-45%	-19%
2	8.4	0.010	0.004	0.014	0.005	-41%	-16%
1	4.8	0.005	0.003	0.007	0.003	-36%	-12%
0	0.8	0.002	0.001	0.002	0.001	-14%	0%
Promedio Total						9%	29%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.10: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS (Sismo 1970)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.250	0.188	0.170	0.113	32%	40%
15	55.2	0.251	0.198	0.166	0.116	34%	42%
14	51.6	0.239	0.192	0.158	0.110	34%	43%
13	48.0	0.223	0.182	0.148	0.104	34%	43%
12	44.4	0.203	0.168	0.135	0.095	33%	43%
11	40.8	0.179	0.150	0.121	0.085	33%	43%
10	37.2	0.152	0.128	0.106	0.074	30%	42%
9	33.6	0.122	0.103	0.090	0.062	26%	40%
8	30.0	0.090	0.076	0.074	0.048	17%	36%
7	26.4	0.059	0.046	0.059	0.033	-1%	29%
6	22.8	0.036	0.018	0.043	0.017	-19%	7%
5	19.2	0.025	0.006	0.030	0.007	-21%	-22%
4	15.6	0.020	0.006	0.024	0.007	-22%	-19%
3	12.0	0.015	0.005	0.018	0.006	-20%	-15%
2	8.4	0.010	0.004	0.012	0.005	-18%	-12%
1	4.8	0.005	0.003	0.006	0.003	-15%	-9%
0	0.8	0.002	0.001	0.002	0.001	-5%	0%
Promedio Total						9%	19%

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente y continuando con la metodología de análisis de máximos desplazamientos, las tablas 4.11 y 4.12 presentan los resultados de análisis para el sismo de 1974 con disipadores SLB y TADAS respectivamente.

De la tabla 4.11 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores SLB en arreglo Chevrón en promedio reduce 41% de desplazamiento máximo de entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 56% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los desplazamientos para los entrepisos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 23% en la dirección X y 32% en la dirección Y, a pesar de los aumentos porcentuales o mínimas reducciones en los pisos inferiores la estructura presenta un porcentaje considerable de reducción de máximos desplazamientos, también se observa que 47% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 43% en la dirección Y.

De la tabla 4.12 se puede observar que para los pisos en los que se incluyó disipadores TADAS en promedio reduce 27% de desplazamiento máximo de

entrepiso en la dirección X, mientras que en la dirección Y reduce 44% en comparación con el análisis sin inclusión de disipadores, además los desplazamientos para los entrepisos que van desde los sótanos hasta el entrepiso 5 casi no presentan variación significativa manteniendo una tendencia rígida en dicha zona, esto hace que en promedio la estructura reduzca los desplazamientos máximos de entrepiso en 13% en la dirección X y 25% en la dirección Y, a pesar de los aumentos porcentuales o mínimas reducciones en los pisos inferiores la estructura presenta un porcentaje considerable de reducción de máximos desplazamientos, también se observa que 29% es la reducción de desplazamiento en el último entrepiso en la dirección X y 35% en la dirección Y.

Tabla 4.11: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB (Sismo 1974)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores SLB		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.253	0.187	0.134	0.106	47%	43%
15	55.2	0.253	0.204	0.128	0.101	50%	51%
14	51.6	0.241	0.198	0.121	0.094	50%	52%
13	48.0	0.225	0.189	0.113	0.086	50%	55%
12	44.4	0.205	0.177	0.104	0.075	50%	57%
11	40.8	0.182	0.160	0.093	0.064	49%	60%
10	37.2	0.159	0.139	0.083	0.054	48%	61%
9	33.6	0.133	0.113	0.073	0.044	45%	61%
8	30.0	0.103	0.083	0.062	0.033	39%	60%
7	26.4	0.071	0.051	0.051	0.022	27%	56%
6	22.8	0.040	0.020	0.040	0.012	0%	42%
5	19.2	0.026	0.007	0.030	0.007	-18%	-8%
4	15.6	0.022	0.006	0.025	0.007	-14%	-20%
3	12.0	0.017	0.006	0.019	0.007	-12%	-13%
2	8.4	0.011	0.005	0.013	0.005	-11%	-9%
1	4.8	0.006	0.003	0.007	0.004	-10%	-7%
0	0.8	0.002	0.002	0.002	0.002	-5%	0%
Promedio Total						23%	32%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.12: Reducción de Máximos Desplazamientos con Disipadores TADAS (Sismo 1974)

Entrepiso	Altura (m)	Sin Disipadores		Con Disipadores TADAS		Reducción de la Distorsión	
		Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)	Dir. X (m)	Dir. Y (m)
16	59.4	0.253	0.187	0.179	0.121	29%	35%
15	55.2	0.253	0.204	0.175	0.123	31%	40%
14	51.6	0.241	0.198	0.167	0.117	31%	41%
13	48.0	0.225	0.189	0.155	0.108	31%	43%
12	44.4	0.205	0.177	0.141	0.097	31%	45%
11	40.8	0.182	0.160	0.125	0.084	31%	48%
10	37.2	0.159	0.139	0.109	0.071	31%	49%
9	33.6	0.133	0.113	0.092	0.058	30%	49%
8	30.0	0.103	0.083	0.075	0.044	27%	48%
7	26.4	0.071	0.051	0.057	0.029	20%	44%
6	22.8	0.040	0.020	0.039	0.013	3%	33%
5	19.2	0.026	0.007	0.030	0.007	-17%	-9%
4	15.6	0.022	0.006	0.025	0.007	-15%	-18%
3	12.0	0.017	0.006	0.019	0.007	-14%	-12%
2	8.4	0.011	0.005	0.013	0.005	-12%	-9%
1	4.8	0.006	0.003	0.007	0.004	-12%	-6%
0	0.8	0.002	0.002	0.002	0.002	-6%	0%
Promedio Total						13%	25%

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 4.13 se muestra todo el análisis antes descrito en un cuadro resumen comparativo en el cual se observa que para cada sismo utilizado los porcentajes de reducción en su mayoría son menores con la inclusión de disipadores TADAS en comparación con los disipadores SLB, demostrando mejor comportamiento el disipador SLB.

Tabla 4.13: Resumen de reducción de porcentajes de máximos desplazamientos

	Sismo 1966				Sismo 1970				Sismo 1974			
	SLB		TADAS		SLB		TADAS		SLB		TADAS	
	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y	Dir X	Dir Y
Max Despl. Promedio de entrepiso (6-15)	45%	68%	38%	51%	34%	54%	22%	37%	41%	56%	27%	44%
Max Despl. Promedio de toda la estructura	22%	44%	22%	31%	9%	29%	9%	19%	23%	32%	13%	25%
Max Despl. Ultimo entrepiso	44%	58%	31%	38%	48%	47%	32%	40%	47%	43%	29%	35%

Fuente: Elaboración Propia

Las figuras 4.4, 4.5 y 4.6 muestran el análisis gráfico de cada uno de los casos desarrollados para los máximos desplazamientos, lo que facilita la observación de los resultados obtenidos y verifica que los disipadores SLB presentan mejor respuesta que los disipadores TADAS, aunque ambos mejoran el comportamiento estructural de la edificación.

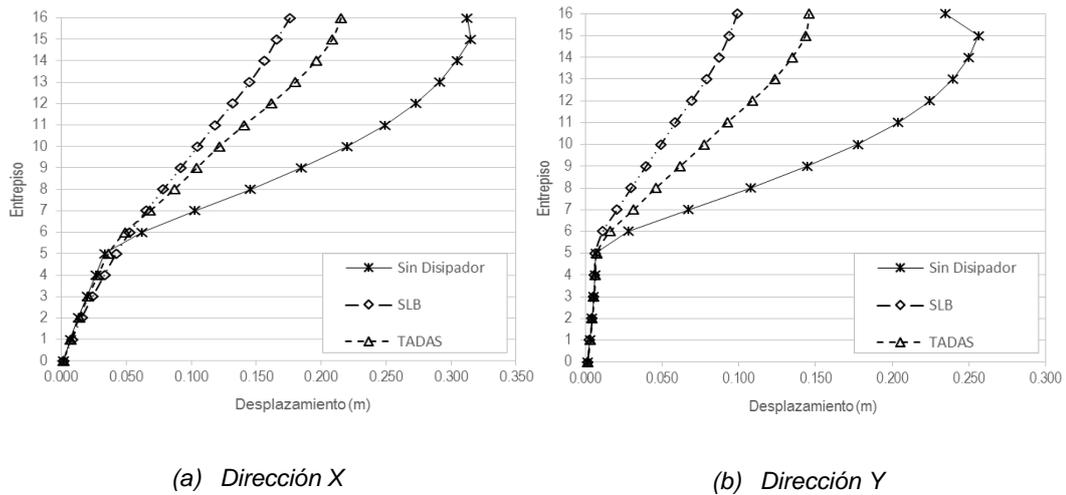


Figura 4.4: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1966)

Fuente: Elaboración Propia

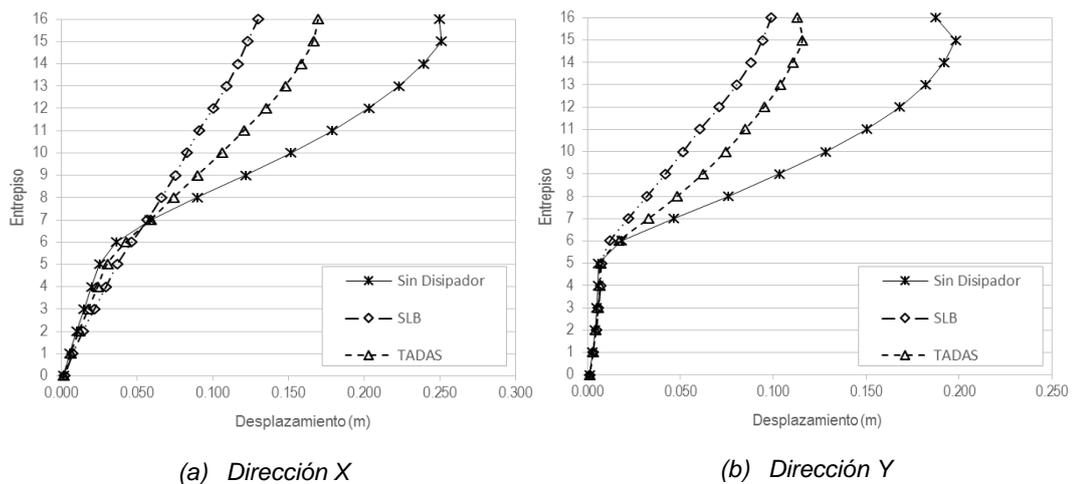


Figura 4.5: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1970)

Fuente: Elaboración Propia

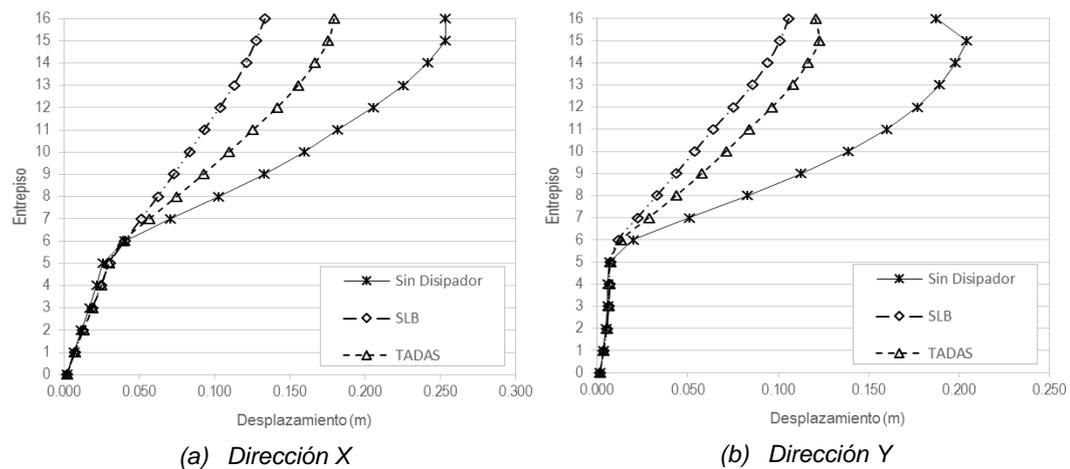


Figura 4.6: Análisis de Máximos Desplazamientos con Disipadores SLB y TADAS (Sismo 1974)

Fuente: Elaboración Propia

4.1.3 Análisis Comparativo de fuerzas cortantes

Para el análisis de fuerzas cortantes máximas en la base, el sistema de disipación SLB presenta mejor respuesta el sistema de disipación TADAS al absorber mayor fuerza de corte entre cada entrepiso, en la tabla 4.14 se muestra el resumen del análisis comparativo de las máximas fuerzas cortantes en cada caso de análisis, para el sismo de 1966 se tiene 3 casos (sin disipadores, con disipador SLB y con disipador TADAS) y cada uno en dos direcciones (X e Y), de ello se tiene que el sistema de disipadores SLB presenta un 21% más de fuerza cortante máxima en la base en comparación con el análisis de la estructura sin disipadores en la dirección X y 24% más en la dirección Y, a diferencia del análisis con disipadores TADAS que representan en la dirección X un 3% más de fuerza cortante máxima en comparación con el análisis sin disipadores y 18% más en la dirección Y, además a esto el sistema SLB presenta un 17% más de fuerza cortante máxima que el sistema TADAS en la dirección X y 5% en la dirección Y.

Para el sismo de 1970 se tiene los mismos casos de análisis antes descritos en el cual se obtiene que el sistema de disipadores SLB presenta un 46% más de fuerza cortante máxima en la base en comparación con el análisis de la estructura sin disipadores en la dirección X y 2% más en la dirección Y, a diferencia del análisis con disipadores TADAS que representan en la dirección X un 21% más de fuerza cortante máxima en comparación con el análisis sin disipadores y 2% más en la dirección Y, además a esto el sistema SLB presenta un 20% más de fuerza

cortante máxima que el sistema TADAS en la dirección X y una respuesta casi igual en la dirección Y.

Finalmente para el sismo de 1974 se tiene los mismos casos de análisis antes descritos en el cual se obtiene que el sistema de disipadores SLB presenta un 14% más de fuerza cortante máxima en la base en comparación con el análisis de la estructura sin disipadores en la dirección X y 3% más en la dirección Y, a diferencia del análisis con disipadores TADAS que representan en la dirección X un 3% más de fuerza cortante máxima en comparación con el análisis sin disipadores y en la dirección Y da una respuesta diferente a los otros casos de análisis siendo la fuerza cortante en este caso de 11% menor al del análisis sin disipadores.

Tabla 4.14: Resumen de reducción de porcentajes de máximos desplazamientos

	Sismo 1966		Sismo 1970		Sismo 1974	
	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
Sin Disipadores	2156.36	1992.91	1603.20	1757.03	1756.77	1686.38
Con SLB	2602.49	2471.77	2335.27	1797.66	2006.72	1732.20
Con TADAS	2227.81	2347.84	1936.85	1794.67	2022.03	1498.68
%SLB	21%	24%	46%	2%	14%	3%
%TADAS	3%	18%	21%	2%	15%	-11%

Fuente: Elaboración Propia

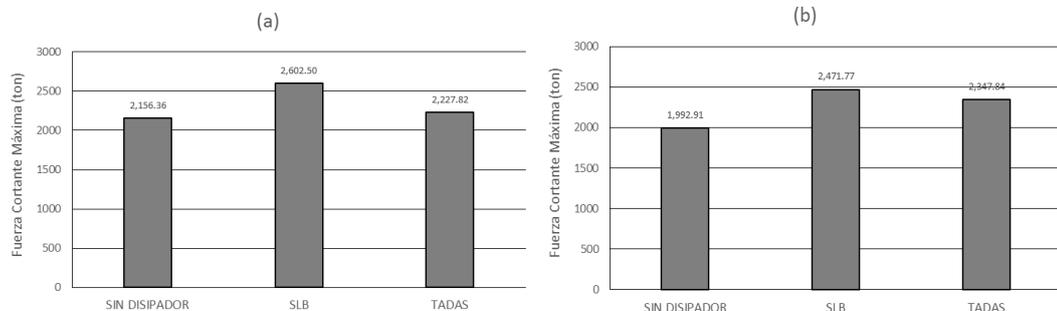


Figura 4.7: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1966: (a) Dirección X, (b) Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

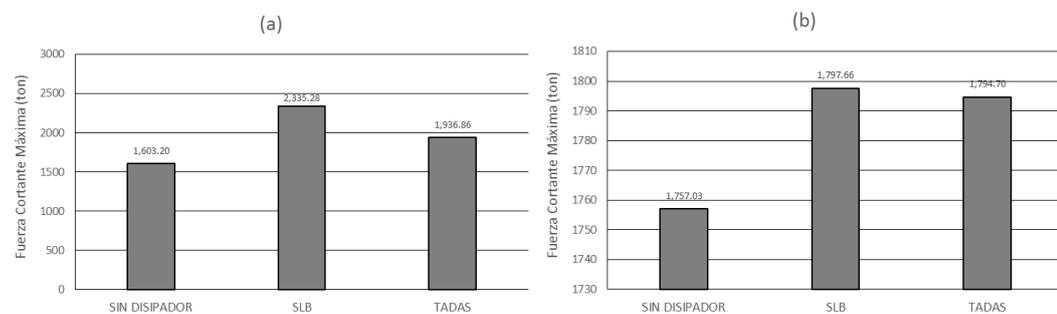


Figura 4.8: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1970: (a) Dirección X, (b) Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

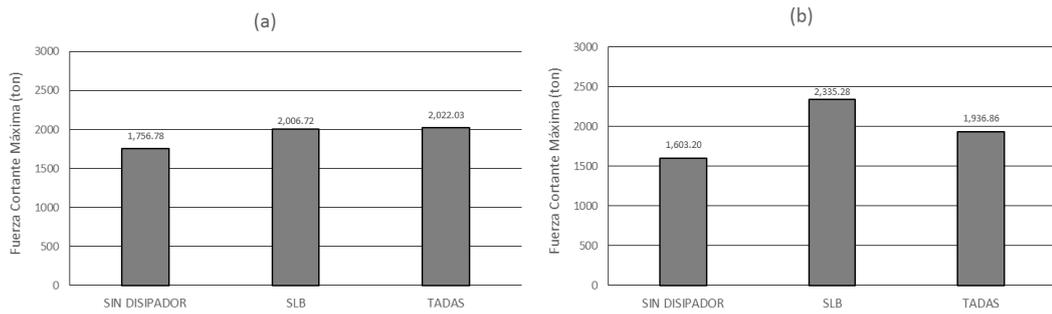
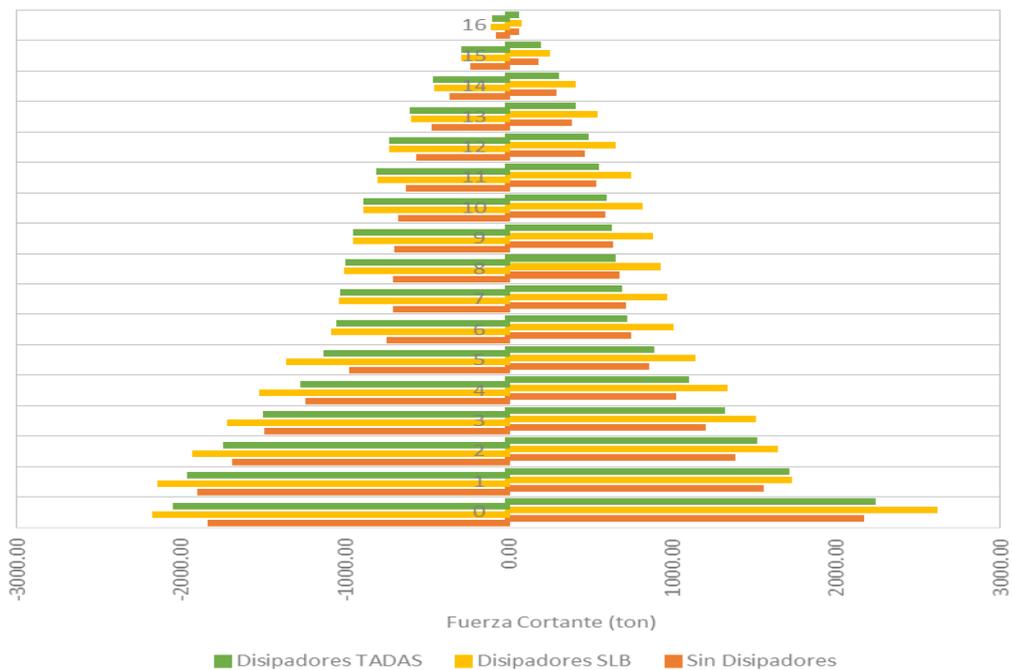


Figura 4.9: Fuerza cortante máxima en la base Sismo 1974: (a) Dirección X, (b) Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

Las figuras 4.7, 4.8 y 4.9 son la representación gráfica de las fuerzas cortantes máximas en la base en cada de análisis (in disipadores, con disipador SLB y con disipador TADAS) y en cada una de las dos direcciones (X e Y), con el cual se puede verificar de manera gráfica los valores los que a su vez se pueden observar en las figuras 4.10, 4.11 y 4.12, en estas últimas figuras se muestra las fuerzas cortantes de cada entrepiso para cada caso de análisis.



(a)

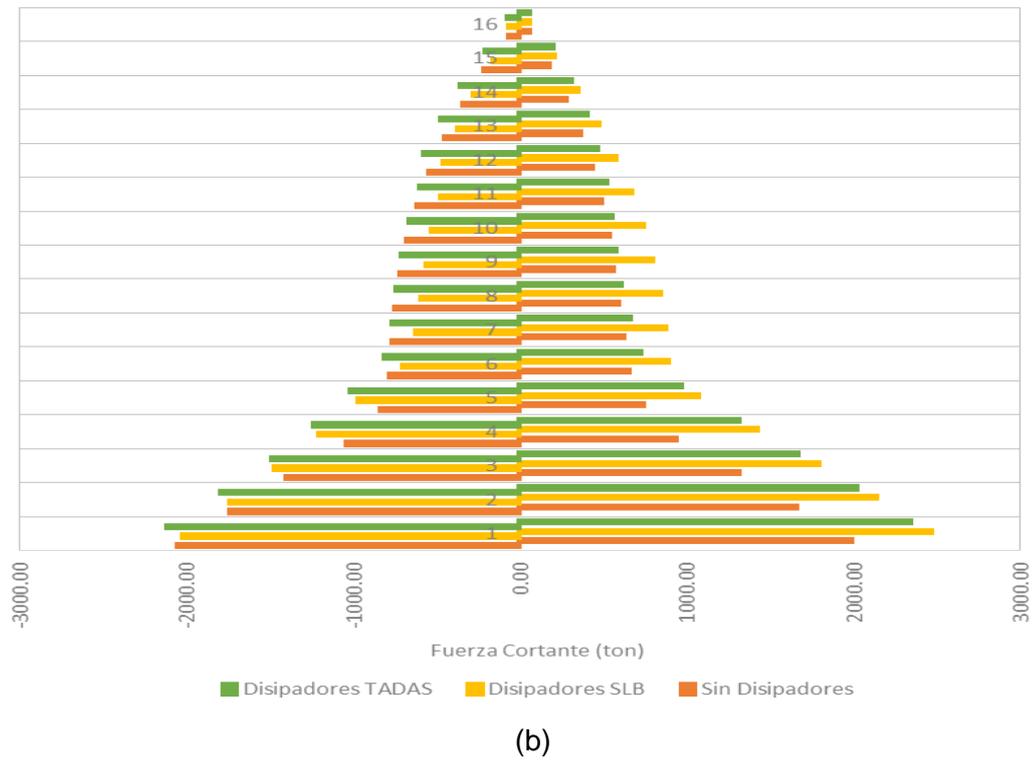
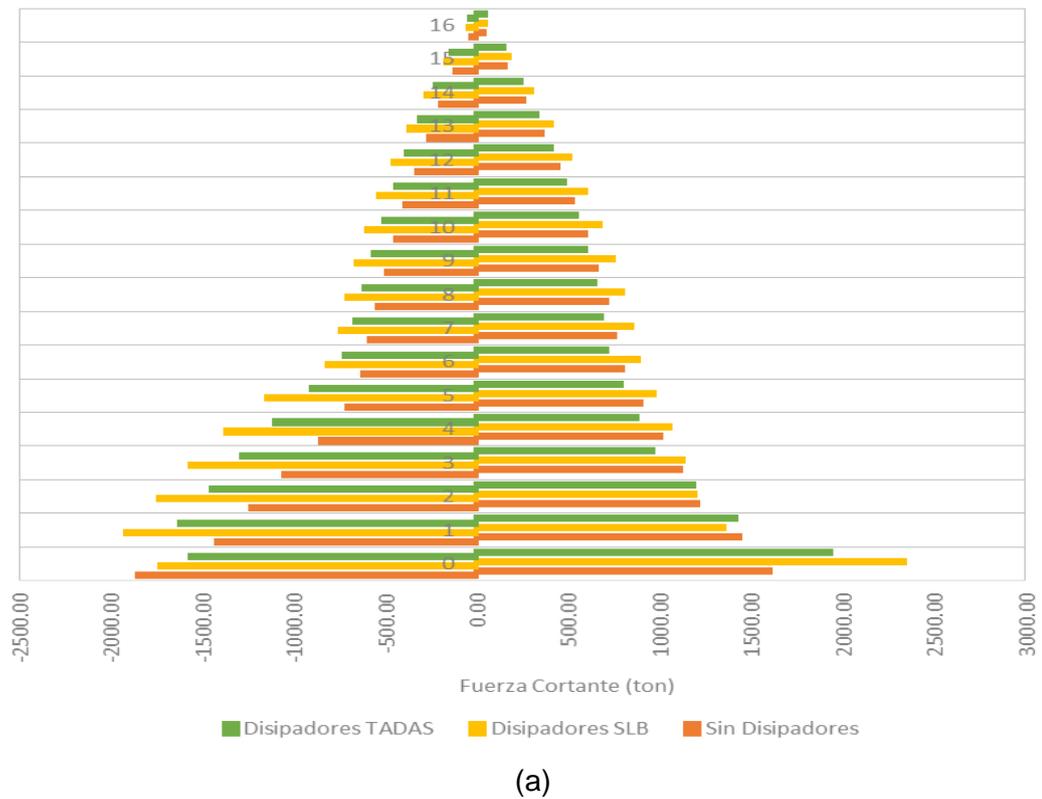
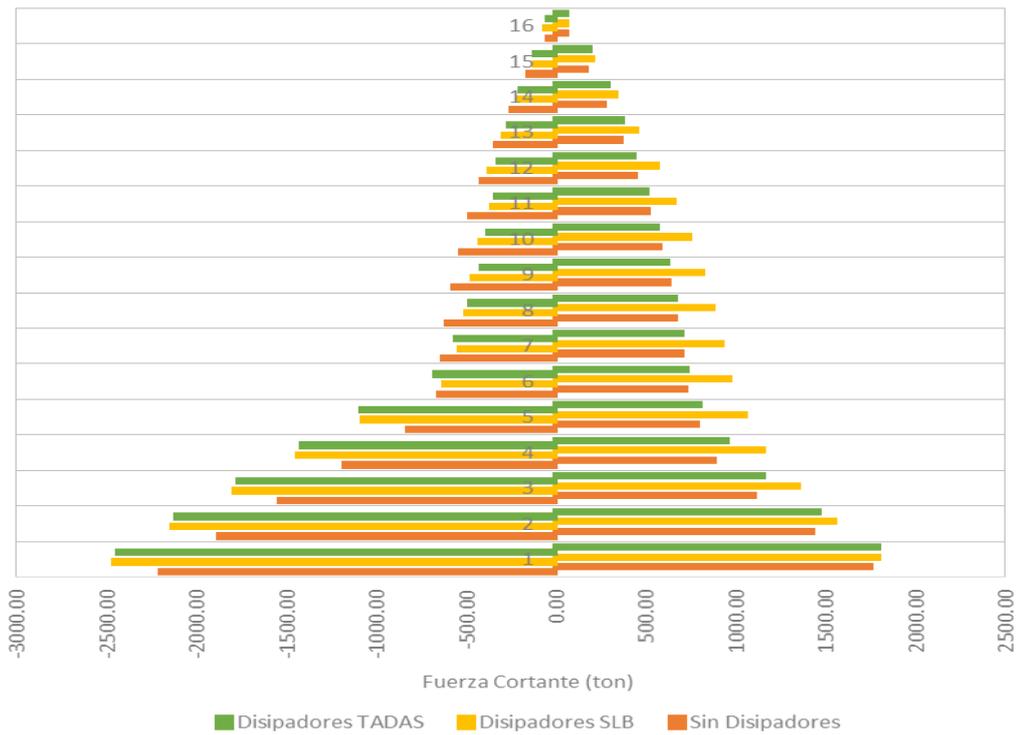


