



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



EVALUACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA CON
AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN EL EDIFICIO
DE 15 PISOS DE LA UNA-PUNO 2023

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. ALEXANDER NOEL OVIEDO ROMERO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

EVALUACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA CON AMORTIGUADOR DE MASA SIN TONIZADA EN EL EDIFICIO DE 15 PISOS

AUTOR

Alexander Noel Oviedo Romero

RECuento DE PALABRAS

44632 Words

RECuento DE CARACTERES

241537 Characters

RECuento DE PÁGINAS

262 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

12.8MB

FECHA DE ENTREGA

Nov 5, 2024 9:38 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Nov 5, 2024 9:42 PM GMT-5

● **12% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos.

- 10% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 8% Base de datos de trabajos entregados
- 3% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)

ING. DIANA ELIZABETH QUINTO GASTIABURU
ASESOR DE TESIS

VºBº

05 NOV 2024
ING. Jaime Medina Leiva
DOCENTE UNIVERSITARIO
COD. UNANº 910515
SUB DIRECTOR INV. I+D+i

ING. JAIME MEDINA LEIVA



DEDICATORIA

Este trabajo de investigación está dedicado para mis padres Zacarias Eloy Oviedo Subia y Agustina Hermes Romero López, en agradecimiento por su comprensión, sacrificio, esfuerzo y apoyo incondicional para alcanzar mis metas.

Para mi hermano Víctor por su respaldo y aliento constante.

Para mis hermanas Milagros, Heidi y Laura quienes son un gran motivo para que me esfuerce día tras día.

Alexander Noel Oviedo Romero



AGRADECIMIENTOS

A Dios, por brindarme salud y fortaleza, lo que me ha permitido alcanzar esta meta en mi vida profesional.

A la Universidad Nacional del Altiplano y en particular a su Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por darme la oportunidad de adquirir valiosos conocimientos en sus aulas y de conocer a personas maravillosas con quienes he compartido experiencias muy gratificantes.

A la Ing. Diana Elizabeth Quinto Gastiaburu, quien con su conocimiento y experiencia me ha asesorado de forma constante y amable durante el proceso de esta tesis.

A los miembros del jurado: Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille, Ing. Nicolás Luza Flores e Ing. Fausto Ponciano Mamani Mamani, por su exigencia, compromiso y apoyo a lo largo del desarrollo de esta investigación.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes han sido un pilar esencial en mi desarrollo ético y profesional.

A mis amigos y colegas por su respaldo constante y por haber compartido momentos valiosos en nuestra trayectoria profesional.

Alexander Noel Oviedo Romero



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTOS	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE TABLAS	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	18
ABSTRACT.....	19
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	21
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	25
1.2.1. Pregunta general.....	25
1.2.2. Preguntas específicas	25
1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.3.1. Hipótesis general	25
1.3.2. Hipótesis específicas	26
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO.....	26
1.4.1. Importancia del estudio	26
1.4.2. Relevancia del estudio.....	27
1.4.2.1. Credibilidad.....	27
1.4.2.2. Transferibilidad.....	27
1.4.2.3. Fidelidad.....	27
1.4.2.4. Confirmabilidad	28
1.4.3. Consecuencias del estudio.....	28
1.4.4. Limitaciones del estudio	28
1.4.5. Cuestiones éticas	28
1.4.6. Justificación teórica.....	29
1.4.7. Justificación metodológica.....	29
1.5. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN.....	30
1.5.1. Objetivo general	30



1.5.2. Objetivos específicos	30
------------------------------------	----

CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES	31
2.1.1. Antecedentes internacionales	31
2.1.2. Antecedentes nacionales	33
2.1.3. Antecedentes locales	36
2.2. MARCO TEÓRICO	36
2.2.1. Equilibrio de energía estructural en un sismo	36
2.2.2. Sistemas de protección sísmica	38
2.2.3. Dispositivos de control pasivo	42
2.2.4. Amortiguador de masa sintonizada	47
2.2.4.1. Ejemplos de AMS aplicados en edificios	48
2.2.4.2. Definición del AMS	53
2.2.4.3. Tipos de AMS	53
2.2.4.4. Dinámica del AMS.....	55
2.2.5. Metodología de diseño del AMS con aislador elastomérico.....	59
2.2.5.1. Parámetros del AMS	59
2.2.5.2. Método de Den Hartog.....	60
2.2.5.3. Método de Sadek.....	61
2.2.5.4. Método de Yung-Tsang Chen	62
2.2.5.5. Parámetros del aislador elastomérico.....	63
2.2.5.6. Verificaciones según AASHTO.....	65
2.2.6. Ingeniería sísmica basada en el desempeño	68
2.2.6.1. Primera generación basado en el desempeño.....	69
2.2.6.2. Segunda generación basado en el desempeño.....	70
2.2.6.3. Nueva generación basado en el desempeño	70
2.2.7. Resiliencia sísmica	71
2.2.7.1. Definición de la RS	71
2.2.7.2. Evaluación de la RS	71
2.2.7.3. Marco de evaluación probabilística del PEER.....	72
2.2.8. Metodología FEMA P-58.....	73
2.2.8.1. Filosofía del FEMA P-58.....	73
2.2.8.2. Aplicación del FEMA P-58.....	75



2.2.8.3.	Estructuración del FEMA P-58.....	75
2.2.8.4.	Funciones de fragilidad.....	76
2.2.8.5.	Funciones de consecuencia.....	77
2.2.8.6.	Grupos de fragilidad.....	77
2.2.8.7.	Ratios de materiales y mano de obra.....	78
2.2.9.	Metodología USRC.....	79
2.2.9.1.	Filosofía del USRC.....	79
2.2.9.2.	Aplicación del USRC.....	80
2.2.9.3.	Sistema de calificación de edificios USRC.....	80
2.2.9.4.	Metodología de evaluación subyacente.....	82
2.2.9.5.	Calificación de edificios USRC.....	85
2.2.10.	Procedimientos de análisis sísmicos.....	87
2.2.10.1.	Análisis estático de fuerzas equivalentes.....	88
2.2.10.2.	Análisis del espectro de respuesta.....	88
2.2.10.3.	Análisis estático no lineal.....	89
2.2.10.4.	Análisis dinámico no lineal.....	89
2.2.11.	No linealidad.....	89
2.2.11.1.	No linealidad del material.....	90
2.2.11.2.	Modelos de histéresis.....	92
2.2.11.3.	Plasticidad.....	93
2.2.11.4.	No linealidad geométrica.....	93
2.3.	MARCO NORMATIVO.....	94
2.3.1.	Marco nacional.....	94
2.3.2.	Marco internacional.....	95
CAPÍTULO III		
MATERIALES Y MÉTODOS		
3.1.	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	96
3.1.1.	Tipo de investigación.....	96
3.1.2.	Nivel o alcance de la investigación.....	96
3.1.3.	Diseño de la investigación.....	97
3.2.	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	97
3.2.1.	Población y muestra.....	97
3.2.1.1.	Muestreo.....	98
3.2.2.	Técnicas e instrumentos de recopilación de información.....	98



3.2.2.1. Técnicas	98
3.2.2.2. Instrumentos.....	99
3.2.3. Validez y confiabilidad	100
3.2.3.1. Validez	100
3.2.3.2. Confiabilidad.....	104
3.3. VARIABLES	104
3.3.1. Variable independiente.....	105
3.3.2. Variable dependiente.....	105
3.4. PRUEBAS ESTADÍSTICAS.....	106
3.4.1. Prueba de normalidad.....	106
3.4.2. Hipótesis y nivel de significancia	107
3.4.3. Análisis inferencial.....	108
3.5. PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS.....	109
3.6. EDIFICIO EN ESTUDIO	110
3.6.1. Descripción del edificio	110
3.6.2. Descripción de la arquitectura.....	114
3.6.3. Descripción estructural.....	117
3.7. SITUACIÓN ACTUAL DEL EDIFICIO Y PROPUESTA	118
3.8. ANÁLISIS DE PELIGRO	120
3.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PRINCIPAL	130
3.9.1. Modelo estructural	130
3.9.2. Análisis dinámico modal espectral.....	138
3.9.3. Modelo no lineal del edificio	143
3.9.4. Análisis no lineal estático.....	149
3.9.5. Análisis no lineal tiempo-historia	154
3.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SINTONIZADO.....	159
3.10.1. Diseño del AMS	159
3.10.2. Modelo estructural	178
3.10.3. Análisis dinámico modal espectral.....	181
3.10.4. Análisis no lineal estático.....	182
3.10.5. Análisis no lineal tiempo-historia	184
3.11. ANÁLISIS DE DAÑOS	187
3.11.1. Organización de los elementos.....	187
3.11.2. Grupos de fragilidad.....	193



3.11.3. Funciones de fragilidad	197
3.11.4. Funciones de consecuencia	197
3.12. ANÁLISIS DE PERDIDAS.....	198
3.12.1. Ratios de materiales y mano de obra.....	198
3.12.2. Tasa de inflación	200
3.12.3. Configuración PACT	201
CAPÍTULO IV	
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	
4.1. PARÁMETROS DE DEMANDA DE INGENIERÍA.....	206
4.1.1. EDP-Derivas	206
4.1.2. EDP-Aceleraciones	208
4.1.3. EDP-Rotaciones	209
4.2. VARIABLES DE DECISIÓN.....	228
4.2.1. DV-Damnificados	228
4.2.2. DV-Costos de reparación	228
4.2.3. DV-Tiempos de reparación	231
4.3. CALIFICACIÓN USRC.....	233
4.4. RESILIENCIA SÍSMICA	234
4.5. PRUEBA DE HIPÓTESIS ESTADÍSTICA.....	234
4.5.1. Prueba de normalidad.....	234
4.5.2. Prueba no paramétrica U de Mann – Whitney	235
4.5.3. Prueba de homogeneidad de varianzas	238
4.5.4. Prueba paramétrica T de Student	239
4.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	242
V. CONCLUSIONES.....	248
VI. RECOMENDACIONES	251
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	252
ANEXOS.....	260

Área: Estructuras

Tema: Resiliencia Sísmica

Línea de investigación: Análisis no lineal y sistemas de protección sísmica.

FECHA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS: 18 de noviembre del 2024



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Calificación DV-Seguridad.....	82
Tabla 2 Calificación DV-Daños.....	83
Tabla 3 Calificación DV-Recuperación.....	84
Tabla 4 Matriz de variable independiente.....	105
Tabla 5 Matriz de variable dependiente.....	105
Tabla 6 Información general del edificio.....	113
Tabla 7 Costo de inversión del edificio.....	113
Tabla 8 Áreas por niveles del edificio.....	116
Tabla 9 Descripción de los registros sísmicos seleccionados.....	120
Tabla 10 Especificaciones del material concreto.....	131
Tabla 11 Especificaciones del material acero de refuerzo.....	132
Tabla 12 Cargas muertas.....	136
Tabla 13 Cargas vivas.....	138
Tabla 14 Resumen elementos seleccionados.....	192
Tabla 15 Grupos de fragilidad dirección X.....	193
Tabla 16 Grupos de fragilidad dirección Y.....	195
Tabla 17 Grupos de fragilidad no direccionales.....	196
Tabla 18 Ratios mano de obra y material.....	200
Tabla 19 Certificación USRC.....	233
Tabla 20 Resiliencia sísmica principal y sintonizado.....	234
Tabla 21 Prueba de normalidad.....	235
Tabla 22 Prueba U de Mann – Whitney.....	236
Tabla 23 Prueba de homogeneidad de varianzas.....	239
Tabla 24 Prueba T de Student.....	239



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Equilibrio de energía estructural en un sismo	38
Figura 2 Sistemas de protección sísmica	39
Figura 3 Control activo e híbrido.....	40
Figura 4 Control semiactivo	40
Figura 5 Control pasivo	41
Figura 6 Aislador LRB	43
Figura 7 Aislador TFPB.....	44
Figura 8 Disipador TADAS.....	45
Figura 9 Disipador SLB.....	46
Figura 10 Disipador FVD	46
Figura 11 Disipador TMD	47
Figura 12 AMS John Hancock Tower	48
Figura 13 AMS Citicorp Center	49
Figura 14 AMS Chiba Port Tower.....	49
Figura 15 AMS Taipei 101	50
Figura 16 AMS Parque Araucano.....	51
Figura 17 AMS Geocentro Agustinas.....	51
Figura 18 AMS Cámara Chilena de la Construcción	52
Figura 19 AMS Policlínico Espíritu Santo	53
Figura 20 Esquemas de AMS para el control de movimiento en edificios	54
Figura 21 Características de los tipos de TMD	54
Figura 22 Estructura lineal no amortiguada + AMS no amortiguado	55
Figura 23 Estructura lineal no amortiguada + AMS amortiguado	56
Figura 24 Estructura lineal amortiguada + AMS amortiguado	57
Figura 25 Estructura no lineal amortiguada + AMS amortiguado	58
Figura 26 Frecuencia óptima según Sadek	61
Figura 27 Frecuencia y amortiguamiento optimo según Chen	62
Figura 28 Modelo bilineal	63
Figura 29 Área de superposición en apoyos elastoméricos	67
Figura 30 Tipos de deformación en el elastómero.....	68



Figura 31 Marco probabilístico fundamental	72
Figura 32 Estructura FEMA P-58.....	73
Figura 33 Estructura del FEMA P-58	75
Figura 34 Función de fragilidad	76
Figura 35 Función de consecuencia.....	77
Figura 36 Calificación de edificios USRC	80
Figura 37 Certificados USRC.....	87
Figura 38 Procedimientos de análisis sísmicos	88
Figura 39 Modelo constitutivo Mander confinado	90
Figura 40 Modelo constitutivo simple de Holzer	91
Figura 41 Modelos histeréticos en Etabs	92
Figura 42 Modelos de plasticidad.....	93
Figura 43 Efectos P-Delta.....	94
Figura 44 Calibración de masa entre modelo Etabs y expediente técnico	100
Figura 45 Ensayo experimental de pórticos en laboratorio de Toronto.....	102
Figura 46 Calibración del pórtico entre ensayo experimental y modelo Etabs	102
Figura 47 Ensayo experimental de muros en laboratorio de Zurich.....	103
Figura 48 Calibración del muro entre ensayo experimental y modelo Etabs	103
Figura 49 Ubicación del edificio en estudio	111
Figura 50 Edificio de 15 pisos UNA-Puno.....	112
Figura 51 Plano de elevación este de arquitectura.....	115
Figura 52 Plano en planta típico de arquitectura	116
Figura 53 Plano en planta típico de estructuras	117
Figura 54 Contraste espectro de respuesta con el expediente técnico	118
Figura 55 Contraste derivas inelásticas con el expediente técnico.....	119
Figura 56 Registros sísmicos observados en la región de Puno	120
Figura 57 Compatibilidad de los 7 pares de registros.....	121
Figura 58 Registro significativo 1EW Amantani	122
Figura 59 Registro significativo 1NS Amantani	122
Figura 60 Registro significativo 2EW Ilave	123
Figura 61 Registro significativo 2NS Ilave	123
Figura 62 Registro significativo 3EW Acora	124
Figura 63 Registro significativo 3NS Acora	124
Figura 64 Registro significativo 4EW Cabanillas	125



Figura 65 Registro significativo 4NS Cabanillas	125
Figura 66 Registro significativo 5EW Juliaca	126
Figura 67 Registro significativo 5NS Juliaca	126
Figura 68 Registro significativo 6EW Santa Lucia	127
Figura 69 Registro significativo 6NS Santa Lucia	127
Figura 70 Registro significativo 7EW Lampa	128
Figura 71 Registro significativo 7NS Lampa	128
Figura 72 Combinación de registros sísmicos SRSS dirección X.....	129
Figura 73 Combinación de registros sísmicos SRSS dirección Y.....	129
Figura 74 Asignación de propiedades del material concreto.....	131
Figura 75 Propiedades del material acero de refuerzo.....	132
Figura 76 Secciones Frame para representar columnas.....	133
Figura 77 Secciones Frame para representar vigas.....	133
Figura 78 Elementos Frame modelados en el Etabs	134
Figura 79 Secciones Shell-Thin para representar placas	134
Figura 80 Elementos Shell-Thin modelados en el Etabs	135
Figura 81 Secciones Membrane para representar losas aligeradas y macizas.....	135
Figura 82 Elementos Membrane modelados en el Etabs.....	136
Figura 83 Distribución cargas muertas en vigas.....	137
Figura 84 Distribución cargas muertas en losas	137
Figura 85 Distribución cargas vivas en losas	138
Figura 86 Modos de vibración del sistema principal.....	139
Figura 87 Parámetros sísmicos (Z, S, U, R)	140
Figura 88 Peso de la edificación considerando 100%CM + 50%CV	140
Figura 89 Espectro de aceleraciones E.030	141
Figura 90 Irregularidades del edificio de 15 pisos.....	142
Figura 91 Factores de escala para cortantes y derivas	142
Figura 92 Derivas inelásticas del sistema principal.....	143
Figura 93 Modelo constitutivo de Mander confinado e histéresis Takeda	144
Figura 94 Modelo constitutivo de Holzer e de histéresis Kinematic.....	144
Figura 95 Asignación de acero de refuerzo en columnas	145
Figura 96 Asignación de acero de refuerzo en vigas	146
Figura 97 Asignación de acero de refuerzo en placas	146
Figura 98 Definición de rótula tipo fibra para elementos frame	147



Figura 99 Asignación de rótula tipo fibra para elementos frame	148
Figura 100 Definición de rótula tipo fibra para elementos shell	148
Figura 101 Asignación de rótula tipo fibra para elementos shell	149
Figura 102 Caso de carga gravedad	149
Figura 103 Caso de carga ANLE	150
Figura 104 Espectros para los niveles de intensidad	151
Figura 105 Curva de capacidad XY del sistema principal	152
Figura 106 Desempeño dirección X del sistema principal	153
Figura 107 Desempeño dirección Y del sistema principal	153
Figura 108 Ingreso de acelerogramas al software Etabs	155
Figura 109 Caso de carga ANLTH	156
Figura 110 Fuerza basal máxima dirección X del sistema principal	157
Figura 111 Desplazamiento máximo dirección X del sistema principal	157
Figura 112 Aceleración máxima dirección X del sistema principal	158
Figura 113 Rotación máxima dirección X del sistema principal	158
Figura 114 Modelo histerético bilineal del aislador	166
Figura 115 Dimensiones de diseño del aislador elastomérico	178
Figura 116 Propiedades del bloque del AMS	179
Figura 117 Propiedades de los aisladores del AMS	180
Figura 118 Modelo estructural del AMS en Etabs	180
Figura 119 Modos de vibración del sistema sintonizado	181
Figura 120 Derivas inelásticas del sistema sintonizado	181
Figura 121 Curva de capacidad XY del sistema sintonizado	182
Figura 122 Desempeño dirección X del sistema sintonizado	183
Figura 123 Desempeño dirección Y del sistema sintonizado	183
Figura 124 Fuerza basal máxima dirección X del sistema sintonizado	184
Figura 125 Desplazamiento máximo dirección X del sistema sintonizado	185
Figura 126 Aceleración máxima dirección X del sistema sintonizado	185
Figura 127 Rotación máxima dirección X del sistema sintonizado	186
Figura 128 Histéresis máxima del AMS dirección X del sistema sintonizado	186
Figura 129 Sectorización de vigas dirección X	188
Figura 130 Sectorización de vigas dirección Y	188
Figura 131 Vigas representativas por grupo	189
Figura 132 Sectorización de columnas XY	190



Figura 133 Columnas representativas por grupo	190
Figura 134 Sectorización de placas XY.....	191
Figura 135 Placa representativas por grupo.....	192
Figura 136 Función de fragilidad B1041.001b - Conc Col & Bm	197
Figura 137 Función de consecuencia B1041.001b - Conc Col & Bm.....	198
Figura 138 Costos de construcción internacional por m2 de área interna 2022	199
Figura 139 Inflación promedio de los Estados Unidos (CPI).....	201
Figura 140 Configuración pestaña Project Info del PACT	202
Figura 141 Configuración pestaña Building Info del PACT	202
Figura 142 Configuración pestaña Population del PACT	203
Figura 143 Configuración Component Fragilities del software PACT	204
Figura 144 Configuración Perfomance Groups del software PACT	205
Figura 145 Configuración Structural Analisys Results del software PACT	205
Figura 146 EDP-Derivas dirección X.....	206
Figura 147 EDP-Derivas dirección Y	207
Figura 148 EDP-Aceleraciones dirección X.....	208
Figura 149 EDP-Aceleraciones dirección Y.....	209
Figura 150 EDP-Rotaciones viga B37 dirección X.....	210
Figura 151 EDP-Rotaciones viga B2 dirección X.....	210
Figura 152 EDP-Rotaciones viga B68 dirección X.....	211
Figura 153 EDP-Rotaciones viga B71 dirección X.....	211
Figura 154 EDP-Rotaciones viga B32 dirección Y	212
Figura 155 EDP-Rotaciones viga B45 dirección Y	213
Figura 156 EDP-Rotaciones viga B51 dirección Y	214
Figura 157 EDP-Rotaciones viga B56 dirección Y	214
Figura 158 EDP-Rotaciones columna C10 dirección X	215
Figura 159 EDP-Rotaciones columna C13 dirección X	216
Figura 160 EDP-Rotaciones columna C15 dirección X	217
Figura 161 EDP-Rotaciones columna C2 dirección Y	217
Figura 162 EDP-Rotaciones columna C8 dirección Y	218
Figura 163 EDP-Rotaciones placa W19 dirección X	219
Figura 164 EDP-Rotaciones placa W5 dirección X	220
Figura 165 EDP-Rotaciones placa W6 dirección X	220
Figura 166 EDP-Rotaciones placa W26 dirección X	221



Figura 167 EDP-Rotaciones placa W27 dirección X	222
Figura 168 EDP-Rotaciones placa W31 dirección Y	223
Figura 169 EDP-Rotaciones placa W24 dirección Y	223
Figura 170 EDP-Rotaciones placa W22 dirección Y	224
Figura 171 EDP-Rotaciones placa W21 dirección Y	225
Figura 172 EDP-Rotaciones placa W20 dirección Y	226
Figura 173 EDP-Rotaciones placa W12 dirección Y	226
Figura 174 EDP-Rotaciones placa W3 dirección Y	227
Figura 175 Costos de reparación por grupos de fragilidad.....	229
Figura 176 Costos de reparación por especialidades.....	229
Figura 177 DV-Costos de reparación	230
Figura 178 Tiempos de reparación por grupos de fragilidad.....	231
Figura 179 Tiempos por especialidades	232
Figura 180 DV-Tiempos de reparación	233
Figura 181 Diferencia de medias Derivas–X.....	237
Figura 182 Diferencia de medias Derivas–Y.....	237
Figura 183 Diferencia de medias Rotaciones–X	238
Figura 184 Diferencia de medias Aceleraciones–X	241
Figura 185 Diferencia de medias Aceleraciones–Y	241
Figura 186 Diferencia de medias Rotaciones–Y	242



ACRÓNIMOS

AASHTO:	American Association of State Highway Officials.
ACI:	American Concrete Institute.
AMS:	Amortiguador de Masa Sintonizada.
ANLTH:	Análisis No Lineal Tiempo-Historia.
ASCE:	American Society of Civil Engineers.
DV:	Decision Variable.
EDP:	Engineering Demand Parameter.
EW:	East-West.
FEMA:	Federal Emergency Management Agency.
LRB:	Lead Rubber Bearing.
NS:	North-South.
PACT:	Performance Assessment Calculation Tool.
PBEE:	Performance Based Earthquake Engineering.
PEER:	Pacific Earthquake Engineering Research.
RNE:	Normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.
RS:	Resiliencia Sísmica.
SEAOC:	Structural Engineers Association of California.
SS:	Sistemas Principal.
SS:	Sistema Sintonizado.
TMD:	Tuned Mass Damper.
UNA:	Universidad Nacional del Altiplano.
USRC:	United States Resiliency Council.



RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo principal evaluar la resiliencia sísmica del edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO en combinación con amortiguador de masa sintonizada, centrándose en los damnificados, costos y tiempos de reparación probables simulados en software PACT. Según las teorías e investigaciones revisadas sobre el tema se plantea como hipótesis que la calificación de la resiliencia sísmica de edificio mejorará a certificación USRC Gold si se incorpora el AMS. Los materiales empleados fueron los documentos del expediente técnico y el método fue del tipo de investigación pura bajo el nivel explicativo y un diseño no experimental. Esta estructura fue diseñada bajo una normativa que actualmente ya no está vigente y al actualizarlo muestra un incremento en las derivas del 15%, por este motivo se ha propuesto la anexión del AMS al edificio en estudio con el fin de mejorar la resiliencia sísmica medido a través de las variables de decisión en el software PACT, determinados a partir de los parámetros de demanda de ingeniera calculados en el software ETABS mediante un análisis no lineal tiempo-historia, conforme a los resultados se logró evaluar una resiliencia sísmica USRC Silver para el edificio existente debido a que tiene 0 damnificados, un costo de S/.1,249,250 y tiempo de 36 días en reparaciones con valores máximos de 5.21%, 1.15g y 5.62% en derivas, aceleraciones y rotaciones respectivamente, así mismo se evaluó una resiliencia sísmica USRC Gold con el AMS propuesto debido a que tiene 0 damnificados, un costo de S/.649,688 y tiempo de 22 días en reparaciones con valores máximos de 3.63%, 1.12g y 3.55% en derivas, aceleraciones y rotaciones respectivamente.

Palabras clave: Análisis no lineal tiempo-historia, Aislador LRB, Funciones de fragilidad, FEMA P-58, Sismología y USRC.



ABSTRACT

The main objective of this thesis is to evaluate the seismic resilience of the 15-story UNA-PUNO building in combination with a tuned mass damper, focusing on the probable damage, costs and repair times simulated in PACT software. According to the theories and research reviewed on the subject, it is hypothesized that the seismic resilience rating of the building will improve to USRC Gold certification if the AMS is incorporated. The materials used were the documents of the technical file and the method was of the pure research type under the explanatory level and a non-experimental design. This structure was designed under a regulation that is currently no longer in force and when updating it shows an increase in drifts of 15%, for this reason it has been proposed the annexation of the AMS to the building under study in order to improve the seismic resilience measured through the decision variables in the PACT software, determined from the engineering demand parameters calculated in the ETABS software through a nonlinear time-history analysis, according to the results, it was possible to evaluate a seismic resilience USRC Silver for the existing building because it has 0 victims, a cost of S/.1,249,250 and a repair time of 36 days with maximum values of 5.21‰, 1.15g and 5.62‰ in drifts, accelerations and rotations respectively, likewise a USRC Gold seismic resilience was evaluated with the proposed AMS due to having 0 victims, a cost of S/.649,688 and time of 22 days in repairs with maximum values of 3.63‰, 1.12g and 3.55‰ in drifts, accelerations and rotations respectively.

Keywords: Nonlinear time-history analysis, LRB isolator, Fragility functions, FEMA P-58, Seismology and USRC.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

El tema de investigación consiste en el análisis de los efectos del amortiguador de masa sintonizada (AMS) sobre el edificio de 15 pisos ubicado en la ciudad de Puno. Los efectos son evaluados a través de un enfoque emergente como es la resiliencia sísmica (RS), la cual está definida por sus tres dimensiones: parámetros de demanda de ingeniería (EDP), variables de decisión (DV) y calificación USRC. El análisis se realiza comparando dos modelos matemáticos en Etabs, el primer modelo que representa la situación actual o existente del edificio de 15 pisos a la cual se le ha denominado sistema principal (SP) y luego un segundo modelo que representa al edificio de 15 pisos en combinación con el AMS a la cual se le ha denominado sistema sintonizado (SS).

La propuesta de esta investigación podría ser un avance significativo para reducir el impacto de futuros sismos y mejorar la resiliencia de nuestra población, dado que se tiene un incertidumbre sobre el comportamiento real de una estructura con los análisis convencionales que realizamos y dependiendo de la importancia del edificio es necesario considerar los análisis no lineales. El empleo de metodologías emergentes como el FEMA P-58 y USRC son importantes para explicar de qué manera contribuye al comportamiento estructural un sistema de protección sísmica como es el AMS en términos más prácticos para el usuario y la población en general como: damnificados, costos de reparación y tiempos de reparación probables cuando el edificio experimente un sismo.

La investigación está conformada por IV capítulos, distribuidos de la siguiente forma: Capítulo I (Introducción) donde se explican los fundamentos de la investigación como son el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, justificación y objetivos. Capítulo II (Revisión de la literatura) donde se describen los



antecedentes y temáticas referentes a las variables resiliencia sísmica y amortiguador de masa sintonizada. Capítulo III (Materiales y métodos) donde se explica sobre los métodos y diseños empleados en esta investigación, descripción del edificio en estudio, detalle sobre la situación actual y la propuesta de mejora, así mismo se explica sobre el análisis empleado en cada etapa para lograr los resultados. Capítulo IV (Resultados y discusión) donde evalúa y discute los resultados obtenidos para mostrar los beneficios que proporciona el sistema AMS. Finalmente, en los últimos capítulos se exponen las conclusiones, recomendaciones, referencias y anexos empleados en esta investigación.

1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

A nivel mundial, varios eventos sísmicos de gran magnitud han afectado a diversas poblaciones, lo que ha generado preocupación entre los investigadores de la ingeniería estructural. Como respuesta, los códigos de diseño sismorresistente se van ajustando, adoptando nuevos enfoques basados en las lecciones aprendidas de la realidad y avances de los ensayos experimentales.

La mayoría de los códigos de diseño sísmico adoptan la filosofía del diseño basado en el desempeño, un ejemplo es el documento VISION 2000 que establece cuatro niveles de desempeño: (1) funcionamiento completo del edificio ante sismos frecuentes; (2) ocupación inmediata del edificio tras sismos ocasionales; (3) protección de la vida de los usuarios ante sismos raros y (4) prevención del colapso frente a sismos muy raros. En este contexto los reglamentos de diseño sísmico asocian los niveles de desempeño con límites de variables físicas como las distorsiones de entrepiso estableciendo valores umbrales para garantizar un adecuado comportamiento estructural. Como resultado, en la actualidad los códigos solo se enfocan en la seguridad de los ocupantes y reducir los daños, no obstante, tienden a descuidar el daño en los elementos no estructurales que



también forman parte de la inversión del proyecto y en muchos casos representan un costo significativo. (Gutiérrez Trejo et al., 2022)

Un suceso de edificios que alcanzaron el estado límite de prevención al colapso fue en el terremoto de febrero del 2011 en Christchurch, Nueva Zelanda. Este sismo causó daños estructurales significativos en numerosos edificios ubicados en el Central Business District (CBD), por otra parte, muchos de estos edificios presentaron deformaciones residuales considerables y en varios casos se determinó que la reparación no era económicamente viable, lo que llevó a la demolición de un gran porcentaje de las estructuras afectadas. Como resultado, el CBD estuvo cerrado durante aproximadamente dos años, y los trabajos de reconstrucción no comenzaron hasta tres años después del terremoto, lo que ocasionó grandes pérdidas económicas. El gremio de la ingeniería estructural de Nueva Zelanda concluyó que los edificios se comportaron adecuadamente según el código de diseño, ya que no se produjo colapso estructural, cumpliendo así con el nivel de seguridad de vidas establecido en las normas bajo las cuales fueron construidos. Sin embargo, desde la perspectiva de los usuarios, propietarios y la sociedad en general, el desempeño de sus edificios durante el evento sísmico fue disconforme, ya que no esperaban que sus construcciones sufrieran considerables daños durante un sismo, dado que estaban diseñadas conforme a un reglamento de diseño sismorresistente moderno. (Gutiérrez Trejo et al., 2022)

En otro lugar Toyoda analizó las pérdidas financieras directas por los costos de reparación de la infraestructura tras el terremoto ocurrido en 1995 en Kobe, Japón. Concluyó que estas ascendieron a 63 billones de dólares. Además, las pérdidas relacionadas con la interrupción de negocios, acumuladas durante un período de 10 años, resultaron ser aproximadamente el doble de las pérdidas directas. (Toyoda, 2008)



En Sudamérica, especialmente en las áreas cercanas al cinturón de fuego, hay una mayor probabilidad de experimentar terremotos, algunos de los países que lo integran son: Chile, Argentina, Bolivia, Perú, Ecuador, Colombia, México y la costa oeste de los Estados Unidos. Estas regiones se sitúan sobre placas tectónicas que están en constante fricción, por tal razón existe un silencio sísmico que puede ser inminente y cuanto más energía acumulan estas superficies mayor es la probabilidad de experimentar terremotos de gran magnitud. (Cersa, 2020)

En otro lugar también se ha visto que los daños en los componentes estructurales de los edificios afectados fueron mínimos, sin embargo, los elementos no estructurales y el contenido resultaron ser los más perjudicados durante el terremoto que tuvo lugar el 27 de febrero de 2010 en la costa de la región del Biobío, Chile. Como resultado, estas edificaciones quedaron fuera de servicio mientras se llevaban a cabo las reparaciones y el reemplazo de los elementos dañados. (Miranda et al., 2012)

En el Perú, el terremoto de Pisco de 2007 nos brindó valiosas lecciones que deben seguir guiando nuestras políticas y prácticas para reducir el impacto de futuros sismos y mejorar la resiliencia de nuestro país. A pesar de los avances, todavía enfrentamos desafíos significativos, por lo tanto, es esencial seguir fortaleciendo nuestra cultura de prevención para enfrentar eventos sísmicos de gran magnitud. (IGP, 2024)

En Puno, se tiene el edificio de 15 pisos que ha sido diseñado bajo la normativa E.030 2006 la cual ya no se encuentra vigente, no obstante, la norma actual E.030 2018 ha definido otros valores en los parámetros de peligro sísmico que si se actualizan para el edificio en estudio conlleva a una variación en la demanda de diseño para un sismo raro, de modo que existe la necesidad de evaluar el comportamiento estructural del edificio.



Luego de volver a realizar el análisis estructural en el edificio de 15 pisos con la norma vigente E.030 2018, se puede indicar que la actualización por cambios normativos ocasiona un incremento del 15% en las derivas máximas para la dirección X de la estructura. Intuitivamente, sabemos que un alto grado en las derivas de un edificio advierte que presentará mayores daños en sus componentes estructurales y no estructurales cuando lleguen a experimentar un terremoto.

Dado que hay una variación significativa en el análisis del edificio surgió el interés de estudiar el comportamiento de la estructura a través de nuevos enfoques como es la evaluación de la resiliencia sísmica. Esta evaluación se apoya en el análisis no lineal tiempo-historia que proporciona resultados más cercanos al comportamiento real de la estructura a cambio de mayores recursos computacionales.

Según las observaciones realizadas se espera que la resiliencia sísmica del edificio sea inadecuada, no obstante debido a que el edificio en estudio tiene un alto costo de inversión resulta indispensable considerar que esta situación se puede mejorar mediante la anexión de un sistema de protección sísmica.

En vista de que es una edificación existente, se propone mejorar con el sistema de protección sísmica denominado amortiguador de masa sintonizada, ya que su integración es viable para mejorar la resiliencia sísmica del edificio, a mi óptica las edificaciones se deben ir actualizando con los cambios normativos para garantizar un desempeño adecuado. Por lo expuesto anteriormente se formulan las siguientes preguntas.



1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Pregunta general

¿En qué medida varia la resiliencia sísmica con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023?

1.2.2. Preguntas específicas

- PE1: ¿Cuánto es el valor de los parámetros de demanda de ingeniería con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023?
- PE2: ¿Cuánto es el resultado de las variables de decisión con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023?
- PE3: ¿Cómo es la valoración de la calificación USRC con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023?
- PE4: ¿De qué manera se hace el acondicionamiento del sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023?

1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Hipótesis general

La calificación de la resiliencia sísmica mejorará a certificación USRC Gold con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.



1.3.2. Hipótesis específicas

- HE1: El valor de los parámetros de demanda de ingeniería se atenúa con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- HE2: El resultado de las variables de decisión se reduce con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- HE3: La valoración de la calificación USRC mejorará a certificación USRC Gold con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- HE4: Es asequible técnica y económica el acondicionamiento del sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

1.4.1. Importancia del estudio

La importancia de esta investigación radica en la necesidad de mejorar el comportamiento estructural cuando experimenten impactos ante solicitaciones sísmicas, esta optimización puede lograrse con el uso de sistemas de protección sísmica, singularmente el amortiguador de masa sintonizada ya que su anexión es viable técnica y económica en edificaciones existentes. Por otro lado, se resalta la importancia de aplicar el concepto de resiliencia sísmica para la evaluación estructural a nivel local y nacional.



1.4.2. Relevancia del estudio

El amortiguador de masa sintonizada es un dispositivo compuesto por una masa adicional sostenida sobre apoyos elastoméricos, que normalmente se ubica en el último piso, lo que evita interferir en el funcionamiento normal del edificio. Esto permite que los costos de instalación y mantenimiento del sistema de disipación de energía sean reducidos en comparación con otros sistemas de protección sísmica.

1.4.2.1. Credibilidad

El modelo matemático realizado en el software Etabs se ha calibrado con los resultados de diseño del expediente técnico, de modo que se asegura la veracidad en el análisis y evaluación para conseguir los resultados de esta investigación.

1.4.2.2. Transferibilidad

Los resultados obtenidos son propios del edificio y del contexto, sin embargo, dado que se ha considerado registros sísmicos característicos de la región Puno para el análisis, existe la posibilidad de extrapolar esta optimización a otras edificaciones en nuestra región.

1.4.2.3. Fidelidad

En esta investigación se ha diseñado y evaluado aspectos técnicos y económicos del sistema AMS por lo que es factible su implementación.



1.4.2.4. Confirmabilidad

En esta investigación se ha considerado como estrategia la triangulación del entorno, es decir, se ha planteado diferentes momentos para evaluar los resultados del análisis (con y sin AMS) con la finalidad de asegurar la optimización de los resultados.

1.4.3. Consecuencias del estudio

Los resultados de esta investigación permiten comprender como será el comportamiento estructural del edificio cuando experimente una sollicitación sísmica, la cual es importante para fines de conservación y prevención. Estos resultados están sintetizados mediante evaluaciones emergentes como es el sistema de calificación USRC para edificios, de esta manera apoyar a promover la resiliencia sísmica como un nuevo enfoque de diseño y evaluación para nuestra región y el país.

1.4.4. Limitaciones del estudio

Debido a la falta de datos disponibles sobre las funciones de fragilidad y costos de reparación de elementos estructurales y no estructurales en el Perú, se ha optado por considerar la base de datos del software PACT del FEMA P-58 la cual fue adaptado por medio de ratios a nuestro entorno, por lo que se espera un nivel de incertidumbre en estos parámetros.

1.4.5. Cuestiones éticas

Esta investigación siguió estrictamente todos los lineamientos establecidos por las normativas y reglamentos del trabajo de investigación y tesis proporcionados por la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.



Cabe señalar que fue necesario contar con autores, metodologías y normativas nacionales e internacionales que permitieron que esta investigación cuente con respaldo teórico. Por ello fue necesario citar a cada uno de ellos cuyas ideas contribuyeron con el desarrollo de esta investigación.

Respecto sobre la información necesaria para el análisis del edificio de 15 pisos proporcionada por la Unidad Ejecutora de Inversiones de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno, se aclara que los fines que persiguió esta investigación fueron exclusivamente académicos.

Finalmente cada uno de los datos expuestos en este estudio fueron verídicos y en ninguna circunstancia fueron alterados en beneficio del investigador o de la entidad.

1.4.6. Justificación teórica

Las edificaciones en Puno anteriores a la norma vigente E.030 2018 tienen una incertidumbre en su comportamiento sísmico presentando un mayor nivel en las derivas debido a los cambios normativos. Por lo tanto, es fundamental realizar una evaluación estructural a través de la resiliencia sísmica con un análisis más complejo como es el análisis no lineal tiempo-historia. El sistema de protección sísmica conocido como amortiguador de masa sintonizada no suele ser empleado en nuestra región, sin embargo este dispositivo ayuda en gran medida a controlar los desplazamientos.

1.4.7. Justificación metodológica

En esta investigación, se establece un procedimiento metodológico para controlar los desplazamientos laterales en edificaciones existentes utilizando



amortiguadores de masa sintonizada. Esta propuesta representa una alternativa para mejorar la respuesta estructural del edificio y, especialmente, para optimizar la resiliencia sísmica. El análisis no lineal tiempo-historia (ANLTH), la metodología de evaluación FEMA P-58 y USRC combinando con el sistema AMS para conseguir mejorar la resiliencia sísmica se puede extrapolar a otras edificaciones importantes en nuestra región debido a que se emplean costos y registros sísmicos característicos de nuestra región.

1.5. OBJETIVO DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo general

Evaluar la resiliencia sísmica con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

1.5.2. Objetivos específicos

- OE1: Calcular el valor de los parámetros de demanda de ingeniería con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- OE2: Determinar el resultado de las variables de decisión con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- OE3: Evaluar la valoración de calificación USRC con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.
- OE4: Desarrollar el acondicionamiento del sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Antecedentes internacionales

En referencia a los antecedentes internacionales para la variable X, se consultó las siguientes investigaciones:

- En la investigación realizada en Quito por Gutiérrez (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Influencia de Amortiguadores de Masa Sintonizada en la Respuesta Estructural de Edificaciones” el autor concluye que para un análisis tiempo historia de la edificación de 10 niveles con AMS se tiene una reducción máxima del 33.5% en los desplazamientos y del 36.6% en las derivas.
- En la investigación realizada en Santiago por Lobos (2015) mediante su tesis de posgrado titulada “Reducción en la Respuesta Sísmica del Edificio Santiago Norte a través del uso de un Amortiguador de Masa Sintonizada compuesto por la Losa de Azotea” el autor concluye que fue posible utilizar la losa de azotea del edificio para la confección de un AMS alcanzando en promedio un 25% de reducción en las respuestas estudiadas, los modelos AMS que generaron mayores porcentajes de reducción fue cuando se sintonizo la frecuencia de vibración traslacional medida en la dirección Y del edificio disponiendo los aisladores elastoméricos lo más alejado del centro de masa.



En referencia a los antecedentes internacionales para la variable Y, se consultó las siguientes investigaciones:

- En la investigación realizada en Sangolquí por Chicaiza (2023) mediante su tesis de posgrado titulada “Aplicación del Método de Análisis Incremental para Evaluar el Desempeño Sísmico entre Tipologías OMF y OMF+SSW para determinar Costos de Reparación” el autor concluye que al utilizar muros estructurales comparado con sistemas tradicionales conformados únicamente con vigas y columnas, en términos de costos entre TE-1 con TE-1RF se tiene una reducción del 75% en costos de reparación con una pérdida de \$ 195,036 hasta llegar a \$ 54,666.66, al comparar la tipología TE-2 con TE-2RF se tiene una disminución del 90% en costos de reparación con una pérdida de \$ 176,097.95 hasta llegar a \$ 20,625, en todos los casos de estudio la mayor parte del daño se concentró en las mamposterías no reforzadas con valores en costo de hasta un 60% del costo de reparación total.
- En la investigación realizada en Quito por Aveiga & Carvajal (2018) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis de Perdidas y Estimación de Daños utilizando la Herramienta PACT del FEMA P-58, en una Edificación ubicada en la Ciudad de Quito” el autor concluye que para un sismo raro el costo de reparación es de \$ 214,980.48 y \$ 351,616.192 los cuales son el 13.71% y 22.42% del costo total y el tiempo de reparación es de 211 y 286 días para los modelos con R igual a 6 y R igual a 8 respectivamente, la certificación USRC obtenida con el modelo R igual a 6 es SILVER ya que tiene calificación de 3 estrellas en 2 DV, el modelo



con R igual a 8 es CERTIFIED ya que tiene calificación de 3 estrellas en 1 DV.

2.1.2. Antecedentes nacionales

En referencia a los antecedentes nacionales para la variable X, se consultó las siguientes investigaciones:

- En la investigación realizada en Arequipa por Galdos (2023) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio de 11 Niveles en la Ciudad de Arequipa Incorporando Amortiguadores de Masa Sintonizada” el autor concluye que para el caso del análisis modal espectral se redujeron las derivas en un porcentaje máximo de 34.2%, para el caso del análisis tiempo historia los desplazamientos tienen una mayor reducción en el sismo de Vitor (sismo de corta duración e intensidad controlada).
- En la investigación realizada en Lima por Morales & Parra (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Influencia de la Ubicación Vertical de los Amortiguadores de Masa Sintonizada en las Respuestas Dinámicas Sísmicas de una Edificación Multifamiliar de 10 Pisos, ubicado en el Distrito de Cercado de Lima” el autor concluye que con la incorporación del AMS en el último nivel se tiene una reducción máxima del 40% en las derivas dirección X y del 49.7% en las derivas dirección Y, así mismo, se tiene una reducción máxima del 19.3% en las aceleraciones dirección X y del 9.2% en las aceleraciones dirección Y.
- En la investigación realizada en Lima por Quispe & Rojas (2020) mediante su tesis de pregrado titulada “Mejoramiento de la Respuesta Dinámica en



un Edificio de 26 Niveles Incorporando Amortiguadores de Masa Sintonizada en Jesús María” el autor concluye que con la incorporación del AMS la reducción de las derivas en el último nivel es de 3.86% y 5.43%, se reduce el periodo del primer modo de vibración en 1.15% y el costo de estructuras es de S/. 8,885,382.83 y con AMS es de S/. 8,973,080.50 resultando un 1% más caro.

- En la investigación realizada en Arequipa por Cotacallapa (2017) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis de un Edificio Asimétrico de 10 Niveles de Concreto Armado con Amortiguadores de Masa Sintonizada” el autor concluye que con la incorporación de AMS para un análisis modal espectral la reducción de las derivas en el quinto nivel es de 37% y 26% en las direcciones X e Y respectivamente, hay un incremento del 25% en el periodo fundamental y el costo de estructuras es de S/. 2,773,199.14 y con AMS es de S/. 2,859,460.75 resultando un 3.11% más caro.

En referencia a los antecedentes nacionales para la variable Y, se consultó las siguientes investigaciones:

- En la investigación realizada en Lima por Huaman & Sopla (2023) mediante su tesis de pregrado titulada “Diseño Estructural Metodología FEMA P58 para estimar Resiliencia Sísmica en una Vivienda Multifamiliar en Lima - Perú” el autor concluye que para un sismo raro realizando el diseño estructural se determinó un costo de reparación de \$ 50,700 y \$ 21,000 el cual es 16% y 7% del costo total de la edificación, el tiempo de recuperación es de 7.5 meses y 5.3 meses, la cantidad de personas heridos es de 3.7 y 2.6 para la metodología convencional y metodología FEMA P-58 respectivamente.



- En la investigación realizada en Huancayo por Abregu (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Evaluación de la Resiliencia Sísmica en Edificaciones Empleando Disipadores Metálicos, Escuela N° 30209 Paulina Salazar Alfaro, Huancayo, 2021” el autor concluye que para un sismo raro el costo de reparación es de S/. 1,182,828.67, S/. 85,051.17 y S/. 86,104.62 los cuales son el 85.41%, 6.44% y 6.22% del costo total de la edificación, el tiempo de recuperación es de 79, 22 y 22 días, para damnificados se obtuvo 2 muertes y 2 heridos, 0 muertes y 2 heridos, 0 muertes y 2 heridos para los modelos Existente, SLB y TADAS respectivamente, el modelo existente no alcanzo alguna certificación ya que la calificación es de 1 estrella en cada DV, los modelos SLB y TADAS alcanzaron la certificación Gold ya que la calificación es de 4 estrellas en cada DV.
- En la investigación realizada en Cusco por Saico (2021) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis Comparativo del Desempeño Sísmico de Edificaciones de Mediana Altura con Sistema Estructural Dual y Diagrid en Cusco” el autor concluye que para un sismo raro el costo de reparación para 10 niveles es de \$ 1,351,199 y \$ 134,402 los cuales son el 30.03% y 2.44% del costo total de la edificación, para 15 niveles es de \$ 2,059,352 y \$ 261,904 los cuales son el 30.51% y 3.17% del costo total de la edificación y para 20 niveles es de \$ 2,717,024 y \$ 294,444 los cuales son el 32.89% y 2.67% del costo total de la edificación para los sistemas dual y diagrid respectivamente.

2.1.3. Antecedentes locales

En referencia a los antecedentes locales para la variable X, se consultó la siguiente investigación:

- En la investigación realizada en Juliaca por Ayhuasi & Añamuro (2020) mediante su tesis de pregrado titulada “Comparación de la Respuesta Estructural en un Edificio de 20 Niveles con Amortiguadores de Masa Sintonizada de Tipo Convencional y Pendular mediante Modelos Físicos a Escala Reducida” el autor concluye que el acoplamiento del sistema AMS convencional reduce en 40.7% y el sistema AMS pendular reduce en 30% los desplazamientos en el último nivel del modelo físico a escala analizado respectivamente.

En referencia a los antecedentes locales para la variable Y, no se logró encontrar alguna investigación de la variable resiliencia sísmica para la región Puno.

2.2. MARCO TEÓRICO

En referencia al marco teórico para la variable X, se vio que sería importante referenciar y describir las siguientes temáticas.

2.2.1. Equilibrio de energía estructural en un sismo

A nivel global, el concreto es el material estructural más utilizado y estudiado en la construcción de edificios. Para la edificación de nuevas estructuras, es necesario simplificar el modelo de su comportamiento sísmico asumiendo que se comporta de manera lineal y elástica, aunque esto no excluye su comportamiento inelástico. Este último se considera mediante el coeficiente de reducción de carga R, que está vinculado a la capacidad del edificio para disipar

energía. Sin embargo, para evaluar adecuadamente el comportamiento estructural de los edificios, es crucial contar con un modelo matemático que tenga en cuenta cómo la resistencia y rigidez cambian bajo la influencia de la demanda sísmica, afectando la capacidad real de disipación de energía. Recientemente, con los avances tecnológicos, han surgido nuevos métodos y criterios para evaluar sísmicamente las edificaciones de concreto. (Reyes & Rubiano, 2002)

Un sismo es un fenómeno que libera una gran cantidad de energía, la cual se manifiesta en el movimiento del suelo y se transmite a las estructuras construidas sobre él. Esto provoca que las edificaciones respondan vibrando y disipando energía mediante deformaciones plásticas, fricción, esfuerzos internos y rupturas. (Villarreal & Oviedo, 2009)

La energía de respuesta de un sistema vibratorio es la combinación de las energías individuales de cada uno de sus componentes. Esta energía total será equivalente a la energía externa que genera una excitación, como un sismo, para mantener el equilibrio. La energía que la estructura necesita disipar a través de la deformación plástica del material puede reducirse si se incorporan sistemas que disminuyan la respuesta, los cuales tienen una alta capacidad de disipar energía. Esto ayuda a reducir el daño en los elementos estructurales y concentrarlo en dispositivos que son reemplazables. (Arévalo, 2015)

El equilibrio de energía en un sistema estructural refleja los diferentes tipos de energía involucrados en la vibración de un edificio como resultado de un sismo, y se expresa mediante la ecuación (1).

$$E = E_k + E_s + E_h + E_d \quad (1)$$

Donde:

E : Energía que ingresa al sistema.

E_k : Energía asociada al movimiento total del sistema (energía cinética).

E_s : Energía acumulada en la deformación elástica, la cual es recuperable.

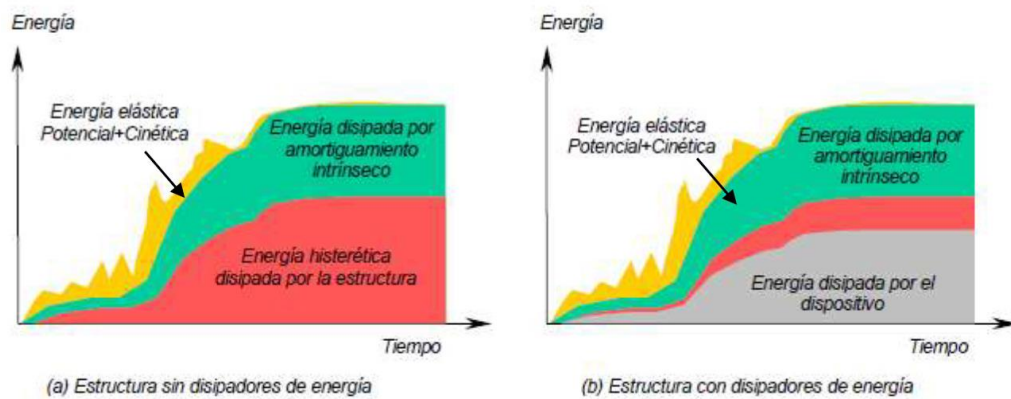
E_h : Energía perdida por el sistema estructural debido a la inelasticidad, que no puede ser recuperada.

E_d : Energía absorbida y disipada por dispositivos adicionales en el sistema.

El análisis de la energía asociada a una edificación durante un sismo y la comparación entre una estructura tradicional y una que cuenta con disipadores de energía.

Figura 1

Equilibrio de energía estructural en un sismo



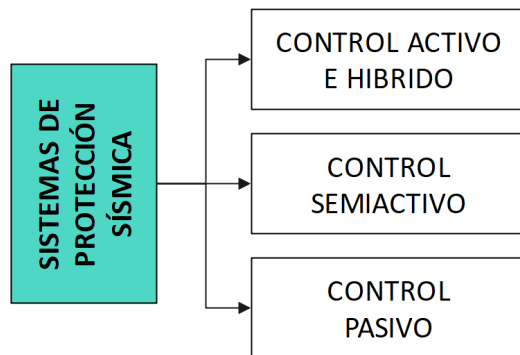
Nota: Adaptado de Reyes y Rubiano (2002)

2.2.2. Sistemas de protección sísmica

Según Oviedo & Duque (2006) “Se propone una organización con enfoque internacional que incluye tres tipos de sistemas para el control de la respuesta sísmica: control pasivo, control activo e híbrido, y control semiactivo.”

Figura 2

Sistemas de protección sísmica



Nota: Adaptado de Oviedo & Duque (2006)

- **Control activo e híbrido**

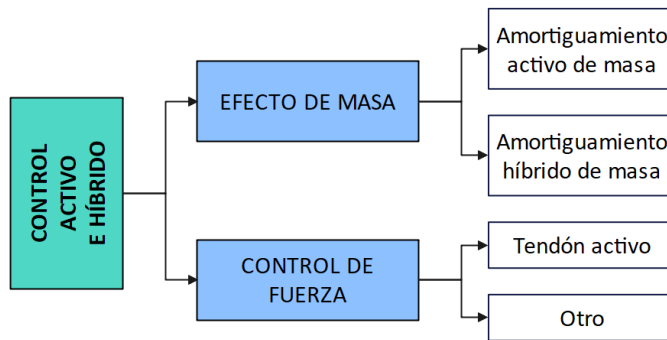
Los sistemas activos son complejos debido a que necesitan la instalación de sensores para medir y procesar las variables de control, con el objetivo de ajustar la respuesta del dispositivo durante un sismo.

Los sistemas activos incorporan un algoritmo de control y un procesador de información, lo que implica la necesidad de uno o más computadores operando de forma continua, además de una protección adecuada para asegurar su funcionamiento durante un sismo. Un desafío importante es garantizar un suministro constante de energía para estos dispositivos, algo que resulta particularmente difícil de resolver en los países de América Latina.