Figura 4.10: Fuerza cortante en entrespiso Sismo 1966: (a) Dirección X, (b) Dirección Y
 Fuente: Elaboración Propia

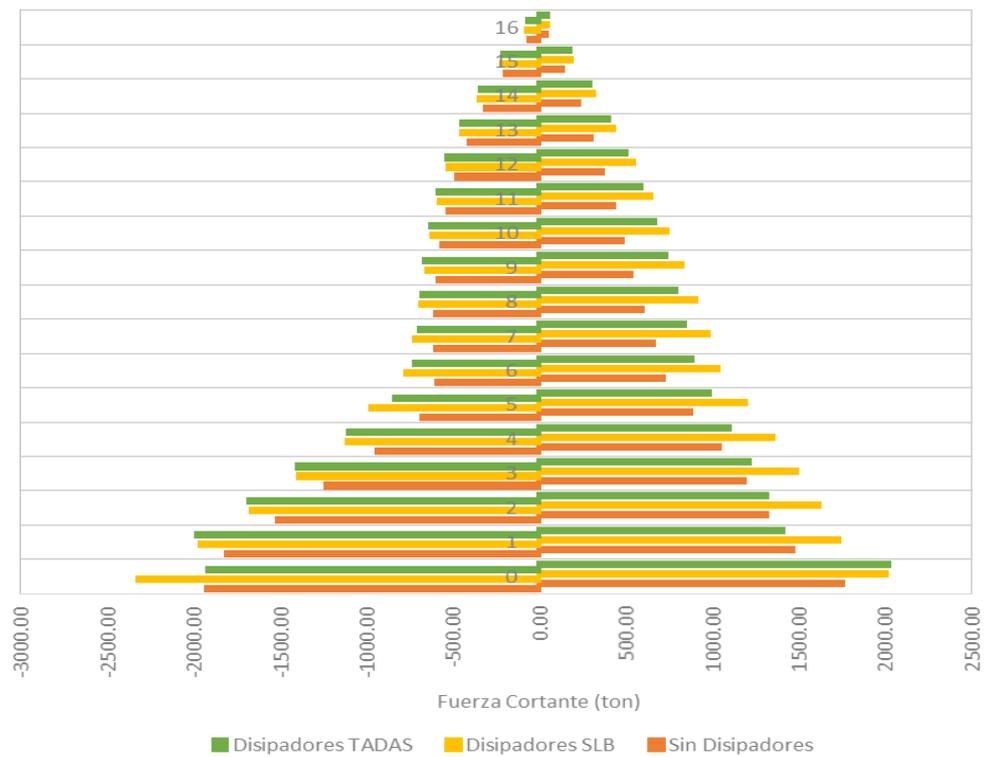




(b)

Figura 4.11: Fuerza cortante en cada entrespiso Sismo 1970: (a) Dirección X, (b) Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia



(a)

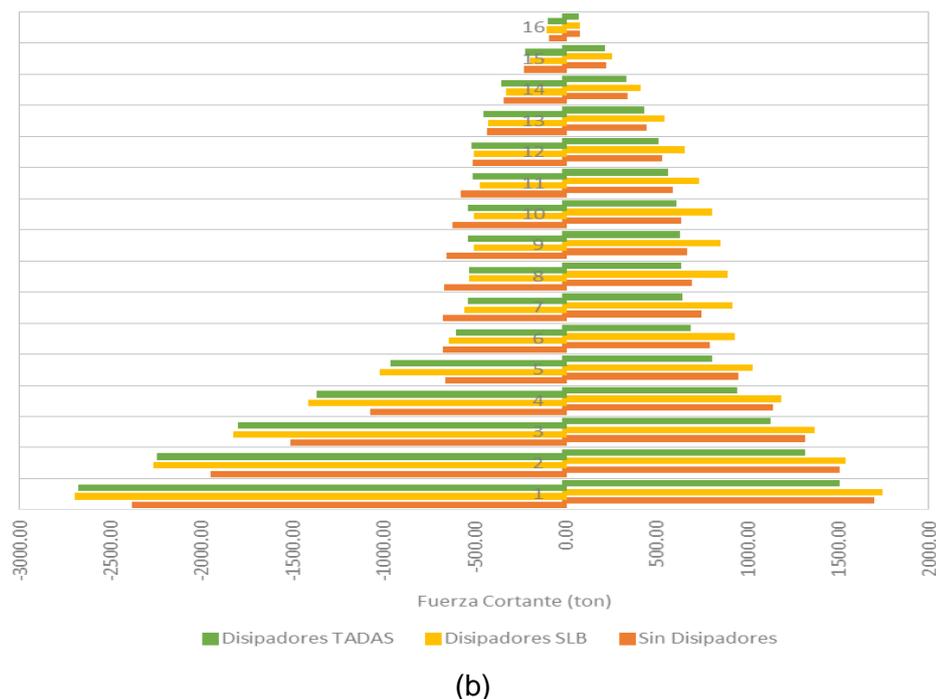


Figura 4.12: Fuerza cortante en cada entrespiso Sismo 1974: (a) Dirección X, (b) Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

4.2 DISTRIBUCIÓN DE ENERGÍA

Comparando el balance de energía en cada caso en los disipadores propuestos, se obtiene los resultados de la tabla 4.15, en el cual se considera en análisis de los sistemas SLB y TADAS en los sismos de 1966, 1970 y 1974, se consideran las energías de entrada, cinética, potencial, modal, histerético.

Tabla 4.15: Balance de energía con disipadores

Energía (ton.m)	Sismo 1966		Sismo 1970		Sismo 1974	
	Con SLB	Con TADAS	Con SLB	Con TADAS	Con SLB	Con TADAS
E. Entrada	723.22	697.77	1019.33	1027.49	1064.48	1032.32
E. Cinética	109.89	145.34	66.23	56.66	138.29	138.68
E. Potencial	99.34	91.37	61.16	47.57	64.66	59.34
E. Modal	623.35	557.10	878.05	772.13	943.51	826.79
E. Histerético	99.82	140.61	141.26	255.32	120.91	205.47
% Cinética	15.2%	20.8%	6.5%	5.5%	13.0%	13.4%
% Potencial	13.7%	13.1%	6.0%	4.6%	6.1%	5.7%
% Modal	86.2%	79.8%	86.1%	75.1%	88.6%	80.1%
% Histerético	13.8%	20.2%	13.9%	24.8%	11.4%	19.9%

Fuente: Elaboración Propia

Se observa que el sistema TADAS disipa mejor la energía en comparación con el sistema SLB, en promedio los sistemas SLB disipan 13% de la energía de entrada y el sistema TADAS en promedio disipa 22% de la energía de entrada. Sin embargo a pesar de ello los porcentajes de disipación no es mayor a lo propuesto en la hipótesis que es de 60%, para el caso del edificio la energía en su mayoría siguen siendo absorbida por los elementos estructurales. Los resultados obtenidos en la tabla 4.15 fueron obtenidos de las siguientes figuras.

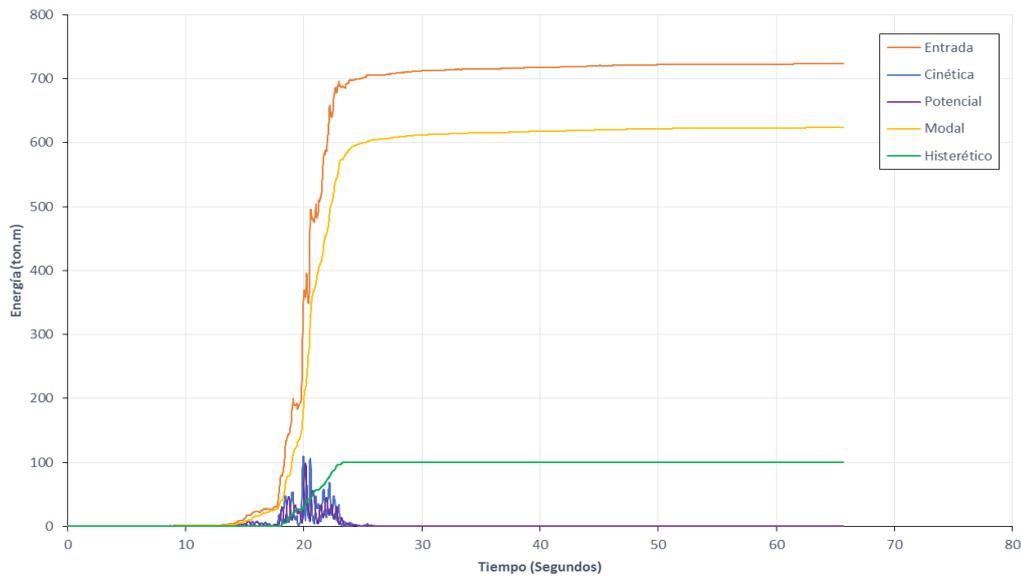


Figura 4.13: Balance de Energía (Sismo 1966 con SLB)

Fuente: Elaboración Propia

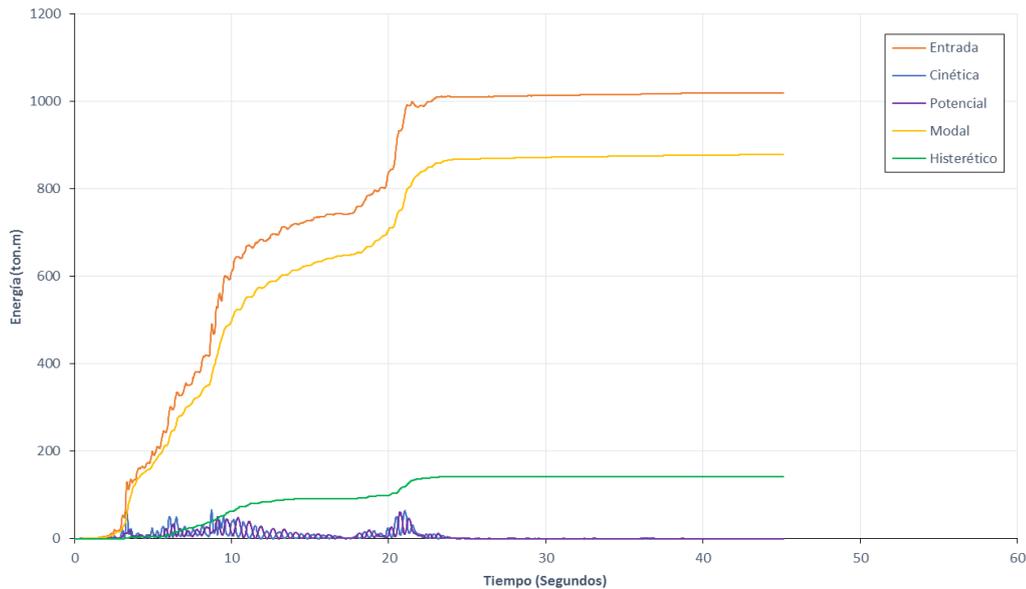


Figura 4.14: Balance de Energía (Sismo 1966 con TADAS)

Fuente: Elaboración Propia

Para el caso del sismo de 1970 los resultados del balance de energía se presentan en las figuras 4.15 y 4.16 para SLB y TADAS respectivamente.

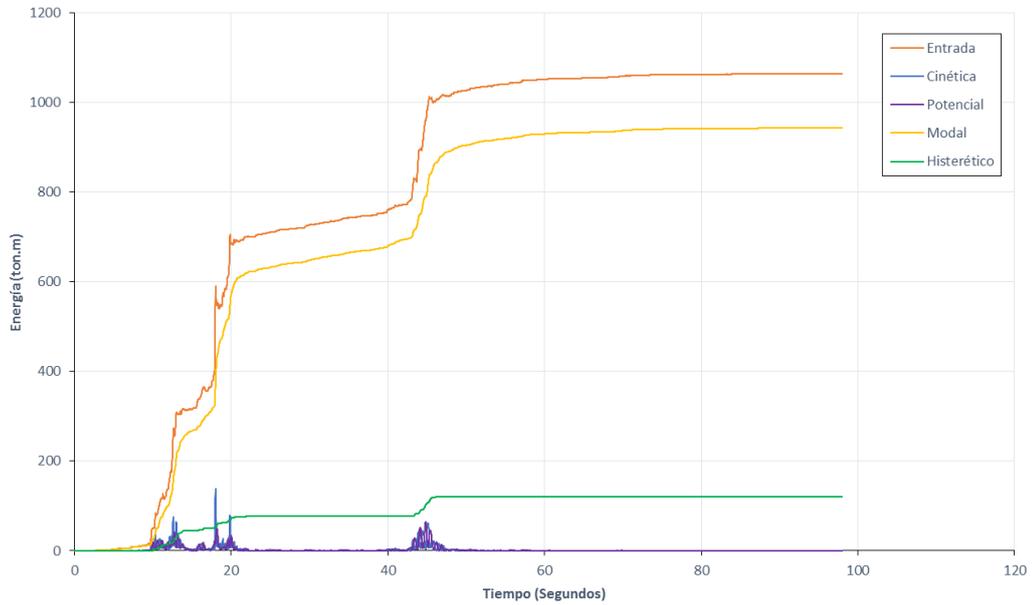


Figura 4.15: Balance de Energía (Sismo 1970 con SLB)

Fuente: Elaboración Propia

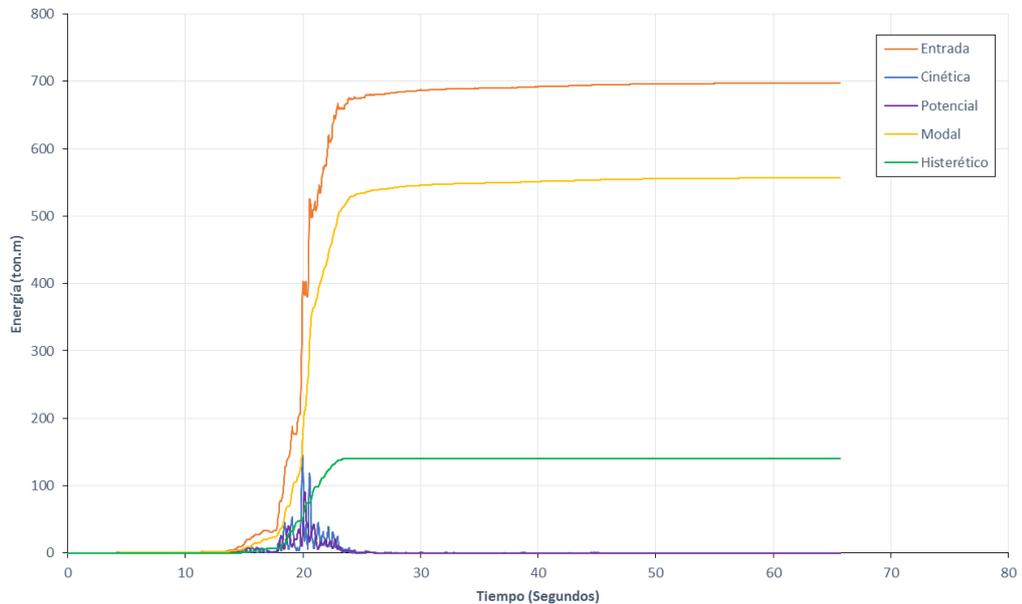


Figura 4.16: Balance de Energía (Sismo 1970 con TADAS)

Fuente: Elaboración Propia

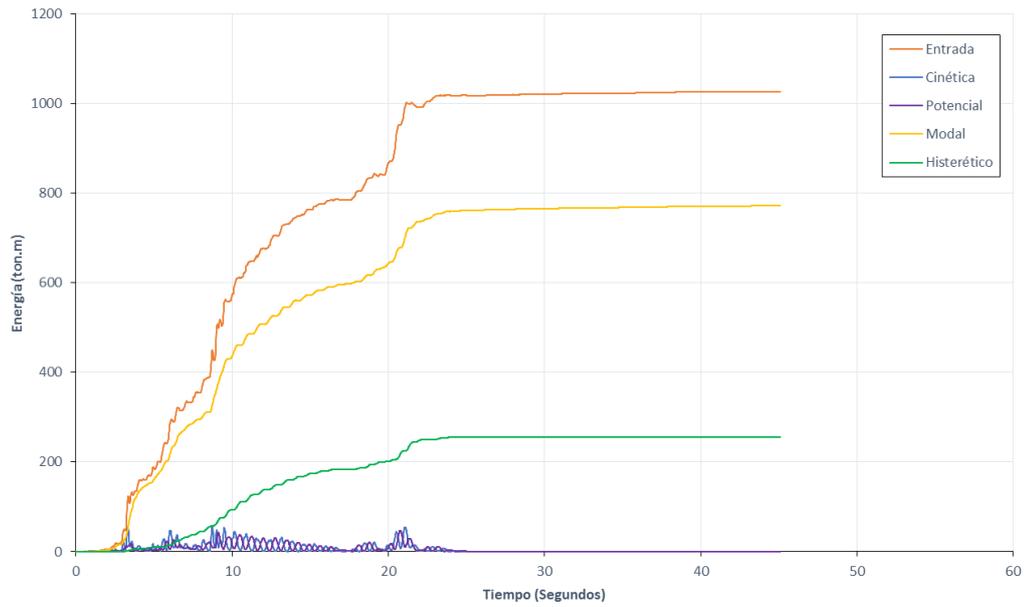


Figura 4.17: Balance de Energía (Sismo 1974 con SLB)

Fuente: Elaboración Propia

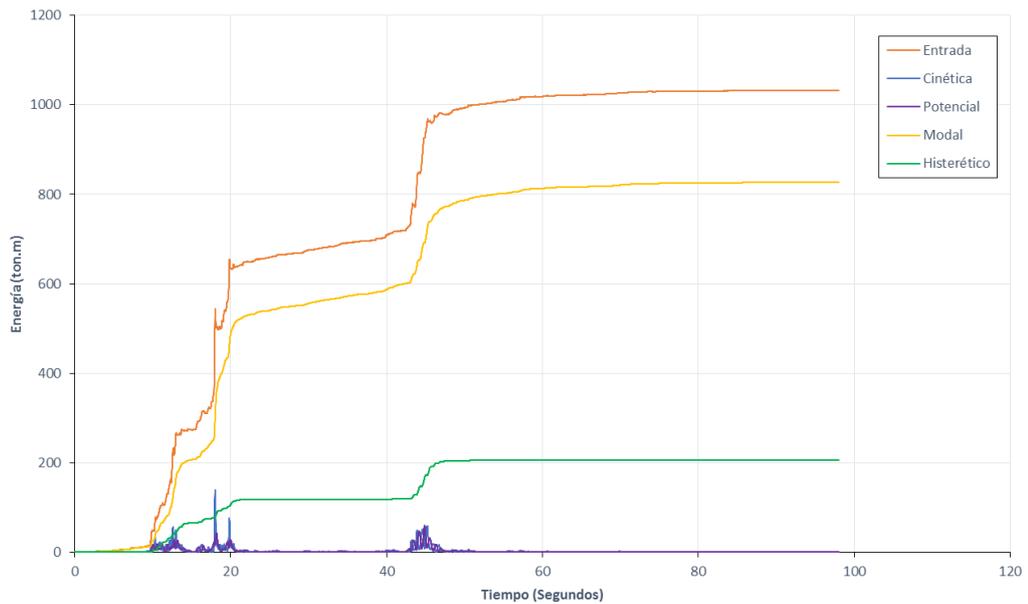


Figura 4.18: Balance de Energía (Sismo 1974 con TADAS)

Fuente: Elaboración Propia

Para analizar mejor la respuesta estructural de los disipadores sísmicos elegidos se realizó un modelo de pórtico simple con los disipadores elegidos y se obtuvo que un disipador SLB en promedio disipa 5.12% de la energía total de entrada y un disipador TADAS 13.27%, el objeto de dicho análisis fue el de comprobar la

hipótesis de disipar más del 60%, con lo que se comprueba que los disipadores no necesariamente tienen que disipar el mayor porcentaje de energía para funcionar y mejorar el comportamiento estructural de un edificio (Anexo D)

4.3 ANÁLISIS DE COSTOS

El comportamiento estructural del edificio objetivo mejora con la inclusión de disipadores tanto en la dirección X como Y, con lo que se demuestra las ventajas de usar disipadores histeréticos, sin embargo estos representan un costo adicional de reforzamiento en los que se incluye la instalación de los sistemas Chevrón y disipadores, así como los dispositivos. En Perú ya se vienen realizando estos trabajos de reforzamientos, empresas como POSTENSA mantienen sus costos en una variación entre 5% a 10% del costo total de la edificación, esto depende del tipo de la edificación, los trabajos de reforzamiento, el estado de la edificación entre otros (Bozzo, 2013). También en Chile existen empresas referentes como SIRVE, que presenta su costo de referencia solo para los trabajos con sistemas de disipación histerético entre \$ 6 a \$ 10, lo que proporcionalmente y junto a todos los trabajos de reforzamiento representan un valor que varía de 4% hasta 7% del costo total de la edificación (Alvarez, 2010). Costos que no son exagerados para el porcentaje de mejora que presentan. Por ello en el presente capítulo se elaboró el presupuesto aproximado ya que para obtener el verdadero costo del reforzamiento para el edificio ejemplo se debe realizar un estudio a profundidad desarrollando el expediente definitivo de evaluación estructural para reforzamiento del Edificio objetivo incluyendo los trabajos de reforzamiento con disipadores histeréticos, el costo de reforzamiento obtenido en el cálculo de presupuesto es de \$ 1,424,755.30 lo que representa menos del 7% del costo total de la edificación.

Adicionalmente a los resultados obtenidos en la tabla 4.23 se menciona que acuerdo al libro sobre Hospitales Seguros de la Organización Panamericana de la Salud, Oficina Regional de la Organización Mundial de la Salud 2005, el reforzamiento de estructuras hospitalarias representa entre el 8% a 15% del costo total de la edificación, y este no deberá superar el 30% del valor del edificio (Jara, 2005), esto implica que reforzar una edificación hospitalaria es más estricto en su nivel de daño en comparación con una edificación destinada a oficinas.

Para la obtención del presupuesto se ha realizado un metrado preliminar y así estimar el costo de reforzamiento del edificio considerando uso oficinas, de

acuerdo a este metrado que se obtuvo a partir de la inspección ocular realizada, el costo preliminar para el reforzamiento del edificio objetivo se estima aproximadamente en S/. 4'559,216.97, estos costos no consideran partes de la estructura que no fueron no observadas ya que no se realizaron trabajos invasivos (muestras diamantinas, picado de elementos estructurales) no se conoce además el estado de la cimentación, a partir de ello las tablas siguientes muestran el presupuesto según el trabajo realizado.

Tabla 4.16: Presupuesto Obras Provisionales

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - OBRAS PROVISIONALES						
SUB PRESUPUESTO : OBRAS PROVISIONALES						
LUGAR : LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		Costo al : 17/10/2019				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Parcial Subtotal	Total
01.00 OBRAS PRELIMINARES						4,827.20
01.01	CONSTRUCCIÓN DE OFICINA Y ALMACEN	M2	40.00	75.68	3,027.20	
01.02	INSTALACIONES PROVISIONALES	GLB	1.00	1,800.00	1,800.00	
COSTO DIRECTO						4,827.20

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.17: Presupuesto Reparación de Losas

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - REPARACIÓN DE LOSAS						
SUB PRESUPUESTO : REPARACIÓN DE LOSAS						
LUGAR : LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		Costo al : 17/10/2019				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Parcial Subtotal	Total
02.00 OBRAS PRELIMINARES						105,201.70
02.01	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABIQUERÍA LIVIANA, RETIRO DE LAS ALFOMBRAS DE LAS ZONAS DE TRABAJO	M2	104.25	12.10	1,261.43	
02.02	RETIRO DE PISO VINILICO	M2	655.24	2.86	1,873.99	
02.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	M2	9,063.82	2.29	20,756.15	
02.04	CORTE Y RETIRO DE CONCRETO DE ESPESOR 2CM. Y ANCHO DE 60CM. EN LAS GRIETAS Y FISURAS DE LA LOSA ALIGERADA	M	1,440.00	21.26	30,614.40	
02.05	CORTE Y RETIRO DE CONCRETO DE ESPESOR 2CM. Y ANCHO DE 60CM. PERPENDICULAR A LAS GRIETAS Y FISURAS DE LOSA ALIGERADA	M	1,440.00	21.26	30,614.40	
02.06	LIMPIEZA PERMANENTE EN OBRA	M2	9,063.82	2.13	19,305.94	
02.07	TRASLADO DE EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	VJE	2.00	387.70	775.40	
03.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						7,314.28
03.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	79.20	33.15	2,625.48	
03.02	ELIMINACIÓN DE DESMONTE	M3	102.96	45.54	4,688.80	
04.00 OBRAS DE CONCRETO						149,728.53
04.01	CONCRETO FC=245=KG/CM2, PARA REPARACIÓN DE FISURAS Y GRIETAS	M3	230.40	477.20	109,946.88	
04.02	REFORZAMIENTO CON ACERO CORRUGADO	KG	9,631.01	4.06	39,101.89	
04.03	CURADO CON MENBRANA EN LOSA	M2	197.03	3.45	679.75	
05.00 ACABADOS						38,390.00
05.01	ACABADO DE PISO	M2	767.80	50.00	38,390.00	
COSTO DIRECTO						450,363.03

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.18: Reforzamiento de Vigas y Viguetas

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - REFORZAMIENTO DE VIGAS Y VIGUETAS						
SUB PRESUPUESTO : REFORZAMIENTO DE VIGAS Y VIGUETAS						
LUGAR : LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		Costo al : 17/10/2019				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Parcial Subtotal	Total
06.00 OBRAS PRELIMINARES						70,530.69
06.01	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABIQUERÍA LIVIANA, RETIRO DE LAS ALFOMBRAS DE LAS ZONAS DE TRABAJO	M2	25.30	9.31	235.54	
06.02	RETIRO DE PISO	M2	150.20	2.86	429.57	
06.03	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	M2	2,610.28	2.29	5,977.53	
06.04	ROTURA DE CONTRAPISO E=5CM	M2	102.24	12.87	1,315.83	
06.05	PICADO DE RECUBRIMIENTO DE LOSA ALIGERADA E=5CM	M2	23.54	18.66	439.26	
06.06	APUNTALAMIENTO DE LOSA	M2	870.09	19.26	16,757.93	
06.07	PICADO DE RECUBRIMIENTO EN FONDO DE VIGAS PARA ADICIÓN DE REFUERZO E=5CM	M2	34.12	107.89	3,681.21	
06.08	PICADO DE TARRAJEO Y RECUBRIMIENTO EN VIGAS PARA NUEVOS ESTRIBOS	M2	36.12	412.24	14,890.11	
06.09	PICADO DE TARRAJEO Y RECUBRIMIENTO EN VIGAS Y PLACAS	M2	25.50	513.75	13,100.63	
06.10	PICADO DE PLACA DE CONCRETO ARMADO	M3	12.54	1,092.75	13,703.09	
07.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						409.38
07.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	4.56	33.15	151.16	
07.02	ELIMINACIÓN DE DESMONTE	M3	5.67	45.54	258.21	
08.00 OBRAS DE CONCRETO						114,277.45
08.01 COLOCACIÓN DE REFUERZO DE ACERO EN LOSA ALIGERADA						36.66
08.01.01	CONCRETO FC=245=KG/CM2 EN LOSA ALIGERADA	M3	3.23	381.04	1.00	
08.01.02	REFORZAMIENTO CON ACERO EN LOSA ALIGERADA	KG	15.24	2.34	35.66	
08.02 COLOCACIÓN DE ESTRIBOS NUEVOS EN VIGAS EXISTENTES						114240.786
08.02.01	CONCRETO FC=245=KG/CM2 EN RECUBRIMIENTO DE VIGAS	M3	10.80	477.20	5,153.76	
08.02.02	SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE NUEVOS ESTRIBOS	UND	1,440.00	69.94	100,713.60	
08.02.03	ENCOFRADO EN RECUBRIMIENTO DE NUEVOS ESTRIBOS	M2	258.20	32.43	8,373.43	
09.00 SUMINISTRO Y COLOCACIÓN DE PLATINA DE ACERO SOBRE REFUERZO DE VIGUETA EXISTENTE						1,195.26
09.01	REFORZAMIENTO CON PLATINAS DE ACERO	M3	15.23	22.32	339.93	
09.02	MORTERO C:A 1:4, ESPESOR=3CM, EN FONDO DE VIGUETAS	M2	36.12	23.68	855.32	
10.00 ACABADOS						18,320.04
10.01	ACABADO DE PISO	M2	150.20	65.23	9,797.55	
10.02	RESANE DE TARRAJEO	M2	259.20	25.04	6,490.37	
10.03	RESANE DE PINTURA	M2	259.20	7.84	2,032.13	18320.042
COSTO DIRECTO						337,330.30

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.19: Reforzamiento de Columnas

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - REFORZAMIENTO DE COLUMNAS						
SUB PRESUPUESTO : REFORZAMIENTO DE COLUMNAS MEDIANTE ENCAMISADO DE CONCRETO ARMADO						
LUGAR : LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		Costo al : 17/10/2019				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Parcial Subtotal	Total
11.00 OBRAS PRELIMINARES						243,547.36
11.01	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABIQUERÍA LIVIANA, Y ALFOMBRAS CERCA A LAS ZONAS DE TRABAJO	M2	8,010.00	4.10	32,841.00	
11.02	TRAZO Y REPLANTEO DURANTE EL PROCESO	M2	8,010.00	2.29	18,342.90	
11.03	PICADO DE RECUBRIMIENTO DE COLUMNA EXISTENTE E=5CM	M2	1,511.55	13.28	20,073.38	
11.04	ELABORACIÓN DE ENCOFRADO PARA ENCAMIZADO	M2	1,427.27	55.83	79,684.48	
11.05	PICADO DE TARRAJEO Y RECUBRIMIENTO EN VIGAS PARA NUEVOS ESTRIBOS	M2	224.64	412.24	92,605.59	
12.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						5,947.18
12.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	75.58	33.15	2,505.39	
12.02	ELIMINACIÓN DE DESMONTE	M3	75.58	45.54	3,441.79	
13.00 OBRAS DE CONCRETO						746,899.23
13.01 CONCRETO PARA ENCAMISADO						306,231.14
13.01.01	CONCRETO F'C=245=KG/CM2	M3	408.08	580.00	236,686.40	
13.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	1,343.60	51.76	69,544.74	
13.02 COLOCACIÓN DE REFUERZO DE ACERO EN COLUMNAS						440,668.10
13.02.01	ARMADURA DE REFORZAMIENTO CON ACERO	KG	108,538.94	4.06	440,668.10	
14.00 ACABADOS						10,533.82
14.01	RESANE DE PINTURA	M2	1,343.60	7.84	10,533.82	
COSTO DIRECTO						1,753,826.83

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.20: Reforzamiento con Disipadores Histeréticos

REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL - INSTALACIÓN DE DISIPADORES						
SUB PRESUPUESTO : INSTALACIÓN DE DISIPADORES HISTERETICOS						
LUGAR : LIMA - LIMA - SAN ISIDRO		Costo al : 17/10/2019				
Item	Descripción	Unidad	Metrado	Precio Unitario (S/.)	Parcial Subtotal	Total
15.00 MONTAJE DE SISTEMA TIPO CHEVRON CON PERFILES DE ACERO						712,544.00
15.01	ELABORACIÓN Y PUESTA EN OBRA DE SISTEMA DE PERFILES TIPO CHEVRON	KG	44,534.00	6.40	285,017.60	
15.02	ACERO ESTRUCTURAL	KG	44,534.00	9.60	427,526.40	
16.00 MOVIMIENTO DE TIERRAS						4,329.00
16.01	ACARREO DE MATERIAL EXCEDENTE	M3	60.00	33.15	1,989.00	
16.02	ELIMINACIÓN DE DESMONTE	M3	60.00	39.00	2,340.00	
17.00 OBRAS DE CONCRETO PARA RESANE						22,692.90
17.01	CONCRETO F'C=245=KG/CM2	UND	30.00	756.43	22,692.90	
18.00 COLOCACIÓN DISIPADORES HISTERÉTICOS						153,600.00
18.01	DISIPADOR HISTERÉTICO TIPO SBL O TADAS	UND	60.00	1,280.00	76,800.00	
18.02	MONTAJE DE DISIPADORES	UND	60.00	1,280.00	76,800.00	
19.00 ACABADOS						32,999.94
19.01	ACABADO DE PISO	M2	270.00	65.23	17,612.10	
19.02	RESANE DE TARRAJEO	M2	468.00	25.04	11,718.72	
19.03	RESANE DE PINTURA	M2	468.00	7.84	3,669.12	
COSTO DIRECTO						926,165.84

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.21: Resumen de Presupuesto

COSTO TOTAL DE LA OBRA	S/ 3,472,513.20
GASTOS GENERALES	S/ 372,600.00
UTILIDAD	S/ 18,630.00
SUBTOTAL	S/ 3,863,743.20
SUBTOTAL + IGV	S/ 4,559,216.97
DOLARES	\$ 1,424,755.30

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.22: Desagregado de Gastos Generales

GASTOS GENERALES DEL REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL				
Personal técnico				
Ing. Residente de obra	12	1	8000	96000
Ing. De Obra	12	1	6500	78000
			Total	174000
Personal administrativo				
Administrador	12	1	5000	60000
Contador	12	0.5	5000	30000
Almacenero	12	1	1300	15600
Secretaria	12	1	1300	15600
			Total	121200
Personal auxiliar				
Chofer	12	1	1300	15600
ayud. Varios	12	1	850	10200
			Total	25800
Equipo no incluido en los costos directos				
Camioneta Pick up	12		1800	21600
Equipo de radio	12		200	2400
Computadora	12		250	3000
Fotocopiadora	12		300	3600
			Total	30600
Gastos Varios				
Utiles de oficina y dibujo	12		400	0
Teléfono y fax	12		250	3000
Alquiler de oficina	12		1000	12000
Otros	12		500	6000
			Total	21000
			Total Gastos Generales	372600

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 4.23: Cuadro Resumen de Resultados

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD
COSTO DE REFORZAMIENTO	\$	1,424,755.30
ÁREA TOTAL	m ²	23573.00
COSTO REFORZAMIENTO / M2	\$ / m ²	60.44

Fuente: Elaboración Propia

4.4 COMENTARIOS GENERALES

- Con la metodología de análisis desarrollada en la investigación se observa la mejora del comportamiento estructural entre los casos comparativos de análisis con disipadores y sin los mismos, esto por los resultados de la reducción de los desplazamientos y distorsiones presentes en el análisis tiempo – historia.
- El ratio de reforzamiento por metro cuadrado para el caso de análisis es de 60.44 dólares americanos, este valor variará con la precisión de los trabajos, uso de la edificación, años de antigüedad y ensayos de laboratorio a realizar, tales costos serán actualizados a la fecha de elaboración del estudio.
- La presente tesis servirá de base para proyectos de reforzamiento estructural y así poder realizar un análisis preliminar de viabilidad de los diferentes proyectos por ser de interés común debido a nuestra condición de ser un país sísmico.
- A pesar de ser una tecnología nueva en el país, a nivel mundial se viene desarrollando e impulsando el reforzamiento de estructuras con la inclusión de los diferentes tipos de disipadores histeréticos u otros métodos de reforzamiento.

CONCLUSIONES

Del análisis realizado en los capítulos 2, 3 y 4 se concluye que mediante la colocación de disipadores histeréticos en arreglo Chevrón y los trabajos de reforzamientos planteados se cumple con el objetivo de eliminar las irregularidades extremas de torsión y mejorar el comportamiento sísmico de la estructura.

Se realizó mediciones ambientales de vibración en el edificio objetivo en donde se obtuvo el periodo fundamental de vibración que en promedio es de 1.12 segundos, el cual difiere en 13.4% con el periodo fundamental del modelo y por tal motivo este se considera calibrado.

La distribución de energía que se muestra en el capítulo 4, indica que los disipadores con mayor rigidez disipan menor energía, y en promedio los sistemas SLB disipan 13% de la energía de entrada y el sistema TADAS en promedio disipa 22% de la energía de entrada para el caso propuesto, estos promedios también dependen de la duración del movimiento sísmico y de la energía de entrada.

Sin embargo a pesar de que la cantidad de disipación de energía no es mayor a lo propuesto en la hipótesis que es de 60% para los sistemas SLB y TADAS, se observó las siguientes características:

- La distorsión máxima se reduce hasta en 60% en promedio, con la inclusión de sistemas SLB y hasta 40% con la inclusión de sistemas TADAS, con lo cual se mejoró el comportamiento estructural para el edificio propuesto por reducir a menos de 7/1000 los valores de las distorsiones que es el valor exigido según RNE E030.
- Los máximos desplazamientos se reducen hasta en 44% en promedio con la inclusión de sistemas SLB y hasta 30% con la inclusión de sistemas TADAS.

Por más sofisticados y desarrollados sean los sistemas de disipación y control, buscar el cumplir con las normas de estructuras actuales, puede garantizar de manera satisfactoria en el comportamiento estructural de una edificación.

En resumen, para implementar los disipadores propuestos SLB y TADAS en el análisis dinámico de una estructura, se necesita realizar un estudio preliminar de

su comportamiento para así valorar y justificar las mejoras de su implementación. Lo mencionado debe tratar de ser realizado ya que el resultado de la inclusión de disipadores varía de una estructura a otra.

Finalmente y de acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis comparativo entre los disipadores SLB y TADAS, se concluye que para el caso del edificio objetivo propuesto el disipador SLB presenta un mejor comportamiento estructural, lo que hace que sea este el más adecuado para el reforzamiento.

RECOMENDACIONES

Concluido el análisis de resultados que se obtuvo del edificio objetivo, es necesario para la implementación de disipadores un estudio preliminar de la estructura para analizar la viabilidad del estudio.

Para tal caso, se realiza las siguientes recomendaciones:

- Recopilar información de estructuras irregulares que fueron analizadas con la inclusión de disipadores de energía SLB y TADAS para así analizar el efecto positivo o no de estos sobre la estructura en estudio.
- Valorar la duración del movimiento sísmico y la energía de entrada en el análisis tiempo historia, ya que de estos depende el comportamiento óptimo de cada tipo de disipador.
- Calcular la rigidez preliminar necesaria para la selección óptima del disipador y comprobarlo mediante el análisis tiempo historia.
- Analizar el efecto de los disipadores de energía SLB y TADAS sobre la estructura irregular para definir si es necesario su uso.
- Buscar el efecto que tienen otros sistemas de control aparte de los propuestos, y así ver el análisis económico de los disipadores y en todo caso evaluar la altura del edificio óptima para su uso.

BIBLIOGRAFÍA

- Aguiar, R., & Bozzo, L. (2016). Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA - ESPE con disipadores de energía Shear Link Bozzo. *Revista Ciencia, Vol. 18*, 123-160.
- Aguiar, R., Rodriguez, M., & Mora, E. (2016). *Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos.
- Alva, J., & Aguilar, Z. (2004). *Microzonificación Sísmica de Lima*. Lima, Perú: CISMID - UNI.
- Alvarez, M. (2010). Aislamiento Sísmico y Disipación de Energía en Chile. *III Congreso A.I.C.E.* Guadalajara, México: SIRVE Seismic Protection Technologies.
- Arévalo, V. (2015). Análisis del comportamiento de un edificio de marcos de acero con disipadores de energía histeréticos (tesis de pregrado). *Universidad Rafael Landívar*. Guatemala de la Asunción, Guatemala.
- Avilés, R. (2001). Dispositivos para el control de vibraciones. *Universidad Austral de Chile*. Valdivia, Chile.
- Boza, Z., & Galán, D. (2013). Diseño de un edificio aporticado con disipadores en arreglo chevron (tesis de pregrado). *Pontificia Universidad Católica del Perú*. Lima, Perú.
- Bozzo, L. (2002). *Análisis y diseño de estructuras equipadas con disipadores de energía Shear Link*. Lima: Artículo Publicado por el Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Bozzo, L. (2013). *Diseño sismorresistente de estructuras*. Lima: Fondo Editorial del Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Bozzo, L., & Hurtado, F. (2008). Numerical and experimental analysis of a shear-link energy dissipator for seismic protection of buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.

- Cahís, X. (1998). *Desarrollo de un Nuevo Disipador de Energía para Diseño Sismorresistente: Análisis Numérico y Validación del Comportamiento*. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Catalunya.
- CISMID. (2018). *Registros Sísmicos*. Lima, Perú: Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres.
- Construcción, C. C. (2011). *Protección Sísmica de Estructuras: Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*. Santiago de Chile: Corporación de Desarrollo Tecnológico.
- CSI. (2016). Programa de diseño ETABS. *Computers and Structures, Inc.*
- Espejel, O. (2013). Estudio analítico del comportamiento de una estructura reforzada con disipadores pasivos de energía (tesis de pregrado). *Universidad Nacional Autónoma de México*. México D.F, México.
- Fujitani, H., & Saito, T. (2006). Devices for seismic isolation and response control. En M. Higashino, & S. Okamoto, *Response control and seismic isolation of buildings* (págs. 3-37). Abingdon: Taylor & Francis.
- Gatica, V. (2012). *Respuesta Sísmica de un Edificio de Estructura Metálica con Aisladores, alternativas de diseño*. Madrid, España: Tesis inédita. Universidad Politécnica de Madrid.
- Jara, M. (2005). Comparación técnica y económica de reparación y reforzamiento estructural de edificaciones de concreto armado - caso del Ministerio de Industria, Turismo, Integración y Negociaciones Comerciales internacionales (tesis de pregrado). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Lima, Perú.
- Kelly, J., Skinner, R., & Heine, A. (1972). *Mechanisms of Energy Absorption in Special Devices for Use in Earthquake Resistant Structures*. New Zealand: Society for Earthquake Engineering.
- Khosravian, A., & Hosseini, A. (2012). Effect of the optimal number of metallic dampers on the seismic response of frame structures. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*. Lisboa.

- MVCS. (2009). Norma Técnica de Edificación E.060 - Concreto Armado. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- MVCS. (2009). Norma Técnica de Edificación E.020 - Cargas. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- MVCS. (2016). Norma Técnica de Edificación E.030 - Diseño Sismorresistente. *Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Nuñez, E. (2016). *Informe de Valor de Opinión*. Lima: CBRE PERÚ.
- Nuzzo, L., Losanno, D., Serino, G., & Bozzo, L. (2015). seismic-resistant Precast r.c. System equipped with Shear Link Dissipators for Residential Building. *International Journal of Civil and Structures Engineering*, 270-275.
- Oviedo, A., & Del Pilar, M. (2009). Disipadores histeréticos metálicos como técnicas de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas. *Revista EIA*, 51-63.
- Oviedo, R. (2004). Análisis inelástico y control de la respuesta sísmica de edificios utilizando disipadores de energía. *Universidad Nacional de Ingeniería*. Lima, Perú.
- Presichi, D. (2007). Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía (tesis de maestría). *Universidad Autónoma de México*. Ciudad de México, México.
- Reyes, J., & Rubiano, N. (2002). Modelación inelástica de edificios de concreto con disipadores de energía histeréticos. *Revista Científica Universidad de los Andes*, 30-39.
- Ruiz, S., Badillo, H., Silva, F., & Esteva, L. (2000). Seismic design criteria for retrofitting of buildings with hysteretic energy dissipators. *The 12th World Conference on Earthquake Engineering*. Auckland.
- Sajjadi, A., Keyhani, A., & Pourmohammad, H. (2008). Behavior and Performance of Structures Equipped With ADAS & TADAS Dampers (a Comparison with Conventional Structures). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing.

- Segovia, J. (2016). Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado (tesis de maestría). *Pontificia Universidad Católica del Perú*. Lima, Perú.
- Segovia, J. C. (2016). *Tesis de Magister: Diseño de disipadores de energía metálicos para una edificación de baja altura de concreto armado*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Somarriba, M. (2012). Efecto de los disipadores metálicos de energía tipo "ADAS" y "TADAS" en la respuesta sísmica de un edificio irregular (tesis de pregrado). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Managua, Nicaragua.
- Soong, T., & Dargush, G. (1999). Passive Energy Dissipation and Active Control. *Structural Engineering Handbook*, 1-28.
- Soong, T., & Dargush, G. (1999). *Sistemas de Disipación de Energía en Ingeniería Estructural*. Wiley, Chichester, Inglaterra.
- Symans, M., Charney, F., Whittaker, A., Constantinou, M. K., & MacNamara, R. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments. *J. Struct. Engrg.*, Vol. 134., 3-21.
- Tena, A., & Nangullasmú, H. (2013). Diseño sísmico de marcos no dúctiles de concreto reforzado con disipadores de energía histeréticos: Definición de parámetros de diseño. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, 13 (2), 275-299.
- Tsai, K., Chen, H., Hong, C., & Su, Y. (1993). Design of Steel Triangular Plate Energy Absorbers. *Journal of Earthquake Spectra*, 505-528.
- Villagra, R. (2011). Aplicación de disposiciones de norma chilena en estudio para diseño de edificios con disipadores de energía (tesis de pregrado). *Universidad de Chile*. Santiago, Chile.
- Villareal, G., & Oviedo, R. (2008). Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras (tesis de maestría). *Universidad Nacional de Ingeniería*. Lima, Perú.

Whittaker, A. (2000). *Seismic protective systems*. N.Y: Earthquake Engineering and Structural Dynamics, University at Buffalo.

Whittaker, A., Bertero, V., Alonso, J., & Thompson, C. (1989). *Earthquake Simulator Testing of Steel Plate*. Berkeley: Earthquake Engineering Research.