En un sistema activo, la estructura se supervisa de manera continua, lo que permite ajustar en tiempo real la respuesta de los dispositivos en función de la intensidad de la excitación sísmica. Este es el principio básico que rige el funcionamiento de estos sistemas. (Genatios & Lafuente, 2016)

Figura 3

Control activo e híbrido



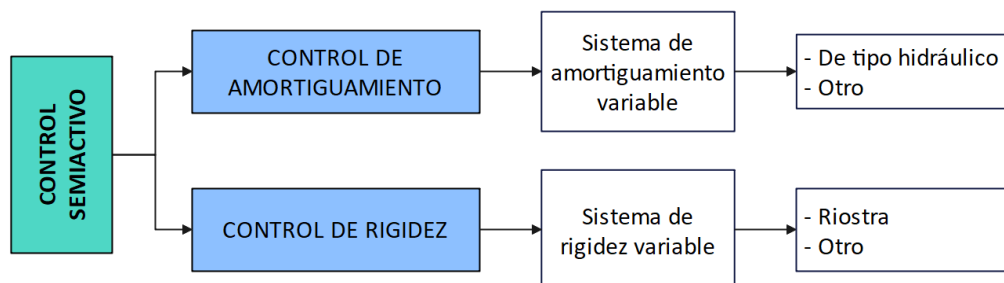
Nota: Adaptado de Oviedo & Duque (2006)

- **Control semiactivo**

Los sistemas semiactivos se fundamentan en ajustar las propiedades mecánicas de los dispositivos de disipación de energía, lo que requiere un monitoreo y control continuo, similar a los sistemas activos. En este tipo de sistemas, se pueden emplear amortiguadores con fluidos reológicos, amortiguadores de masa o dispositivos de fricción controlable. (Genatios & Lafuente, 2016)

Figura 4

Control semiactivo



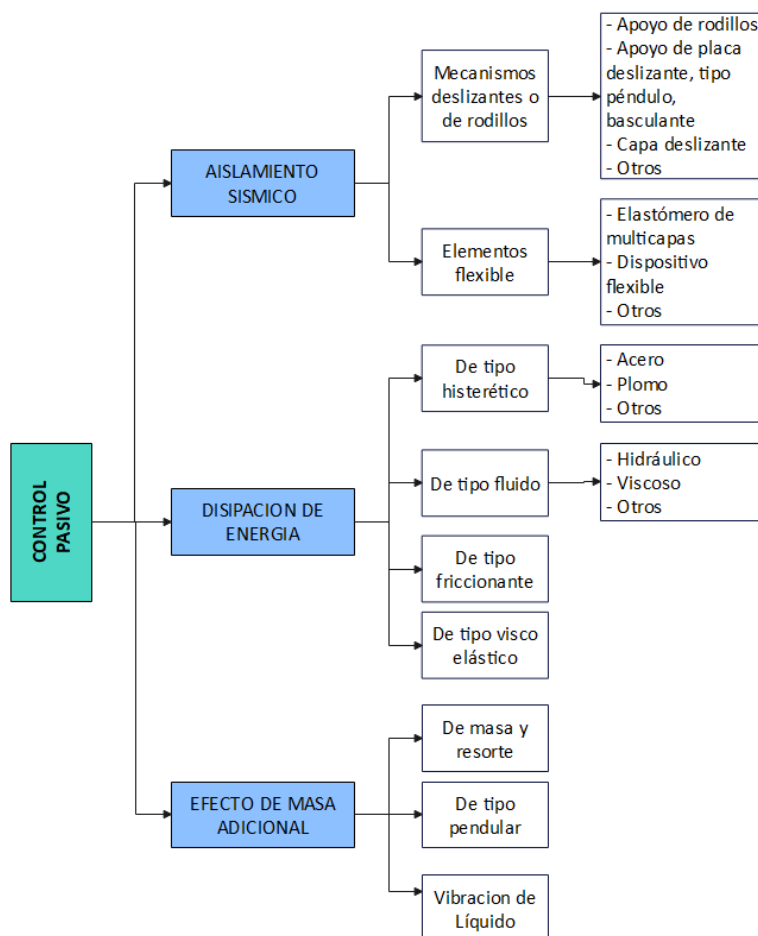
Nota: Adaptado de Oviedo & Duque (2006)

- **Control pasivo**

Los sistemas pasivos son los más comunes en la actualidad, y dentro de esta categoría se incluyen los de aislamiento sísmico en la base y los disipadores de energía. Los aisladores sísmicos tienen como objetivo principal evitar que los movimientos del terreno durante un sismo se transmitan a la estructura. Por otro lado, los disipadores de energía están diseñados para absorber la energía que ingresa al sistema debido a fuerzas dinámicas como sismos o vientos, estos dispositivos aumentan la capacidad de amortiguamiento de la estructura, otro tipo de dispositivo de disipación de energía es el AMS. (Genatios & Lafuente, 2016)

Figura 5

Control pasivo



Nota: Adaptado de Oviedo & Duque (2006)

2.2.3. Dispositivos de control pasivo

Los aisladores sísmicos concentran el aumento del amortiguamiento de la estructura en la interfaz de aislamiento. Como resultado, los elementos estructurales ya no requieren disipar energía a través de la deformación inelástica de sus uniones o la ductilidad del sistema, que es el método habitual en los sistemas convencionales. Además, el desplazamiento también se focaliza en estos dispositivos, lo que disminuye las aceleraciones, los desplazamientos relativos entre pisos y los esfuerzos cortantes en la superestructura. (Yucra, 2018)

Existen varios tipos de aisladores sísmicos, siendo los más comunes en la actualidad los aisladores elastoméricos y los de fricción.

- **Aisladores elastoméricos – NRB**

Los NRB (Natural Rubber Bearings) están compuestos por capas alternadas de caucho y acero, unidas mediante un proceso de vulcanización. Se destacan por tener un bajo nivel de amortiguamiento, aproximadamente del 2-3%, una curva de fuerza-deformación casi lineal, y una fuerza restitutiva constante. (Naeim & Kelly, 1999)

- **Aisladores elastoméricos – HDRB**

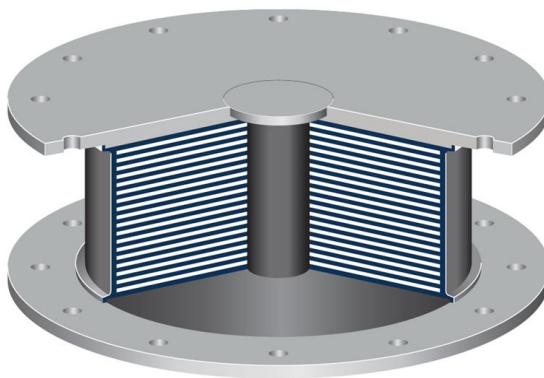
Los HDRB (High Damping Rubber Bearing) son muy parecidos a los NRB, con la única diferencia de que el caucho utilizado ha sido tratado con aditivos que mejoran significativamente su capacidad de disipación. El nivel de amortiguamiento de estos dispositivos se encuentra en un rango del 10-20%. (Naeim & Kelly, 1999)

- **Aisladores elastoméricos – LRB**

Los LRB (Lead Rubber Bearing) son parecidos a los NRB, pero incluyen un núcleo de plomo que les permite tener una respuesta bilineal, lo que les facilita disipar energía a través de un proceso histerético. El nivel de amortiguamiento en los LRB depende del grado de desplazamiento; así, en situaciones de desplazamiento elevado, se pueden alcanzar amortiguamientos de hasta un 30%. (Naeim & Kelly, 1999)

Figura 6

Aislador LRB



Nota: Adaptado de Bridgestone Seismic Isolation Product Line-up

- **Aisladores de fricción – FPS**

Los aisladores FPS (Frictional Pendulum System) consisten en un deslizador articulado que se desplaza sobre una superficie de fricción esférica, la cual está recubierta con un material compuesto auto lubricante. Al moverse el deslizador sobre la superficie esférica, la masa soportada se eleva, y este movimiento genera la fuerza restitutiva del sistema. El radio de curvatura de la superficie cóncava influye en la rigidez y el periodo del sistema. (Saldaña, 2021)

- **Aisladores de fricción – DFPB**

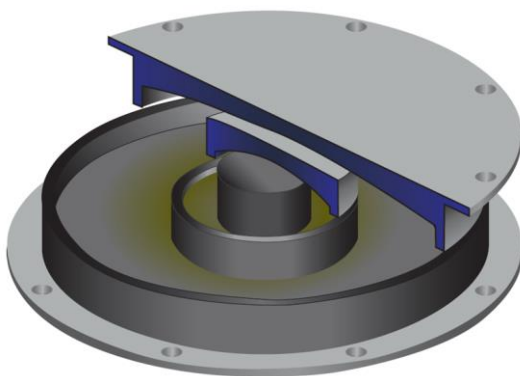
Los aisladores DFPB (Double Friction Pendulum Bearing) están formados por dos superficies cóncavas de acero inoxidable que están separadas por un deslizador articulado. Los radios de curvatura y los coeficientes de fricción de cada superficie pueden ser diferentes. El desplazamiento horizontal total permitido es la suma de los desplazamientos de cada una de las superficies. (Saldaña, 2021)

- **Aisladores de fricción – TFPB**

Los aisladores TFPB (Triple Friction Pendulum Bearing) son parecidos a los DFPB, pero incluyen un deslizador interno anidado. Este deslizador interno está formado por dos placas deslizantes cóncavas que están separadas por un deslizador rígido. Tanto las superficies internas como externas tienen sus propios radios de curvatura y coeficientes de fricción. (Constantinou & Fenz, 2008)

Figura 7

Aislador TFPB



Nota: Adaptado de Fenz y Constantinou (2008)

Los disipadores histeréticos “Son dispositivos metálicos que se conectan a la estructura y tienen la capacidad de deformarse en el rango inelástico, lo que les permite absorber y disipar energía a través de un proceso histerético.” (Saldaña, 2021)

- **Disipadores histeréticos por flexión – ADAS**

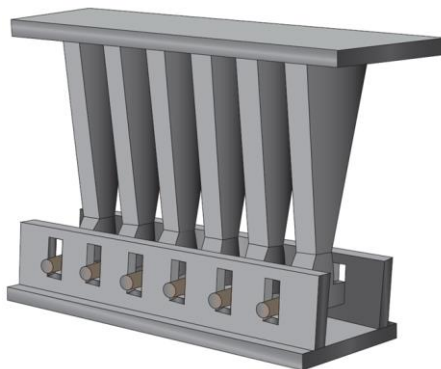
Los dispositivos ADAS (Added Damping And Stiffness) consisten en una serie de placas metálicas dispuestas en forma de "X" y conectadas de tal manera que sus extremos están restringidos. Durante un sismo, el desplazamiento relativo entre la parte superior e inferior de las placas muestra una doble curvatura. (Narváez, 2019)

- **Disipadores histeréticos por flexión – TADAS**

Los dispositivos TADAS (Triangular Added Damping And Stiffness) están compuestos por una serie de placas metálicas triangulares que tienen un comportamiento dinámico muy similar al de los dispositivos ADAS, con la diferencia de que solo uno de sus bordes está restringido, mientras que el otro extremo queda libre para la traslación vertical. (Narváez, 2019)

Figura 8

Disipador TADAS



Nota: Adaptado Mohammadi et al. (2017)

- **Disipadores histeréticos por corte – SLB**

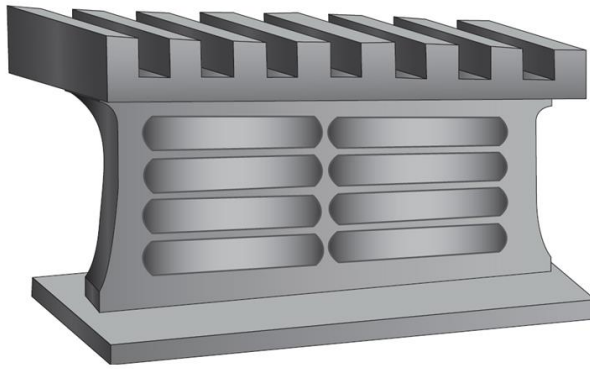
Los dispositivos SLB se distinguen por su geometría sencilla y por ofrecer ductilidad local. Además, tienen la ventaja de poder abarcar un amplio rango de

capacidades de fuerza, lo que los hace adaptables a distintos niveles de demanda.

(Saldaña, 2021)

Figura 9

Disipador SLB



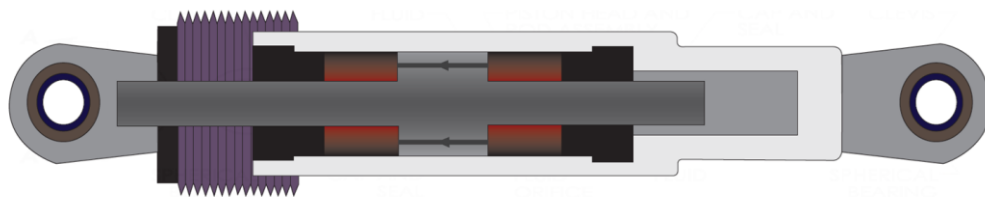
Nota: Adaptado de Bozzo et al. (2019)

- **Disipadores fluido viscoso – FVD**

Los FVD (Fluid viscous damper) son dispositivos que aumentan el amortiguamiento de la estructura sin alterar su rigidez, y su funcionamiento depende principalmente de la velocidad relativa de sus extremos. Los disipadores fluido viscoso están compuestos por un pistón de acero inoxidable con un cabezal de bronce y un acumulador, todos alojados en un cilindro metálico lleno de un fluido de alta viscosidad. (Constantinou y Symans, 1993)

Figura 10

Disipador FVD



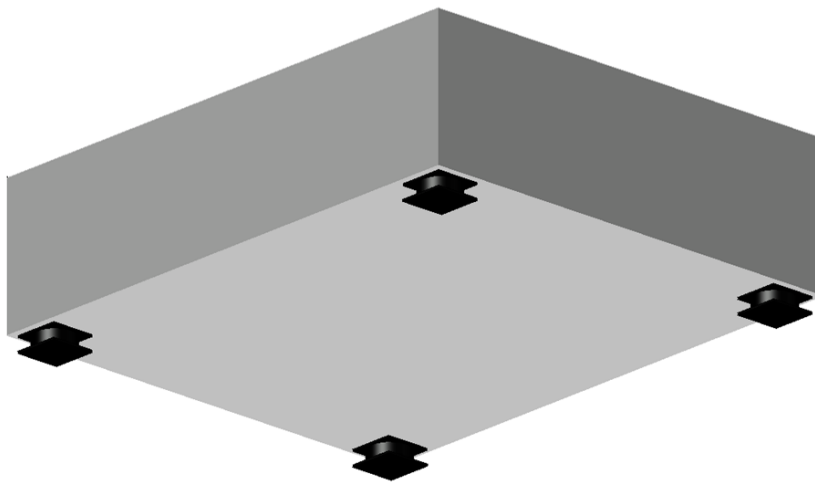
Nota: Adaptado de Berquist et al. (2019)

- **Disipador TMD**

Los TMD (Tuned Mass Damper) son dispositivos que se integran a la estructura principal y añaden masa, amortiguamiento y rigidez. La frecuencia natural de los dispositivos de disipación se ajusta en resonancia con el modo fundamental del edificio, permitiendo que una gran cantidad de energía de vibración estructural se transfiera a estos dispositivos, donde se disipa a través del amortiguamiento. (Lee et al., 2006)

Figura 11

Disipador TMD



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software AutoCAD

2.2.4. Amortiguador de masa sintonizada

El concepto de AMS fue introducido por primera vez en 1909 por el alemán Frahm para reducir los movimientos rotacionales y las vibraciones en barcos. Más tarde, Ormondroyd y Den Hartog (1928) presentaron una teoría sobre AMS, seguida de un análisis detallado de los parámetros óptimos de sintonización y amortiguamiento en el libro de Den Hartog sobre vibraciones mecánicas (1940).

2.2.4.1. Ejemplos de AMS aplicados en edificios

- **AMS John Hancock Tower, Boston (1975)**

Es un edificio de 60 pisos y 241 metros de altura que cuenta con dos amortiguadores de masa sintonizada de 270 toneladas cada uno, situados en el piso 58. Están diseñados para operar en direcciones opuestas, principalmente para enfrentar cargas de viento. Cuando la aceleración supera 0.003G durante dos ciclos consecutivos, el sistema se activa automáticamente, logrando reducir los desplazamientos del edificio entre un 40% y un 50%. (Gutiérrez, 2022)

Figura 12

AMS John Hancock Tower



Nota: Adaptado de <https://structurae.net/de/medien/331192-john-hancock-tower>

- **AMS Citicorp Center, Nueva York (1977)**

Es un edificio de 279 metros de altura que cuenta con un amortiguador de masa sintonizada ubicado en el piso 63, en la parte superior de la estructura. Este amortiguador tiene una masa de 400 toneladas, lo que representa cerca del 2% de la masa modal del primer modo de vibración. Su diseño es biaxial y ofrece un amortiguamiento lineal ajustable que varía entre el 8% y el 14%. Los desplazamientos

experimentados por el edificio se han reducido en aproximadamente un 50%. (Gutiérrez, 2022)

Figura 13

AMS Citicorp Center



Nota: Adaptado de <https://threadreaderapp.com/thread/1301591184876412929.html>

▪ **AMS Chiba Port Tower, Japón (1986)**

La primera edificación en Japón en incorporar un amortiguador de masa sintonizada es una estructura de acero de 125 metros de altura. La masa del amortiguador cumple una relación de 1/120 en dirección X y de 1/80 en Y en comparación con la masa del primer modo de vibración, logrando reducciones del 30% al 40% en los desplazamientos del último piso y del 30% en los momentos máximos de flexión. (Gutiérrez, 2022)

Figura 14

AMS Chiba Port Tower



Nota: Adaptado de https://www.japantowers.jp/en/chiba_port_tower/

- **AMS Taipei 101, Taiwán (2004)**

Es un edificio de 508 metros de altura que cuenta con un amortiguador de masa sintonizada de tipo pendular, diseñado para controlar las vibraciones causadas por el viento y movimientos sísmicos. Este dispositivo está ubicado entre los pisos 87 y 92 y tiene la forma de una esfera de 660 toneladas, sostenida por cuatro grupos de cables. La longitud de estos cables permite ajustar el periodo fundamental del amortiguador para que coincida con el del edificio. (Gutiérrez, 2022)

Figura 15

AMS Taipei 101



Nota: Adaptado de <https://www.civilengineeringforum.me/the-tower-of-taipei-101/>

- **AMS Parque Araucano, Chile (2007)**

Es la primera edificación en Chile y Sudamérica en incorporar amortiguadores de masa sintonizada, construida por VMB Ingeniería Estructural. Esta estructura incluye dos bloques colgantes de hormigón armado de 150 toneladas, situados en el piso 22. VMB destaca que durante el terremoto del 27 de febrero de 2010, el edificio no sufrió ningún daño en su estructura ni en su contenido. (Gutiérrez, 2022)

Figura 16

AMS Parque Araucano



Nota: Adaptado de https://issuu.com/revista_bit/docs/bit-59-marzo-2008

▪ **AMS Geocentro Agustinas, Chile (2011)**

Es el primer proyecto habitacional en Chile que cuenta con un sistema de amortiguadores de masa sintonizada, desarrollado por ingenieros de SIRVE. Este sistema consiste en dos amortiguadores de hormigón armado, cada uno con un peso de 200 toneladas, ubicados en el piso 36. Gracias a este diseño, se ha logrado reducir los esfuerzos y desplazamientos en un promedio del 30%. (Gutiérrez, 2022)

Figura 17

AMS Geocentro Agustinas



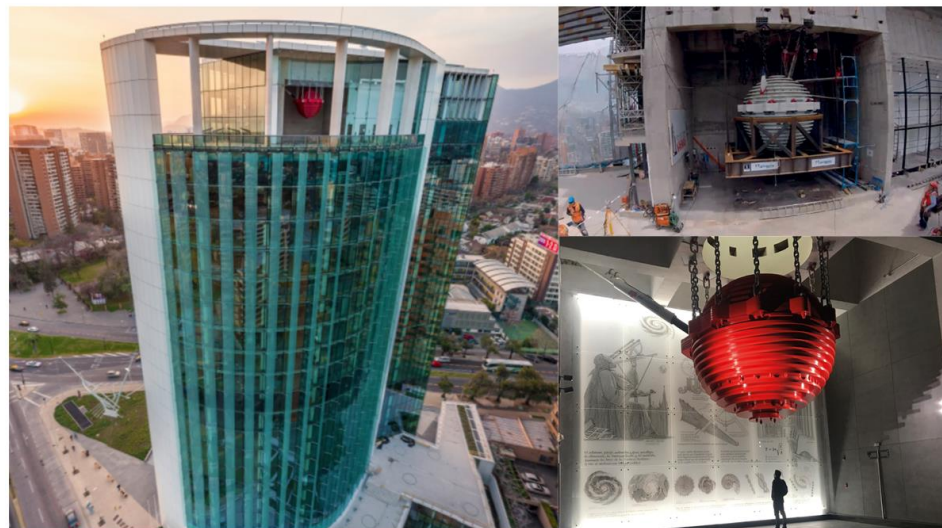
Nota: Adaptado de <https://www.nuyuntek.cl/proyecto/edificio-geocentro-agustinas/>

- **AMS Cámara Chilena de la Construcción, Chile (2016)**

Es un edificio de 23 pisos de oficinas y 9 niveles subterráneos, destacado por contar con un amortiguador de masa sintonizada de tipo pendular, diseñado por VMB Ingeniería Estructural, para controlar las vibraciones. Este amortiguador está ubicado en la planta del último piso y absorbe las vibraciones a través del balanceo de un contrapeso que tiene una masa de 150 toneladas. (Gutiérrez, 2022)

Figura 18

AMS Cámara Chilena de la Construcción



Nota: Adaptado de <http://www.sya.com.co/2019/09/29/visita-al-edificio-de-la-camara-chilena-de-la-construccion/>

- **AMS Policlínico Espíritu Santo, Arequipa (2013)**

Es un edificio de 8 pisos y 2 sótanos, construido con un sistema de muros estructurales. Con un peso de 5544.29 toneladas, se destaca por utilizar 2 amortiguadores de masa sintonizada de 100 toneladas cada uno. Se ha observado una reducción promedio del 50% en las deformaciones de los pisos y del 41% en los esfuerzos en las placas. (Cotacallapa, 2017)

Figura 19

AMS Policlínico Espíritu Santo



Nota: Adaptado de <https://policlinicosespiritusanto.org/>

2.2.4.2. Definición del AMS

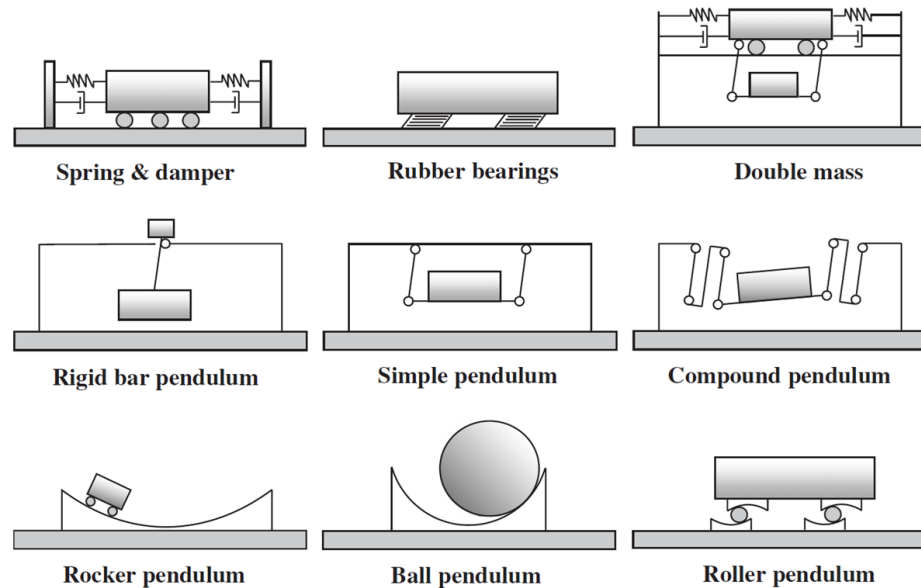
Los AMS son sistemas de control pasivo que generalmente se colocan sobre la estructura principal. Están compuestos por un mecanismo de masa-resorte-amortiguador, cuya frecuencia natural se ajusta para que esté cerca de la frecuencia natural de la estructura principal, lo que provoca que el AMS vibre en resonancia. La energía transferida al AMS se disipa a través de sus mecanismos de amortiguamiento. Duque (2013)

2.2.4.3. Tipos de AMS

En las aplicaciones a estructuras de edificios, el concepto básico del amortiguador de masa sintonizada ha encontrado a lo largo de los años una gran variedad de implementaciones que pueden agruparse convenientemente en las dos categorías de TTMD y TMD pendulares (PTMD).. Matta & De Stefano (2009)

Figura 20

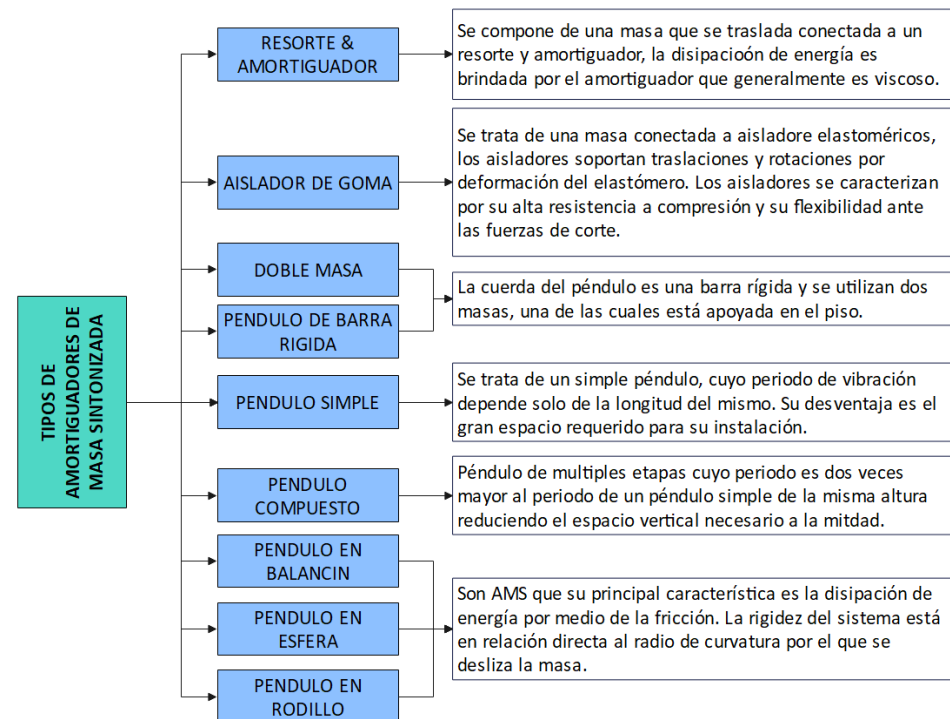
Esquemas de AMS para el control de movimiento en edificios



Nota: Adaptado de Nguyen y Guizani (2020)

Figura 21

Características de los tipos de TMD



Nota: Adaptado de Duque (2013)

2.2.4.4. Dinámica del AMS

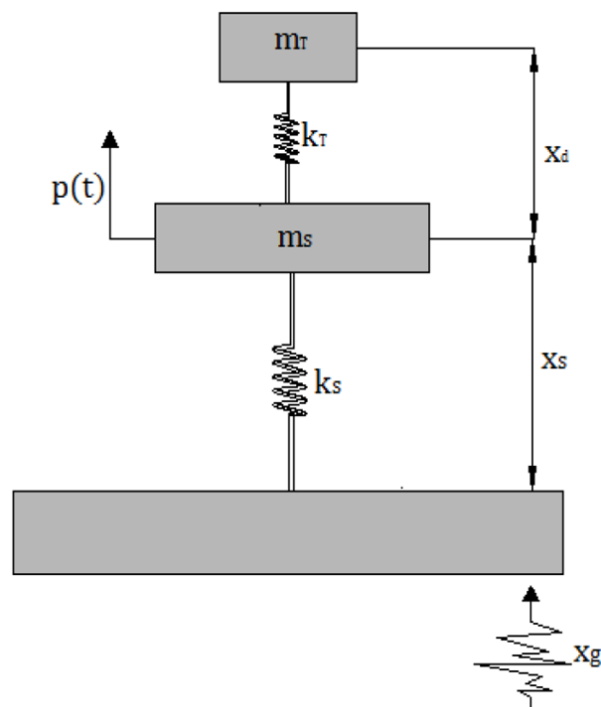
“El mecanismo global que caracteriza la estructura principal acoplada al AMS es descrito por un sistema de dos grados de libertad” (Duque, 2013).