ANEXOS

ANEXO A:

PLANOS (PLANTA ESTRUCTURAL)

ANEXO B:

ENSAYOS NOS DESTRUCTIVOS DE RESISTENCIA DEL CONCRETO
(ESCLEROMETRÍA)

ANEXO C:

CICLOS HISTERÉTICOS DE LOS DISIPADORES

ANEXO D:

ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE UN PÓRTICO
SIMPLE

ANEXO E:

METODOLOGÍA DE CALCULO DE IRREGULARIDADES EN EL EDIFICIO

ANEXO F:

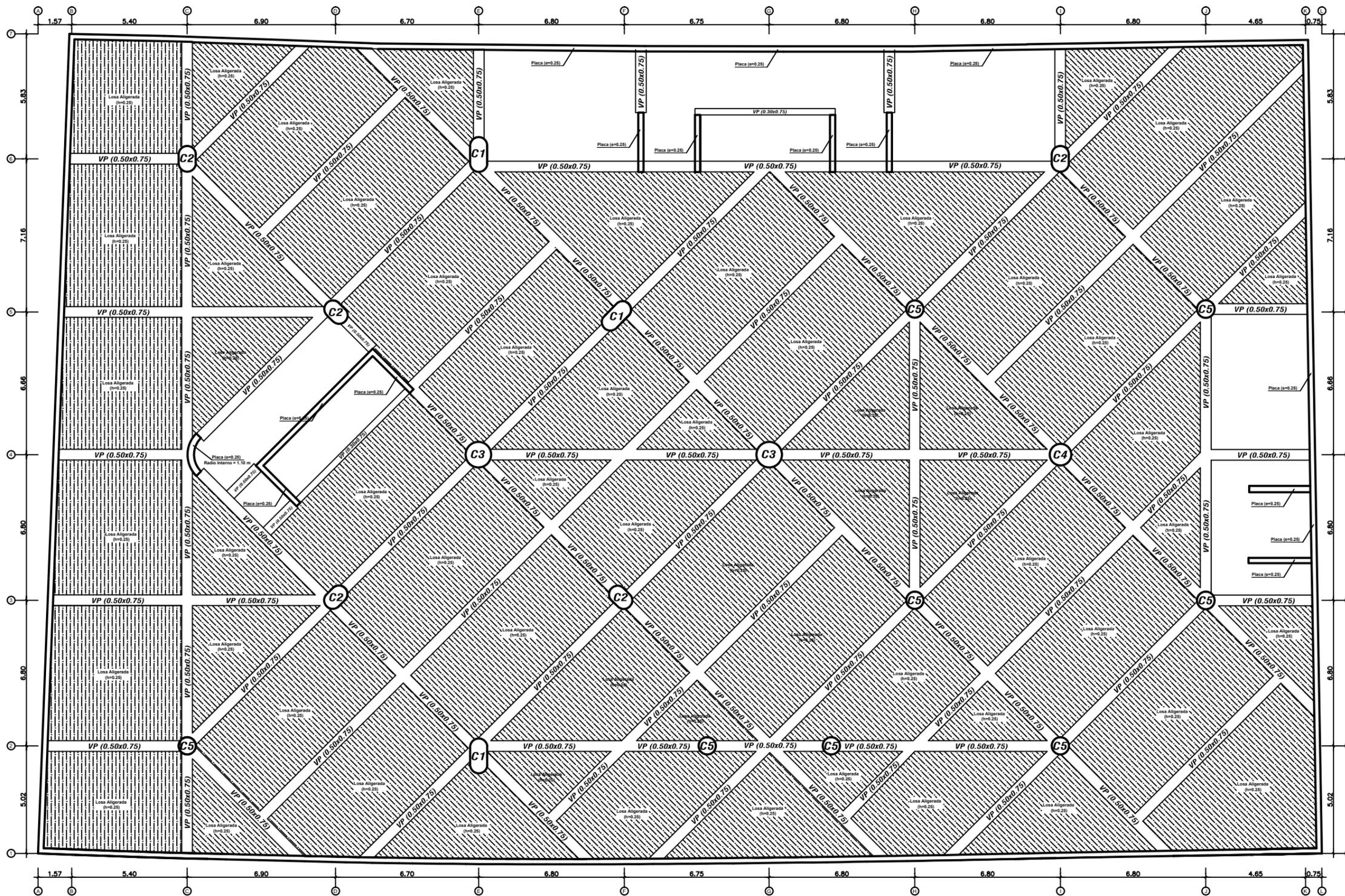
DETALLES DE LOS DISIPADORES CONSIDERADOS TADAS Y SLB

ANEXO G:

PANEL FOTOGRÁFICO

ANEXO A

PLANOS (PLANTA, ESTRUCTURAL)



CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1 (1.60m X 0.80m)	C-2 (1.20m X 0.80m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-3 (1.20m X 1.20m)	C-4 (1.00m X 1.00m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-5 (0.80m X 0.80m)	
DIMENSIÓN		

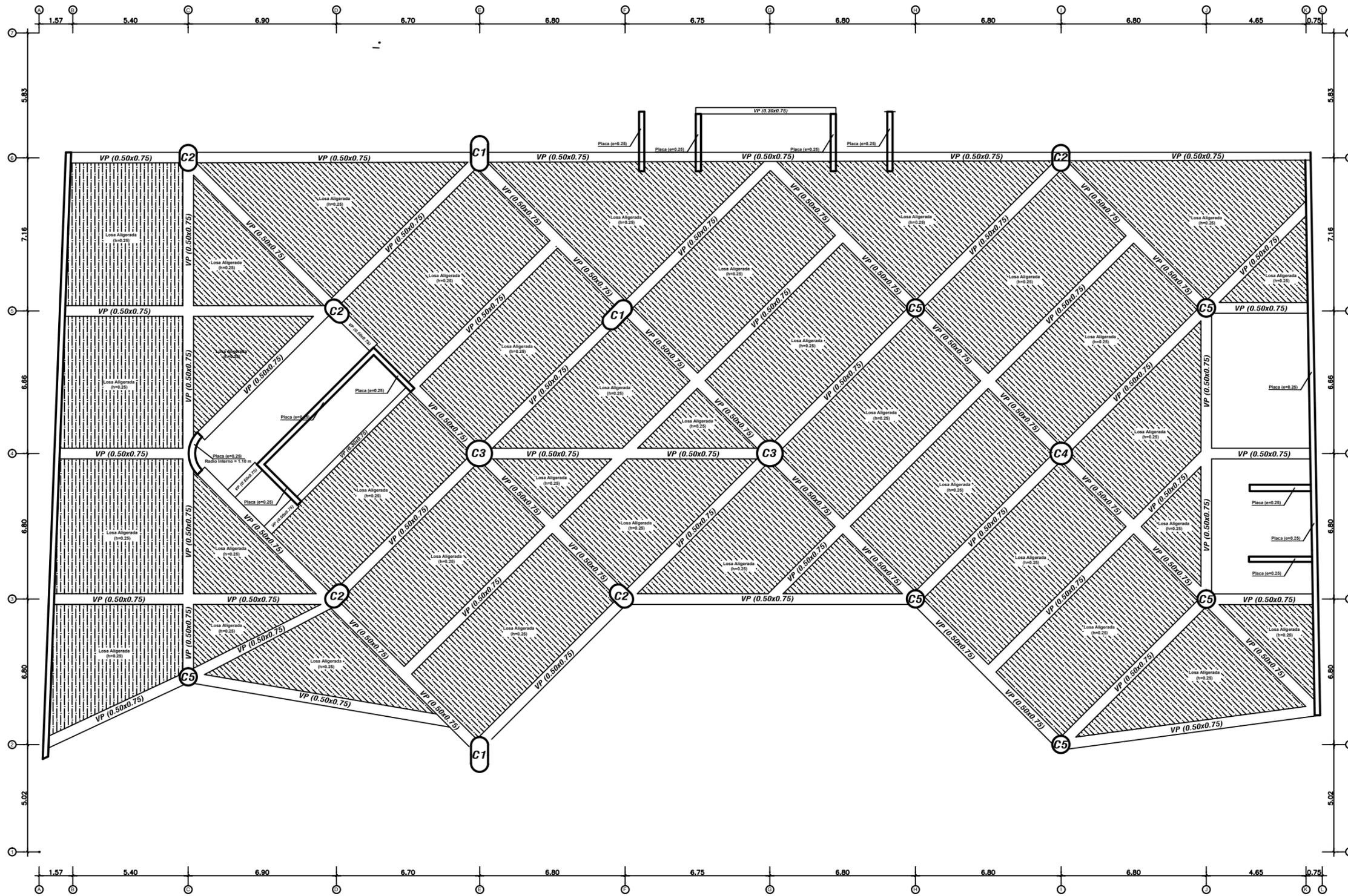
ESPECIFICACIONES DE TECNICAS

CONCRETO :
 Columnas = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$
 Vigas = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$
 Escalera, techos = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO :
 Acero en general $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 (Grado 60)

RECUBRIMIENTOS LIBRES :
 Columnas y vigas peraltadas = 4 cm.
 Zapatas = 7 cm.
 Escaleras, techos, vigas chatas = 2.5 cm.

ALBAÑILERIA :
 Muros portantes = Tipo III - $f'm=45 \text{ kg/cm}^2$
 Mortero M-2 (1:4 C:A)
 Tabiques = Tipo II - $f'm=20 \text{ kg/cm}^2$
 Mortero M-2 (1:4 C:A)



CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1 (1.60m X 0.80m)	C-2 (1.20m X 0.80m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-3 (1.20m X 1.20m)	C-4 (1.00m X 1.00m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-5 (0.80m X 0.80m)	
DIMENSIÓN		

ESPECIFICACIONES DE TECNICAS

CONCRETO :

Columnas : = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$

Vigas = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$

Escalera, techos = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO :

Acero en general $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
(Grado 60)

RECUBRIMIENTOS LIBRES :

Columnas y vigas peraltadas = 4 cm.

Zapatas = 7 cm.

Escaleras, techos, vigas chatas = 2.5 cm.

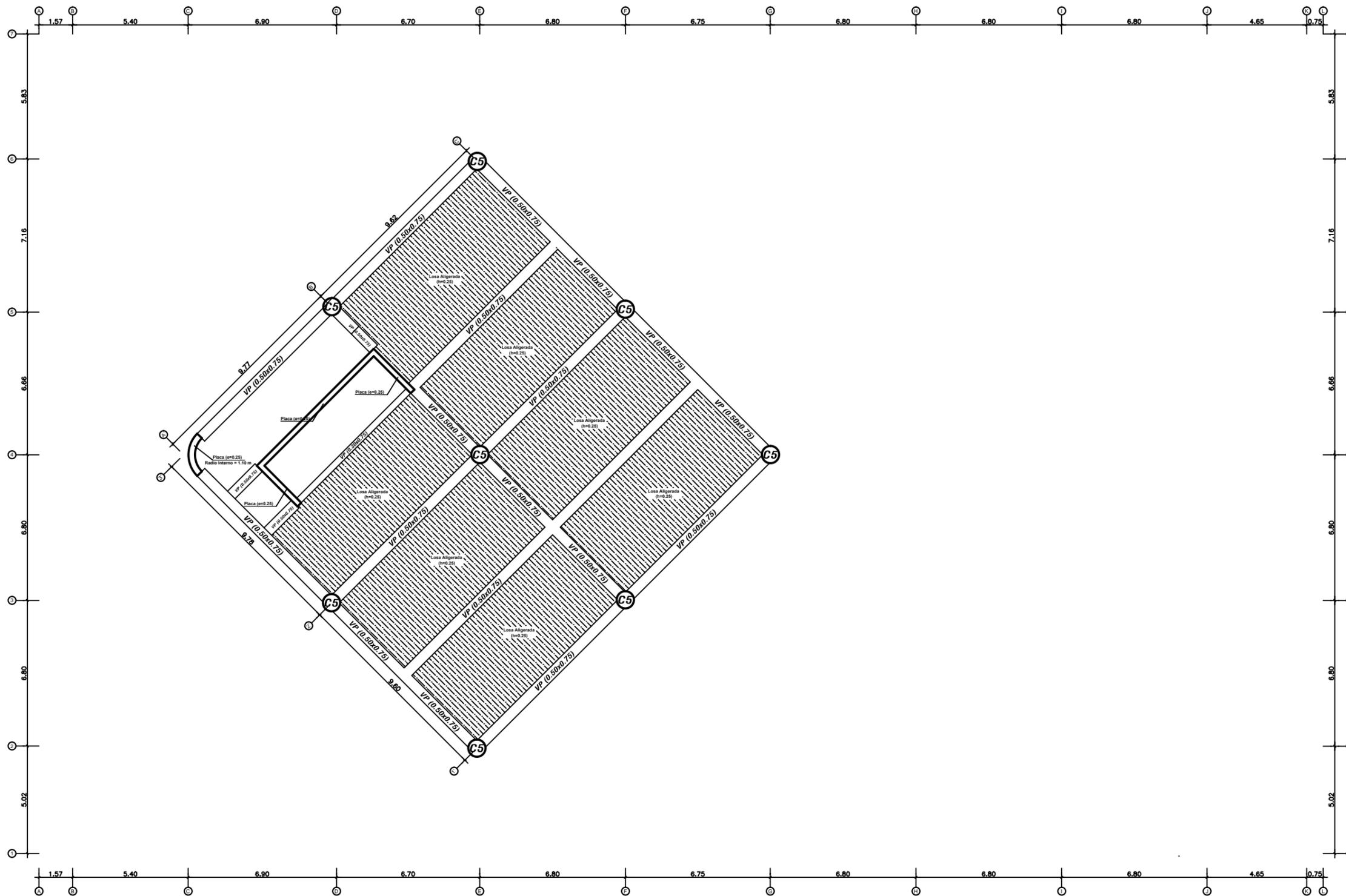
ALBAÑILERIA :

Muros portantes = Tipo III - $f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$

Tabiques = Tipo II - $f'm = 20 \text{ kg/cm}^2$

Mortero M-2 (1:4 C:A)

Mortero M-2 (1:4 C:A)



CUADRO DE COLUMNAS		
TIPO	C-1 (1.60m X 0.80m)	C-2 (1.20m X 0.80m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-3 (1.20m X 1.20m)	C-4 (1.00m X 1.00m)
DIMENSIÓN		
TIPO	C-5 (0.80m X 0.80m)	
DIMENSIÓN		

ESPECIFICACIONES DE TECNICAS

CONCRETO :

Columnas = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$
 Vigas = $f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$
 Escalera, techos = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

ACERO :

Acero en general $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 (Grado 60)

RECUBRIMIENTOS LIBRES :

Columnas y vigas peraltadas = 4 cm.
 Zapatas = 7 cm.
 Escaleras, techos, vigas chatas = 2.5 cm.

ALBAÑILERIA :

Muros portantes = Tipo III - $f'm = 45 \text{ kg/cm}^2$
 Mortero M-2 (1:4 C:A)
 Tabiques = Tipo II - $f'm = 20 \text{ kg/cm}^2$
 Mortero M-2 (1:4 C:A)

ANEXO B
ENSAYOS NOS DESTRUCTIVOS DE RESISTENCIA
DEL CONCRETO (ESCLEROMETRÍA)

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (Ensayo no Destructivo)		ANEXO B: COLUMNA		
Tesista: BACH. HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA		Fecha: 22/05/2018				
Tesis: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO IRREGULAR CON DISIPADORES HISTERÉTICOS						
I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO						
Departamento Político :	Lima	Altitud :	127 msnm	Nombre :		
Departamento Vial :	Lima	Coord. Este :	280210.95 m	Código :		
Provincia :	Lima	Coord. Norte :	8661456.70 m	Km. según hito :		
Distrito :	San Isidro	Poblado :	Republica de Panama	Km. según tramo :		
II.- DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO						
Longitud Total - Luz :	3.60 m	Elemento inspeccionado :	COLUMNA SÉPTIMO PISO			
Ancho Viga :	8.30 m	Posición del ensayo :	A (HORIZONTAL)			
III.- CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO						
Equipo :	Concrete Test Hammer					
Modelo :	ELE internacional					
Serie :	I-1D0353					
Código de Proced. :	ASTM C-805					
III.- PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO						
Nº de golpe	Lectura	Correlación β_{ci} (kg/cm ²)	Factor Determinístico α_{noz}	$\beta_{ci}-\beta_{cm}$	$(\beta_{ci}-\beta_{cm})^2$	Determinación de la Resistencia a la Compresión del Concreto
1	34	338.74	254.06	-10.17	103.46	
2	36	365.87	274.40	10.17	103.46	
3	38	392.99	294.74	30.51	931.14	
4	38	392.99	294.74	30.51	931.14	
5	36	365.87	274.40	10.17	103.46	
6	32	311.62	233.72	-30.51	931.14	
7	34	338.74	254.06	-10.17	103.46	
8	34	338.74	254.06	-10.17	103.46	
9	38	392.99	294.74	30.51	931.14	
10	34	338.74	254.06	-10.17	103.46	
11	36	365.87	274.40	10.17	103.46	
12	35	352.31	264.23	0.00	0.00	
13	33	325.18	243.89	-20.34	413.84	
14	35	352.31	264.23	0.00	0.00	
15	32	311.62	233.72	-30.51	931.14	
	Σ	5284.60	3963.45		5793.74	
Nº datos:	15					
Media (β_{cm}):	264.23 kg/cm ²					
Desviación Estandar (S):	20.34 kg/cm ²					
Resist. Característica (β_{cn}):	243.89 kg/cm ²					
Calidad Concreto:	¡¡MUY BUENO!!					

DETALLES DE LA INSPECCIÓN

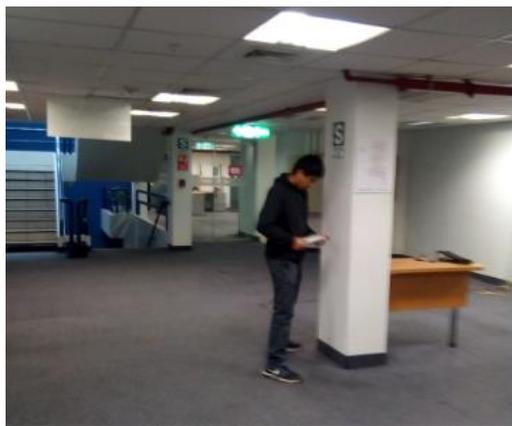


FOTO 1:

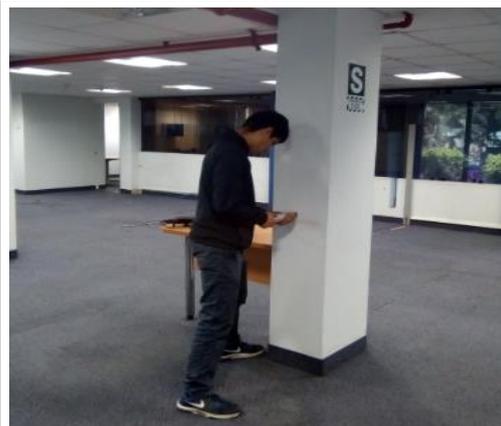
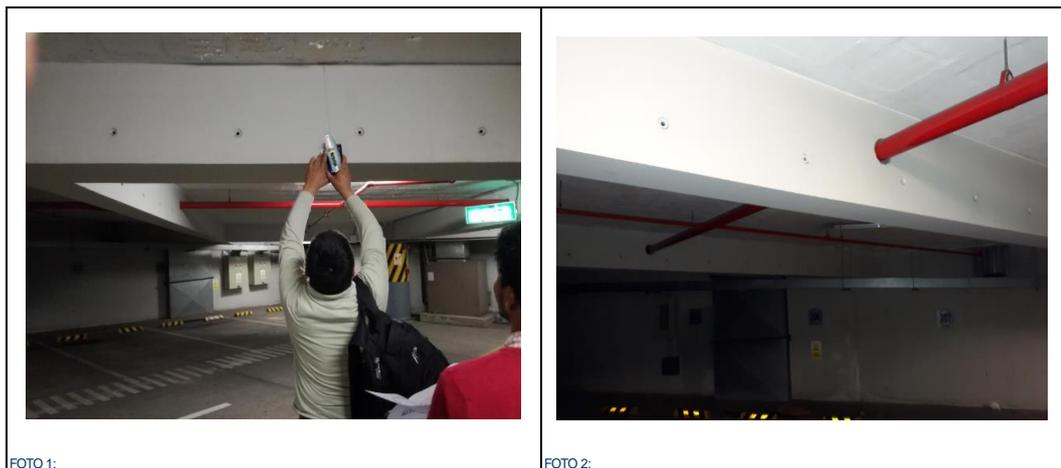


FOTO 2:

 UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (Ensayo no Destructivo)		ANEXO B: VIGA		
Tesista: BACH. HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA		Fecha: 28/05/2018				
Tesis: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO IRREGULAR CON DISIPADORES HISTERÉTICOS						
I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO						
Departamento Político :	Lima	Altitud :	127 msnm	Nombre :		
Departamento Vial :	Lima	Coord. Este :	280210.95 m	Código :		
Provincia :	Lima	Coord. Norte :	8661456.70 m	Km. según hito :		
Distrito :	San Isidro	Poblado :	Republica de Panama	Km. según tramo :		
II.- DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO						
Longitud Total - Luz :	8.30 m	Elemento inspeccionado :	VIGA CUARTO PISO			
Ancho Viga :	0.60 m	Posición del ensayo :	C (HORIZONTAL)			
III.- CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO						
Equipo :	Concrete Test Hammer					
Modelo :	ELE internacional					
Serie :	I-1D0353					
Código de Proced. :	ASTM C-805					
						
III.- PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO						
Nº de golpe	Lectura	Correlación β_{ci} (kg/cm ²)	Factor Determinístico α_{ce}	$\beta_{ci}-\beta_{cm}$	$(\beta_{ci}-\beta_{cm})^2$	Determinación de la Resistencia a la Compresión del Concreto
1	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
2	38	341.34	256.01	-5.16	26.66	
3	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
4	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
5	36	311.84	233.88	-27.29	744.81	
6	36	311.84	233.88	-27.29	744.81	
7	38	341.34	256.01	-5.16	26.66	
8	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
9	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
10	40	370.84	278.13	16.96	287.80	
11	39	356.09	267.07	5.90	34.82	
12	38	341.34	256.01	-5.16	26.66	
13	37	326.59	244.94	-16.23	263.32	
14	40	370.84	278.13	16.96	287.80	
15	40	370.84	278.13	16.96	287.80	
	Σ	5223.37	3917.53		2905.25	
Nº datos:	15					
Media (β_{cm})	261.17 kg/cm ²					
Desviación Estandar (S):	14.41 kg/cm ²					
Resist. Característica (β_{cn}):	246.76 kg/cm ²					
Calidad Concreto:	¡¡MUY BUENO!!					

DETALLES DE LA INSPECCIÓN



 <p>UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL</p>	<p>ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA (Ensayo no Destructivo)</p>	<p>ANEXO B: LOSA</p>				
<p>Tesista: BACH. HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA Fecha: 25/05/2018</p>						
<p>Tesis: ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO IRREGULAR CON DISIPADORES HISTERÉTICOS</p>						
<p>I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO</p>						
Departamento Político :	Lima	Altitud :	127 msnm	Nombre :		
Departamento Vial :	Lima	Coord. Este :	280210.95 m	Código :		
Provincia :	Lima	Coord. Norte :	8661456.70 m	Km. según hito :		
Distrito :	San Isidro	Poblado :	Republica de Panama	Km. según tramo :		
<p>II.- DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO</p>						
Longitud Total - Luz :	8.30 m	Elemento inspeccionado :	LOSA SEGUNDO SÓTANO			
Longitud Total - Luz :	8.30 m	Posición del ensayo :	C (HACIA ABAJO)			
<p>III.- CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO</p>						
Equipo :	Concrete Test Hammer					
Modelo :	ELE internacional					
Serie :	I-1D0353					
Código de Proced. :	ASTM C-805					
<p>III.- PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO</p>						
Nº de golpe	Lectura	Correlación βci (kg/cm2)	Factor Determinístico %	βci-βcm	(βci-βcm) ²	<p>Determinación de la Resistencia a la Compresión del Concreto</p> <p>Ecuación de correlación</p> <p>y = 13.562 * x - 122.364 "A" Horizontal</p> <p>y = 13.26 * x - 65.2608 "B" hacia abajo</p> <p>y = 14.7519 * x - 219.2355 "C" hacia arriba</p> $s = \sqrt{\frac{\sum(\beta_{ci} - \beta_{cm})^2}{n-1}}$ para n < 30 $s = \sqrt{\frac{\sum(\beta_{ci} - \beta_{cm})^2}{n}}$ para n ≥ 30
1	35	297.08	222.81	-5.90	34.82	
2	34	282.33	211.75	-16.96	287.80	
3	31	238.08	178.56	-50.16	2515.70	
4	38	341.34	256.01	27.29	744.81	
5	34	282.33	211.75	-16.96	287.80	
6	35	297.08	222.81	-5.90	34.82	
7	36	311.84	233.88	5.16	26.66	
8	36	311.84	233.88	5.16	26.66	
9	34	282.33	211.75	-16.96	287.80	
10	36	311.84	233.88	5.16	26.66	
11	36	311.84	233.88	5.16	26.66	
12	36	311.84	233.88	5.16	26.66	
13	38	341.34	256.01	27.29	744.81	
14	37	326.59	244.94	16.23	263.32	
15	37	326.59	244.94	16.23	263.32	
	Σ	4574.28	3430.71		5598.31	Nº datos: 15 Media (βcm): 228.71 kg/cm2 Desviación Estandar (S): 20.00 kg/cm2 Resist. Característica (βcn): 208.72 kg/cm2 Calidad Concreto: ¡¡MUY BUENO!!
<p>DETALLES DE LA INSPECCIÓN</p>						
						
FOTO 1:			FOTO 2:			

ANEXO C

CICLOS HISTERÉTICOS DE LOS DISIPADORES

DIAGRAMAS DE HISTÉRESIS

Aparte de los gráficos de deformación, extraídos del programa ETABS, también este permite extraer los diagramas de histéresis del análisis tiempo-historia de cada disipador.

Por tal motivo se eligió tres disipadores en cada uno de los casos de análisis tal como muestran las siguientes figuras:

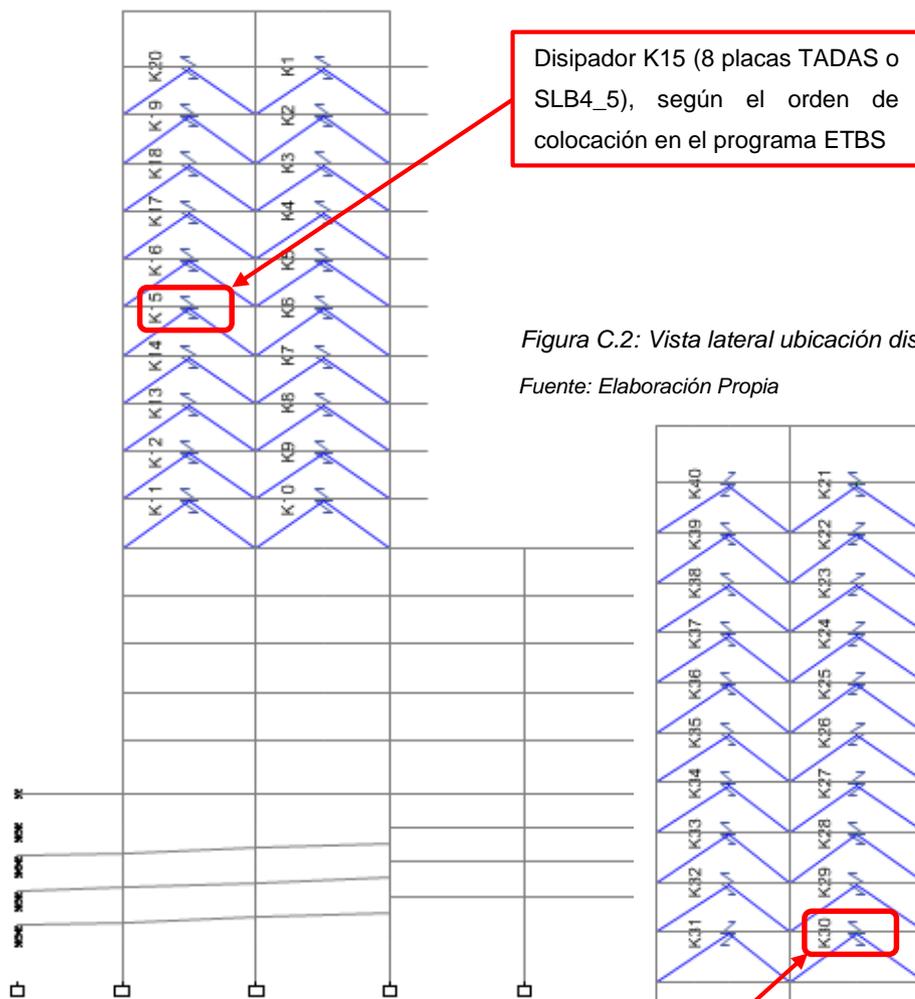


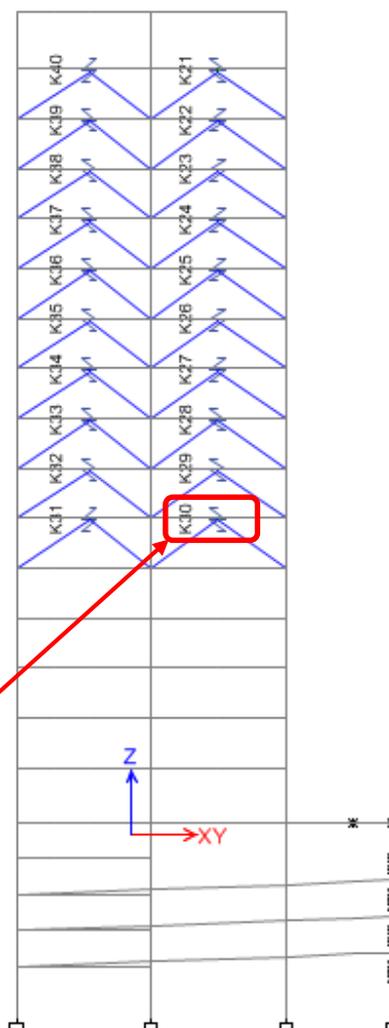
Figura C.1: Vista lateral ubicación disipador K15

Fuente: Elaboración Propia

Disipador K30 (8 placas TADAS o SLB4_5), según el orden de colocación en el programa ETBS

Figura C.2: Vista lateral ubicación disipador K30

Fuente: Elaboración Propia



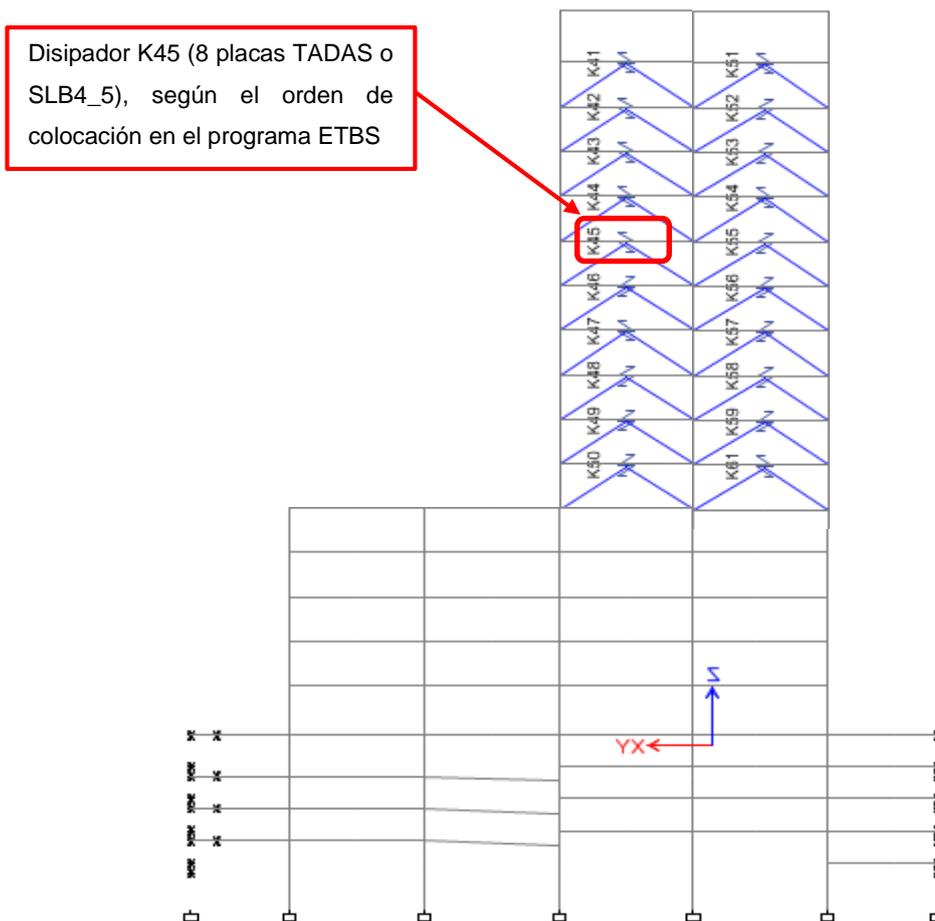
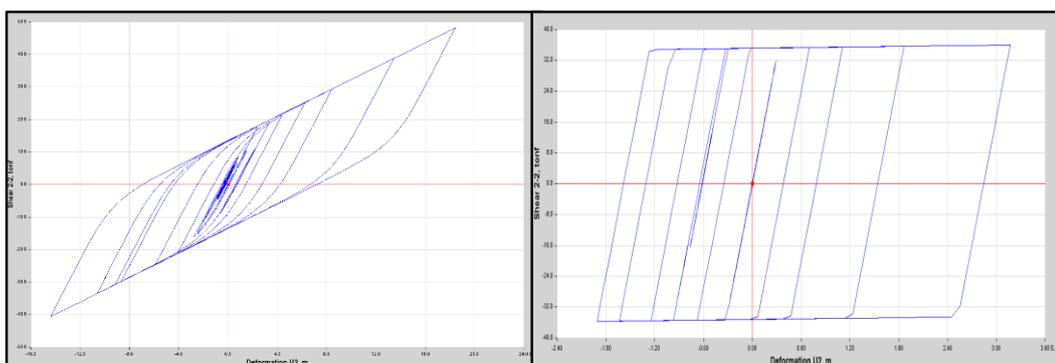


Figura C.3: Vista lateral ubicación disipador K45

Fuente: Elaboración Propia

CASOS DE ANÁLISIS Y DIAGRAMAS DE HISTÉRESIS

- ✓ Para el caso del Sismos de Lima y Callao de Octubre de 1966 se tiene los diagramas de histéresis de los Disipadores TADAS y SLB en las posiciones seleccionadas en los gráficos anteriores, estos se presentan a continuación:

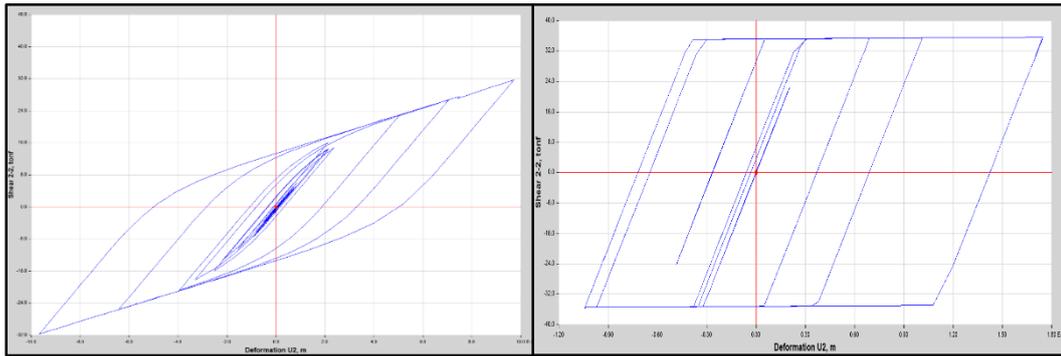


(a) TADAS

(b) SLB

Figura C.4: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K15

Fuente: Elaboración Propia

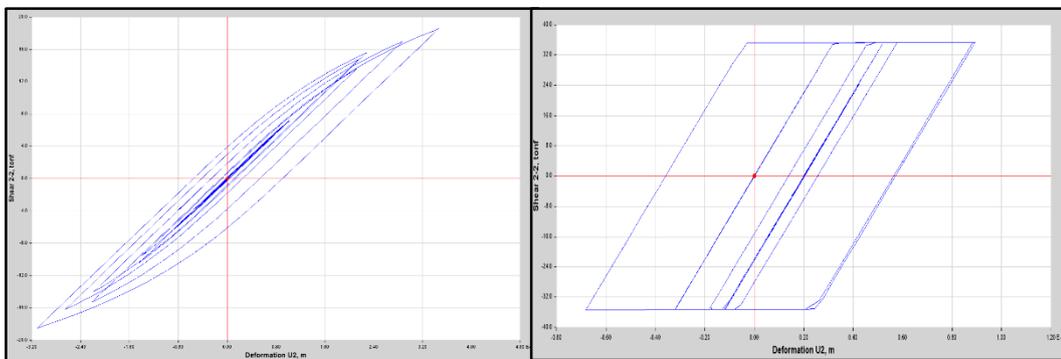


(a) TADAS

(b) SLB

Figura C.5: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K30

Fuente: Elaboración Propia



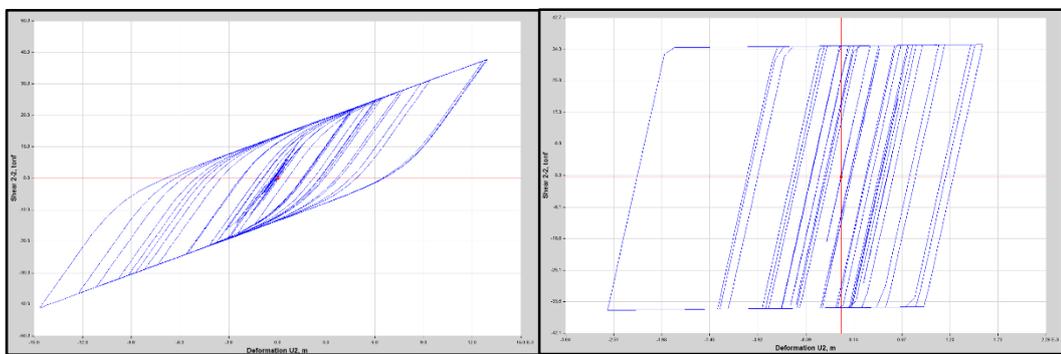
(a) TADAS

(b) SLB

Figura C.6: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K45

Fuente: Elaboración Propia

- ✓ Para el caso del Ancash del 31 de Mayo de 1970 se tiene los diagramas de histéresis de los Disipadores TADAS y SLB en las posiciones seleccionadas en los gráficos anteriores, estos se presentan a continuación:

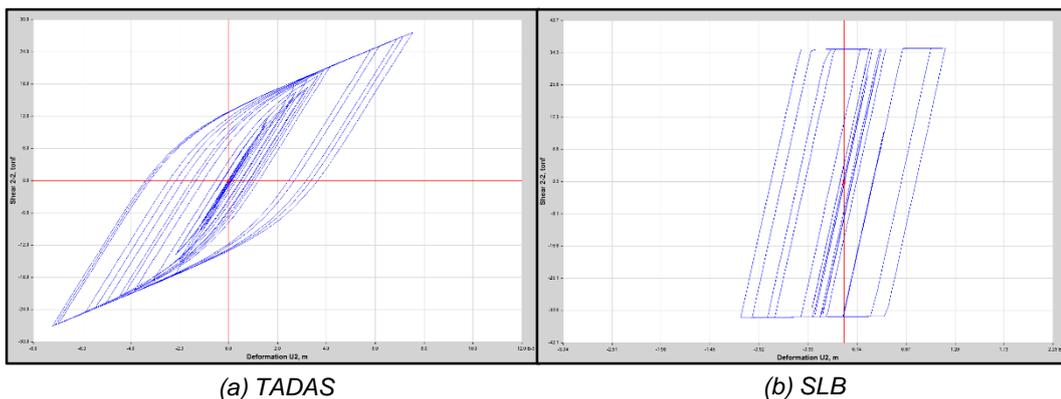


(a) TADAS

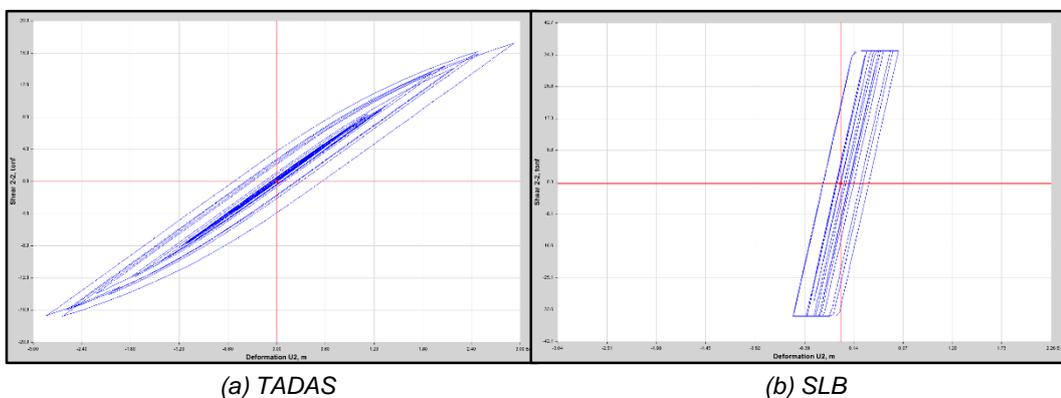
(b) SLB

Figura C.7: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K15

Fuente: Elaboración Propia

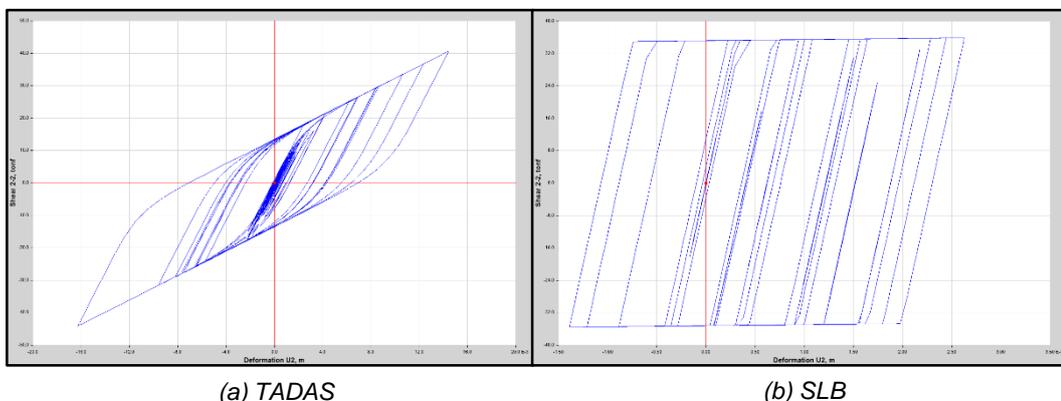


(a) TADAS (b) SLB
 Figura C.8: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K30
 Fuente: Elaboración Propia

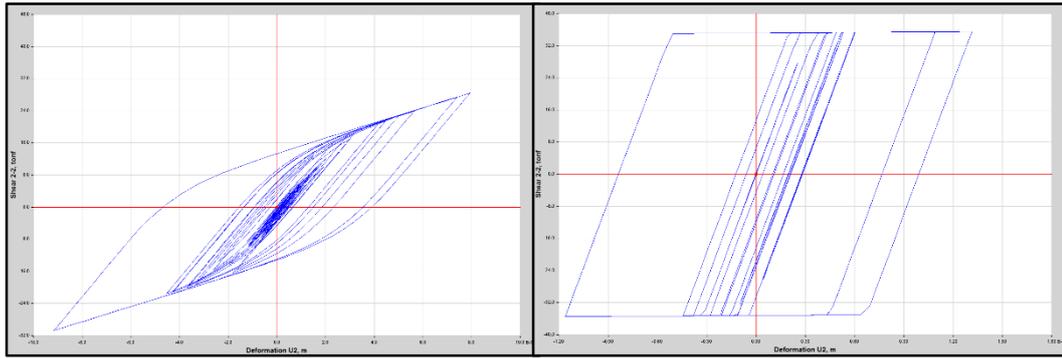


(a) TADAS (b) SLB
 Figura C.9: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K45
 Fuente: Elaboración Propia

- ✓ Para el caso del Sismo en Lima ocurrido el 03 de Octubre de 1974 se tiene los diagramas de histéresis de los Disipadores TADAS y SLB en las posiciones seleccionadas en los gráficos anteriores, estos se presentan a continuación:



(a) TADAS (b) SLB
 Figura C.10: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K15
 Fuente: Elaboración Propia

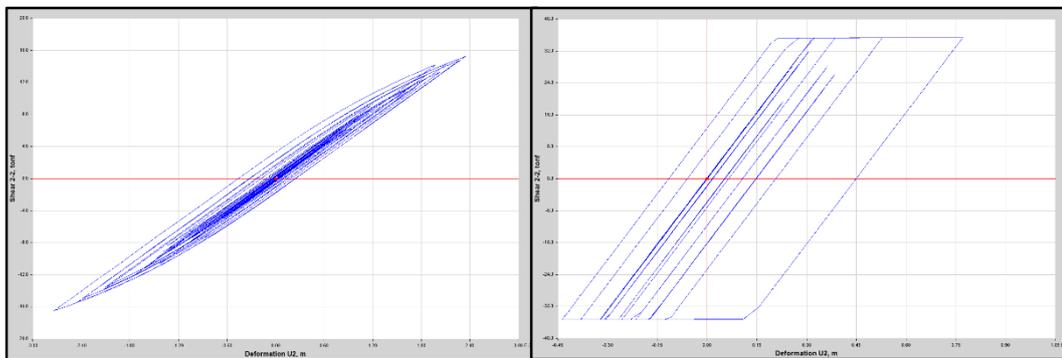


(a) TADAS

(b) SLB

Figura C.11: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K30

Fuente: Elaboración Propia



(a) TADAS

(b) SLB

Figura C.12: Ciclo de Histéresis de disipadores en la posición K45

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO D
ANÁLISIS COMPARATIVO DE DISIPACIÓN DE
ENERGÍA DE UN PÓRTICO SIMPLE

DISIPACIÓN DE ENERGÍA DE UN PÓRTICO SIMPLE

Se desarrolló el análisis de un pórtico simple con el motivo de evaluar el porcentaje de disipación de energía de los 4 tipos de disipadores (TADAS tipo 1, TADAS tipo 2, SLB3_30 y SLB4_5) analizados con tres registros sísmicos considerados en la presente tesis, de esto se obtuvo los resultados mostrados en la siguiente tabla comparativa:

Tabla D.1: Disipación de Energía de Disipadores SLB

Energía (ton.m)	Sismo 1966		Sismo 1970		Sismo 1974	
	Con SLB30_3	Con SLB40_5	Con SLB30_3	Con SLB40_5	Con SLB30_3	Con SLB40_5
E. Entrada	3.289	3.173	3.223	3.091	5.015	4.840
E. Cinética	0.127	0.122	0.067	0.066	0.095	0.094
E. Potencial	0.191	0.198	0.158	0.162	0.285	0.290
E. Modal	2.977	3.105	2.920	3.080	4.727	4.668
E. Histerético	0.313	0.068	0.303	0.011	0.288	0.171
% Cinética	3.86%	3.86%	2.09%	2.13%	1.90%	1.94%
% Potencial	5.80%	6.23%	4.89%	5.24%	5.69%	5.99%
% Modal	90.52%	97.85%	90.60%	99.65%	94.27%	96.46%
% Histerético	9.51%	2.15%	9.42%	0.34%	5.74%	3.54%

Fuente: Elaboración Propia

Tabla D.2: Disipación de Energía de Disipadores TADAS

Energía (ton.m)	Sismo 1966		Sismo 1970		Sismo 1974	
	TADAS 1P	TADAS 2P	TADAS 1P	TADAS 2P	TADAS 1P	TADAS 2P
E. Entrada	4.811	4.253	5.201	4.478	7.331	6.504
E. Cinética	0.294	0.225	0.158	0.127	0.233	0.180
E. Potencial	0.294	0.262	0.239	0.216	0.467	0.397
E. Modal	3.954	3.708	4.337	3.981	6.442	5.918
E. Histerético	0.857	0.546	0.873	0.496	0.889	0.586
% Cinética	6.11%	5.30%	3.04%	2.84%	3.18%	2.77%
% Potencial	6.11%	6.15%	4.58%	4.82%	6.37%	6.10%
% Modal	82.18%	87.17%	83.25%	88.92%	87.88%	90.99%
% Histerético	17.82%	12.83%	16.75%	11.08%	12.12%	9.01%

Fuente: Elaboración Propia

El objetivo del análisis de un pórtico simple fue comprobar el porcentaje de disipación de energía de los sistemas de disipación planteados debido a que el

edificio y el caso propuesta en la tesis no verifica la hipótesis planteada de disipar más del 60% de energía, por ello y de las tablas D.1 y D.2 se observa que el sistema TADAS disipa mejor la energía en comparación con el sistema SLB, en promedio los sistemas SLB disipan 5.12% de la energía de entrada y el sistema TADAS en promedio disipa 13.27% de la energía de entrada.

También se puede observar que los disipadores más rígidos como es el caso de los disipadores TADAS tipo 2 y SLB40_5 disipan menor porcentaje de la energía de entrada al sistema, a diferencia de los disipadores con menos rigidez como lo son el TADAS tipo 1 y SLB30_3. Con esto se verifica que los disipadores no necesariamente tienen que disipar el mayor porcentaje de energía para funcionar y mejorar el comportamiento estructural de un edificio.