- **Estructura lineal no amortiguada + AMS no amortiguado**

Para un sistema de estructura lineal no amortiguada con un AMS acoplado no amortiguado, el análisis dinámico de este sistema está representado por el siguiente esquema.

Figura 22

Estructura lineal no amortiguada + AMS no amortiguado



Nota: Adaptado de Duque (2013)

La ecuación constitutiva del AMS está dada por la siguiente expresión.

$$m_T \cdot [\ddot{x}_d(t) + \ddot{x}_s(t)] + k_T \cdot x_d(t) = -m_T \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

Y la ecuación de la estructura.

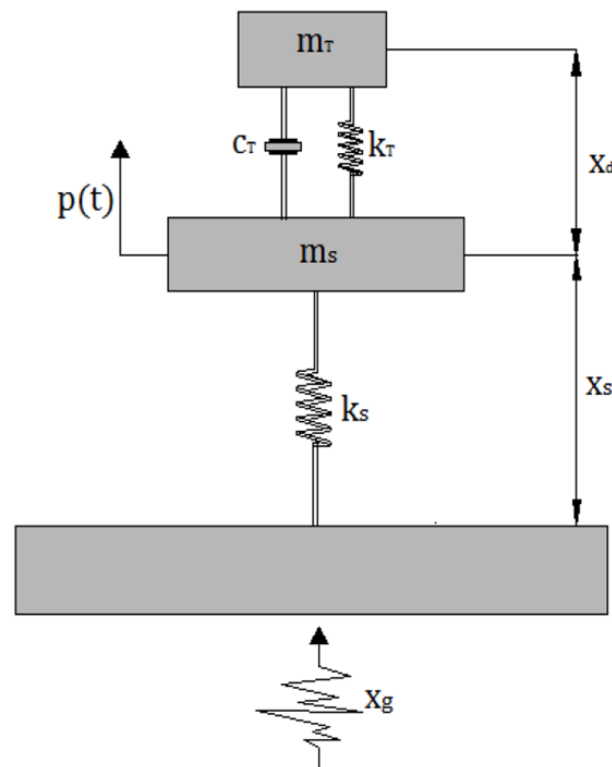
$$m_s \cdot \ddot{x}_s(t) + k_s \cdot x_s(t) = -m_s \cdot \ddot{x}_g(t) + p(t) + k_T \cdot x_d(t) \quad (3)$$

- **Estructura lineal no amortiguada + AMS amortiguado**

Para un sistema de estructura lineal no amortiguada con un AMS acoplado amortiguado, el análisis dinámico de este sistema está representado por el siguiente esquema.

Figura 23

Estructura lineal no amortiguada + AMS amortiguado



Nota: Adaptado de Duque (2013)

La ecuación constitutiva del AMS está dada por la siguiente expresión.

$$m_T \cdot [\ddot{x}_d(t) + \ddot{x}_s(t)] + c_T \cdot \dot{x}_d(t) + k_T \cdot x_d(t) = -m_T \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (4)$$

Y la ecuación de la estructura.

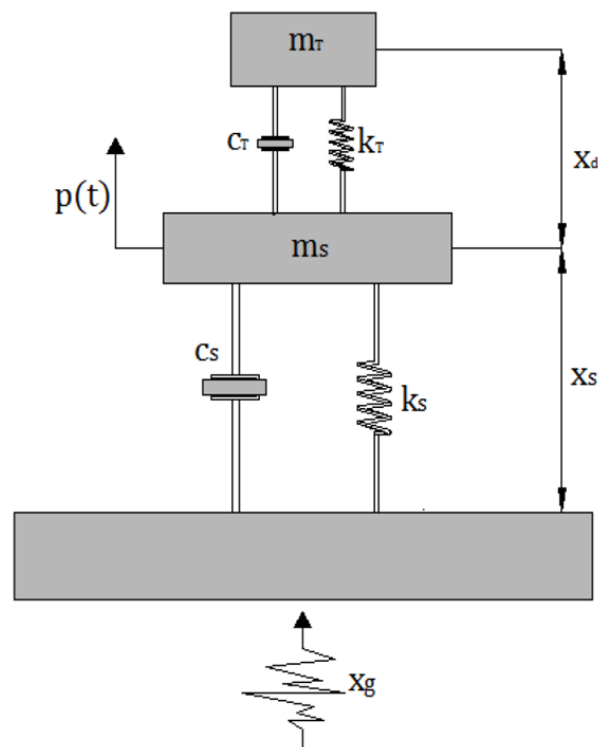
$$m_s \cdot \ddot{x}_s(t) + k_s \cdot x_s(t) = -m_s \cdot \ddot{x}_g(t) + p(t) + c_T \cdot \dot{x}_d(t) + k_T \cdot x_d(t) \quad (5)$$

- **Estructura lineal amortiguada + AMS amortiguado**

Para un sistema de estructura lineal amortiguada con un AMS acoplado amortiguado, el análisis dinámico de este sistema está representado por el siguiente esquema.

Figura 24

Estructura lineal amortiguada + AMS amortiguado



Nota: Adaptado de Duque (2013)

La ecuación constitutiva del AMS está dada por la siguiente expresión.

$$m_T \cdot [\ddot{x}_d(t) + \ddot{x}_s(t)] + c_T \cdot \dot{x}_d(t) + k_T \cdot x_d(t) = -m_T \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (6)$$

Y la ecuación de la estructura.

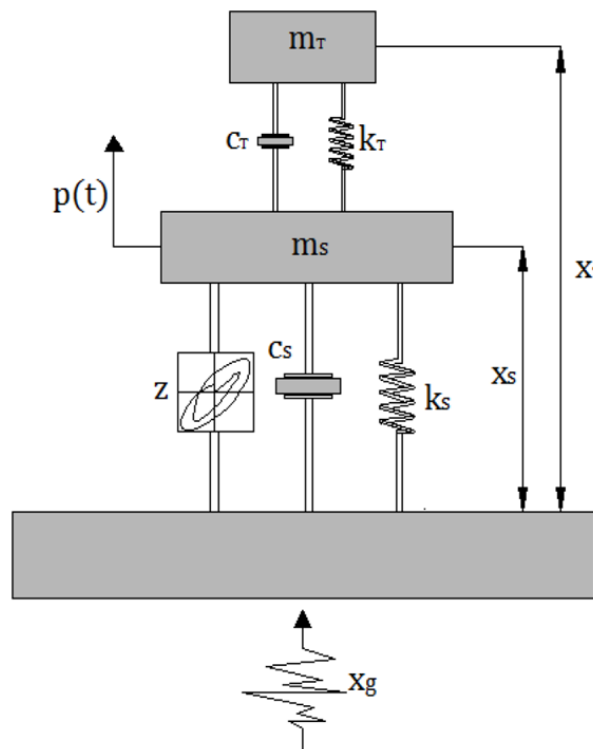
$$m_s \cdot \ddot{x}_s(t) + c_s \cdot \dot{x}_s(t) + k_s \cdot x_s(t) = -m_s \cdot \ddot{x}_g(t) + p(t) + c_T \cdot \dot{x}_d(t) + k_T \cdot x_d(t) \quad (7)$$

- **Estructura no lineal amortiguada + AMS amortiguado**

Para un sistema de estructura no lineal amortiguada con un AMS acoplado amortiguado, el análisis dinámico de este sistema está representado por el siguiente esquema.

Figura 25

Estructura no lineal amortiguada + AMS amortiguado



Nota: Adaptado de Duque (2013)

La ecuación constitutiva del AMS está dada por la siguiente expresión.

$$m_T \cdot \ddot{x}_T(t) + c_T \cdot [\dot{x}_T(t) - \dot{x}_s(t)] + k_T \cdot [x_T(t) - x_s(t)] = -m_T \cdot \ddot{x}_g(t) \quad (8)$$

Y la ecuación de la estructura.

$$m_s \cdot \ddot{x}_s(t) + c_s \cdot \dot{x}_s(t) + \alpha \cdot k_s \cdot x_s(t) + (1-\alpha) \cdot k_s \cdot z(t) = -m_s \cdot \ddot{x}_g(t) + \dots \\ \dots + c_s \cdot [\dot{x}_T(t) - \dot{x}_s(t)] + k_T \cdot [x_T(t) - x_s(t)] \quad (9)$$

Dividiendo entre la masa m y sustituyendo en las ecuaciones

constitutivas las siguientes relaciones: $\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}$; $\xi = \frac{c}{2 \cdot \omega \cdot m}$; $\mu = \frac{m_T}{m_s}$ se

transforman en ecuaciones paramétricas que dependen de la frecuencia natural ω , la relación de amortiguamiento ξ y la relación de masas μ .

La ecuación paramétrica del AMS está dada por la siguiente expresión.

$$\ddot{x}_T(t) + 2 \cdot \xi_T \cdot \omega_T \cdot (\dot{x}_T(t) - \dot{x}_s(t)) + \omega_T^2 \cdot (x_T(t) - x_s(t)) = -\ddot{x}_g(t) \quad (10)$$

La ecuación paramétrica de la estructura está dada por la siguiente expresión.

$$\ddot{x}_s(t) + 2 \cdot \xi_s \cdot \omega_s \cdot \dot{x}_s(t) + \alpha \cdot \omega_s^2 \cdot x_s(t) + (1-\alpha) \cdot \omega_s^2 \cdot z(t) = -\ddot{x}_g(t) + \dots \\ \dots + 2 \cdot \mu \cdot \xi_T \cdot \omega_T \cdot (\dot{x}_T(t) - \dot{x}_s(t)) + \mu \cdot \omega_T^2 \cdot (x_T(t) - x_s(t)) \quad (11)$$

2.2.5. Metodología de diseño del AMS con aislador elastomérico

2.2.5.1. Parámetros del AMS

- **Relación de masas**

La relación de masas se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\mu = \frac{m_a}{M_e} \quad (12)$$

- **Relación de frecuencias**

La relación de frecuencias se calcula mediante la siguiente expresión.

$$f = \frac{\omega_a}{\omega_e} \quad (13)$$

La rigidez del AMS se calcula mediante la siguiente expresión.

$$k_a = \omega_e^2 \cdot f^2 \cdot m_a \quad (14)$$

- **Amortiguamiento**

El amortiguamiento del AMS se calcula mediante la siguiente expresión.

$$C_a = 2 \cdot \xi \cdot \omega_a \cdot m_a \quad (15)$$

Donde ξ es el porcentaje respecto al amortiguamiento crítico.

Con el transcurso del tiempo se han estudiado y determinado los parámetros óptimos del AMS a través de diferentes enfoques y metodologías.

2.2.5.2. Método de Den Hartog

A mediados del siglo pasado, surgió un interés por este tipo de tecnología. Den Hartog (1947) fue uno de los pioneros en profundizar en el diseño de los amortiguadores de masa sintonizada. En su investigación, estableció la relación entre los parámetros de diseño óptimos de una estructura de sistema de múltiples grados de libertad no amortiguada frente a cargas dinámicas sinusoidales. Los parámetros que facilitaban una

relación eficiente entre las masas de la estructura a analizar y el AMS está dada por la siguiente expresión. (Lin & Wang, 2013).

$$f_{\text{opt}} = \frac{1}{1+\mu} \quad (16)$$

$$\xi_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1+\mu)}} \quad (17)$$

2.2.5.3. Método de Sadek

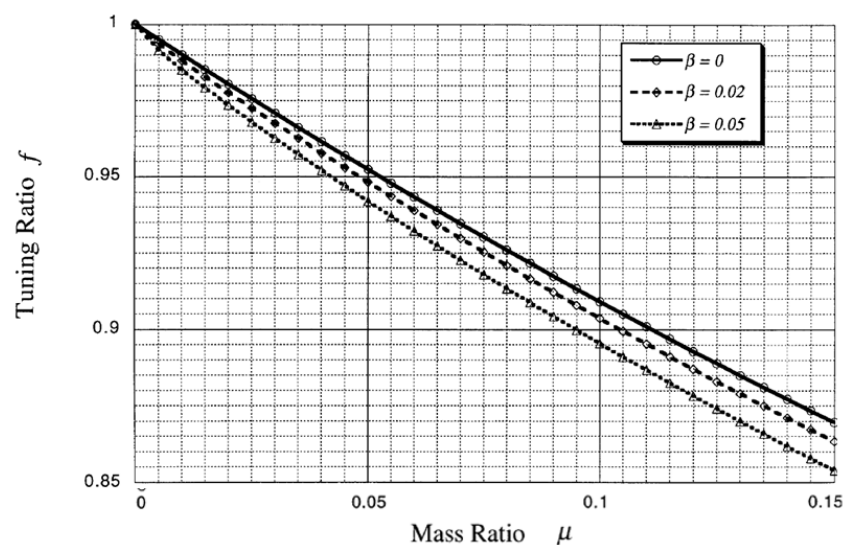
En el estudio de Sadek et al. (1997), “Se señala que para lograr un rendimiento óptimo del amortiguador de masa sintonizada, debe existir una relación entre la masa m , la frecuencia f y el amortiguamiento ξ del AMS en relación con la estructura portante principal.”

$$f_{\text{opt}} = \frac{1}{1+\mu} \cdot (1 - \beta \cdot \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}}) \quad (18)$$

$$\xi_{\text{opt}} = \frac{\beta}{1+\mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1+\mu}} \quad (19)$$

Figura 26

Frecuencia óptima según Sadek



Nota: Adaptado de Sadek et al (1997).

2.2.5.4. Método de Yung-Tsang Chen

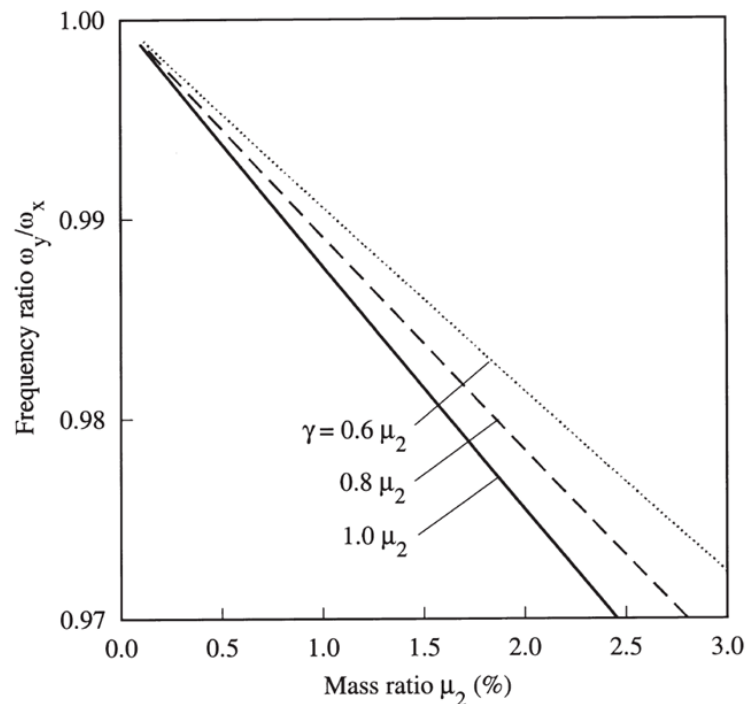
Al igual que Sadek, Tsan (2005) presenta una teoría centrada en la optimización del diseño del amortiguador de masa sintonizada. Su método se fundamenta en la reducción de los valores cuadráticos medios de la respuesta estructural en el rango de frecuencias para identificar los parámetros óptimos. (Lee et al., 2006)

$$f_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{1 + \frac{\mu}{2}}{1 + \mu}} \quad (20)$$

$$\xi_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{\mu \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot \mu}{4}\right)}{4 \cdot (1 + \mu) \cdot \left(1 + \frac{\mu}{2}\right)}} \quad (21)$$

Figura 27

Frecuencia y amortiguamiento óptimo según Chen



Nota: Adaptado de Chen (2005).

2.2.5.5. Parámetros del aislador elastomérico

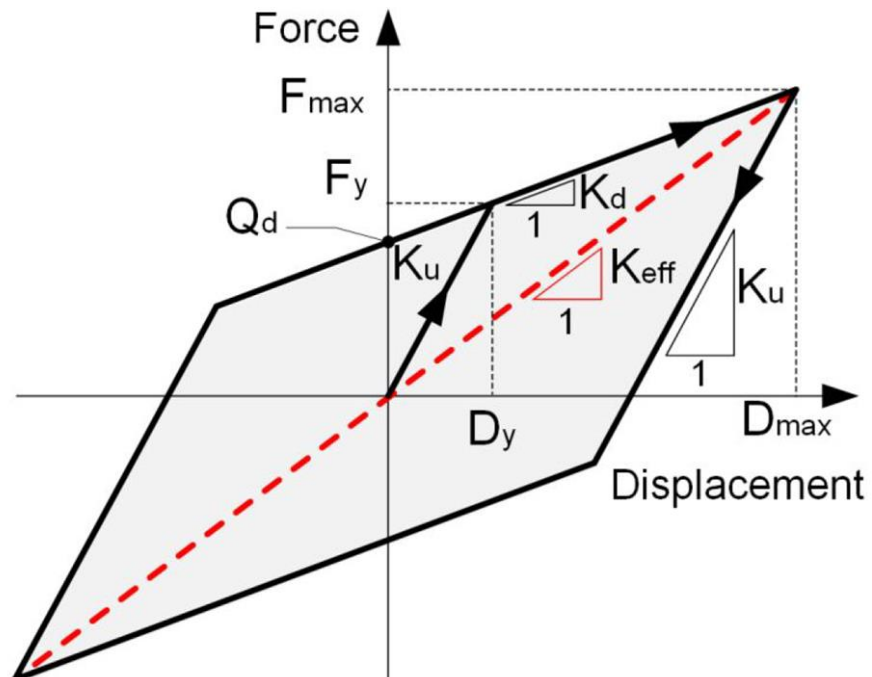
- **Modelo bilineal**

“Es un modelo que se utiliza ampliamente en estructuras con comportamiento elastoplástico. Ha sido objeto de numerosos estudios y aplicaciones gracias a su simplicidad, ya que la relación entre fuerza y desplazamiento se define por relaciones lineales y continuas por partes.” (Pratap et al., 1994)

La figura representa una relación fuerza desplazamiento idealizada. Los parámetros son la rigidez elástica (k_u), el desplazamiento de fluencia (D_y), la rigidez post-fluencia (k_d), la resistencia característica (Q_d) y la resistencia de fluencia (F_y).

Figura 28

Modelo bilineal



Nota: Adaptado de Nguyen y Guizani (2020)

Las fórmulas de los parámetros se tomaron de Naeim y Kelly (1990) y se expresan en las siguientes ecuaciones.

- **Rigidez elástica**

La rigidez inicial o rigidez elástica (k_u) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$k_u = \frac{F_y}{D_y} \quad (22)$$

- **Rigidez post-fluencia**

La rigidez post-fluencia (k_d) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$k_d = \frac{G \cdot A}{H} \quad (23)$$

Donde G es el módulo de corte del caucho, A es el área de la sección transversal y H es la altura total de las capas de caucho.

- **Resistencia de fluencia**

La resistencia de fluencia (F_y) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$F_y = Q_d + k_d \cdot D_y \quad (24)$$

- **Resistencia característica**

La resistencia característica (Q_d) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$Q_d = (k_u - k_d) \cdot D_y \quad (25)$$

- **Rigidez efectiva**

La rigidez efectiva (K_{eff}) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$k_{eff} = k_d + \frac{Q_d}{D_{max}} \quad (26)$$

Donde D_{max} es el desplazamiento máximo del aislador de diseño para un solo ciclo de carga y descarga.

- **Disipación de energía por ciclo**

La disipación de energía por ciclo (EDC) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$EDC = 4 \cdot Q_d \cdot (D_{max} - D_y) \quad (27)$$

- **Coefficiente de amortiguación efectiva**

El coeficiente de amortiguación efectiva (β_{eff}) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$\beta_{eff} = \frac{EDC}{2 \cdot \pi \cdot k_{eff} \cdot D_{max}^2} = \frac{4 \cdot Q_d \cdot (D_{max} - D_y)}{2 \cdot \pi \cdot k_{eff} \cdot D_{max}^2} \quad (28)$$

2.2.5.6. Verificaciones según AASHTO

Se presentan los requisitos esenciales para el diseño de aislamiento sísmico. La información incluida en este documento sobre los apoyos utilizados en el diseño de aislamiento sísmico es complementaria a las Especificaciones de Diseño, Sección 14.

Estas directrices son necesarias para establecer un procedimiento de diseño racional para los sistemas de aislamiento, considerando los desplazamientos derivados de la respuesta sísmica. (AASHTO, 2014)

- **Artículo 12.2 Verificación de la fuerza de restauración lateral**

El sistema de aislamiento se configurará para producir una fuerza de restauración lateral tal que el período correspondiente a su rigidez tangente basada únicamente en la fuerza de restauración en cualquier desplazamiento, Δ , hasta su desplazamiento total de diseño (TDD), d_t , sea inferior a 6s. Asimismo, la fuerza de restauración en d_t deberá ser mayor que la fuerza de restauración en $0,5d_t$ en no menos de $W/80$.

No es necesario que los sistemas de aislamiento con fuerza de recuperación constante cumplan los requisitos anteriores. En estos casos, la fuerza de restablecimiento constante combinada del sistema de aislamiento deberá ser al menos igual a 1,05 veces la resistencia característica (Q_d) del sistema de aislamiento en condiciones de servicio. (AASHTO, 2014)

El artículo 12.2 exige que:

$$k_{d,\min} = \frac{0.025 \cdot P_{DL}}{d_L} \quad (29)$$

- **Artículo 12.3 Verificación de la estabilidad de la carga vertical**

El artículo 12.3 establece que la capacidad de carga vertical de todos los aisladores debe ser al menos tres veces mayor que las cargas verticales aplicadas (DL y LL) en el estado no deformado lateralmente.

Además, el sistema de aislamiento debe mantenerse estable bajo 1.2(DL+SL) (AASHTO, 2014)

Verificación de la estabilidad de carga vertical en estado no deformado, el artículo 12.3 exige que:

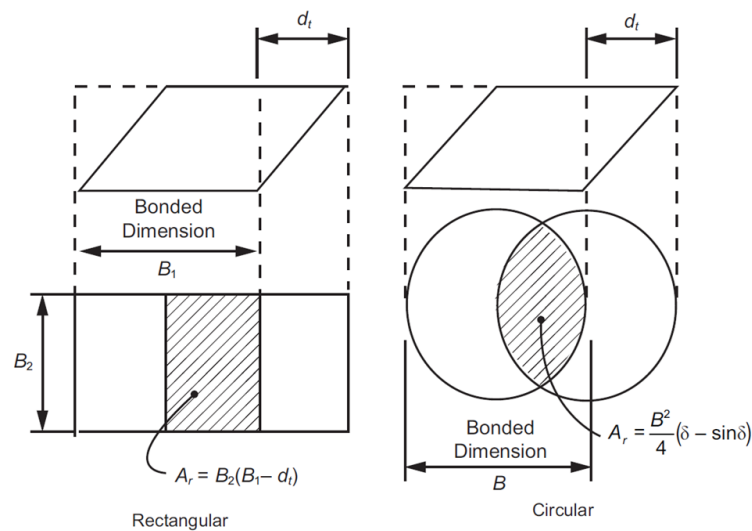
$$\frac{P_{cr(\Delta=0)}}{P_{DL} + P_{LL}} \geq 3 \quad (30)$$

Verificación de la estabilidad de carga vertical en estado deformado, el artículo 12.3 exige que:

$$\frac{P_{cr(\Delta)}}{1.2 \cdot P_{DL} + P_{SL}} \geq 1 \quad (31)$$

Figura 29

Área de superposición en apoyos elastoméricos



Nota: Adaptado de AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design

- **Verificación del límite de deformación**

Los apoyos elastoméricos deben satisfacer los requisitos de deformación del estado límite de servicio de las Especificaciones de Diseño de acuerdo con las Ecuaciones 14.7.5.3.3-1 y 14.7.5.3.3-2 para

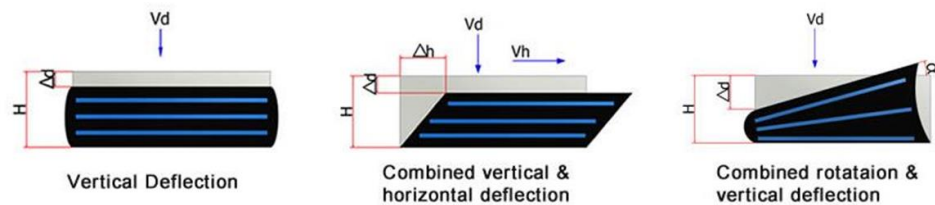
combinaciones de carga no sísmicas. Además, para las combinaciones de cargas sísmicas, los apoyos deberán satisfacer. (AASHTO, 2014)

Los artículos 14.2 y 14.3 exigen que el esfuerzo cortante total aplicado de todas las fuentes (deformación por corte debido a la compresión, deformación por corte debido a las cargas sísmicas y deformación por corte debido a la rotación) en una sola capa de elastómero no debe ser exceder a 5.5.

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5 \cdot \gamma_r \leq 5.5 \quad (32)$$

Figura 30

Tipos de deformación en el elastómero



Nota: Adaptado de <https://bmssi.ca/shimmed-elastomeric-bearings-canada/>

En referencia al marco teórico para la variable Y, se vio que sería importante referenciar y describir las siguientes temáticas.

2.2.6. Ingeniería sísmica basada en el desempeño

La filosofía tradicional del diseño antisísmico se centra en prevenir que los elementos estructurales y no estructurales de los edificios sufran daños en terremotos de baja intensidad, limitar los daños a niveles reparables en terremotos de intensidad media, y evitar el colapso total o parcial en terremotos de alta intensidad. Después de los terremotos de Northridge en 1994 y Kobe en 1995, la comunidad de ingenieros estructurales se dio cuenta de que la magnitud de los



daños, las pérdidas económicas por el tiempo de inactividad y los costos de reparación eran inaceptablemente altos, a pesar de que estas estructuras cumplían con los códigos sísmicos existentes basados en la filosofía de diseño tradicional. (Lee y Mosalam 2006)

A lo largo de los años, se han realizado numerosos esfuerzos para desarrollar la ingeniería sísmica basada en el desempeño. Aunque pueden variar en notaciones y terminologías, los conceptos subyacentes son consistentes. Todos estos enfoques presentan diferentes niveles y objetivos de desempeño. En general, los códigos sísmicos se fundamentan en el desempeño, buscando establecer principios básicos que eviten lo empírico y considerando aspectos como la seguridad y los costos. (Toledo, 2014)

2.2.6.1. Primera generación basado en el desempeño

La primera generación surgió en la década de los 90, cuando comenzaron a desarrollarse las primeras ideas sobre el diseño orientado al desempeño. Estas ideas se formalizaron a través de la publicación de documentos como el informe VISION 2000 y el FEMA 273. (ATC, 2018)

Los procedimientos de la primera generación incorporaron el concepto de rendimiento, definiendo distintos niveles de desempeño de manera precisa, con nombres que sugerían el grado de daño anticipado, tales como: Colapso, Prevención de colapso, Seguridad de vida, Ocupación inmediata y Rendimiento operativo. Además, introdujeron la idea de relacionar el rendimiento con los daños en componentes estructurales y no estructurales. Los objetivos de rendimiento se



establecieron al asociar uno de estos niveles de desempeño con un determinado nivel de riesgo sísmico. (FEMA 445, 2006)

2.2.6.2. Segunda generación basado en el desempeño

La segunda generación, que incluye los procedimientos utilizados en la actualidad, se basa en las directrices del FEMA 356, el cual es una versión revisada de lo propuesto en los documentos FEMA 273 y 274. El FEMA 356 incorpora ajustes técnicos a los criterios de aceptación y a los requisitos analíticos de la primera generación. El uso generalizado de los procedimientos basados en el rendimiento en la actual segunda generación ha permitido desarrollar un amplio conocimiento práctico sobre el diseño utilizando estos criterios. (FEMA 445, 2006)

2.2.6.3. Nueva generación basado en el desempeño

La nueva generación surge para abordar las deficiencias presentes en los actuales procesos de diseño, como las limitaciones en la fiabilidad y precisión de los métodos de análisis utilizados para prever el comportamiento real de una edificación. En este contexto, uno de los principales avances de esta nueva generación es la implementación de la metodología FEMA P-58, que proporciona directrices para definir nuevos objetivos de resiliencia en una edificación, tales como el costo de reparación, la cantidad de víctimas mortales y el tiempo de inactividad del edificio tras un evento sísmico. (ATC, 2018)

La metodología FEMA P-58 formula el desempeño sísmico de las estructuras en términos de los daños probables y sus consecuencias asociadas, las cuales se representan a través de funciones de desempeño.



Estas funciones permiten a los involucrados en un proyecto tomar decisiones, ya que reflejan la probabilidad acumulada de un parámetro de desempeño específico. (ATC, 2018)

2.2.7. Resiliencia sísmica

2.2.7.1. Definición de la RS

La resiliencia sísmica se vincula con la capacidad del sistema para enfrentar una perturbación anormal comúnmente estocástica, es decir, un terremoto, mitigar el daño y recuperarse eficientemente a la funcionalidad original. (Asadi, 2020)

2.2.7.2. Evaluación de la RS

La resiliencia puede evaluarse para los componentes de un sistema de estructura/infraestructura o para todo el sistema. La resiliencia comunitaria representa la capacidad de la comunidad para resistir un suceso extremo como un terremoto y/o un huracán, contener y mitigar los impactos del desastre una vez ocurrido, y recuperarse de los impactos de manera eficiente. El objetivo de la resiliencia de la comunidad es minimizar las consecuencias sociales (debido a víctimas, heridos, fallecidos, depresión tras el suceso, etc.) y las pérdidas económicas (a causa de los daños en los componentes estructurales y no estructurales, reconstrucción, cierre de negocios, etc.) causadas directa o indirectamente por el suceso extremo. Mantener el estado de funcionalidad de nivel de emergencia, en el que los servicios de emergencia y las líneas vitales son accesibles a toda la comunidad, es el objetivo primordial en una comunidad resiliente. (Asadi, 2020)

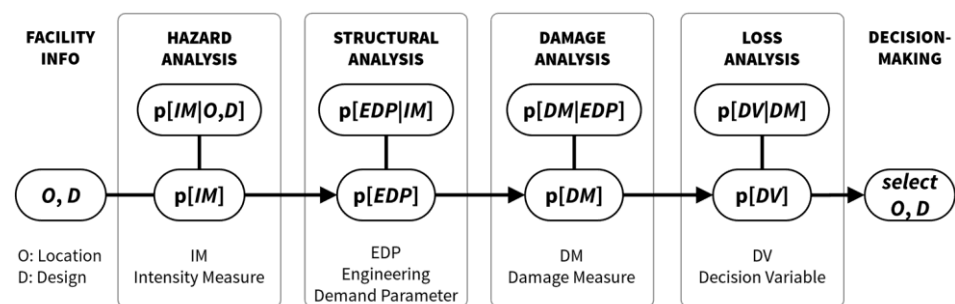
2.2.7.3. Marco de evaluación probabilística del PEER

Una de las características clave de la metodología PBEE es el cálculo detallado de las métricas de desempeño del sistema, como las pérdidas monetarias, el tiempo de inactividad (duración correspondiente a la pérdida de función) y las víctimas, que se expresan en términos del interés directo de las distintas partes interesadas.

Debido a la incertidumbre y variabilidad inherentes en la respuesta sísmica, se concluye que una metodología basada en el rendimiento debe estructurarse sobre una base probabilística. El marco de evaluación probabilística del PEER se organiza en cuatro pasos principales: análisis de peligros, análisis estructural/no estructural, análisis de daños y análisis de pérdidas. El resultado de cada paso se representa matemáticamente mediante cuatro variables generalizadas: Medida de Intensidad (IM), Parámetro de Demanda de Ingeniería (EDP), Medida de Daños (DM) y Variable de Decisión (DV). (Moehle & Deierlein, 2004, p. 4)

Figura 31

Marco probabilístico fundamental



Nota: Adaptado de <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.558706>

Dado que se había definido un marco probabilístico fundamental que permitiría conocer medidas de desempeño del sistema, como las

pérdidas monetarias, el tiempo de inactividad y las víctimas, posteriormente la organización Federal Emergency Management Agency (FEMA) adoptaría este marco probabilístico que luego sería empleado en su programa Performance Assessment Calculation Tool (PACT).

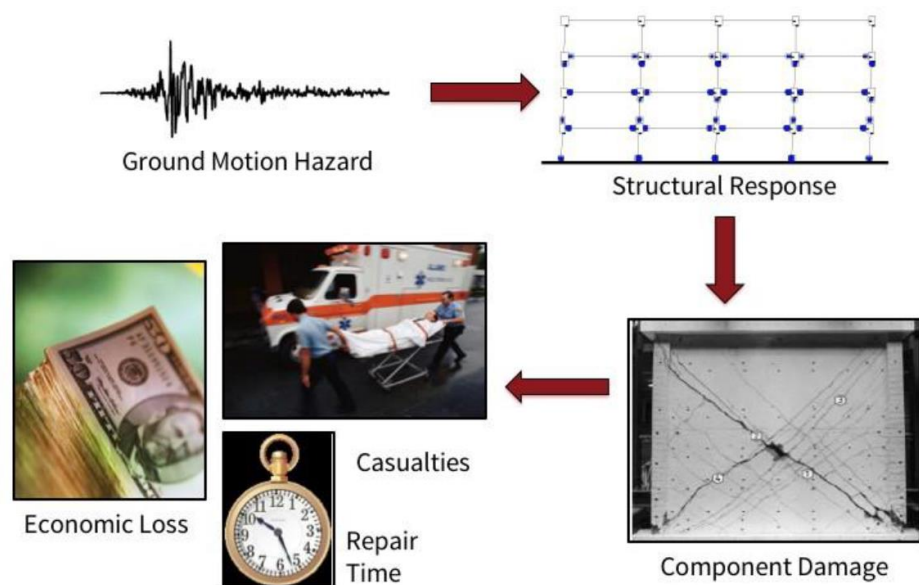
2.2.8. Metodología FEMA P-58

2.2.8.1. Filosofía del FEMA P-58

La filosofía que subyace a la norma P-58 de la FEMA se centra en la mejora de la resistencia y la seguridad de los edificios frente a fenómenos sísmicos. En lugar de limitarse a cumplir los requisitos del código, la atención se centra en el rendimiento de los edificios en escenarios sísmicos específicos, esto incluye la evaluación de los componentes estructurales y no estructurales. (ATC, 2018)

Figura 32

Estructura FEMA P-58



Nota: Adaptado de Baker et al. (2016)



Las predicciones de la respuesta estructural se realizan con la finalidad de estimar la magnitud de los desplazamientos y aceleraciones que se prevé que experimente el edificio bajo el movimiento del terreno especificado. Para cada componente especificado en el edificio, los datos de fragilidad se toman de la base de datos de fragilidad de componentes P-58. Esta base de datos especifica los estados de daño que puede sufrir un componente determinado, el parámetro de demanda (por ejemplo, desplazamiento o aceleración) que predice ese daño y proporciona una función de fragilidad para predecir la aparición o superación de ese estado de daño. Baker et al. (2016)

En la base de datos de fragilidad también se incluyen predicciones del coste y el tiempo que llevaría reparar ese daño. Los costes y tiempos de reparación se especifican en forma de distribuciones de probabilidad y se escalan con el número de componentes dañados para reflejar que los costes por unidad disminuirán si un mayor número de unidades requiere reparación. Los datos sobre la fragilidad de los componentes y los costes de reparación se basan principalmente en datos de construcción de Estados Unidos.

La metodología FEMA P-58 utiliza un procedimiento de Monte Carlo para simular las realizaciones de todas las etapas de análisis anteriores, con el fin de captar las incertidumbres en cada etapa. Para cuantificar los costes de reparación a nivel de edificio, se suman los costes de reparación a nivel de componente. Para cuantificar los tiempos de reparación a nivel de edificio, se realiza una agregación más compleja. Los tiempos de reparación pueden calcularse con P-58 suponiendo que las

reparaciones en cada planta se realizan en paralelo (de modo que la planta que más tarde en repararse rige la reparación del edificio) o que se realizan planta por planta. Baker et al. (2016)

2.2.8.2. Aplicación del FEMA P-58

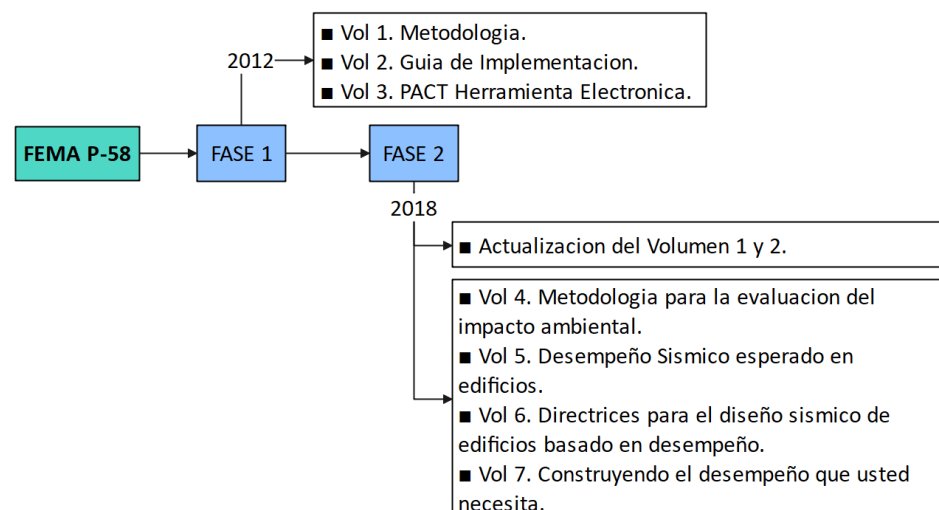
La metodología y los procedimientos se pueden aplicar tanto a edificios nuevos como existentes, y tienen varios usos: (1) Evaluar el desempeño probable de un edificio; (2) Diseñar nuevos edificios que logren el desempeño deseado; o (3) Diseñar mejoras sísmicas en edificios existentes para optimizar su comportamiento. (ATC, 2018, p. 31)

2.2.8.3. Estructuración del FEMA P-58

FEMA P-58 se organiza en 7 volúmenes como se detalla en el esquema.

Figura 33

Estructura del FEMA P-58



Nota: Adaptado de ATC (2018)

En esta investigación nos enfocaremos en los volúmenes 1, 2 y 3 actualizados que se refieren a la metodología, la guía de implementación y el software PACT respectivamente.

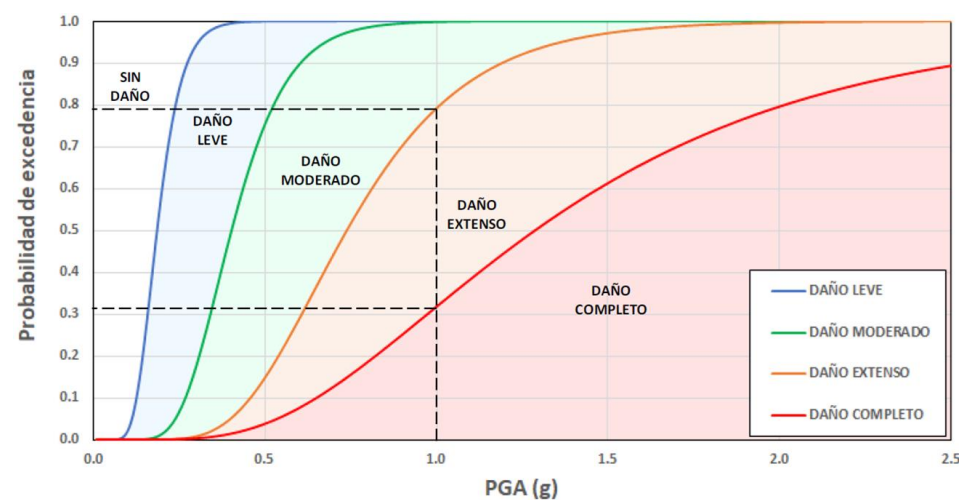
2.2.8.4. Funciones de fragilidad

Las funciones de fragilidad de los componentes son distribuciones estadísticas que muestran la probabilidad condicional de sufrir daños ante un determinado nivel de demanda. Se asume que estas funciones de fragilidad siguen distribuciones lognormales. (ATC, 2018)

Mediante las funciones de fragilidad se puede describir la relación entre la medida de intensidad y el daño de la estructura. Además, estas curvas muestran la probabilidad condicional de alcanzar o superar un nivel específico de daño en función del desplazamiento espectral, la aceleración del suelo o la aceleración espectral. (Sik Yang, 2009)

Figura 34

Función de fragilidad



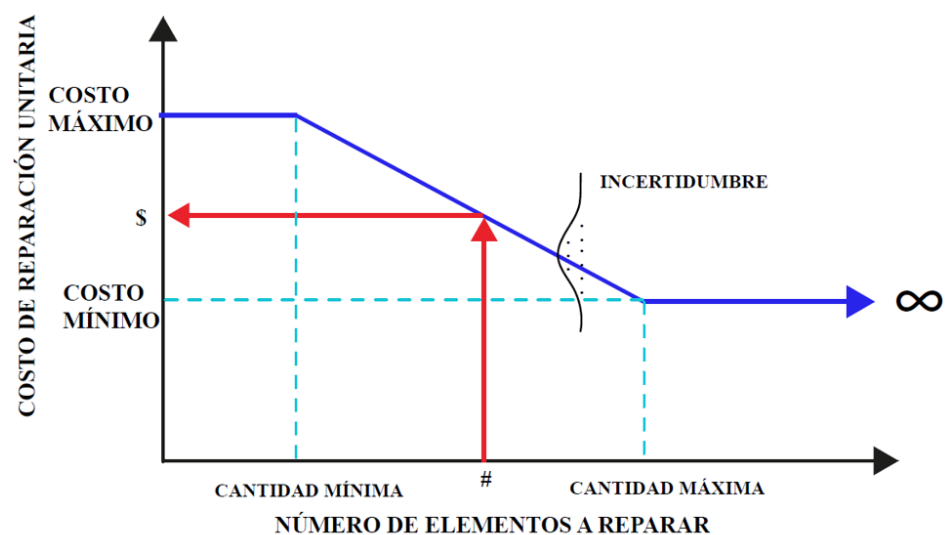
Nota: Adaptado de Alas & Grijalva (2018)

2.2.8.5. Funciones de consecuencia

Las funciones de consecuencia son relaciones que describen la posible distribución de las pérdidas según el estado del daño. Estas funciones convierten el daño en costos potenciales de reparación y reemplazo, tiempo de reparación, energía incorporada, emisiones de carbono, víctimas, señales de seguridad y otros efectos asociados. (ATC, 2018)

Figura 35

Función de consecuencia



Nota: Adaptado de Perez & Torres (2022)

2.2.8.6. Grupos de fragilidad

Según ATC (2018) “Un grupo de fragilidad es un conjunto de componentes o sistemas similares que comparten el mismo nivel de vulnerabilidad y las mismas consecuencias ante posibles daños.”

La estimación del número de componentes estructurales puede realizarse a partir de planos estructurales preliminares o mediante una

inspección visual del diseño del edificio. En cuanto a los componentes no estructurales, su cálculo puede ser más complicado, por lo que FEMA P-58 ofrece guías para aproximar sus cantidades. (ATC, 2018)

FEMA P-58 tiene una hoja de cálculo Normative Quantities la cual en función de la ocupación y dimensiones del edificio brinda cantidades y grupos de fragilidad probables.

Las cantidades normativas proporcionadas por FEMA P-58 son una estimación de los componentes que probablemente se encontrarán en un edificio según su tipo de ocupación y tamaño en pies cuadrados. Estas aproximaciones se basan en un análisis exhaustivo de alrededor de 3.000 edificios con ocupaciones comunes. (ATC, 2018)

2.2.8.7. Ratios de materiales y mano de obra

Los costos estimados de reparación y/o reemplazo, como indicadores cuantificables del desempeño sísmico, ayudan a identificar acciones para reducir el riesgo implícito y a comunicar las posibles consecuencias a las partes interesadas, favoreciendo la resiliencia de una comunidad (Calvi, Sullivan y Welch, 2014). La estimación de estos costos implica el uso de funciones de consecuencia, que vinculan un estado de daño con el dinero necesario para restaurar o reemplazar un componente. (ATC, 2018)

El software PACT trabaja en moneda americana como es el dólar, para poder llevarlo a la realidad de la región de Sudamérica se requiere de factores de conversión que permitan adaptar los costos y las técnicas constructivas de la región de Norteamérica.



Así Silva et al. (2020) “Propone un método racional que considera la inflación, los costos de reparación locales y el tipo de cambio de la moneda local en relación con el dólar.”. Por lo tanto se ha considerado el método racional para establecer la conversión.

2.2.9. Metodología USRC

2.2.9.1. Filosofía del USRC

La filosofía del USRC se centra en promover la resiliencia de edificios e infraestructuras para resistir mejor las catástrofes naturales, incluidos terremotos e inundaciones. En general, el USRC pretende fomentar una cultura de resiliencia que proteja las vidas, los bienes y las funciones de la comunidad frente a las catástrofes naturales.

La misión del Consejo de Resiliencia de Estados Unidos (USRC) es establecer y aplicar sistemas de calificación significativos que describan el comportamiento de los edificios durante los terremotos y otros fenómenos naturales, educar al público en general para que comprenda estos riesgos. (USRC, 2019)

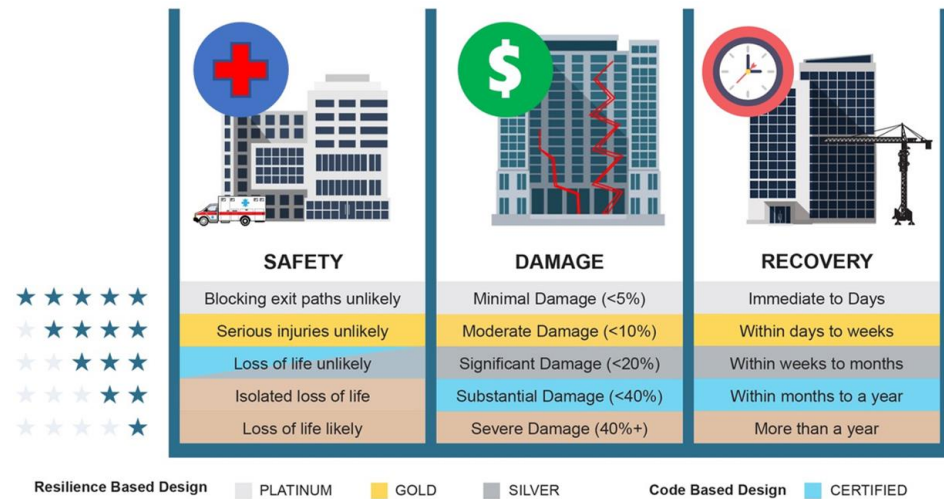
Según USRC (2019) “El sistema de calificación de edificios de la USRC otorga clasificaciones por estrellas en tres dimensiones distintas, que corresponden a las variables de decisión (DV): seguridad, daños y recuperación.”

La determinación de las DV calculadas por el FEMA P-58 permite realizar la calificación de edificios USRC en 4 tipos de certificados, las

cuales son: La calificación USRC Platinum, la calificación USRC Gold, la calificación USRC Silver y la calificación USRC Certified.

Figura 36

Calificación de edificios USRC



Nota: Adaptado de <https://www.usrc.org/usrc-rating-system/>

2.2.9.2. Aplicación del USRC

Las calificaciones beneficiarán a los propietarios de edificios, prestamistas, inquilinos y jurisdicciones gubernamentales al aumentar el valor de las propiedades bien diseñadas y proporcionar un medio para cuantificar el riesgo. Los responsables políticos utilizarán las calificaciones del USRC para comparar y priorizar los riesgos relativos y sentar las bases para el desarrollo de una política de resiliencia comunitaria a largo plazo. (USRC, 2019)

2.2.9.3. Sistema de calificación de edificios USRC

Según USRC (2019) “La calificación USRC actúa como un puente entre la evaluación de ingeniería y la descripción del comportamiento del



edificio, proporcionando información comprensible sobre el edificio a las partes interesadas.”

- **Seguridad**

La dimensión de seguridad se refiere a los damnificados probables que puede tener el edificio luego de un evento sísmico. Según la USRC (2019): La dimensión de la calificación de seguridad evalúa los umbrales del edificio en cuanto a la probabilidad de que las personas puedan evacuar de manera segura tras un sismo y evitar lesiones o pérdida de vidas durante el evento.

- **Daño**

La dimensión de daño se refiere a los costos de reparación probables que puede tener el edificio luego de un evento sísmico. Según la USRC (2019): La dimensión de la calificación de daños estima el costo de reparación del edificio tras un evento, con el objetivo de que pueda seguir utilizándose en las mismas condiciones que en la última calificación. Esta estimación incluye los costos de los daños en componentes estructurales, arquitectónicos, mecánicos, eléctricos y de fontanería, pero excluye los daños al contenido del edificio.

- **Recuperación**

La dimensión de recuperación se refiere a los tiempos de recuperación probables para recuperar las funciones básicas que puede tener el edificio luego de un evento sísmico. Según la USRC (2019): La dimensión de la calificación de recuperación estima el tiempo necesario

para que el propietario o inquilino pueda volver a ingresar al edificio y utilizarlo para sus funciones básicas. Esta calificación representa el plazo mínimo para completar las reparaciones esenciales, eliminando los principales riesgos de seguridad y obstáculos para la ocupación.

2.2.9.4. Metodología de evaluación subyacente

El sistema de calificación USRC no es una metodología de evaluación en sí, sino un conjunto de definiciones, procedimientos y requisitos de certificación. A través de este sistema, los resultados de evaluaciones independientes, realizadas por ingenieros se pueden traducir en términos coherentes y comparables. (USRC, 2019, p. 15)

En este enfoque de calificación de edificios USRC se basa en la metodología FEMA P-58, se complementa con el uso de FEMA 154 y REDI. Este enfoque ha proporcionado criterios de numéricos de aceptación de manera que se pueda realizar una calificación USRC.

- **Criterio de calificación seguridad**

Tabla 1

Calificación DV-Seguridad

Seguridad USRC	Calificación FEMA P-58
Calificación de 5 estrellas [★★★★★]	
Lesiones y bloqueo de vías de salida poco probables El desempeño previsto sugiere condiciones que probablemente no causen lesiones ni obstaculicen la evacuación del edificio.	La probabilidad de que un ocupante de un edificio sufra lesiones mortales, considerando tanto el colapso del edificio como otros riesgos de caída no relacionados con este, es inferior a 0,00003.
Calificación de 4 estrellas [★★★★]	
Lesiones graves poco probables	La probabilidad de que un ocupante de un edificio sufra

El rendimiento esperado genera condiciones que probablemente no provoquen lesiones graves.	lesiones mortales, teniendo en cuenta tanto el colapso del edificio como otros riesgos de caída no relacionados con el derrumbe, es inferior a 0,0001.
--	--

Calificación de 3 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]

Pérdida de vidas poco probable El desempeño anticipado resulta en condiciones que probablemente no causen la pérdida de vidas humanas.	La probabilidad de que un ocupante de un edificio sufra lesiones mortales, considerando tanto el colapso del edificio como otros riesgos de caída no relacionados con este, es inferior a 0,0004.
--	---

Calificación de 2 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]

Posible pérdida de vidas en lugares aislados El comportamiento esperado puede dar lugar a colapsos parciales o la caída de objetos, lo que podría causar la pérdida de vidas humanas en ciertas áreas dentro o alrededor del edificio.	La probabilidad de que un ocupante de un edificio sufra lesiones mortales, tomando en cuenta solo el colapso del edificio es inferior a 0,004.
--	--

Calificación de 1 estrella [★ ★ ★ ★ ★]

Probable pérdida de vidas en el edificio El rendimiento previsto provoca el colapso total del edificio, lo que representa un alto riesgo de muerte para las personas dentro o cerca del edificio.	El edificio fue evaluado, pero no cumplía los criterios de calificación de 2 estrellas.
---	---

Nota. Adaptado de USRC (2019).

- **Criterio de calificación daños**

Tabla 2

Calificación DV-Daños

Daños USRC	Calificación FEMA P-58
Calificación de 5 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Daños mínimos Es probable que el costo de reparación sea inferior al 5% del costo de sustitución del edificio.	El costo promedio de reparación en un evento con un periodo de retorno de 475 años es inferior al 5% del costo de reposición del edificio.
Calificación de 4 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Daños moderados	El costo promedio de reparación en un evento con un periodo de

Es probable que el costo de reparación sea inferior al 10% del costo de sustitución del edificio.	retorno de 475 años es inferior al 10% del costo de reposición del edificio.
Calificación de 3 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Daños significativos Es probable que el costo de reparación sea inferior al 20% del costo de sustitución del edificio.	El costo promedio de reparación en un evento con un periodo de retorno de 475 años es inferior al 20% del costo de reposición del edificio.
Calificación de 2 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Daños sustanciales Es probable que el costo de reparación sea inferior al 40% del costo de sustitución del edificio.	El costo promedio de reparación en un evento con un periodo de retorno de 475 años es inferior al 40% del costo de reposición del edificio.
Calificación de 1 estrella [★ ★ ★ ★ ★]	
Daños graves Es probable que el costo de reparación supere el 40% del costo de sustitución del edificio.	El costo promedio de reparación en un evento con un periodo de retorno de 475 años es igual o superior al 40% del costo de reposición del edificio.

Nota. Adaptado de USRC (2019).