Para efectos didácticos se muestra el análisis en el programa ETABS de cada uno de los disipadores considerados como se muestran en las siguientes figuras:

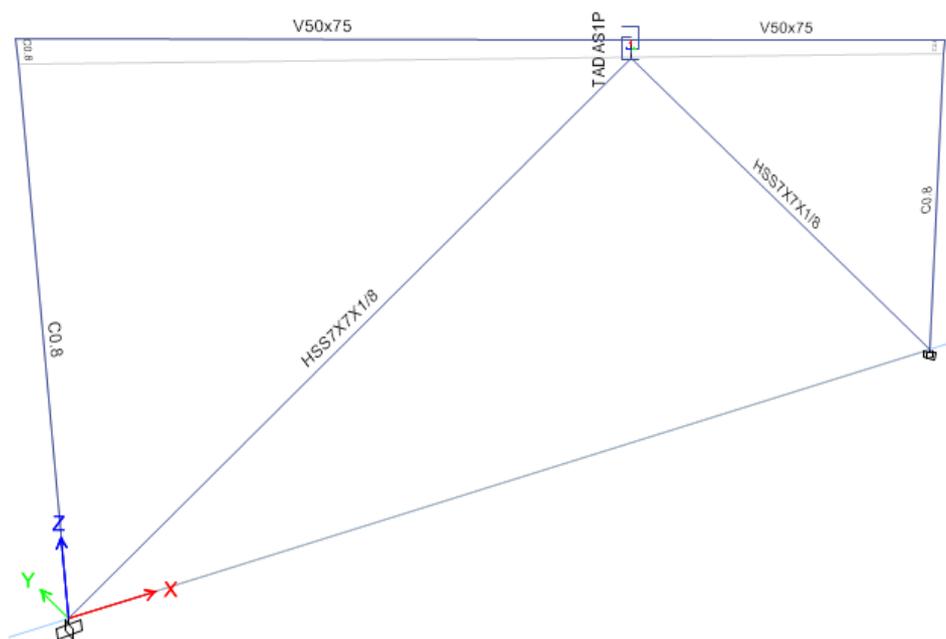


Figura D.1: Modelo pòrtico simple con disipador TADAS tipo 1

Fuente: Elaboración Propia

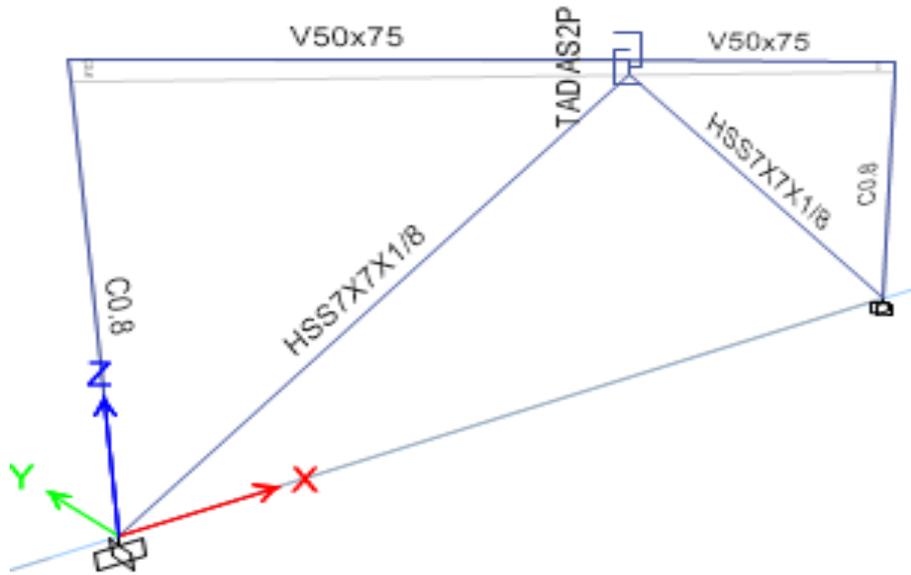


Figura D.2: Modelo pórtico simple con dissipador TADAS tipo 2

Fuente: Elaboración Propia

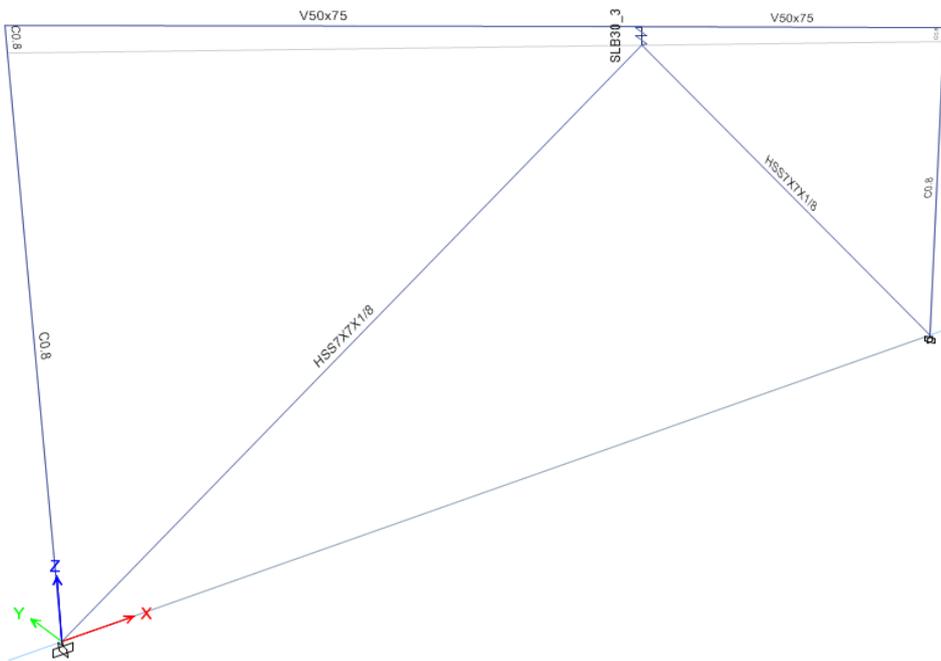


Figura D.3: Modelo pórtico simple con dissipador SLB30_3

Fuente: Elaboración Propia

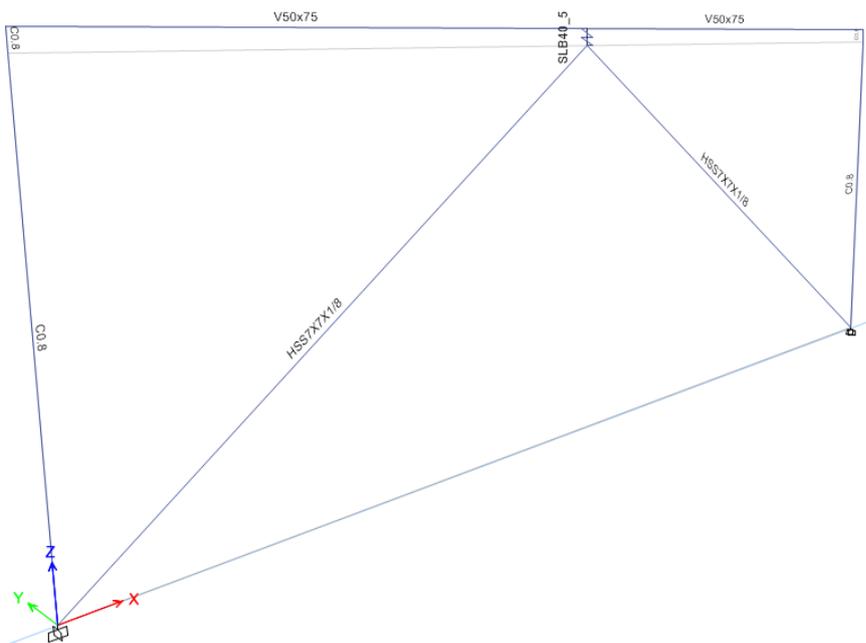


Figura D.4: Modelo pórico simple con disipador SLB40_5

Fuente: Elaboración Propia

Definido los modelos geométricos, se presenta la definición de los elementos LINK (Disipadores Histeréticos) en ETABS, a partir de ello entonces se muestra la definición en las siguientes figuras:

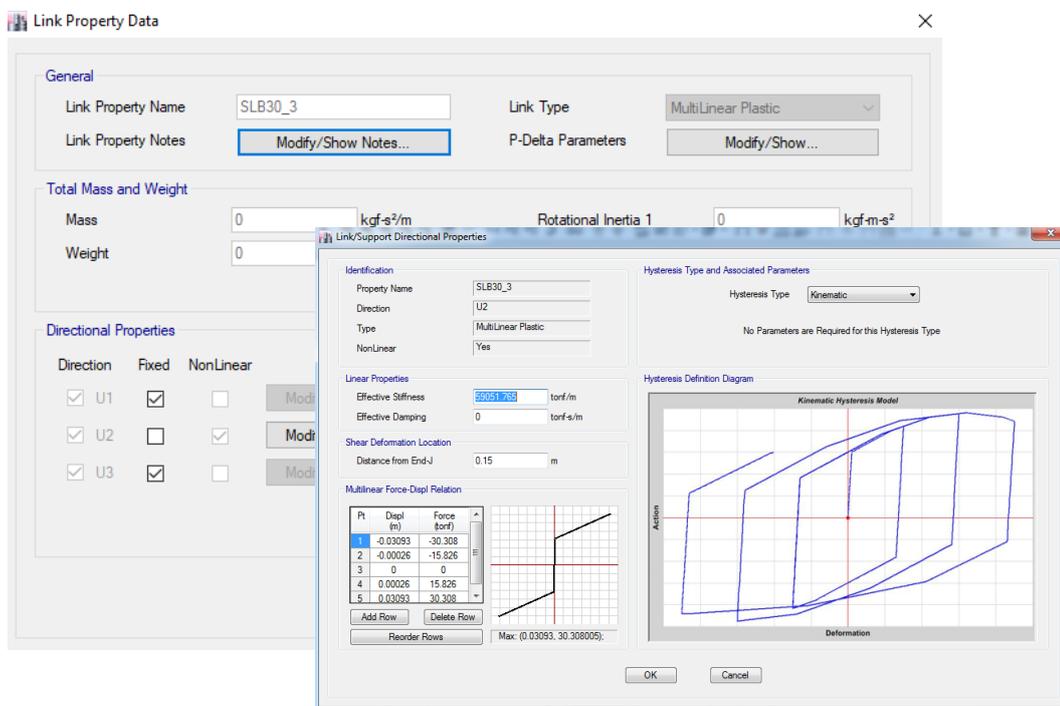


Figura D.5: Declaración elemento Link SLB30_3 en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

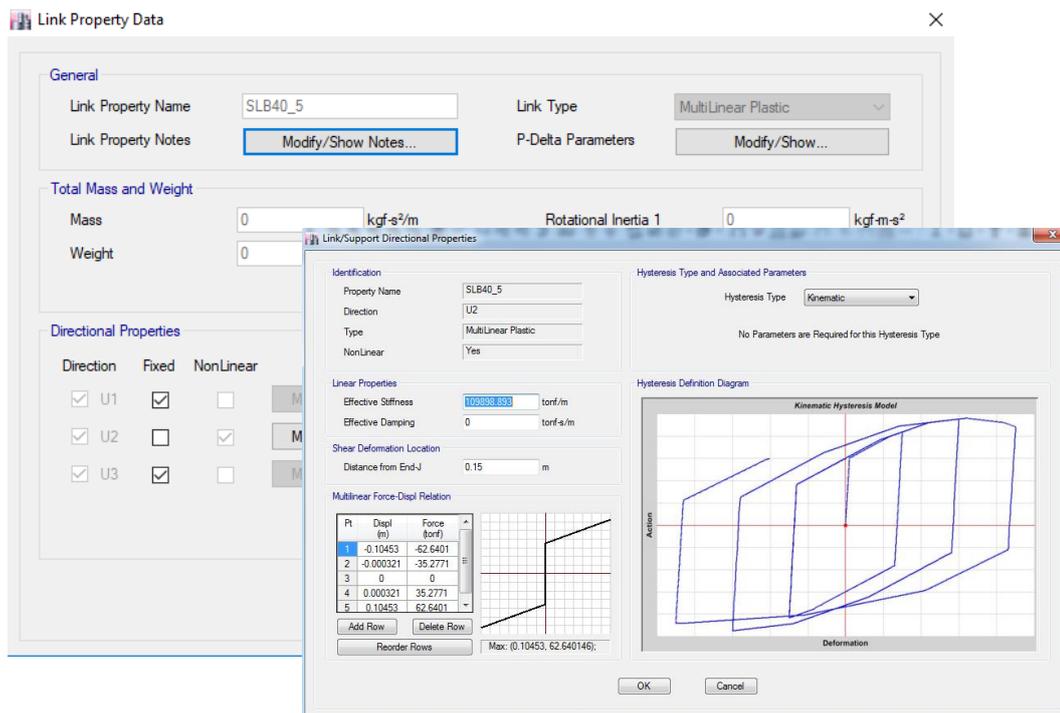


Figura D.6: Declaración elemento Link SLB40_5 en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

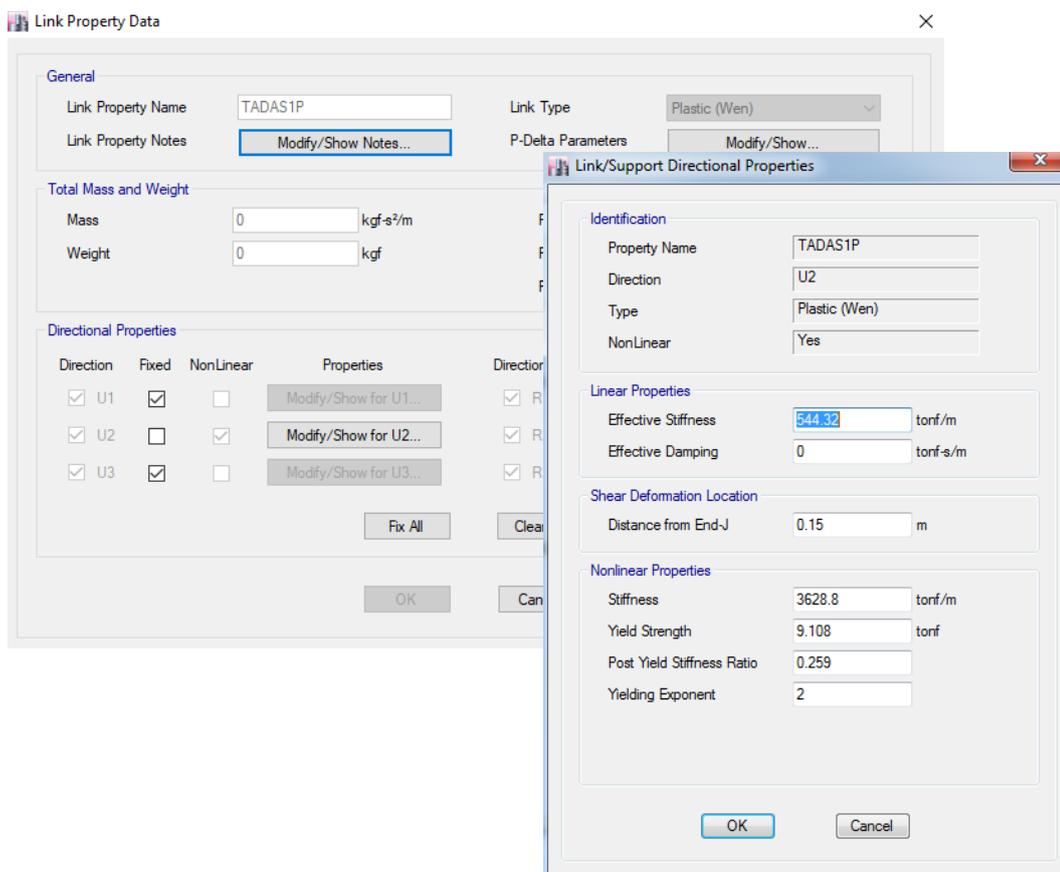


Figura D.7: Declaración elemento Link TADAS Tipo 1 en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

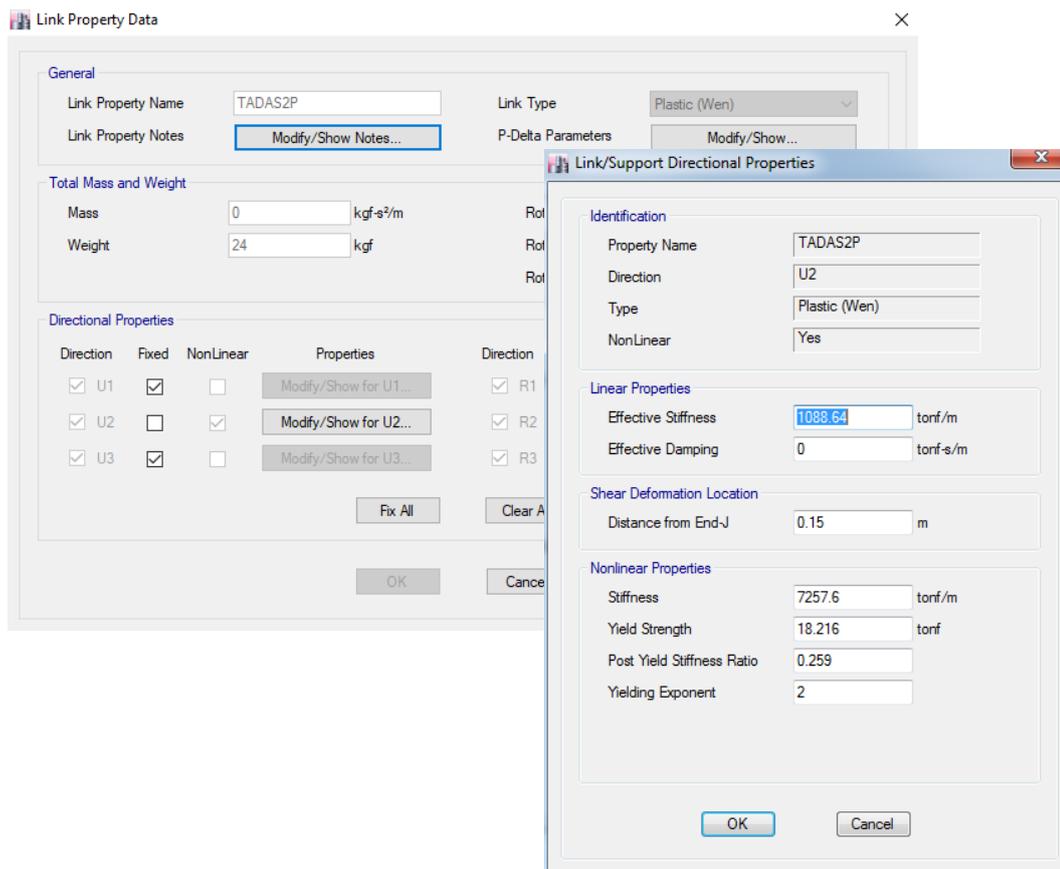


Figura D.8: Declaración elemento Link TADAS Tipo 2 en ETABS

Fuente: Elaboración Propia

La comparación de la distribución en cada caso de análisis del pórtico en diferentes registros sísmicos se muestra en las siguientes figuras:

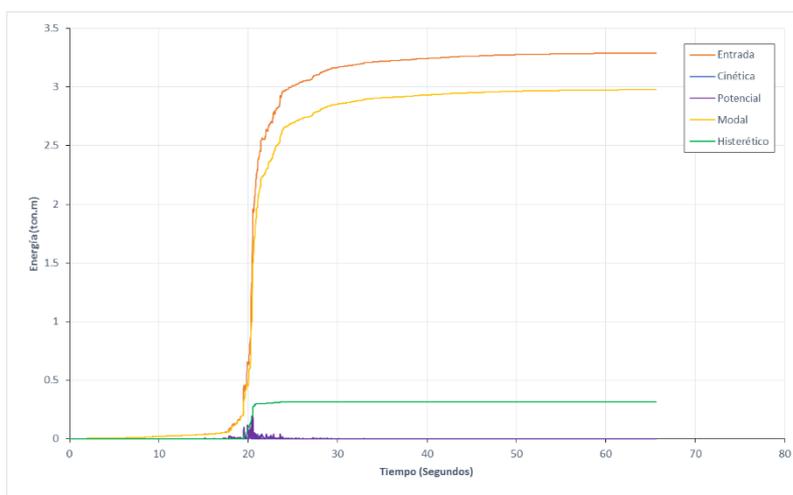


Figura D.9: Balance de Energía (Sismo 1966 con SLB30_3)

Fuente: Elaboración Propia

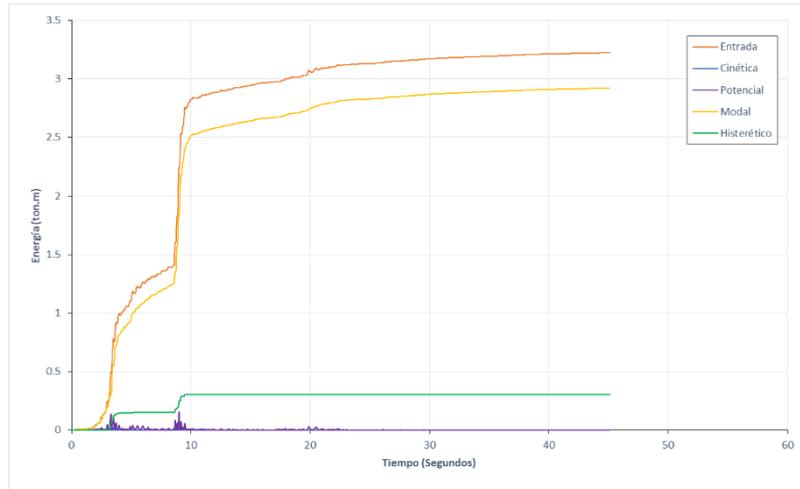


Figura D.10: Balance de Energía (Sismo 1970 con SLB30_3)

Fuente: Elaboración Propia

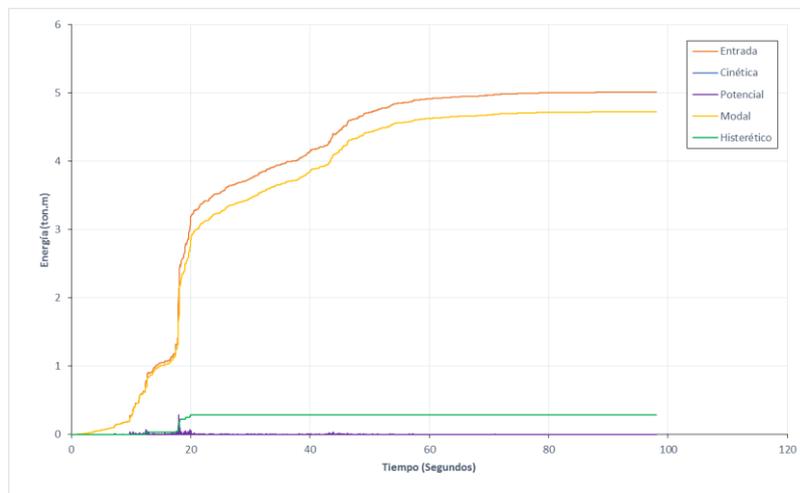


Figura D.11: Balance de Energía (Sismo 1974 con SLB30_3)

Fuente: Elaboración Propia

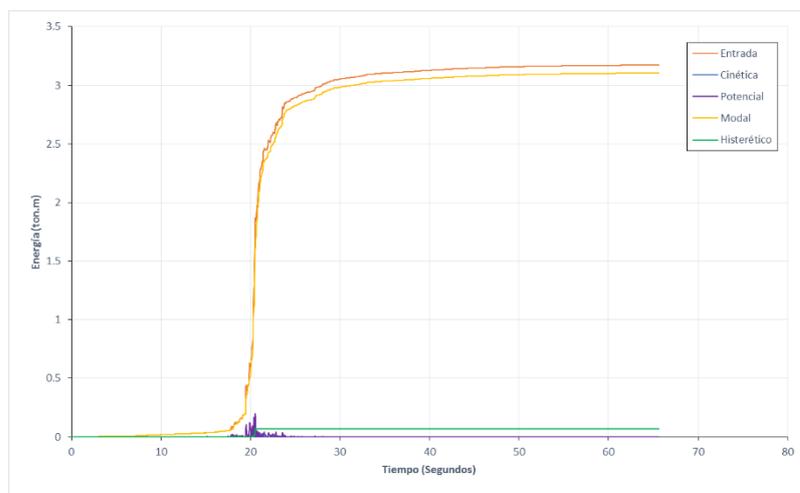


Figura D.12: Balance de Energía (Sismo 1966 con SLB40_5)

Fuente: Elaboración Propia

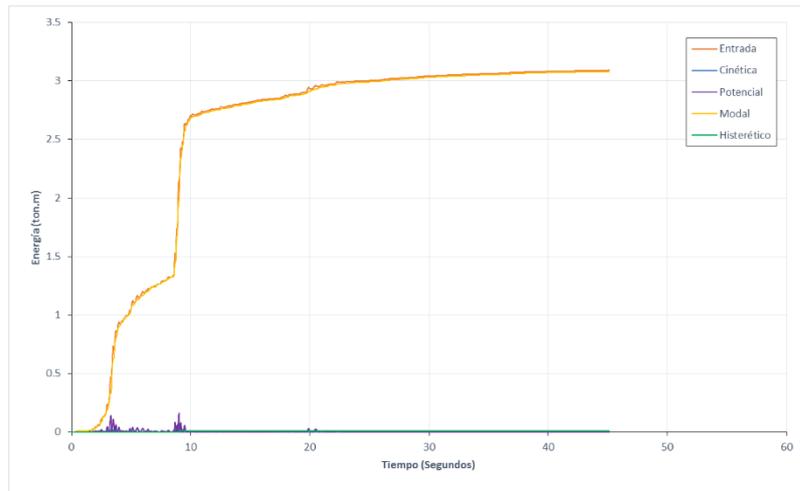


Figura D.13: Balance de Energía (Sismo 1970 con SLB40_5)

Fuente: Elaboración Propia

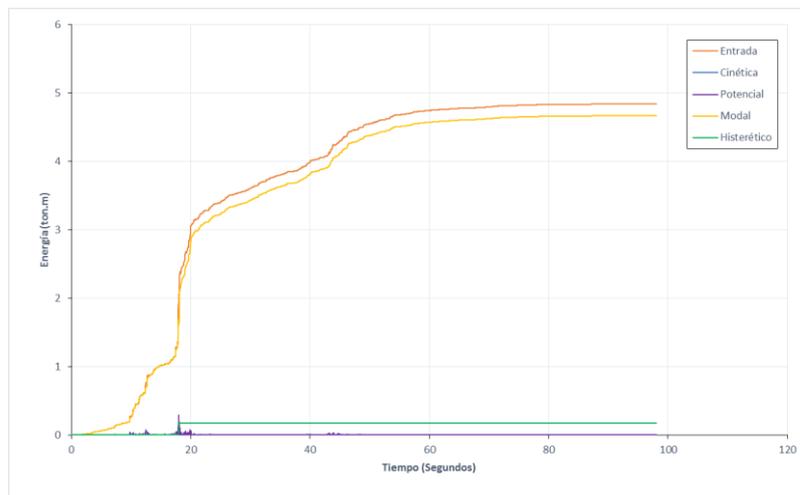


Figura D.14: Balance de Energía (Sismo 1974 con SLB40_5)