- **Criterio de calificación recuperación**

Tabla 3

Calificación DV-Recuperación

Recuperación USRC	Calificación FEMA P-58
Calificación de 5 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Entre horas y días Se espera que el rendimiento permita que las personas reingresen y reanuden el uso del edificio de manera rápida, desde inmediatamente hasta unos pocos días, sin considerar factores externos.	El tiempo medio de recuperación tras un suceso de 475 años es inferior a 5 días.
Calificación de 4 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
En cuestión de días o semanas Se anticipa que el rendimiento provoque un retraso mínimo en el uso operativo, que podría durar desde días hasta semanas, excluyendo factores externos.	El tiempo medio de recuperación tras un suceso de 475 años es inferior a 4 semanas.
Calificación de 3 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	

Entre semanas y meses Se espera que el rendimiento genere un retraso operativo mínimo de semanas a meses, sin tener en cuenta factores externos.	El tiempo medio de recuperación tras un suceso de 475 años es inferior a 6 meses.
Calificación de 2 estrellas [★ ★ ★ ★ ★]	
Entre meses y un año El rendimiento previsto podría ocasionar un retraso operativo mínimo de meses a un año.	El tiempo medio de recuperación tras un suceso de 475 años es inferior a un año.
Calificación de 1 estrella [★ ★ ★ ★ ★]	
Más de un año El rendimiento estimado podría causar un retraso operativo mínimo de al menos un año o más.	El tiempo medio de recuperación tras un suceso de 475 años es superior a un año.

Nota. Adaptado de USRC (2019).

- **Nivel de peligro calificado**

La calificación en las tres dimensiones seguridad, daños y recuperación corresponden al comportamiento medio de un edificio en consideración dado un único terremoto que cause sacudidas del terreno en el emplazamiento del edificio coherente con el evento base de diseño (2/3 MCER) tal y como se define en las últimas disposiciones del ASCE 7. (USRC, 2019)

2.2.9.5. Calificación de edificios USRC

Los edificios que han sido calificados en función a las dimensiones de seguridad, daño y recuperación pueden recibir una designación de acuerdo con los límites establecidos en cada uno de los certificados.

- **Calificación USRC Platinum**

Esta calificación se logra si se alcanza una calificación de 5 estrellas en seguridad, daños y recuperación.



La calificación USRC Platinum es el nivel más alto de rendimiento en edificaciones. Se espera que los edificios con esta calificación sufran daños mínimos, inferiores al 5% del costo de reposición, y puedan recuperar su funcionalidad en pocos días tras un sismo importante. Esta calificación es preferida por propietarios que requieren el máximo nivel de protección de activos y una continuidad casi ininterrumpida en sus operaciones. (USRC, 2022)

- **Calificación USRC Gold**

Esta calificación se logra si se alcanza una calificación de 4 estrellas en seguridad, daños y recuperación. La calificación USRC Gold indica un nivel de rendimiento muy alto. Los edificios con esta calificación se espera que sufran solo daños menores, inferiores al 10% del costo de reposición, y puedan recuperar su funcionalidad en unas pocas semanas después de un sismo significativo. Esta calificación es ideal para propietarios que buscan una alta protección de activos y una mínima interrupción de sus operaciones. (USRC, 2022)

- **Calificación USRC Silver**

Esta calificación se logra si se alcanza una calificación de 3 estrellas en seguridad, daños y recuperación. La calificación USRC Silver se asigna a edificios que cumplen con los estándares certificados y se espera que sufran daños reparables, menores al 20% del costo de reposición, permitiendo una recuperación funcional en unos pocos meses tras un sismo significativo. Esta calificación es común en propiedades donde la limitación de daños es crucial, como en inmuebles con préstamos

comerciales o en el mercado de diligencia debida transaccional. (USRC, 2022)

- **Calificación USRC Certified**

Esta calificación se logra si se alcanza una calificación de 3 estrellas en seguridad y 2 estrellas en daños y recuperación. La calificación USRC Certified se otorga a edificios evaluados por el Consejo de Resiliencia de los Estados Unidos y que cumplen con los códigos de desempeño sísmico modernos. Los edificios con esta calificación se espera que garanticen la seguridad de los ocupantes, limiten los daños a niveles reparables por debajo del 40% del costo de reposición y permitan la recuperación funcional dentro de un año tras un sismo significativo. (USRC, 2022)

Figura 37

Certificados USRC



Nota: Adaptado de <https://www.usrc.org/usrc-verified-rating/>

2.2.10. Procedimientos de análisis sísmicos

Existen varios procedimientos de análisis sísmico, entre los más afamados están el análisis estático de fuerzas equivalentes y el análisis de espectro de respuesta, los cuales son comúnmente utilizados en el diseño debido a su simplicidad y practicidad. Sin embargo, presentan una alta incertidumbre analizando el comportamiento de la estructura.

Figura 38

Procedimientos de análisis sísmicos

Structural Model	Linear	Nonlinear
Seismic Loading	E, A, I, L, G etc. = Constant, K= Constant	E ≠ Constant, EI ≠ Constant, K≠ Constant
Static	<ol style="list-style-type: none"> 1. Equivalent Lateral Force (ELF) Procedure 2. Response Spectrum Analysis (RSA) Procedure (or Mode Spectral Analysis) 	<ol style="list-style-type: none"> 5. Several Pushover Analysis Methods or Nonlinear Static Procedures (NSPs)
Dynamic	<ol style="list-style-type: none"> 3. Modal Response History (or Time History) Analysis Procedure (Modal RHA/THA) 4. Linear Response History (or Time History) Analysis Procedure (Direct Integration Linear RHA /LTHA) 	<ol style="list-style-type: none"> 6. Nonlinear Modal Response History Analysis or Fast Nonlinear Analysis (FNA) 7. Nonlinear Response History (or Time History) Analysis Procedure (Direct Integration Nonlinear RHA/THA)

Nota: Adaptado de <https://fawadnajam.com/>

2.2.10.1. Análisis estático de fuerzas equivalentes

Este método define un conjunto de fuerzas que actúan sobre una estructura para simular los efectos del movimiento del suelo durante un terremoto, generalmente representado por un espectro de respuesta sísmica de diseño. Basándose en la frecuencia natural de la estructura, la respuesta se obtiene a partir de un espectro de respuesta de diseño, ya sea calculado o estipulado por el código de construcción. (Xan, 2021)

2.2.10.2. Análisis del espectro de respuesta

Este método permite evaluar las diferentes formas en que un edificio puede reaccionar (en el dominio de la frecuencia). Exceptuando las estructuras muy simples o complejas, muchos códigos de construcción lo requieren. La reacción de una estructura se describe como una combinación de varias formas específicas (modos), que son similares a los "armónicos" de una cuerda vibrante. Estos modos pueden determinarse mediante análisis computacionales. (Xan, 2021)



2.2.10.3. Análisis estático no lineal

Las técnicas lineales se emplean cuando se espera que la estructura permanezca prácticamente elástica ante el movimiento del suelo o cuando el diseño genera una distribución uniforme de la respuesta no lineal en toda la estructura. Sin embargo, la incertidumbre de estos métodos aumenta cuando el objetivo de rendimiento implica mayores demandas inelásticas, lo que requiere un alto grado de conservadurismo en los supuestos de demanda y en los criterios de aceptación para evitar un rendimiento inesperado. (Xan, 2021)

2.2.10.4. Análisis dinámico no lineal

Aunque el análisis dinámico no lineal combina registros de movimiento del suelo con un modelo estructural completo, es posible obtener resultados con un bajo nivel de incertidumbre. El modelo estructural completo, sometido a un registro de movimiento del terreno, proporciona estimaciones de las deformaciones de los componentes para cada grado de libertad. Las respuestas modales se combinan mediante técnicas como la suma de cuadrados de la raíz cuadrada en los estudios dinámicos no lineales. (Xan, 2021)

2.2.11. No linealidad

El análisis elástico lineal es adecuado para evaluar el comportamiento estructural bajo cargas de servicio y operación. Sin embargo, ante cargas extremas, como terremotos, explosiones o tsunamis, se espera que la estructura incurra en el rango inelástico, experimentando deformaciones permanentes, fractura de elementos e incluso, en algunos casos, colapso.

2.2.11.1. No linealidad del material

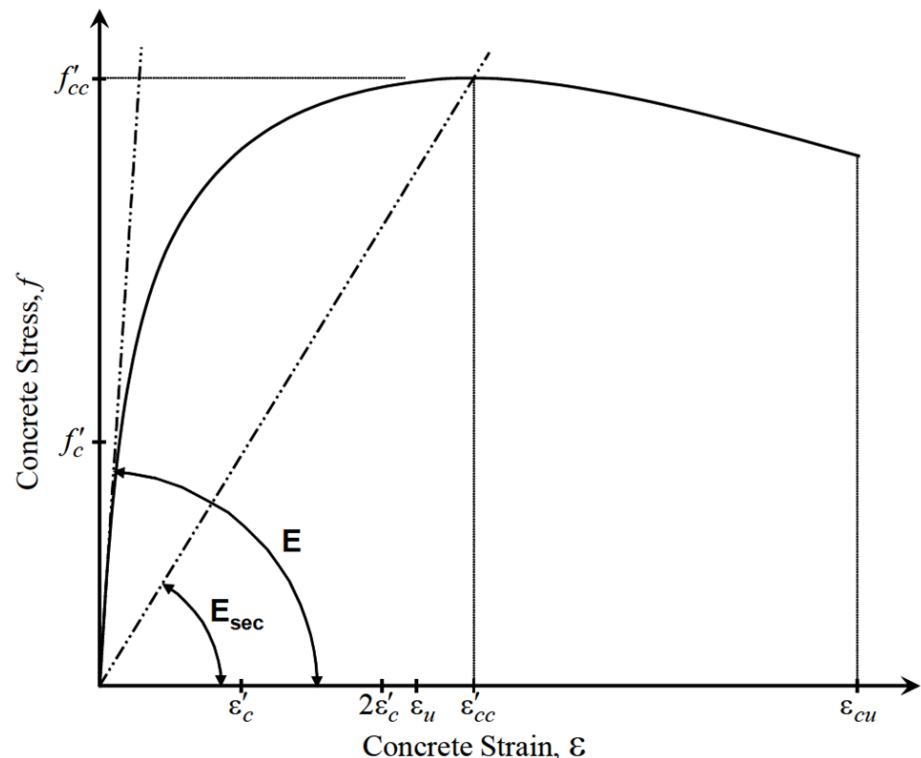
La no linealidad del material se relaciona con el comportamiento inelástico de un componente o sistema. Este comportamiento inelástico se describe mediante una relación fuerza-deformación (FD), conocida también como curva principal, que evalúa la resistencia frente a la deformación traslacional o rotacional. (Computers and Structures, s/f)

- **Modelo constitutivo del concreto**

“En las curvas de esfuerzo-deformación en compresión del concreto confinado según Mander, la resistencia a la compresión y la deformación última del concreto confinado dependen del acero de confinamiento, es decir, de la armadura transversal.” (CSI, 2008)

Figura 39

Modelo constitutivo Mander confinado



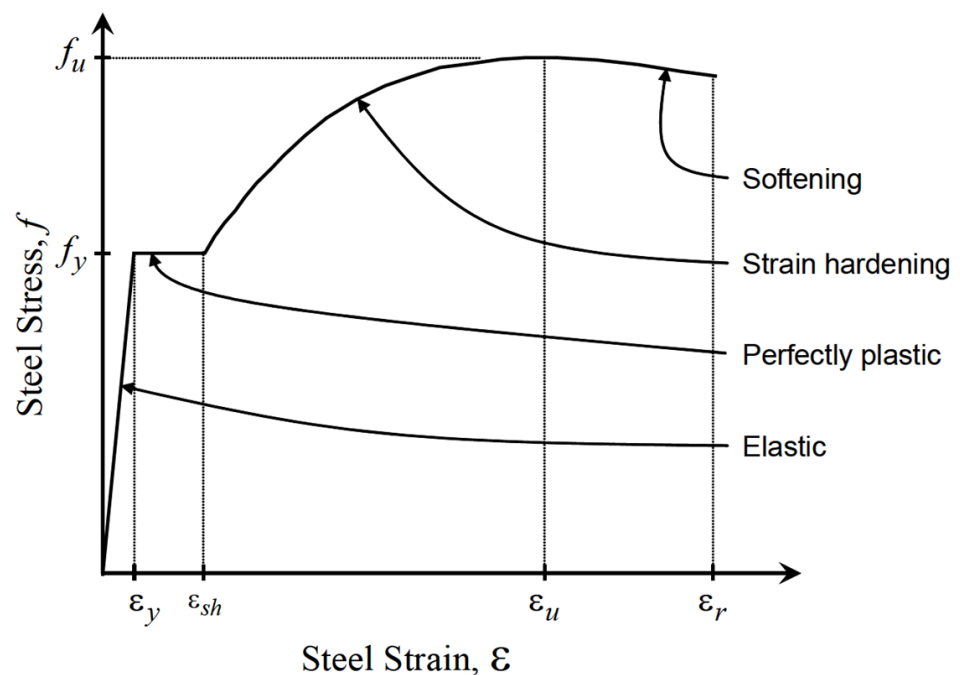
Nota: Adaptado de CSI (2008)

- **Modelo constitutivo del acero**

“La curva tensión-deformación del acero estructural simple se divide en cuatro regiones distintas: una región elástica, perfectamente plástica, endurecimiento por deformación y ablandamiento.” (CSI, 2008). La expresión del endurecimiento y ablandamiento por deformación según Holzer et al. (1975) se define por la curva tensión-deformación paramétrica simple mediante las siguientes ecuaciones.

Figura 40

Modelo constitutivo simple de Holzer



Nota: Adaptado de CSI (2008)

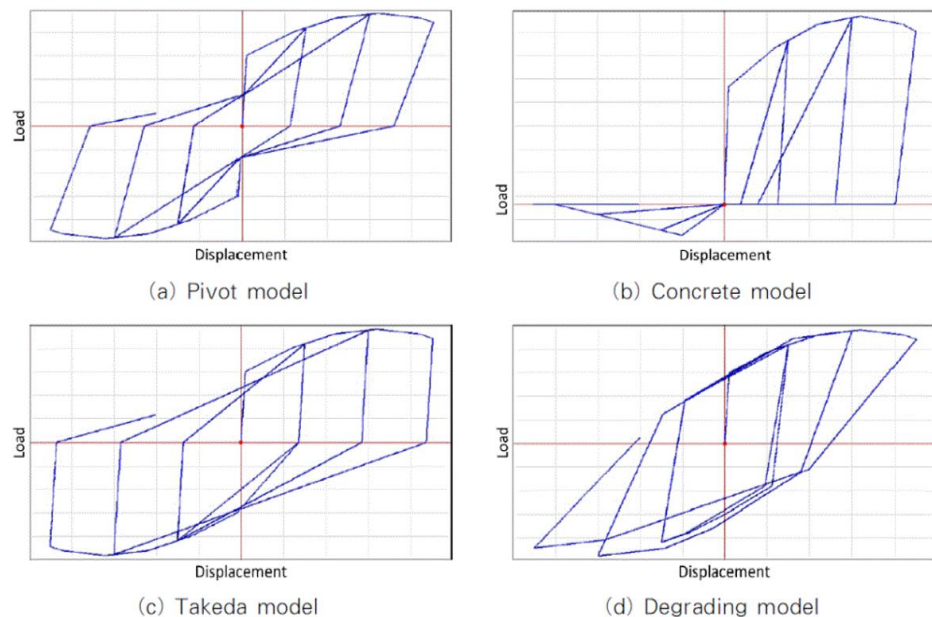
Otra característica que refleja la no linealidad del material es el ciclo histerético. Cuando un componente o sistema es sometido a cargas cíclicas, la relación fuerza-desplazamiento genera bucles histeréticos.

2.2.11.2. Modelos de histéresis

La histéresis es el proceso de disipación de energía a través de la deformación (desplazamiento), el comportamiento histórico puede afectar casos de carga estática no lineal y de historial temporal no lineal que presentan inversiones de carga y carga cíclica. La carga monótona no se ve afectada. Existen varios modelos de histéresis diferentes para describir el comportamiento de distintos tipos de materiales. (Computers and Structures, s/f)

Figura 41

Modelos histeréticos en Etabs



Nota: Adaptado de Son & Lee (2020)

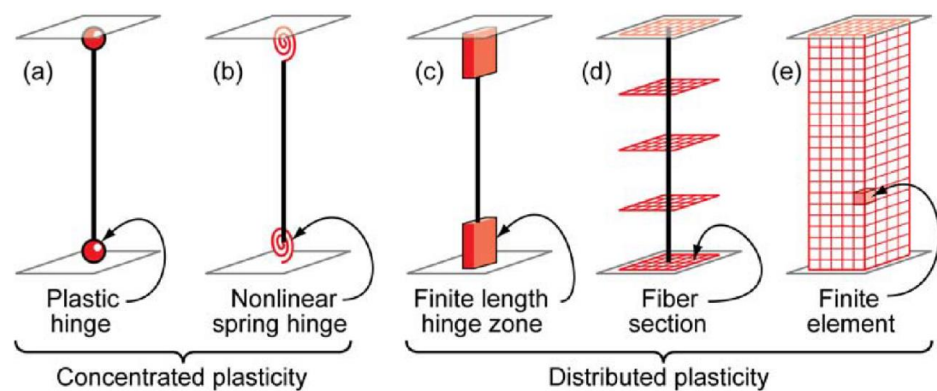
“Para el análisis se utilizó ETABS, un programa comercial de análisis estructural. En el caso del modelo histerético, se seleccionaron como aplicaciones entre las integradas en el programa los modelos Degrading, Takeda, Pivot y Concrete.” (Son & Lee, 2020)

2.2.11.3. Plasticidad

Los modelos inelásticos de componentes estructurales se distinguen por cómo la plasticidad se distribuye a lo largo de las secciones transversales del miembro y a lo largo de su longitud. Por ejemplo, en la figura se presenta una comparación de cinco tipos de modelos idealizados utilizados para simular la respuesta inelástica de vigas y columnas. (Deierlein et al., 2010, p. 8)

Figura 42

Modelos de plasticidad



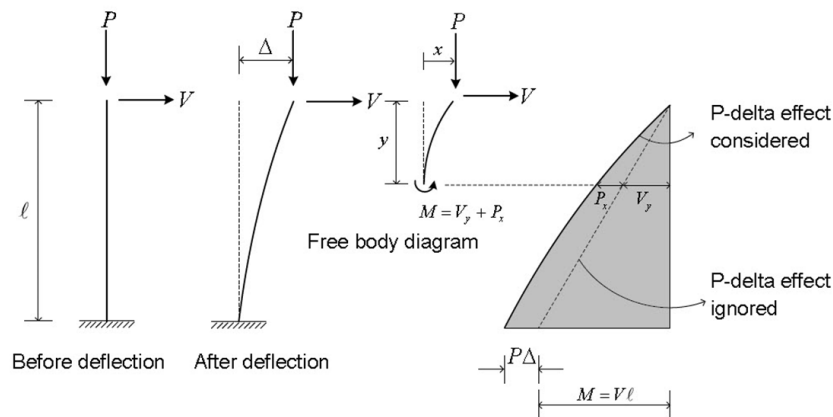
Nota: Adaptado de Deierlein et al (2010)

2.2.11.4. No linealidad geométrica

El efecto P-Delta es un tipo de no linealidad geométrica que se refiere a las relaciones de equilibrio de un sistema estructural cargado en su configuración desviada. Este efecto es especialmente relevante cuando se aplican cargas gravitacionales en edificios de varios pisos, lo que incrementa la deriva de los pisos y ciertos comportamientos mecánicos, a la vez que disminuye la capacidad de deformación de la estructura. (Computers and Structures, s/f)

Figura 43

Efectos P-Delta



Nota: Adaptado de <https://www.midasbridge.com/en/blog/p-delta-analysis>

2.3. MARCO NORMATIVO

2.3.1. Marco nacional

Esta investigación se desarrolló bajo la norma técnica dispuesta por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

- Norma de Estructuras E.020 Cargas (RNE 2006): Conjunto de directrices utilizadas en el diseño y cálculo de estructuras, específicamente en relación con las cargas que estas deben soportar.
- Norma de Estructuras E.030 Diseño sismorresistente (RNE 2018): Conjunto de directrices para garantizar que las construcciones puedan resistir adecuadamente los efectos de sismos.
- Norma de Estructuras E.031 Aislamiento sísmico (RNE 2019): Conjunto de directrices sobre el diseño y uso de sistemas de aislamiento sísmico para edificaciones que permite desacoplar la estructura de los efectos de las fuerzas sísmicas para mejorar su comportamiento.



2.3.2. Marco internacional

Esta investigación fue realizada dentro del contexto de metodologías, estándares, códigos y guías específicas para cada procedimiento.

- Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-23): Procesos y metodologías utilizados para evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras existentes y mejorar su resistencia frente a los terremotos.
- Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22): Es un conjunto de directrices que establecen los requisitos básicos para el diseño y la construcción de edificios y otras estructuras con el fin de garantizar su seguridad y rendimiento en diversas condiciones de carga.
- Seismic Performance Assessment of Buildings (FEMA P-58 / 2018): Marco global desarrollado por FEMA para evaluar el comportamiento sísmico de los edificios. Describe los procedimientos para evaluar cómo responden las estructuras a las cargas sísmicas y los riesgos asociados, incluidos los daños potenciales y las implicaciones para la seguridad.
- Implementation Manual USRC Building Rating System for Earthquake Hazards (USRC 2019): Es una guía que describe un marco normalizado para evaluar y calificar el comportamiento sísmico de los edificios.
- Guide Specifications for Seismic Isolation Design Fourth Edition (AASHTO 2014): Es un documento publicado por AASHTO que proporciona directrices para el diseño y la implementación de sistemas de aislamiento sísmico.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

El tema de esta investigación es la resiliencia sísmica y la línea de investigación es el análisis no lineal y sistemas de protección sísmica.

3.1.1. Tipo de investigación

Es conocida también como investigación teórica, pura o fundamental. Está destinada a aportar un cuerpo organizado de conocimientos científicos y no produce necesariamente resultados de utilidad práctica inmediata. Su característica principal es que realiza investigaciones originales, experimentales o teóricas, con la finalidad de obtener nuevos conocimientos. También analiza propiedades, estructuras y relaciones con el fin de formular y contrastar hipótesis, teóricas o leyes. (Valderrama, 2013, p. 164)

Esta investigación analiza un edificio de 15 pisos que en combinación con el AMS busca mejorar la resiliencia ante sismos, por lo que se enmarca en el tipo de investigación pura.

3.1.2. Nivel o alcance de la investigación

La investigación explicativa se basa en la comprobación de hipótesis y tiene como objetivo que las conclusiones conduzcan a la formulación o verificación de leyes o principios científicos. En este tipo de investigaciones, el investigador se propone como meta entender el porqué de los hechos, fenómenos



o situaciones. En resumen, la investigación explicativa examina las causas y efectos en la relación entre variables. (Bernal, 2016, p. 148)

Esta investigación analiza los efectos del AMS en la RS, lo que la sitúa dentro del nivel de investigación explicativa.

3.1.3. Diseño de la investigación

En este diseño, la población muestral es observada en su ambiente natural y en su realidad. La tarea sustancial del investigador es la de observar los problemas para luego analizarlos en su ambiente natural y, así, describirlos o medir los niveles de correlación, o explicando las causas y efectos y, en otros casos, prediciendo algún problema que podría suceder en el futuro. (Valderrama, 2013, p. 178)

Esta investigación se enfoca en analizar y observar el cambio en la RS por medio del AMS sin manipular intencionadamente las variables, por lo que se clasifica dentro del diseño de investigación no experimental.

3.2. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1. Población y muestra

“La población se refiere a un conjunto finito o infinito de elementos que comparten características comunes, sobre los cuales se aplicarán las conclusiones de la investigación y se define en función del problema y los objetivos del estudio” (Arias, 2012, p. 81).



“La muestra es un subconjunto representativo y finito que se selecciona de la población accesible y permite hacer inferencias o generalizar los resultados al resto de la población.” (Arias, 2012, p. 83)

La población objetivo, al igual que la muestra de este estudio, es el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO. Cuando el objetivo se alinea con la muestra, se puede indicar que se trata de un estudio de caso.

3.2.1.1. Muestreo

“En este tipo de muestreo, el investigador puede influir significativamente, ya que selecciona la muestra basándose en criterios de conveniencia y según su propio juicio.” (Valderrama, 2013, p. 193)

El tipo de muestreo utilizado en esta investigación es no probabilístico y el método de muestreo fue por conveniencia.

3.2.2. Técnicas e instrumentos de recopilación de información

3.2.2.1. Técnicas

Son un conjunto de normas y directrices que orientan las actividades de los investigadores en cada fase del proceso científico. Las técnicas, como herramientas procedimentales y estratégicas, requieren un conocimiento previo sobre su utilidad y aplicación, lo que facilita su selección y uso por parte del investigador. (Carrasco, 2007, p. 274)

Esta investigación utilizó como técnicas el análisis documental y la observación directa.



Análisis documental: Se ha obtenido la información de los documentos del expediente técnico como los planos, presupuesto, memorias de cálculos y ensayos de calidad del concreto. Así mismo se ha empleado normativas del RNE como (E.020, E.030, y E.031), metodologías internacionales como FEMA P-58 y ASCE 41-23 y guías internacionales como AASHTO 2014 y USRC 2019.

Observación directa: Se ha analizado el comportamiento del edificio con y sin AMS utilizando un modelo matemático desarrollado en el software Etabs, donde se compararon las variaciones entre distintos modelos. Por lo tanto, se empleó la técnica de observación directa para realizar un registro sistemático, válido y confiable de comportamientos y situaciones, basado en un conjunto de dimensiones e indicadores.

3.2.2.2. Instrumentos

“Los instrumentos son los recursos materiales que el investigador utiliza para recopilar y almacenar la información. Por lo tanto, se deben elegir racionalmente los instrumentos que se emplearan en la variable independiente y dependiente.” (Valderrama, 2013, p. 195)

Esta investigación ha empleado instrumentos digitales como los software: Etabs v.19.1.0, Microsoft Excel v.365, PACT v.3.1.2, AutoCAD v.2025 y Python v.3.12 para el análisis, recolección y almacenamiento de información.

3.2.3. Validez y confiabilidad

3.2.3.1. Validez

“La validez refleja el nivel en que se pueden derivar conclusiones a partir de los resultados obtenidos. Un instrumento es considerado válido cuando realmente mide lo que está diseñado para evaluar.” (Bernal, 2016)

Para verificar la validez del modelo matemático del edificio realizado en el software Etabs, se comparó la masa sísmica del expediente original con la del modelo propuesto tal como se ilustra en la Figura 44.

Figura 44

Calibración de masa entre modelo Etabs y expediente técnico

MODELO ETABS TESIS		EXPEDIENTE TÉCNICO	
Story	Mass X	MASA	VARIACIÓN
	tonf-s ² /m	tonf-s ² /m	MASA
Techo_TE	5.22		
Fondo_TE	14.55		
T16	70.21	87.68	-2.6%
T15	89.23	87.68	-1.8%
T14	90.76	88.01	-3.1%
T13	91.63	91.71	0.1%
T12	91.72	91.71	0.0%
T11	91.90	91.71	-0.2%
T10	91.90	91.71	-0.2%
T9	91.90	91.71	-0.2%
T8	91.90	91.71	-0.2%
T7	91.90	91.71	-0.2%
T6	91.90	91.71	-0.2%
T5	91.90	91.71	-0.2%
T4	92.45	91.71	-0.8%
T3	93.40	91.71	-1.8%
T2	97.23	91.71	-6.0%
T1_Mezanine	72.74	64.57	-12.6%
T0_Sotano	108.18	121.02	10.6%

Cálculo Tesis	
Masa sísmica	1560.6 tonf-s ² /m
Cálculo Expediente Técnico	
Masa sísmica	1549.5 tonf-s ² /m
Variación	
Masa sísmica	Δ
-0.7%	11.1 tonf-s ² /m

Nota: Comparación entre tesis y memoria de cálculo estructural del expediente técnico

Según el modelo de la tesis se obtuvo una masa de 1560.6 tonf-s²/m, en contraste según el expediente técnico establece una masa de 1549.5 tonf-s²/m, por lo tanto, se puede indicar que se tiene una variación

en masa de $11.1 \text{ tonf-s}^2/\text{m}$ que expresado de manera porcentual implica una variación del 0.7% la cual se generó debido a la compatibilización con los planos post-construcción y el expediente técnico inicial. Con base en lo mencionado anteriormente, se concluye que el modelo matemático elaborado en Etabs representa de manera adecuada al edificio en análisis.

En referencia a la validez para analizar y obtener resultados correctos se sabe que los modelos numéricos son válidos en la medida que se aproximen a los resultados experimentales, esta investigación ha tomado como referencia calibraciones de ensayos reales y modelos computacionales realizadas para pórticos y muros estructurales que componen la estructura del edificio en estudio.

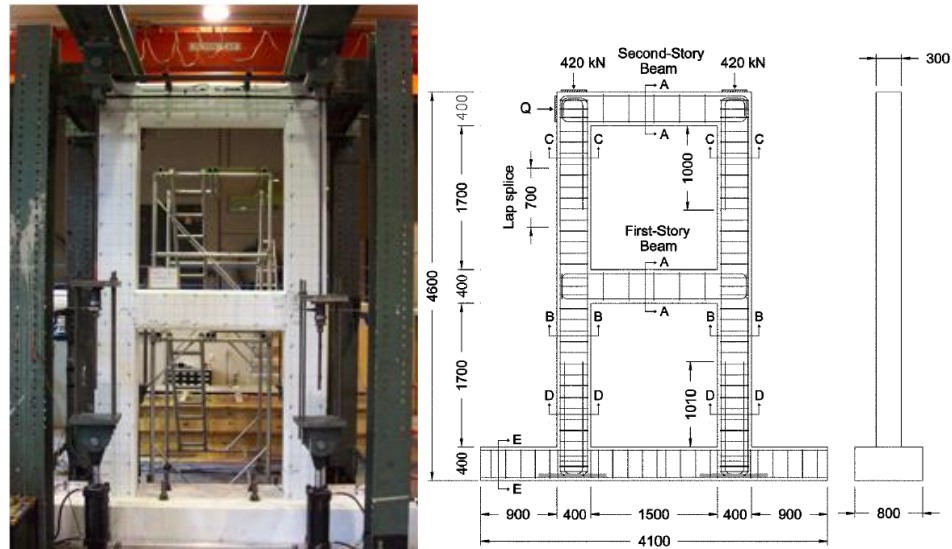
La calibración para el análisis de vigas y columnas se basa en el ensayo realizado en el laboratorio de la Universidad de Toronto en donde Duong (2006) ensayo un pórtico de concreto armado con base fija bajo carga lateral y carga vertical simultánea tal como se ilustra en la Figura 45, este ensayo fue contrastado en el software Etabs por Pérez y Torres (2022) en su tesis de maestría.

En la Figura 46 se ilustra las curvas fuerza-desplazamiento entre diferentes modelos de rotula y modelo físico, en donde el modelo de plasticidad concentrada sin considerar factores de rigidez efectiva tiende a sobreestimar tanto la rigidez inicial como la resistencia máxima. En cambio, tanto el modelo tipo fibra como el de plasticidad concentrada con factores de rigidez efectiva logran aproximar la resistencia máxima con errores del 0.3% y 3.3% respectivamente. Por lo tanto, se concluye que los

modelos de plasticidad concentrada (con factores de rigidez) y distribuida simulan de manera precisa el comportamiento en el plano de un pórtico de concreto armado. (Perez & Torres, 2022)

Figura 45

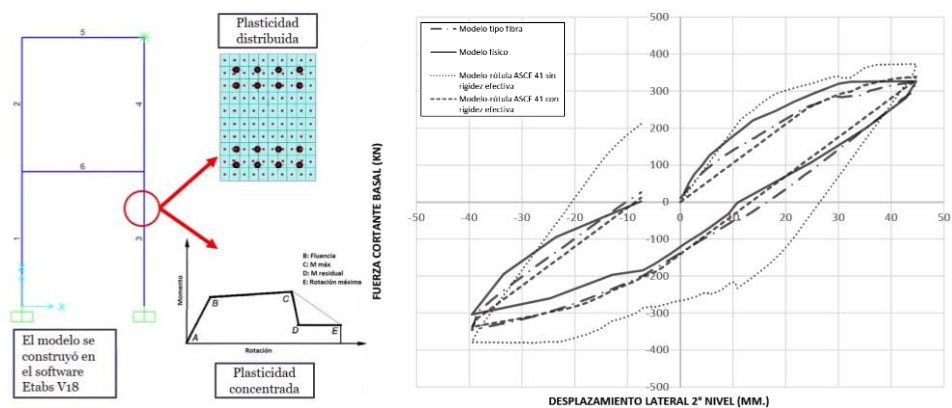
Ensayo experimental de pórticos en laboratorio de Toronto



Nota: Adaptado de Duong (2006)

Figura 46

Calibración del pórtico entre ensayo experimental y modelo Etabs



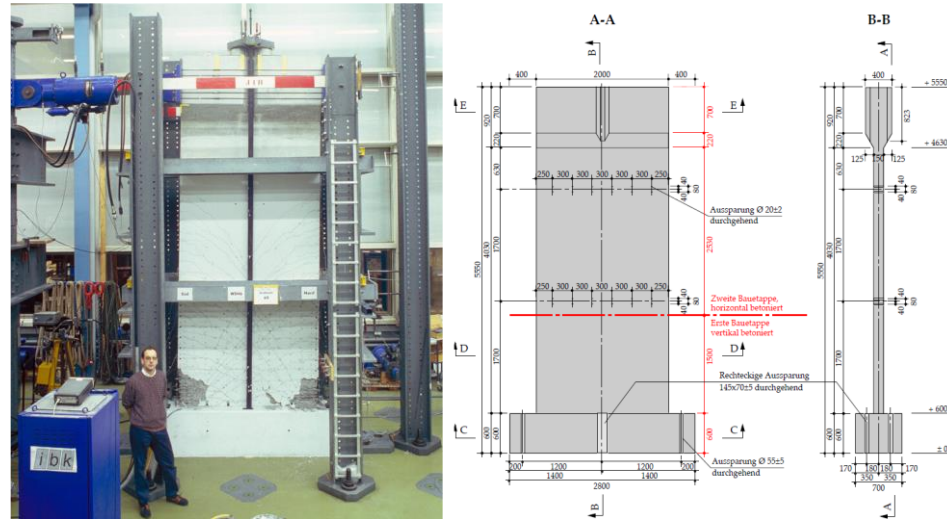
Nota: Adaptado de Perez & Torres (2022)

La calibración para el análisis de los muros estructurales se basa en el ensayo realizado en Zurich por Dazio et al. (1999), donde se sometieron a carga cíclica seis muros de concreto armado con base empotrada tal como

se ilustra en la Figura 47, este ensayo fue contrastado en el software Etabs por Pérez y Torres (2022) en su tesis de maestría.

Figura 47

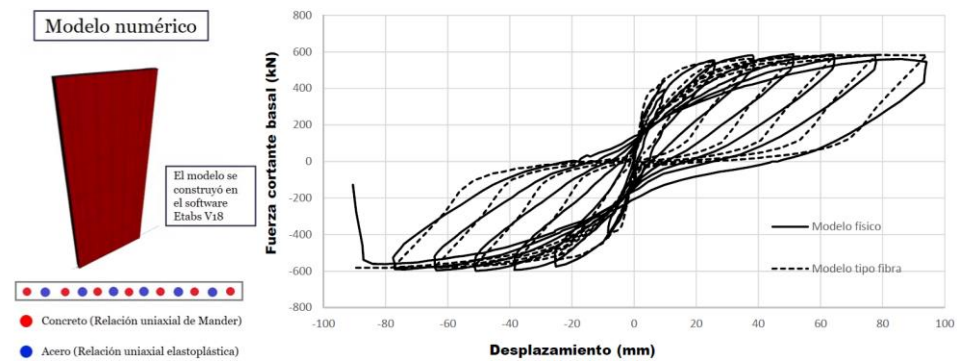
Ensayo experimental de muros en laboratorio de Zurich



Nota: Adaptado de Dazio (1999).

Figura 48

Calibración del muro entre ensayo experimental y modelo Etabs



Nota: Adaptado de Perez & Torres (2022)

En la Figura 48 se ilustra las curvas fuerza-desplazamiento entre el modelo rotula tipo fibra y modelo físico, en donde se ha observado que la apertura de los lazos histeréticos y la ubicación de los puntos pivote obtenidos del modelo numérico coinciden de manera adecuada con los resultados experimentales. En promedio, el modelo computacional



subestima la resistencia máxima en un 0.93% y la rigidez lateral inicial en un 1.20%, estas diferencias se consideran aceptables para fines de ingeniería. (Perez & Torres, 2022)

El edificio en estudio está compuesto por muros estructurales y pórticos, para asegurar que los resultados obtenidos se aproximen lo más posible a la realidad, se utilizó como rotulas el modelo de plasticidad distribuida tipo fibra, la cual ha demostrado una adecuada correspondencia según los ensayos experimentales y contrastada para su aplicación en el software Etabs por Pérez y Torres (2022). En base a lo mencionado anteriormente, se considera que el análisis garantiza de manera aceptable los resultados de la investigación realizada sobre el edificio existente.

3.2.3.2. Confiabilidad

“Es la capacidad del instrumento para generar resultados consistentes cuando se aplica nuevamente bajo condiciones lo más similares posibles.” (Bernal, 2016, p. 246)

Etabs es una herramienta con alta capacidad para el análisis estructural, tiene una aplicación y aceptación a nivel mundial por lo que su grado de confiabilidad es adecuada con cada modelado elaborado, en particular esta investigación empleo el software Etabs v.19.1.0.

3.3. VARIABLES

En este trabajo de investigación, se ha utilizado el AMS como variable independiente y la RS como variable dependiente, las cuales están vinculadas por una relación de causa y efecto.

3.3.1. Variable independiente

Tabla 4

Matriz de variable independiente

Variable independiente	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensión
X: Amortiguador de masa sintonizada (AMS)	Según Duque (2013): “Se trata de un mecanismo compuesto por masa, resorte y amortiguador, cuya frecuencia natural se ajusta a valores cercanos a la frecuencia natural de la estructura. La energía transferida al AMS es disipada a través de sus mecanismos de amortiguación”.	El AMS será evaluado en función de sus parámetros de diseño, incluyendo un modelo de bloque de concreto armado con aisladores elastoméricos. Esto permitirá desarrollar una propuesta de diseño orientada a mejorar el comportamiento dinámico de la estructura.	X1: Parámetros de diseño del AMS. X2: AMS modelo bloque de concreto armado con aisladores elastoméricos.

Nota: Una variable independiente con dos dimensiones

3.3.2. Variable dependiente

Tabla 5

Matriz de variable dependiente

Variable dependiente	Definición conceptual	Definición Operacional	Dimensión
Y: Resiliencia sísmica	Según Asadi (2020): “La resiliencia sísmica se refiere a la capacidad de un sistema para soportar una perturbación anormal como un terremoto, reducir los daños y recuperarse de manera eficiente hasta alcanzar su funcionalidad .”.	La variable de resiliencia sísmica se evalúa utilizando los parámetros de demanda de ingeniería en el software ETABS. Posteriormente, las variables de decisión se determinan mediante el software PACT, y la valoración final se realiza aplicando la calificación USRC.	Y1: Parámetros de demanda de ingeniería (EDP) Y2: Variables de decisión (DV) Y3: Calificación USRC

Nota: Una variable dependiente con tres dimensiones



3.4. PRUEBAS ESTADÍSTICAS

3.4.1. Prueba de normalidad

Las pruebas de normalidad sirven para comprobar si una distribución de datos se ajusta a una distribución normal. Esta verificación es crucial, ya que muchos métodos estadísticos suponen que los datos son normales; si se aplican estos métodos a datos que no cumplen con esta suposición, los resultados pueden ser sesgados o inexactos. (Sánchez, 2023)

- **Prueba de Kolmogórov–Smirnov**

Esta prueba analiza la distribución real de los datos en comparación con la distribución teórica de una normal. Se mide la mayor discrepancia entre la función de distribución empírica y la teórica de la normal. Si esta discrepancia es mínima, se puede afirmar que la distribución observada se asemeja a una normal. Esta prueba puede llevarse a cabo si se cuenta con muestras grandes, mayores a 50 datos. (Sánchez, 2023)

- **Prueba de Shapiro–Wilk**

Esta prueba emplea un test de bondad de ajuste para verificar si los datos se distribuyen normalmente. Se calcula un estadístico de prueba que se confronta con un valor crítico en una tabla de distribución normal. Si el estadístico de prueba supera el valor crítico, se rechaza la hipótesis de que los datos son normales. Esta prueba puede llevarse a cabo si se cuenta con muestras pequeñas, menores o iguales a 50 datos. (Sánchez, 2023)

3.4.2. Hipótesis y nivel de significancia

Establecemos dos hipótesis: la hipótesis nula y la hipótesis alternativa, ambas formulaciones realizan afirmaciones sobre el valor poblacional del estadístico de prueba y son excluyentes entre sí. Llamamos al valor de la población como θ y se formulan las hipótesis. (Emmert & Dehmer, 2019)

- Hipótesis nula (H_0): $\theta = \theta_0$
- Hipótesis alternativa 1 (H_{A1}): $\theta > \theta_0$
- Hipótesis alternativa 2 (H_{A2}): $\theta < \theta_0$
- Hipótesis alternativa 3 (H_{A3}): $\theta \neq \theta_0$

Un nivel de significancia de 0.05 significa que hay un 95% (0.95) de confianza en los resultados, con una probabilidad de error del 5% (0.05). “El nivel de significancia α es un número entre cero y uno, es decir $\alpha \in [0,1]$.” (Emmert & Dehmer, 2019)

Para determinar los valores p de una prueba de hipótesis, necesitamos utilizar la distribución de muestreo y la estadística de prueba estimada. Esto significa que los valores p resultan de una comparación de supuestos teóricos con observaciones reales asumiendo H_0 es verdadera. (Emmert & Dehmer, 2019, p. 8)

En la etapa final, debemos decidir sobre la hipótesis nula. Para ello, hay dos opciones: podemos basar nuestra decisión en los valores p, alternativamente, en el valor del estadístico de prueba. (Emmert & Dehmer, 2019, p. 9)

- Si: $p < \alpha$ se rechaza la hipótesis nula.
- Si: $p \geq \alpha$ no se rechaza la hipótesis nula.

3.4.3. Análisis inferencial

- **Prueba U de Mann – Whitney**

La prueba U de Mann-Whitney pertenece a las pruebas no paramétricas de comparación de dos muestras independientes. Se utiliza para comparar dos grupos de rangos (medianas) y determinar que la diferencia no se deba al azar, es decir, que la diferencia sea estadísticamente significativa. (Juárez et al., 2002)

En la ecuación (33) se expresa la fórmula de la prueba U de Mann-Whitney.

$$U = n_1 \cdot n_2 + \frac{n_x \cdot (n_x + 1)}{2} - \sum R_x \quad (33)$$

Donde:

n_1, n_2 = número de casos de cada grupo.

$\sum R_x$ = suma de rangos de cada grupo.

n_x = número de casos según el grupo analizado.

- **Prueba T de Student**

La prueba T de Student es una prueba paramétrica de comparación de dos muestras. Su función es comparar dos grupos de puntuaciones (medias aritméticas) y determinar que la diferencia no se deba al azar, es decir, que la diferencia sea estadísticamente significativa. (Juárez et al., 2002)

En la ecuación (34) se expresa la fórmula de la prueba T.

$$T = \frac{\bar{x}_1 - \bar{x}_2}{S_{D\bar{x}}} \quad (34)$$

Donde:

x_1, x_2 = medias de los grupos.

$S_{D\bar{x}}$ = error estándar de la diferencia entre medias.

En la ecuación (35) se expresa la fórmula para calcular $S_{D\bar{x}}$.

$$S_{D\bar{x}} = \sqrt{\frac{\sum x_1^2 + \sum x_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \cdot \left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)} \quad (35)$$

3.5. PROCEDIMIENTO Y ANÁLISIS

1. Se inicia analizando la variable dependiente en ausencia del estímulo, es decir, se evalúa la resiliencia sísmica en un modelo sin AMS.
2. La dimensión EDP se mide mediante sus indicadores como: derivas, aceleraciones y rotaciones las cuales son obtenidos usando como instrumento el software Etabs mediante un análisis no lineal tiempo-historia acorde a la norma E.030 2018 y ASCE 41-23.
3. La dimensión DV se mide a través de sus indicadores como: damnificados, costos y tiempos de reparación que son obtenidos usando como instrumento el software PACT mediante un análisis de los grupos de fragilidad para cada nivel de estado de daño según el FEMA P-58.
4. La dimensión sistema de calificación de edificios USRC se mide a través de sus indicadores como: calificación de la seguridad, calificación de daños y



calificación de la recuperación utilizando como instrumento el manual USRC 2019.

5. Se continua con la variable dependiente pero esta vez aplicando el estímulo (variable independiente), es decir, se evalúa la resiliencia sísmica con AMS.
6. La dimensión parámetros de diseño del AMS se mide a través de sus indicadores como: masa, rigidez y amortiguamiento del AMS utilizando como instrumento Microsoft Excel según las ecuaciones propuestas por Yung-Tsang Chen. Diseñado el AMS se repite los procesos 2, 3 y 4 para encontrar la resiliencia sísmica mediante las dimensiones mostradas anteriormente.
7. Se hace una comparación de los 2 modelos a nivel de damnificados, costos y tiempos de reparación para evaluar la resiliencia sísmica por medio de un análisis costo beneficio para evaluar la mejora entre ambos modelos.
8. Finalmente, para consolidar los resultados se hará un desarrollo acerca del acondicionamiento del sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio en estudio mediante la consolidación en memoria de cálculo, estimación de presupuesto y planos propuestos empleando como instrumento el software AutoCAD.

3.6. EDIFICIO EN ESTUDIO

3.6.1. Descripción del edificio

El edificio en estudio corresponde al proyecto “Mejoramiento de los Servicios Académicos en la Formación Básica, Informática y Virtual de las Escuelas Profesionales de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno”.

- **Ubicación geográfica**

El edificio se encuentra dentro de los límites de la ciudad universitaria, en el sector noreste de Puno, entre los barrios de Llavini, San José y Alto San José, conocido anteriormente como "Fundo Valderrama".

Figura 49

Ubicación del edificio en estudio



Nota: Adaptado a través del software Google Earth Pro

- **Ubicación política**

- Lugar: Ciudad Universitaria de la UNA
- Distrito: Puno
- Provincia: Puno
- Departamento: Puno

- **Límites del terreno**

- Este: Morada de docentes
- Oeste: Taller de mantenimiento

- Norte: CEI UNA
- Sur: Morada de docentes

Figura 50

Edificio de 15 pisos UNA-Puno



Nota: Adaptado a través de una cámara fotográfica (2023).

- **Características topográficas**

El terreno presenta una topografía irregular con una diferencia de 5.00 m entre la cota menor y la cota superior, esta intervención se efectúa entre la cota 3820.00 y la cota 3825.00, dentro de las condiciones generales para Puno se tiene lo siguiente:

- Longitud: 70° 02' Este
- Latitud: 15° 50' Sur
- Altitud: 3,810.16 m.s.n.m.



- Viento dominante: 20.0 km/h promedio anual

Tabla 6

Información general del edificio

DATOS GENERALES DE LA OBRA	
Sector	: Universidades
Pliego	: Universidad Nacional del Altiplano
Función	: 22 Educación
Programa	: 048 Educación superior
Subprograma	: 0109 Educación superior universitaria
Proyecto	: “Mejoramiento de servicios académicos, en la formación básica, informática y virtual de las escuelas profesionales de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno”
Fuente de financiamiento	: Recursos ordinarios, donaciones y transferencias
Entidad gestora	: Universidad Nacional Del Altiplano
Ejecución	: Oficina General de Infraestructura Universitaria
Código SNIP	: N° 206514
Presupuesto total por Modificación final del PIP	: S/ 26’618,951.55
Modalidad de ejecución	: Administración directa

Nota: Adaptado del expediente técnico

Tabla 7

Costo de inversión del edificio

DESCRIPCION	PRESUPUESTO
1.- Costo directo	
1.1 Obras de estructuras	S/ 11,754,292.52
1.2 Obras de arquitectura	S/ 7,830,605.00
1.3 Obras de instalaciones sanitarias	S/ 884,901.67
1.4 Obras de instalaciones eléctricas	S/ 3,369,337.42
1.5 Red primaria 10 kv	S/ 450,410.75
1.6 Telecomunicaciones	S/ 0.00
1.7 Mitigación ambiental	S/ 2,250.00
Total costo directo	S/ 24,291,797.36
2.- Costo indirecto	
2.1 Gastos generales (7.62%)	S/ 1,851,034.95
2.2 Gastos de supervisión (1.95%)	S/ 473,690.05
2.3 Gastos de liquidación (0.01%)	S/ 2,429.18
Total costo indirecto	S/ 2,327,157.19
Presupuesto total	S/ 26,618,951.55

Nota: Adaptado del expediente técnico

3.6.2. Descripción de la arquitectura

El desarrollo del proyecto concibe una edificación de volumetría simple con una base sólida que se integra a la formación rocosa natural. Esta base tiene una forma trapezoidal que evoca las formas de la cultura inca, revestida en piedra rústica con ranuras horizontales en la cual se proyecta un volumen prismático rectangular en la fachada sur, intersecado por un elemento vertical en forma de segmento de circunferencia, donde se ubican ascensores panorámicos con vistas al majestuoso lago Titicaca en Puno.

La edificación se caracteriza por la fusión de materiales en bandas horizontales, combinando cristal templado gris y placas de aluminio plateado reflejando un diseño arquitectónico moderno.

- **Distribución de espacios**

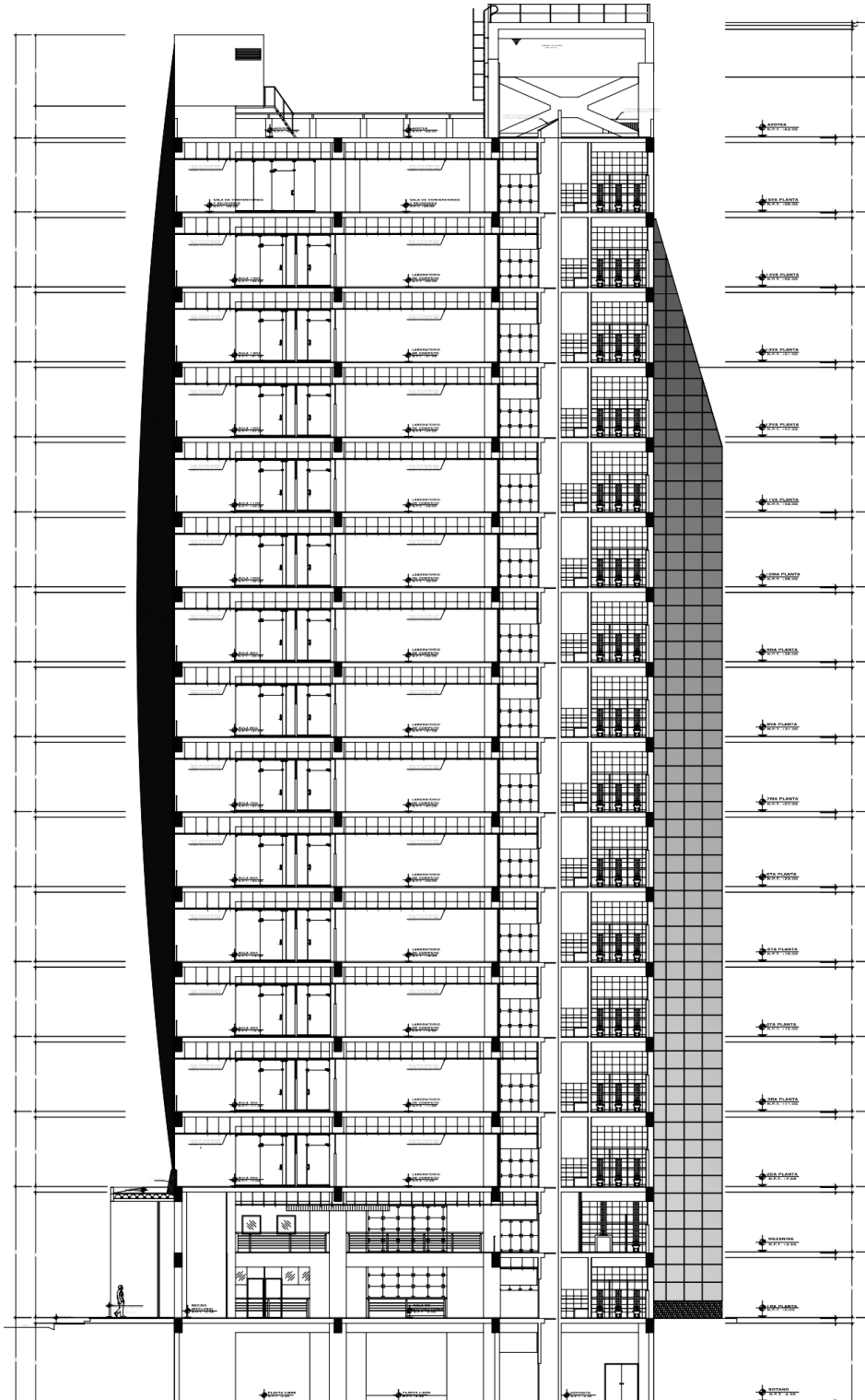
El edificio cuenta con un sótano que está destinado a funcionar como archivo y depósito. En la primera planta, se dispone un área principal destinada a exposiciones. Desde la segunda hasta la decimocuarta planta, se distribuyen las aulas y laboratorios académicos, mientras que en la decimoquinta planta se encuentra una sala de reuniones y oficinas administrativas.

La comunicación entre el sótano y la planta quince se realiza a través de una caja de escaleras principal, una caja con 4 ascensores panorámicos y una escalera de emergencia. Los pisos con espacios académicos cuentan con un área social en cada planta, desde donde se accede a las aulas, laboratorios y servicios higiénicos, todos con señalización adecuada en las áreas de circulación.