Fuente: Elaboración Propia

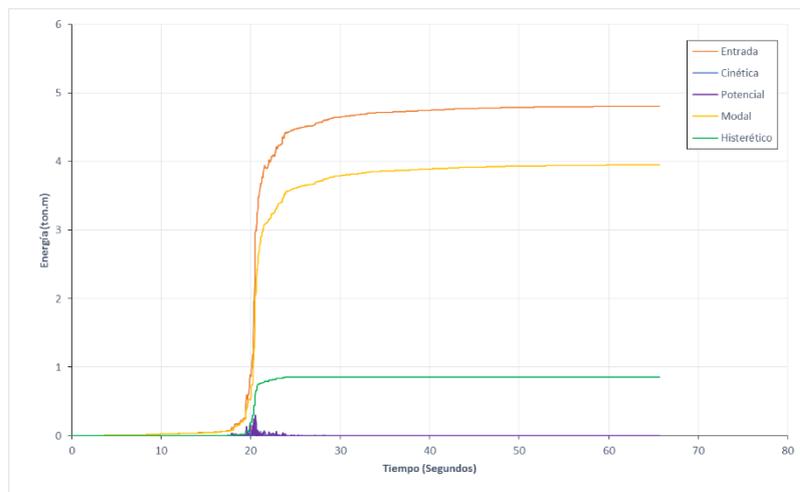


Figura D.15: Balance de Energía (Sismo 1966 con TADAS tipo 1)

Fuente: Elaboración Propia

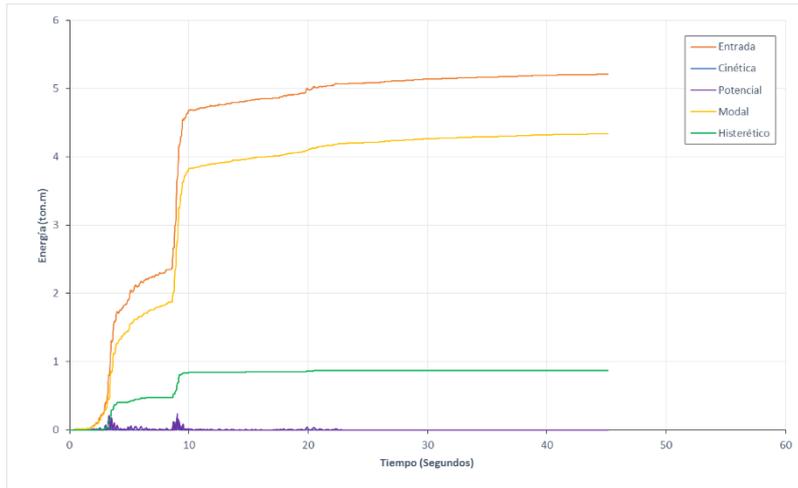


Figura D.16: Balance de Energía (Sismo 1970 con TADAS tipo 1)

Fuente: Elaboración Propia

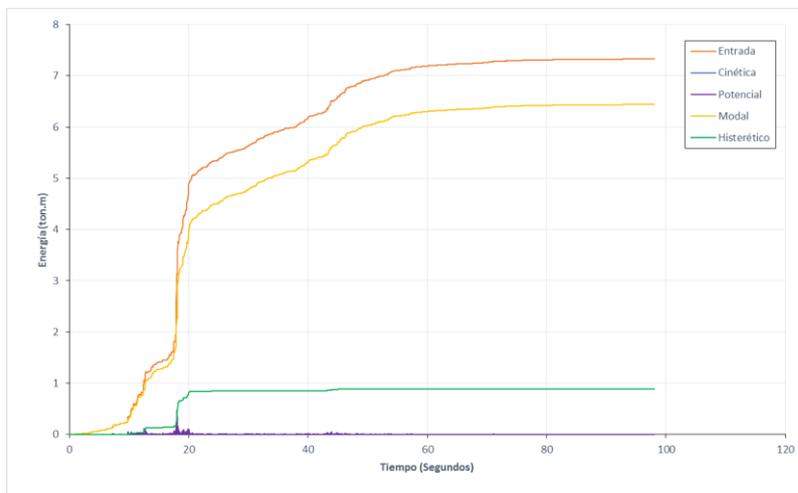


Figura D.17: Balance de Energía (Sismo 1974 con TADAS tipo 1)

Fuente: Elaboración Propia

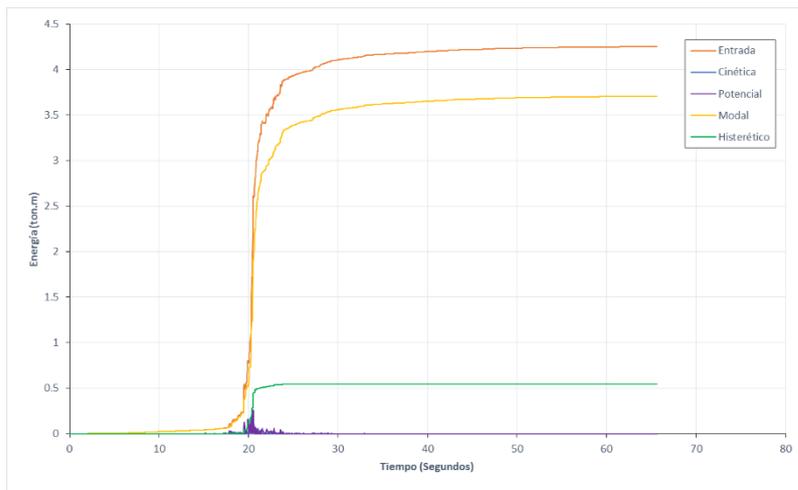


Figura D.18: Balance de Energía (Sismo 1966 con TADAS tipo 2)

Fuente: Elaboración Propia

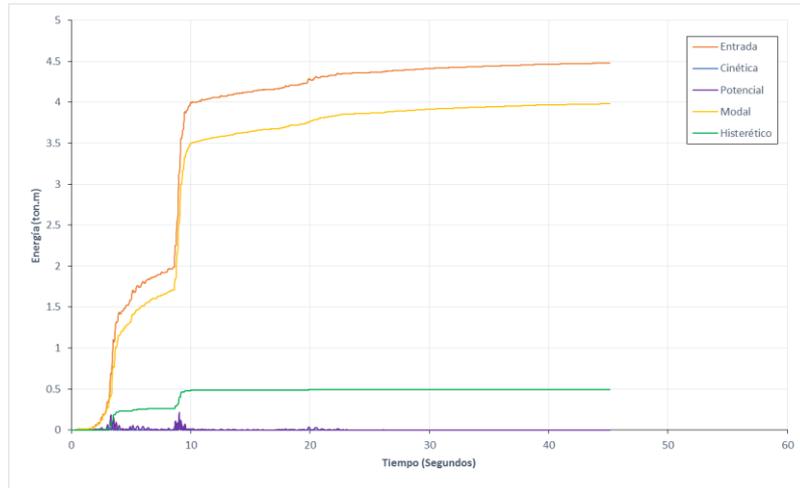


Figura D.19: Balance de Energía (Sismo 1970 con TADAS tipo 2)

Fuente: Elaboración Propia

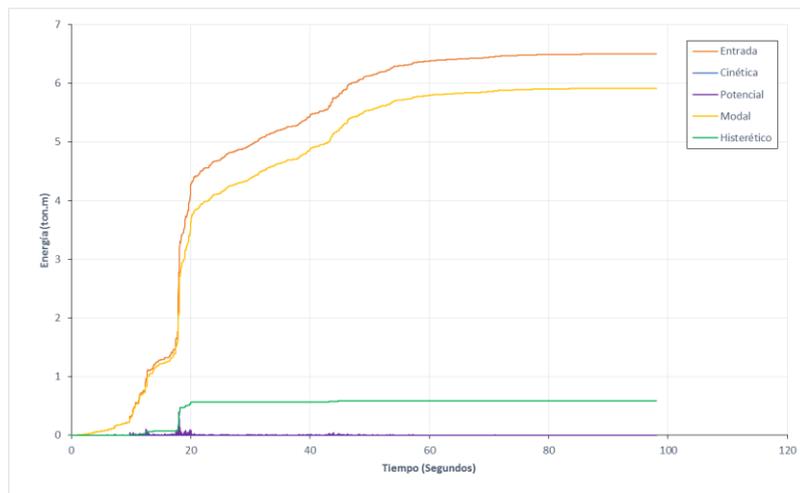


Figura D.20: Balance de Energía (Sismo 1974 con TADAS tipo 2)

Fuente: Elaboración Propia

De los gráficos se comprueba lo antes mencionado, que el sistema TADAS disipa mejor la energía en comparación con el sistema SLB, en promedio los sistemas SLB disipan 5.12% de la energía de entrada y el sistema TADAS en promedio disipa 13.27% de la energía de entrada y que el porcentaje de disipación es inverso a la rigidez del disipador considerado.

ANEXO E

METODOLOGÍA DE CALCULO DE IRREGULARIDADES EN EL EDIFICIO

Tabla E.1: Peso de la edificación

Para el uso actual el peso se calcula considerando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva (U=1).

Techo	Peso de Techo	Peso Acumulado
	tonf	tonf
Techo 16	202.02	202.02
Techo 15	454.41	656.43
Techo 14	449.49	1105.92
Techo 13	449.49	1555.41
Techo 12	449.49	2004.90
Techo 11	449.49	2454.39
Techo 10	449.49	2903.88
Techo 9	449.49	3353.37
Techo 8	449.49	3802.86
Techo 7	449.49	4252.35
Techo 6	449.49	4701.84
Techo 5	1380.07	6081.91
Techo 4	1380.07	7461.98
Techo 3	1380.07	8842.06
Techo 2	1380.07	10222.13
Techo 1	1420.54	11642.67
T. Sótano 1	3897.18	15539.85
T. Sótano 2	1954.66	17494.51
T. Sótano 3	1954.66	19449.17
T. Sótano 4	1168.33	20617.50
PESO TOTAL		20617.50

Fuente: Elaboración Propia

➤ Verificación de Irregularidades en S_x , $U=1$

Irregularidad

Para establecer el factor R , se determinan las irregularidades en altura la , y las irregularidades en planta lp .

- Irregularidad por Piso Blando

Para verificar si existe irregularidad de **piso blando**, se determinan las distorsiones de entrepiso y se verifica si se cumple lo indicado en el artículo 3.6 de la norma E-030.

En la tabla E.2 la primera prueba considera CUMPLE si la distorsión de entrepiso es menor a 1.4 veces la distorsión del piso superior y NO CUMPLE si sucede lo contrario. La segunda se considera CUMPLE si la distorsión de entrepiso es menor a 1.25 veces el promedio de las distorsiones de los tres pisos superiores y NO CUMPLE si sucede lo contrario. En dicho análisis las distorsiones obtenidas no fueron multiplicadas por R debido a que no es de relevancia y en su comparación se anula tal valor.

Tabla E.2: Distorsiones en perímetro de cada piso (S_x , $U=1$)

	TECHO 1	TECHO 2	TECHO 3	TECHO 4	TECHO 5	TECHO 6	TECHO 7	TECHO 8	TECHO 9	TECHO 10	TECHO 11	TECHO 12	TECHO 13	TECHO 14	TECHO 15	TECHO 16
	0.000729	0.000941	0.000952	0.000926	0.000897	0.001551	0.001974	0.00211	0.00215	0.002154	0.002141	0.0021	0.00201	0.001856	0.001651	0.001475
	0.000752	0.000973	0.000982	0.000953	0.000934	0.002589	0.003535	0.003718	0.003626	0.003445	0.003273	0.003114	0.002913	0.002605	0.002183	0.001612
	0.000755	0.000977	0.000984	0.000955	0.000937	0.001927	0.002405	0.002476	0.002471	0.002475	0.002488	0.002467	0.002367	0.002169	0.001864	0.00123
	0.000755	0.000977	0.000984	0.000955	0.000937	0.001569	0.001965	0.002108	0.002151	0.002155	0.002142	0.002102	0.002012	0.001862	0.001646	0.001006
	0.000753	0.000975	0.000983	0.000954	0.000935											
	0.000729	0.000941	0.000952	0.000926	0.000897											
PROMEDIO	0.0007455	0.000964	0.00097283	0.00094483	0.00092283	0.001909	0.00246975	0.002603	0.0025995	0.00255725	0.002511	0.00244575	0.0023255	0.002123	0.001836	0.00133075
1° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
2° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE				

Fuente: Elaboración Propia

A partir de la tabla E.2 se concluye que no existe piso blando en la dirección X

- **Irregularidad por Extrema Rigidez**

Para verificar si existe irregularidad por extrema rigidez, se determinan las distorsiones de entrepiso y se verifica si se cumple lo indicado en el artículo 3.6 de la norma E-030.

Este análisis indica los siguientes resultados en la dirección S_x y la dirección S_y , lo que implica que en nuestro modelo se emplean espectros para el uso 1 en la dirección X e Y.

Para el caso de irregularidad extrema de rigidez, la primera prueba considera CUMPLE si la distorsión de entrepiso es menor a 1.6 veces la distorsión del piso superior y NO CUMPLE si sucede lo contrario. La segunda considera CUMPLE si la distorsión de entrepiso es menor a 1.4 veces el promedio de las distorsiones de los tres pisos superiores y NO CUMPLE si sucede lo contrario. En dicho análisis las distorsiones obtenidas no fueron multiplicadas por R debido a que no es de relevancia y en su comparación se anula tal valor.

Tabla E.3: Distorsión en perímetro de cada piso (S_x , $U=1$)

	TECHO 1	TECHO 2	TECHO 3	TECHO 4	TECHO 5	TECHO 6	TECHO 7	TECHO 8	TECHO 9	TECHO 10	TECHO 11	TECHO 12	TECHO 13	TECHO 14	TECHO 15	TECHO 16
	0.000729	0.000941	0.000952	0.000926	0.000897	0.001551	0.001974	0.00211	0.00215	0.002154	0.002141	0.0021	0.00201	0.001856	0.001651	0.001475
	0.000752	0.000973	0.000982	0.000953	0.000934	0.002589	0.003535	0.003718	0.003626	0.003445	0.003273	0.003114	0.002913	0.002605	0.002183	0.001612
	0.000755	0.000977	0.000984	0.000955	0.000937	0.001927	0.002405	0.002476	0.002471	0.002475	0.002488	0.002467	0.002367	0.002169	0.001864	0.00123
	0.000755	0.000977	0.000984	0.000955	0.000937	0.001569	0.001965	0.002108	0.002151	0.002155	0.002142	0.002102	0.002012	0.001862	0.001646	0.001006
	0.000753	0.000975	0.000983	0.000954	0.000935											
	0.000729	0.000941	0.000952	0.000926	0.000897											
PROMEDIO	0.0007455	0.000964	0.00097283	0.00094483	0.00092283	0.001909	0.00246975	0.002603	0.0025995	0.00255725	0.002511	0.00244575	0.0023255	0.002123	0.001836	0.00133075
1° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
2° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE				

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla E.3 se observa que no existe irregularidad extrema por rigidez en la dirección X.

- Irregularidad de Resistencia por Piso Débil

La irregularidad por resistencia por piso débil, se produce cuando la resistencia a fuerzas cortantes de un piso es menor que el 80% de la resistencia a fuerzas cortantes del piso inmediatamente superior. No se aplican en sótanos o azoteas.

Tabla E.4: Irregularidad por resistencia piso débil (S_x , $U=1$)

Nivel	Vx (Ton)	Distorsión	Resistencia Al Corte	80% Piso Superior	Condición
Techo 16	53.7121	0.00133075	40362.2769		
Techo 15	167.0224	0.001836	90970.8061	> 32289.8215	Cumple
Techo 14	246.119	0.002123	115929.816	> 72776.6449	Cumple
Techo 13	297.6014	0.0023255	127973.081	> 92743.853	Cumple
Techo 12	324.9621	0.00244575	132868.077	> 102378.465	Cumple
Techo 11	335.2066	0.002511	133495.261	> 106294.462	Cumple
Techo 10	338.5454	0.00255725	132386.509	> 106796.209	Cumple
Techo 9	344.1281	0.0025995	132382.42	> 105909.207	Cumple
Techo 8	356.1156	0.002603	136809.681	> 105905.936	Cumple
Techo 7	373.9633	0.00246975	151417.471	> 109447.745	Cumple
Techo 6	395.4281	0.001909	207138.869	> 121133.977	Cumple
Techo 5	501.682	0.00092283	543632.292	> 165711.095	Cumple
Techo 4	660.472	0.00094483	699035.456	> 434905.833	Cumple
Techo 3	807.2763	0.00097283	829819.736	> 559228.365	Cumple
Techo 2	923.2665	0.000964	957745.332	> 663855.789	Cumple
Techo 1	995.4003	0.0007455	1335211.67	> 766196.266	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

De la Tabla E.4 se observa que no existe irregularidad por piso débil

- Irregularidad por Extrema Resistencia

Cuando es menor que el 65% es irregularidad por resistencia extrema. No se aplican en sótanos o azoteas.

Tabla E.5: Irregularidad por extrema resistencia (S_x , $U=1$)

Nivel	Vx (Ton)	Distorsión	Resistencia Al Corte	65% Piso Superior	Condición
Techo 16	53.7121	0.00133075	40362.2769		
Techo 15	167.0224	0.001836	90970.8061	> 26235.48	Cumple
Techo 14	246.119	0.002123	115929.816	> 59131.024	Cumple
Techo 13	297.6014	0.0023255	127973.081	> 75354.3806	Cumple
Techo 12	324.9621	0.00244575	132868.077	> 83182.5027	Cumple
Techo 11	335.2066	0.002511	133495.261	> 86364.2502	Cumple
Techo 10	338.5454	0.00255725	132386.509	> 86771.9196	Cumple
Techo 9	344.1281	0.0025995	132382.42	> 86051.2308	Cumple
Techo 8	356.1156	0.002603	136809.681	> 86048.5728	Cumple
Techo 7	373.9633	0.00246975	151417.471	> 88926.2927	Cumple
Techo 6	395.4281	0.001909	207138.869	> 98421.3564	Cumple
Techo 5	501.682	0.00092283	543632.292	> 134640.265	Cumple
Techo 4	660.472	0.00094483	699035.456	> 353360.99	Cumple
Techo 3	807.2763	0.00097283	829819.736	> 454373.046	Cumple
Techo 2	923.2665	0.000964	957745.332	> 539382.829	Cumple
Techo 1	995.4003	0.0007455	1335211.67	> 622534.466	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla E.5 se observa que no existen irregularidades por resistencia extrema

- Irregularidad por Masa o Peso

La edificación presenta irregularidad en elevación de masa o peso, ya que la masa del piso 6 es mayor que el 1.5 veces la de un piso adyacente ver tabla E.6, así mismo la edificación no presenta desalineamiento vertical en sus elementos resistentes por lo que no presenta esta irregularidad.

Tabla E.6: Irregularidad por masa o peso ($S_x, U=1$)

Nivel	Peso Tonf	Condición
Techo 15	485.4274	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 14	480.5125	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 13	480.5125	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 12	480.5126	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 11	480.5125	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 10	480.5126	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 9	480.5125	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 8	480.5126	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 7	480.5125	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 6	480.5126	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 5	1462.7991	EXISTE IRREGULARIDAD DE MASA
Techo 4	1462.7991	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 3	1462.7991	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 2	1462.7991	NO EXISTE IRREGULARIDAD
Techo 1	1503.2735	NO EXISTE IRREGULARIDAD

Varía más de 1.5 veces el adyacente

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla E.6 se indica que existen irregularidades por masa o peso por lo que el valor asignado a $la = 0.90$; este valor fue el que asumimos al inicio y se comprueba su con el análisis.

- Irregularidad por Geometría Vertical

Tabla E.7: Irregularidad por Geometría vertical

Área Que Soporta Las Cargas Verticales Del Techo 5	=	1267	M2
Área Que Soporta Las Cargas Verticales Del Techo 6	=	527	M2
		2.40	> 1.3

Fuente: Elaboración Propia

En la tabla E.7 se indica que existe irregularidad por geometría vertical por lo que el valor asigna $la = 0.90$.

- Irregularidad por Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

No existen elementos que resistan más de 10 % de la fuerza cortante y tengan un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.

Por lo mencionado en NTP E030 el factor ***la*** es el menor de todos los mencionados que sería el de piso blando siendo este valor igual a **0.75**.

- Irregularidad Torsional

Existe irregularidad de torsión en planta porque la distorsión máxima en X, en varios pisos es mayor que 1.25 veces la distorsión del centro de masas. Se debe notar que en la de zona 4 no pueden existir irregularidades.

Tabla E.8: Irregularidad Torsional (Sx)

Nivel	Distorsión Del Centro De Masas	Max. Dist Del Extremo Del Techo	Condición
Techo 16	0.001524	0.001612	No Hay Torsión
Techo 15	0.001646	0.002183	Torsión
Techo 14	0.001862	0.002605	Torsión
Techo 13	0.002012	0.002913	Torsión
Techo 12	0.002102	0.003114	Torsión
Techo 11	0.002142	0.003273	Torsión
Techo 10	0.002155	0.003445	Torsión
Techo 9	0.002151	0.003626	Torsión
Techo 8	0.002108	0.003718	Torsión
Techo 7	0.001965	0.003535	Torsión
Techo 6	0.001569	0.002589	Torsión
Techo 5	0.000907	0.000937	No Hay Torsión
Techo 4	0.000936	0.000955	No Hay Torsión
Techo 3	0.000964	0.000984	No Hay Torsión
Techo 2	0.000953	0.000977	No Hay Torsión
Techo 1	0.000736	0.000755	No Hay Torsión

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla E.8 observamos que existen irregularidades torsionales por lo que el valor asignado a ***Ip*** = **0.75**.

- Irregularidad Torsional Extrema

Existe irregularidad de torsión en planta porque la distorsión máxima en X, en varios pisos es mayor que 1.5 veces la distorsión del centro de masas. Se debe notar que en la de zona 4 no pueden existir irregularidades.

Tabla E.9: Irregularidad Torsional Extrema (Sx)

Nivel	Distorsión Del Centro De Masas	Max. Dist Del Extremo Del Techo	Condición
Techo 16	0.001524	0.001612	No Hay Torsión
Techo 15	0.001646	0.002183	No Hay Torsión
Techo 14	0.001862	0.002605	No Hay Torsión
Techo 13	0.002012	0.002913	No Hay Torsión
Techo 12	0.002102	0.003114	No Hay Torsión
Techo 11	0.002142	0.003273	Torsión
Techo 10	0.002155	0.003445	Torsión
Techo 9	0.002151	0.003626	Torsión
Techo 8	0.002108	0.003718	Torsión
Techo 7	0.001965	0.003535	Torsión
Techo 6	0.001569	0.002589	Torsión
Techo 5	0.000907	0.000937	No Hay Torsión
Techo 4	0.000936	0.000955	No Hay Torsión
Techo 3	0.000964	0.000984	No Hay Torsión
Techo 2	0.000953	0.000977	No Hay Torsión
Techo 1	0.000736	0.000755	No Hay Torsión

Fuente: Elaboración Propia

De la tabla E.9 se concluye que existen irregularidades torsionales extremas por lo que el valor asignado a $I_p = 0.60$.

- Irregularidad por Discontinuidad del Diafragma

La edificación no presenta configuración estructural con discontinuidad de diafragma en planta, ya que no existen aberturas mayores al 50% del área bruta, ni secciones transversales que sean menores al 25% del área total de la sección transversal en la dirección de análisis.

- Irregularidad Esquinas Entrantes

La edificación no presenta esquinas entrantes.

- Irregularidad por Sistemas Paralelos

Si existe discontinuidad por sistemas paralelos ya que el ángulo que forman los pórticos principales y los muros es de 45° haciendo que las fuerzas actuantes sean más críticas y el valor asignado a $I_p = 0.90$.

Tabla E.10: Resumen de Irregularidades en la Dirección X

Tipo	Irregularidad	Condición	Factor de Irregularidad
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	-
		No existe	-
	Piso débil	No existe	-
	Extrema rigidez	No existe	-
		No existe	-
	Extrema resistencia	No existe	-
	Masa o peso	Existe	0.9
	Geometría vertical	Existe	0.9
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	-
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	-
Irregularidad en planta	Torsional	Existe	0.75
	Torsional extrema	Existe	0.6
	Esquinas entrantes	No existe	-
	Discontinuidad del diafragma	No existe	-
	Sistemas no paralelos	Existe	0.9
		$I_a =$	0.9
		$I_p =$	0.6

Fuente: Elaboración Propia

Se llegó a determinar las mismas irregularidades de la hipótesis de análisis por lo que podemos decir que para este modelo que $R=3.24$

➤ **Verificación De Irregularidades Sy, U=1**

La verificación de las irregularidades para el eje Y y el uso 1 es igual al mostrado y desarrollado para la Dirección X, por lo que se muestra las tablas de resultados:

- **Irregularidad por Piso Blando**

Tabla E.11: Distorsiones en perímetro de cada piso (Sy, U=1)

	TECHO 1	TECHO 2	TECHO 3	TECHO 4	TECHO 5	TECHO 6	TECHO 7	TECHO 8	TECHO 9	TECHO 10	TECHO 11	TECHO 12	TECHO 13	TECHO 14	TECHO 15	TECHO 16
	0.000181	0.000225	0.000234	0.000236	0.000244	0.001485	0.002087	0.002259	0.002303	0.0023	0.002266	0.002185	0.00205	0.001876	0.001669	0.001431
	0.000205	0.000239	0.000238	0.000226	0.00023	0.001523	0.002124	0.002161	0.002087	0.001996	0.001886	0.001755	0.001606	0.001421	0.001209	0.000961
	0.000162	0.000199	0.000205	0.000204	0.000207	0.001523	0.002124	0.002161	0.002087	0.001996	0.001886	0.001755	0.001606	0.001421	0.001209	0.000871
	0.000184	0.000217	0.000218	0.000208	0.000212	0.003386	0.00492	0.004981	0.004698	0.004358	0.004002	0.003616	0.00317	0.002614	0.001981	0.001081
	0.000183	0.000227	0.000236	0.000238	0.000247											
	0.000204	0.000238	0.000238	0.000226	0.000229											
PROMEDIO	0.0001865	0.00022417	0.00022817	0.000223	0.00022817	0.00197925	0.00281375	0.0028905	0.00279375	0.0026625	0.00251	0.00232775	0.002108	0.001833	0.001517	0.001086
1° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE
2° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	NO CUMPLE				

Fuente: Elaboración Propia

EXISTE IRREGULARIDAD

- Irregularidad por Extrema Rigidez

Tabla E.12: Distorsión en perímetro de cada piso (SY, U=1)

	TECHO 1	TECHO 2	TECHO 3	TECHO 4	TECHO 5	TECHO 6	TECHO 7	TECHO 8	TECHO 9	TECHO 10	TECHO 11	TECHO 12	TECHO 13	TECHO 14	TECHO 15	TECHO 16
	0.000181	0.000225	0.000234	0.000236	0.000244	0.001485	0.002087	0.002259	0.002303	0.0023	0.002266	0.002185	0.00205	0.001876	0.001669	0.001431
	0.000205	0.000239	0.000238	0.000226	0.00023	0.001523	0.002124	0.002161	0.002087	0.001996	0.001886	0.001755	0.001606	0.001421	0.001209	0.000961
	0.000162	0.000199	0.000205	0.000204	0.000207	0.001523	0.002124	0.002161	0.002087	0.001996	0.001886	0.001755	0.001606	0.001421	0.001209	0.000871
	0.000184	0.000217	0.000218	0.000208	0.000212	0.003386	0.00492	0.004981	0.004698	0.004358	0.004002	0.003616	0.00317	0.002614	0.001981	0.001081
	0.000183	0.000227	0.000236	0.000238	0.000247											
	0.000204	0.000238	0.000238	0.000226	0.000229											
PROMEDIO	0.0001865	0.00022417	0.00022817	0.000223	0.00022817	0.00197925	0.00281375	0.0028905	0.00279375	0.0026625	0.00251	0.00232775	0.002108	0.001833	0.001517	0.001086
1° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	
2° PRUEBA	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE				

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad de Resistencia por Piso Débil

Tabla E. 13: Irregularidad por resistencia piso débil (S_y , $U=1$)

Nivel	Vy (Ton)	Distorsión	Resistencia Al Corte	80% Piso Superior	Condición
Techo 16	50.9878	0.001086	46950.0921		
Techo 15	132.9498	0.001517	87639.9473	> 37560.0737	Cumple
Techo 14	177.9993	0.001833	97108.1833	> 70111.9578	Cumple
Techo 13	205.8576	0.002108	97655.408	> 77686.5466	Cumple
Techo 12	227.9786	0.00232775	97939.4694	> 78124.3264	Cumple
Techo 11	251.4735	0.00251	100188.645	> 78351.5756	Cumple
Techo 10	268.9572	0.0026625	101016.789	> 80150.9163	Cumple
Techo 9	291.1547	0.00279375	104216.447	> 80813.431	Cumple
Techo 8	337.9027	0.0028905	116901.124	> 83373.1579	Cumple
Techo 7	396.8302	0.00281375	141032.501	> 93520.8995	Cumple
Techo 6	451.0084	0.00197925	227868.334	> 112826.001	Cumple
Techo 5	644.8525	0.00022817	2826234.48	> 182294.667	Cumple
Techo 4	926.3465	0.000223	4154020.18	> 2260987.58	Cumple
Techo 3	1152.8264	0.00022817	5052562.75	> 3323216.14	Cumple
Techo 2	1331.8062	0.00022417	5941142.9	> 4042050.2	Cumple
Techo 1	1451.8367	0.0001865	7784647.18	> 4752914.32	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad por Extrema Resistencia

Tabla E. 14: Irregularidad por extrema resistencia (S_y , $U=1$)

Nivel	Vy (Ton)	Distorsión	Resistencia Al Corte		65% Piso Superior	Condición
Techo 16	50.9878	0.001086	46950.0921			
Techo 15	132.9498	0.001517	87639.9473	>	30517.5599	Cumple
Techo 14	177.9993	0.001833	97108.1833	>	56965.9657	Cumple
Techo 13	205.8576	0.002108	97655.408	>	63120.3191	Cumple
Techo 12	227.9786	0.00232775	97939.4694	>	63476.0152	Cumple
Techo 11	251.4735	0.00251	100188.645	>	63660.6551	Cumple
Techo 10	268.9572	0.0026625	101016.789	>	65122.6195	Cumple
Techo 9	291.1547	0.00279375	104216.447	>	65660.9127	Cumple
Techo 8	337.9027	0.0028905	116901.124	>	67740.6908	Cumple
Techo 7	396.8302	0.00281375	141032.501	>	75985.7308	Cumple
Techo 6	451.0084	0.00197925	227868.334	>	91671.1257	Cumple
Techo 5	644.8525	0.00022817	2826234.48	>	148114.417	Cumple
Techo 4	926.3465	0.000223	4154020.18	>	1837052.41	Cumple
Techo 3	1152.8264	0.00022817	5052562.75	>	2700113.12	Cumple
Techo 2	1331.8062	0.00022417	5941142.9	>	3284165.79	Cumple
Techo 1	1451.8367	0.0001865	7784647.18	>	3861742.88	Cumple

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad por Masa O Peso

Tabla E.15: Irregularidad por masa o peso ($S_y, U=1$)

Nivel	Peso	Condición
	Tonf	
Techo 15	485.4274	No Existe Irregularidad
Techo 14	480.5125	No Existe Irregularidad
Techo 13	480.5125	No Existe Irregularidad
Techo 12	480.5126	No Existe Irregularidad
Techo 11	480.5125	No Existe Irregularidad
Techo 10	480.5126	No Existe Irregularidad
Techo 9	480.5125	No Existe Irregularidad
Techo 8	480.5126	No Existe Irregularidad
Techo 7	480.5125	No Existe Irregularidad
Techo 6	480.5126	No Existe Irregularidad
Techo 5	1462.7991	Existe Irregularidad De Masa
Techo 4	1462.7991	No Existe Irregularidad
Techo 3	1462.7991	No Existe Irregularidad
Techo 2	1462.7991	No Existe Irregularidad
Techo 1	1503.2735	No Existe Irregularidad

Varía más de 1.5 veces el adyacente



Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad por Geometría Vertical

Tabla E.16: Irregularidad por Geometría vertical

ÁREA QUE SOPORTA LAS CARGAS VERTICALES DEL TECHO 5	=	1267	M2
ÁREA QUE SOPORTA LAS CARGAS VERTICALES DEL TECHO 6	=	527	M2
		2.40	> 1.3

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad Torsional

Tabla E.17: Irregularidad Torsional ($S_y, U=1$)

Nivel	Distorsión Del Centro De Masas	Max. Dist Del Extremo Del Techo	Condición
Techo 16	0.001142	0.001431	Torsión
Techo 15	0.001209	0.001981	Torsión
Techo 14	0.001421	0.002614	Torsión
Techo 13	0.001606	0.00317	Torsión
Techo 12	0.001755	0.003616	Torsión
Techo 11	0.001886	0.004002	Torsión
Techo 10	0.001996	0.004358	Torsión
Techo 9	0.002087	0.004698	Torsión
Techo 8	0.002161	0.004981	Torsión
Techo 7	0.002124	0.00492	Torsión
Techo 6	0.001523	0.003386	Torsión
Techo 5	0.000195	0.000247	Torsión
Techo 4	0.000191	0.000238	No Hay torsión
Techo 3	0.000196	0.000238	No Hay torsión
Techo 2	0.000192	0.000238	No Hay torsión
Techo 1	0.000159	0.000205	torsión

Fuente: Elaboración Propia

- Irregularidad Torsional Extrema

Tabla E.18: Irregularidad Torsional Extrema (S_y , $U=1$)

Nivel	Distorsión Del Centro De Masas	Max. Dist Del Extremo Del Techo	Condición
Techo 16	0.001142	0.001431	No Hay Torsión
Techo 15	0.001209	0.001981	Torsión
Techo 14	0.001421	0.002614	Torsión
Techo 13	0.001606	0.00317	Torsión
Techo 12	0.001755	0.003616	Torsión
Techo 11	0.001886	0.004002	Torsión
Techo 10	0.001996	0.004358	Torsión
Techo 9	0.002087	0.004698	Torsión
Techo 8	0.002161	0.004981	Torsión
Techo 7	0.002124	0.00492	Torsión
Techo 6	0.001523	0.003386	Torsión
Techo 5	0.000195	0.000247	No Hay Torsión
Techo 4	0.000191	0.000238	No Hay Torsión
Techo 3	0.000196	0.000238	No Hay Torsión
Techo 2	0.000192	0.000238	No Hay Torsión
Techo 1	0.000159	0.000205	No Hay Torsión

Fuente: Elaboración Propia

Tabla E.19: Irregularidades en la Dirección Y

Tipo	Irregularidad	Condición	Factor de Irregularidad
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	-
		Existe	0.75
	Piso débil	No existe	-
	Extrema rigidez	No existe	-
		No existe	-
	Extrema resistencia	No existe	-
	Masa o peso	Existe	0.9
	Geometría vertical	Existe	0.9
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	-
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	-
Irregularidad en planta	Torsional	Existe	0.75
	Torsional extrema	Existe	0.6
	Esquinas entrantes	No existe	-
	Discontinuidad del diafragma	No existe	-
	Sistemas no paralelos	Existe	0.9
		la =	0.75
	lp =	0.6	

Fuente: Elaboración Propia

Se llegó a determinar las mismas irregularidades de la hipótesis de análisis por lo que podemos decir que para este modelo que $R=2.7$

➤ Verificación De Irregularidades Con Disipadores $S_x, S_y: U=1$

La verificación de las irregularidades con disipadores para el eje X e Y y en el uso 1 es igual al mostrado anteriormente del cual se obtienen las siguientes tablas de resumen de resultados:

Tabla E.20: Irregularidades en la Dirección X con Disipadores SLB y TADAS

Tipo	Irregularidad	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	No existe	No existe
	Piso débil	No existe	No existe	No existe
	Extrema rigidez	No existe	No existe	No existe
	Extrema resistencia	No existe	No existe	No existe
	Masa o peso	Existe	Existe	Existe
	Geometría vertical	Existe	Existe	Existe
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
	Torsional	No existe	No existe	No existe
	Torsional extrema	No existe	No existe	No existe
Irregularidad en planta	Esquinas entrantes	No existe	No existe	No existe
	Discontinuidad del diafragma	No existe	No existe	No existe
	Sistemas no paralelos	Existe	Existe	Existe

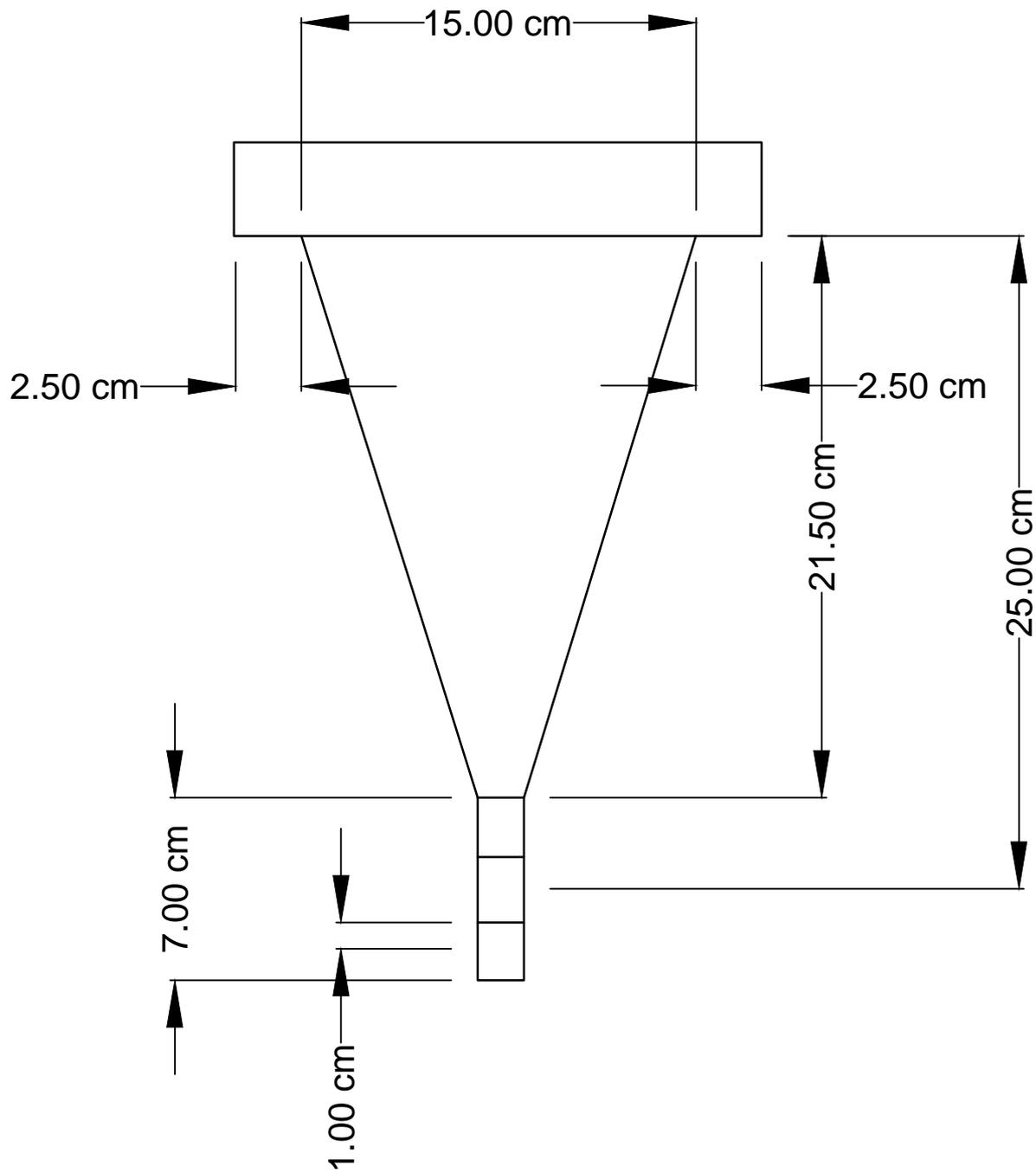
Fuente: Elaboración Propia

Tabla E.21: Irregularidades en la Dirección Y con Disipadores SLB y TADAS

Tipo	Irregularidad	Sismo 1966	Sismo 1970	Sismo 1974
Irregularidad en altura	Piso blando	No existe	No existe	No existe
	Piso débil	No existe	No existe	No existe
	Extrema rigidez	No existe	No existe	No existe
	Extrema resistencia	No existe	No existe	No existe
	Masa o peso	Existe	Existe	Existe
	Geometría vertical	Existe	Existe	Existe
	Discontinuidad de los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
	Discontinuidad extrema en los sistemas resistentes	No existe	No existe	No existe
	Torsional	No existe	No existe	No existe
	Torsional extrema	No existe	No existe	No existe
Irregularidad en planta	Esquinas entrantes	No existe	No existe	No existe
	Discontinuidad del diafragma	No existe	No existe	No existe
	Sistemas no paralelos	Existe	Existe	Existe

Fuente: Elaboración Propia

ANEXO F
DETALLES DE LOS DISIPADORES
CONSIDERADOS TADAS Y SLB



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

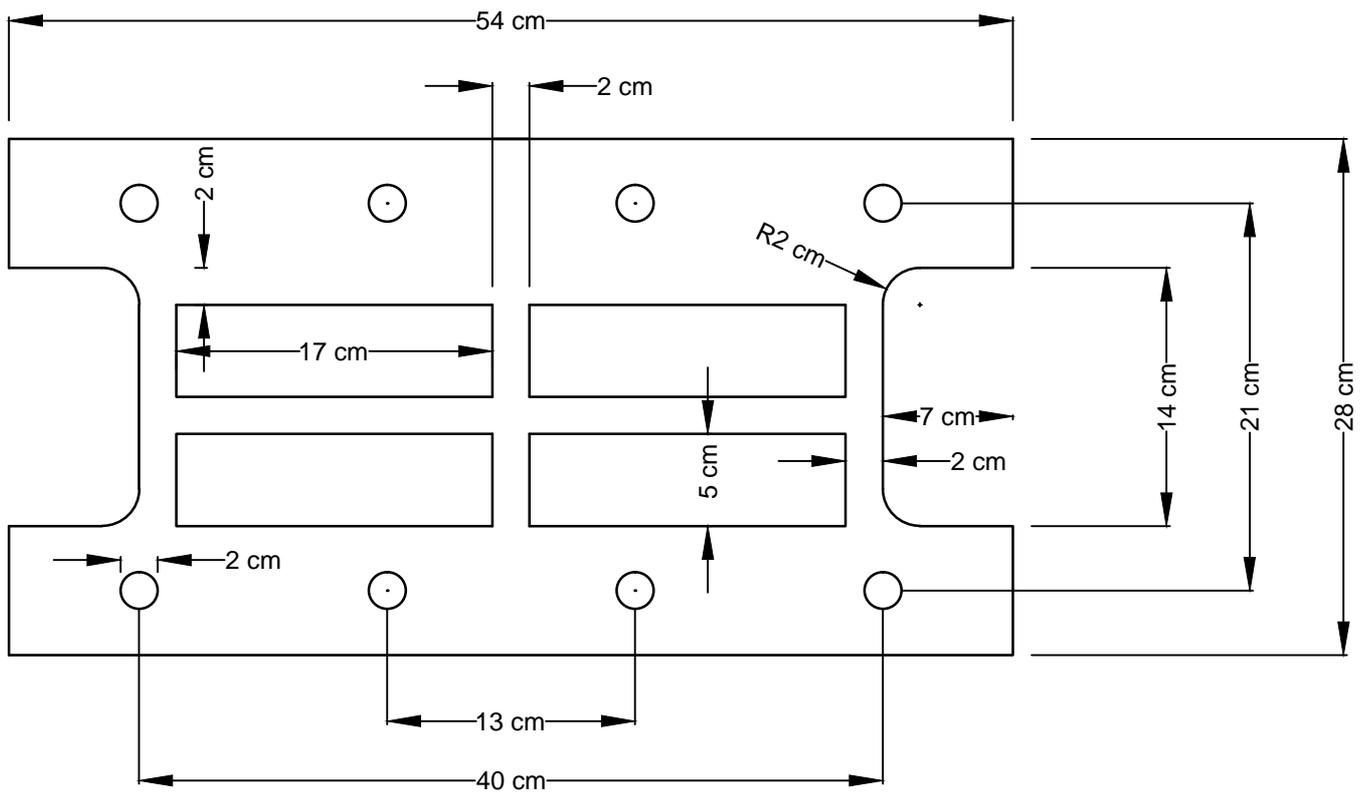
PROYECTO
DISIPADOR TADAS
SEDE PRINCIPAL

PLANO:
DETALLE DISIPADOR

ELABORADO POR:
BACH. HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA
ASESOR:
ING. LEONARDO FLORES GONZALES

FECHA:
MAYO 2019
ESCALA:
1/200

LÁMINA:
D-1



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROYECTO

DISIPADOR SLB
SEDE PRINCIPAL

PLANO:

DETALLE DISIPADOR

ELABORADO POR:
BACH. HEINZ PAUL JESÚS PAUCARPURA

ASESOR:
ING. LEONARDO FLORES GONZALES

FECHA:
MAYO 2019

ESCALA:
1/200

LÁMINA:

D-2

ANEXO G

PANEL FOTOGRAFICO

PANEL FOTOGRAFICO	
Foto - Descripción	Foto - Descripción
	
(1) Sismógrafo de Vibraciones en funcionamiento.	(2) Medición de Vibraciones en los ejes perpendiculares al sistema estructural.
	
(3) Medición de vibraciones en el cuarto de máquinas	(4) Medición de Vibraciones en el piso 16
	
(5) Toma de datos de medición de vibraciones en el sexto piso	(6) Calibración del Sismógrafo en el sexto piso



(7) Medición de Vibraciones Piso 16 (Volado)

(8) Medición de Vibraciones Pimer Piso



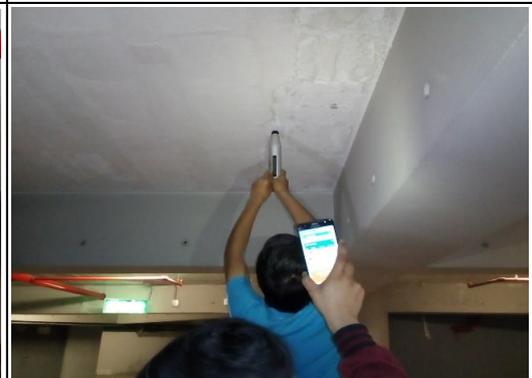
(9) Medición de vibraciones Suelo Exterior al edificio objetivo



(10) Medición de Vibraciones Sotanos



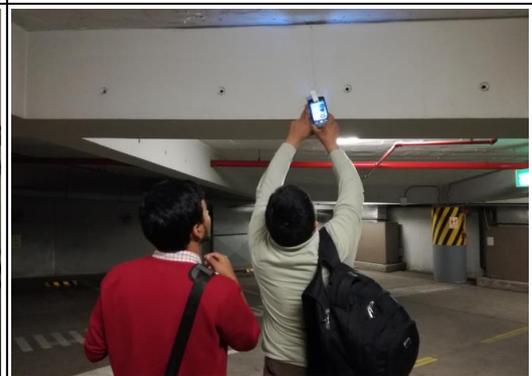
(11) Cruce de tuberías contraincendios a vigas principales



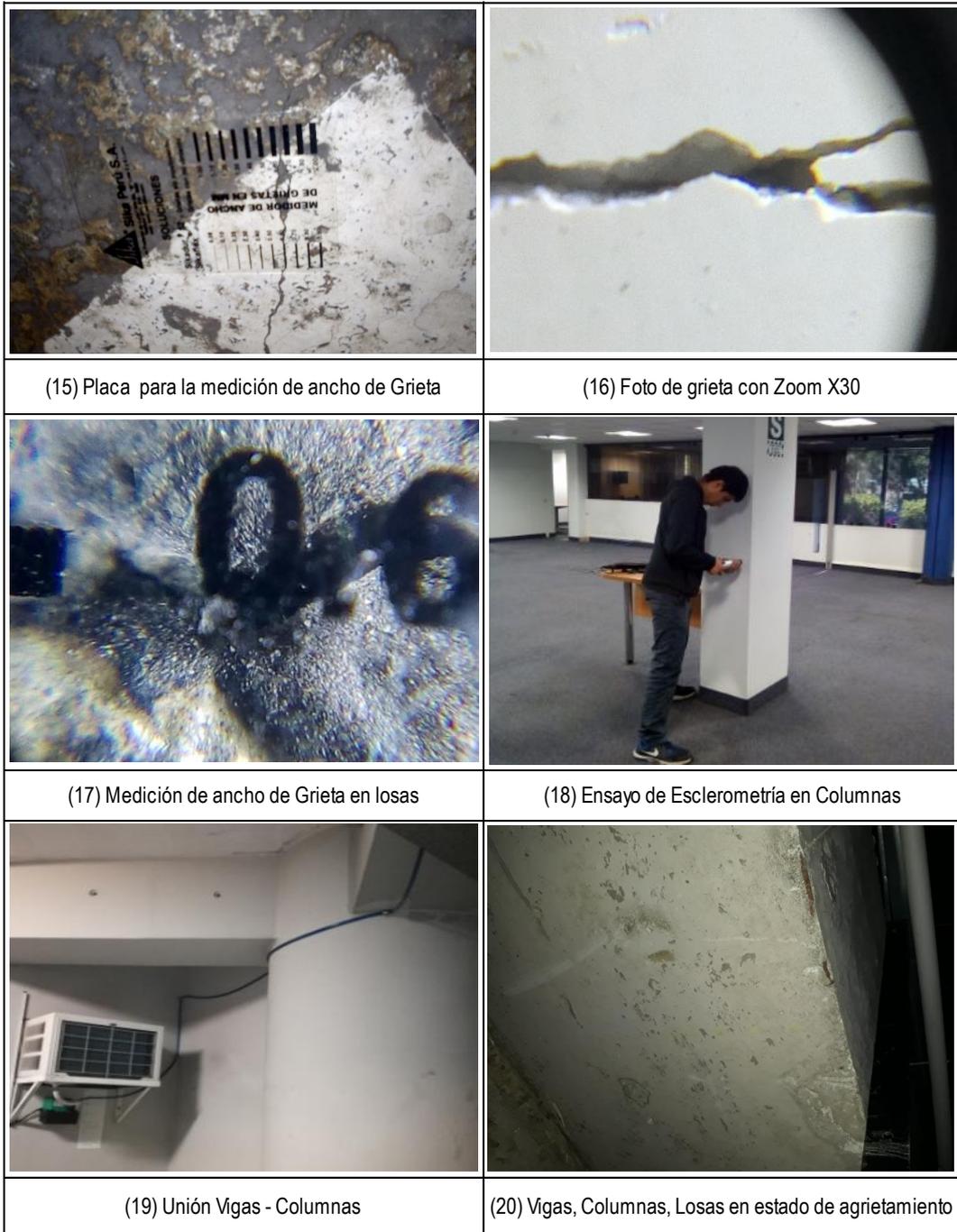
(12) Medición con Esclerometro la resistencia aproximada del concreto en techos



(13) Agrietamiento de losas en techos y sobrecarga



(14) Medición de Agrietamiento en Vigas



(21) Propuesta Chevrón Iluminado