- **Distribución de niveles y planta**

Figura 51

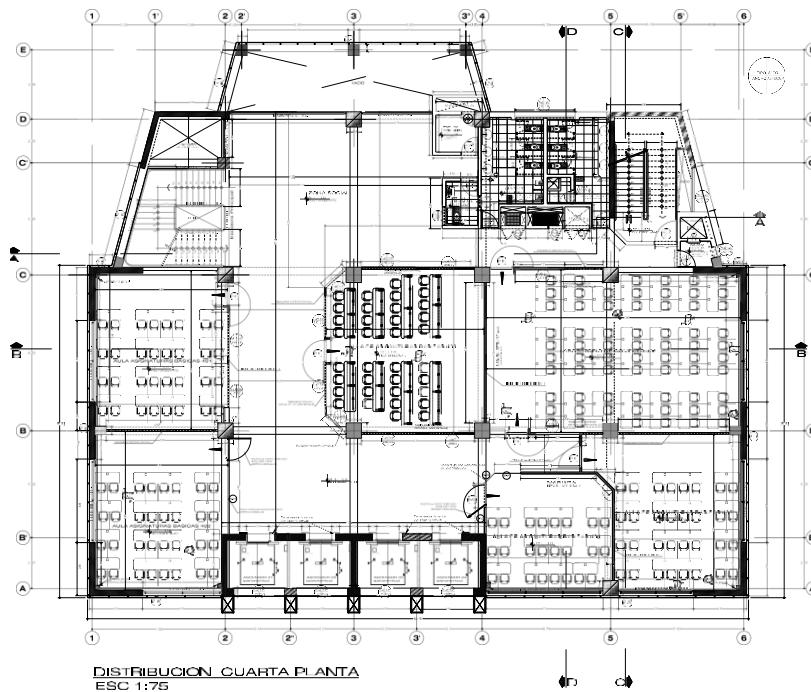
Plano de elevación este de arquitectura



Nota: Adaptado del expediente técnico

Figura 52

Plano en planta típico de arquitectura



Nota: Adaptado del expediente técnico

Tabla 8

Áreas por niveles del edificio

NIVEL	DESCRIPCIÓN	AREA
-1	Sótano	1,063.02 m ²
1	Primera planta	868.02 m ²
1	Mezanine	523.07 m ²
2	Segunda planta	939.37 m ²
3	Tercera planta	813.38 m ²
4	Cuarta planta	813.38 m ²
5	Quinta planta	813.38 m ²
6	Sexta planta	813.38 m ²
7	Séptima planta	813.38 m ²
8	Octava planta	813.38 m ²
9	Novena planta	813.38 m ²
10	Decima planta	813.38 m ²
11	Onceava planta	813.38 m ²
12	Doceava planta	813.38 m ²
13	Treceava planta	812.22 m ²
14	Catorceava planta	810.65 m ²
15	Quinceava planta	801.49 m ²
16	Azotea	891.92 m ²
Total		14,845.57 m²

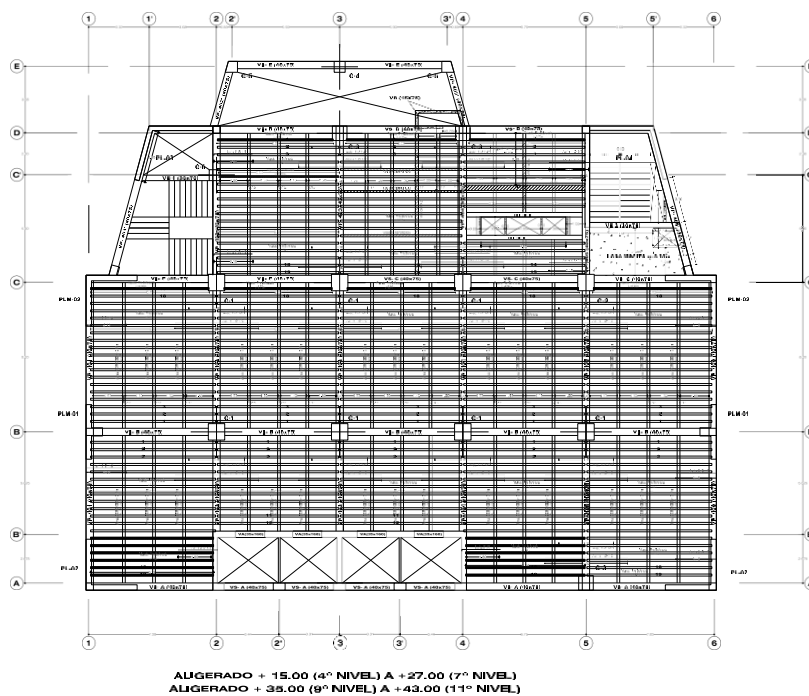
Nota: Adaptado del expediente técnico

3.6.3. Descripción estructural

El edificio tiene una estructura conformada por placas, columnas y vigas de concreto armado, formando un sistema de muros estructurales en ambas direcciones. La distribución de sus niveles incluye un sótano, un mezanine, 15 pisos y una azotea, con una altura total de 63 metros y una altura típica de entre pisos de 4 metros. Así mismo, cuenta con losas aligeradas y macizas en diferentes niveles, con un espesor de 25 cm. Los muros de contención también tienen un espesor de 25 cm, mientras que las placas presentan espesores que varían entre 20 y 40 cm. Además, dispone de cuatro tipos de secciones típicas de columnas: 90x90 cm, 80x80 cm, 60x60 cm y 65x40 cm. Las vigas, en su mayoría, tienen una base de 40 cm y una altura variable que oscila entre 40 y 75 cm.

Figura 53

Plano en planta típico de estructuras



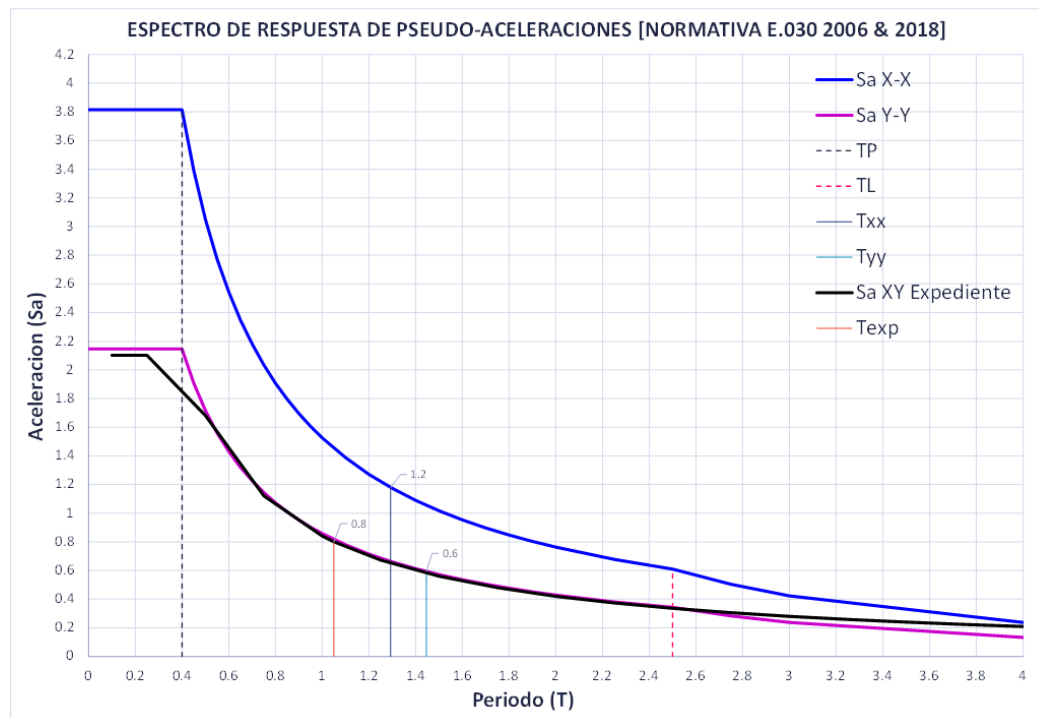
Nota: Adaptado del expediente técnico

3.7. SITUACIÓN ACTUAL DEL EDIFICIO Y PROPUESTA

La edificación en estudio se ha diseñado bajo la normativa E.030 2006, por lo que los parámetros adoptaron valores de Z igual 0.3, U igual 1.5, S igual 1 y un valor de 0.95 para C_X y C_Y . La norma vigente E.030 2018 ha definido otros valores de peligro sísmico, en particular para la región de Puno se ha modificado un factor Z igual a 0.35 y para el valor de C se tiene un periodo corto T_P igual a 0.4 y además se ha incorporado un periodo largo T_L igual a 2.5, de esta manera, se tiene una variación en el espectro de respuesta ya que se ha diseñado con un S_a de 0.8 m/s^2 para ambas direcciones, no obstante se observa que con los parámetros vigentes la dirección X obtiene un valor S_a de 1.2 m/s^2 y la dirección Y obtiene un valor de 0.6 m/s^2 .

Figura 54

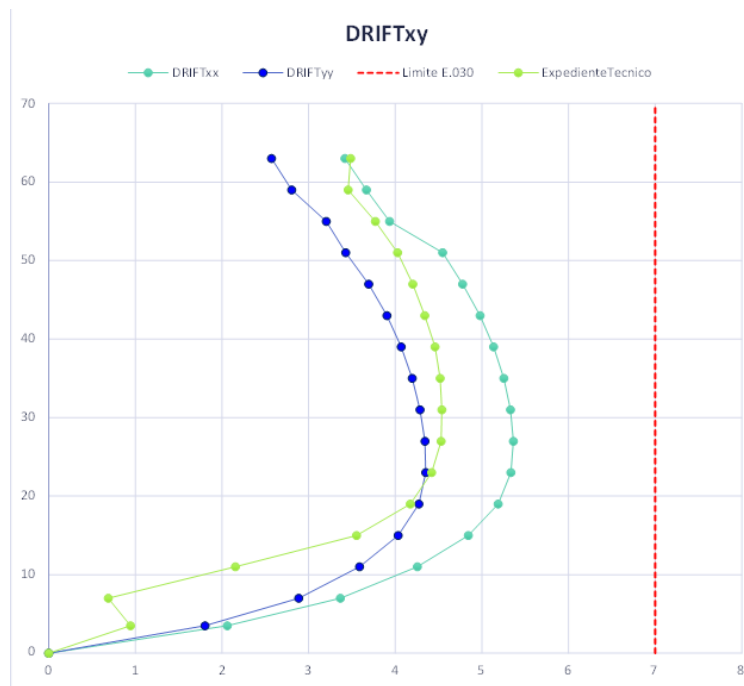
Contraste espectro de respuesta con el expediente técnico



Nota: Adaptado del Expediente técnico

Figura 55

Contraste derivas inelásticas con el expediente técnico



Nota: Adaptado del Expediente técnico

Con las variaciones encontradas anteriormente se volvió a recalcular las derivas inelásticas donde se observa que el proyectista en función a la normativa E.030 2006 ha determinado una deriva máxima de 4.54 %, sin embargo al actualizar los parámetros y análisis con la normativa vigente E.030 2018 se ha determinado una deriva máxima de 5.36 % de tal manera se observa un incremento del 15% en las deriva máxima inelástica. Por lo tanto, dado que se obtiene un incremento por cambios normativos en las derivas inelásticas se vio el interés de investigar la resiliencia sísmica para comprender de mejor manera el comportamiento estructural del edificio.

En este contexto como aporte se propone implementar un reforzamiento mediante un sistema de protección sísmica denominado AMS, la cual ayuda a controlar los desplazamientos, por ende, a reducir el nivel de derivas mediante la transferencia de energía de vibración estructural al sistema de protección sísmica donde es disipada por su amortiguamiento, de tal manera se pueda mejorar la resiliencia del edificio en estudio.

3.8. ANÁLISIS DE PELIGRO

Tabla 9

Descripción de los registros sísmicos seleccionados

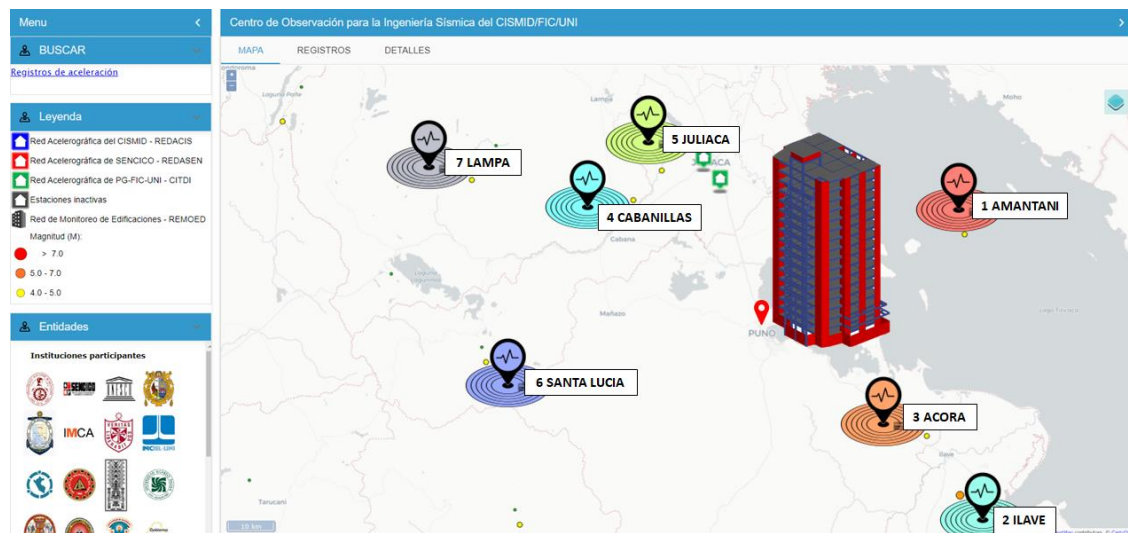
	Magnitud	Aceleración Máxima	Profundidad	Longitud	Latitud
Amantani	4.6 ML	1.66 cm/s ²	247 km	-69.6	-15.64
Ilave	5.1 ML	3.08 cm/s ²	202 km	-69.61	-16.17
Acora	4.5 ML	1.3 cm/s ²	217 km	-69.68	-16.05
Cabanillas	4.1 ML	0.76 cm/s ²	235 km	-70.3	-15.57
Juliaca	4.7 ML	1.62 cm/s ²	240 km	-70.24	-15.51
Santa Lucia	4.2 ML	1.18 cm/s ²	10 km	-70.61	-15.9
Lampa	4.1 ML	0.36 cm/s ²	212 km	-70.64	-15.53

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través de la página web <https://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>

Acorde a la metodología FEMA P-58 se tomaron un mínimo de 7 registros sísmicos para representar y realizar el análisis de peligro. De manera que, se ha extraído de la página web del CEOIS un conjunto de 7 pares de registros observados en la región de Puno tomando en consideración los más próximos al edificio en estudio.

Figura 56

Registros sísmicos observados en la región de Puno



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través de la página web <https://www.cismid.uni.edu.pe/ceois/red/>

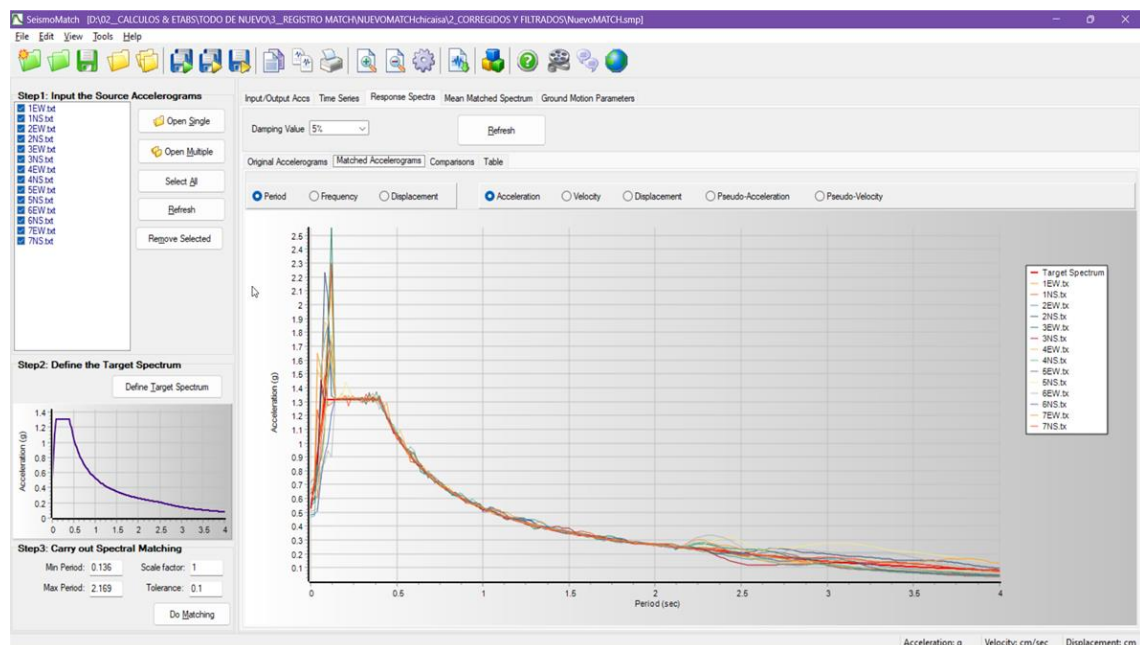
Una vez seleccionado los 7 pares de registros, se ha realizado una corrección por lineal base aplicando el tipo polinomio cubico y luego un filtrado del tipo Butterworth

configurado en Bandpass de un orden 4, y en frecuencias de 0.1 a 25, esta operación en cada registro mediante el software SeismoSignal.

Acorde al ASCE 7-22 y la normativa E.030 con los parámetros de peligro sísmico se ha definido un espectro objetivo con R igual a 1, luego mediante el software SeismoMatch se ha compatibilizado los registros sísmicos en un rango de 0.136 segundos y un 2.169 segundos, en cuanto a la tolerancia se ha considerado un valor igual a 0.1.

Figura 57

Compatibilidad de los 7 pares de registros

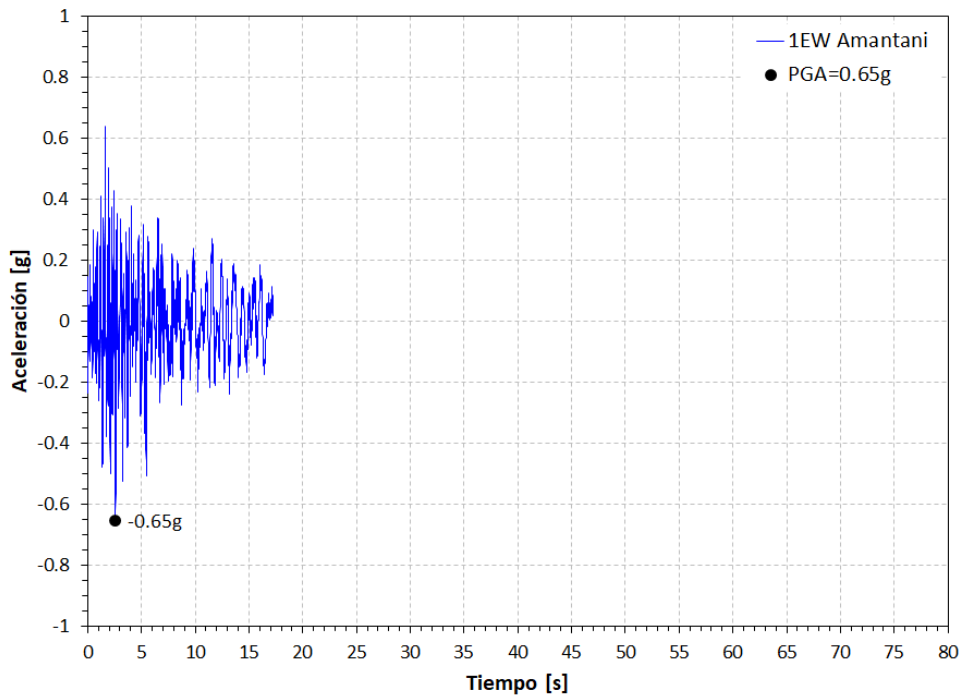


Nota: Adaptado a través del software SeismoMatch

Los registros sísmicos seleccionados tienen duraciones relativamente largas para realizar un análisis no lineal de tiempo-historia. Aunque podrían utilizarse tal como se encuentran en la base de datos, el tiempo de análisis sería demasiado extenso y el costo computacional muy elevado. Por ello, es necesario evaluar previamente dos parámetros: la duración significativa en un intervalo determinado y la intensidad de Arias, con el objetivo de identificar un rango temporal en el que las aceleraciones sísmicas impacten en las estructuras. (Céspedes et al., 2019)

Figura 58

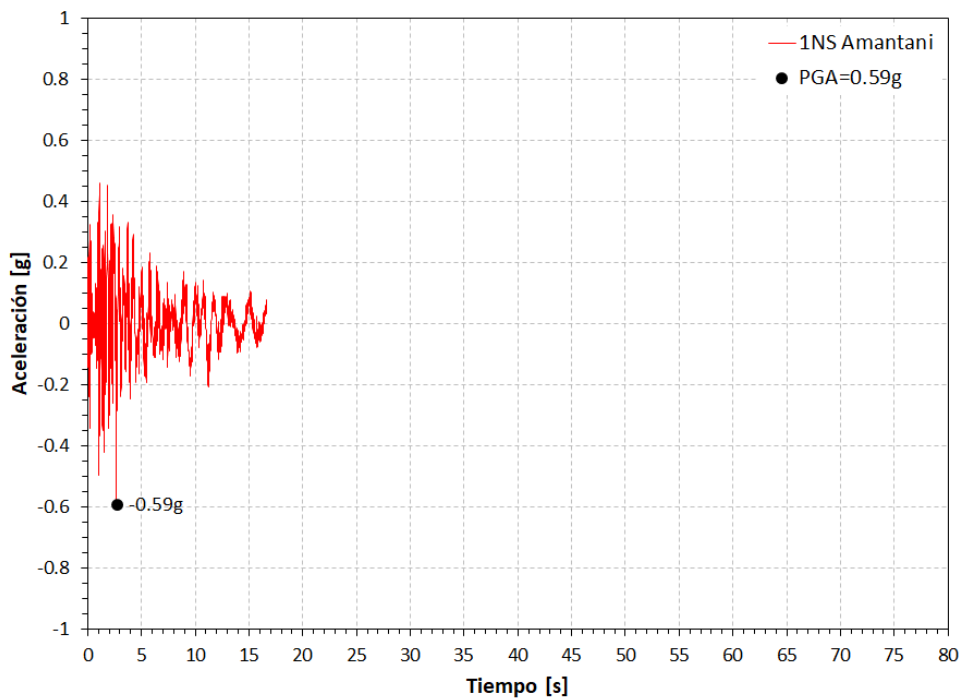
Registro significativo 1EW Amantani



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 59

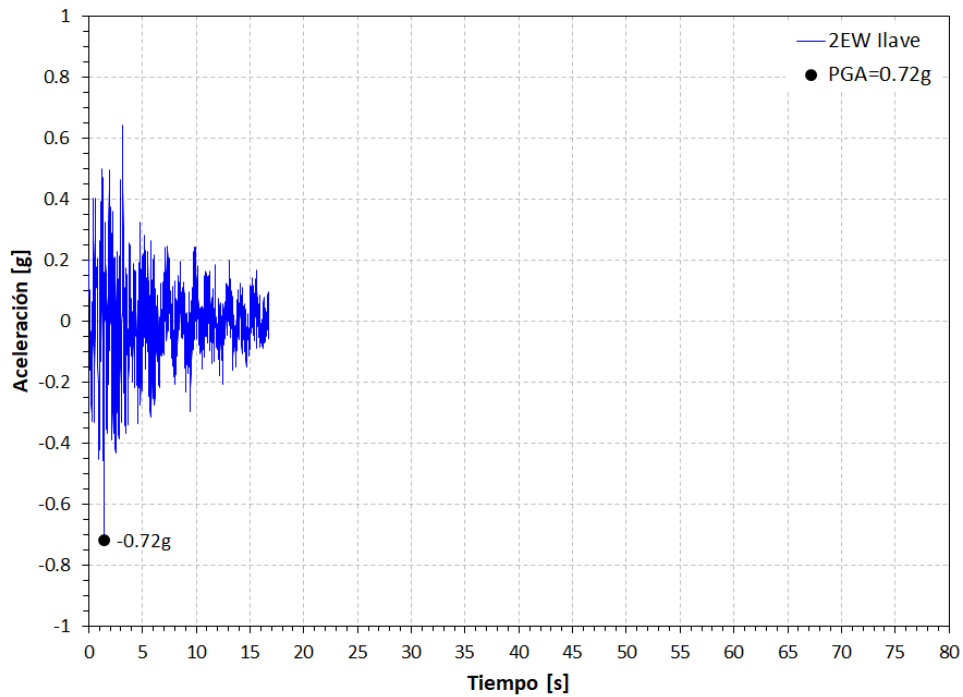
Registro significativo 1NS Amantani



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 60

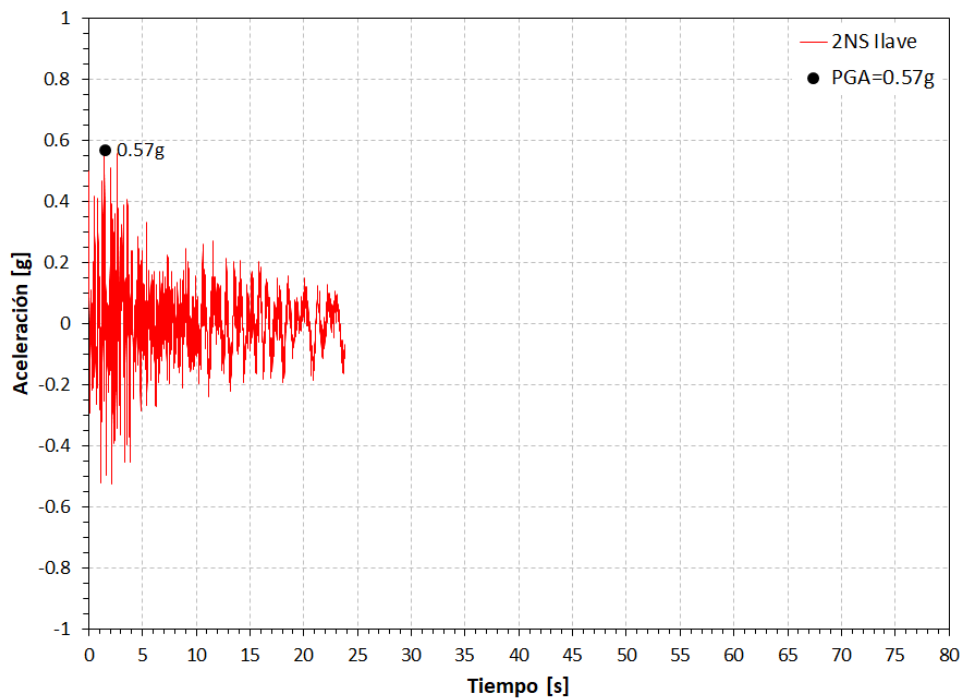
Registro significativo 2EW Ilave



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 61

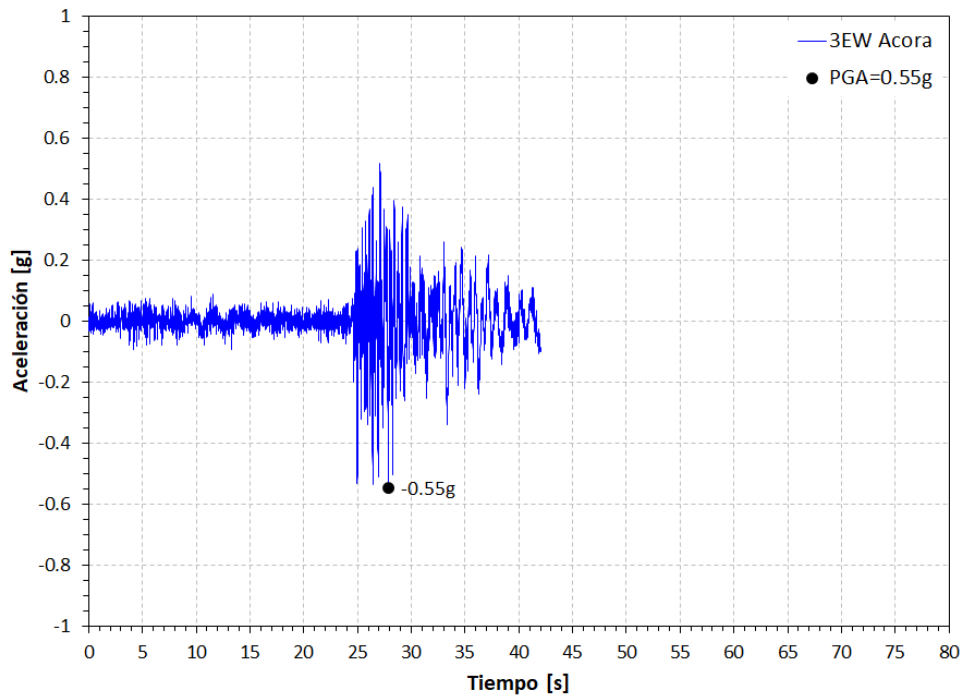
Registro significativo 2NS Ilave



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 62

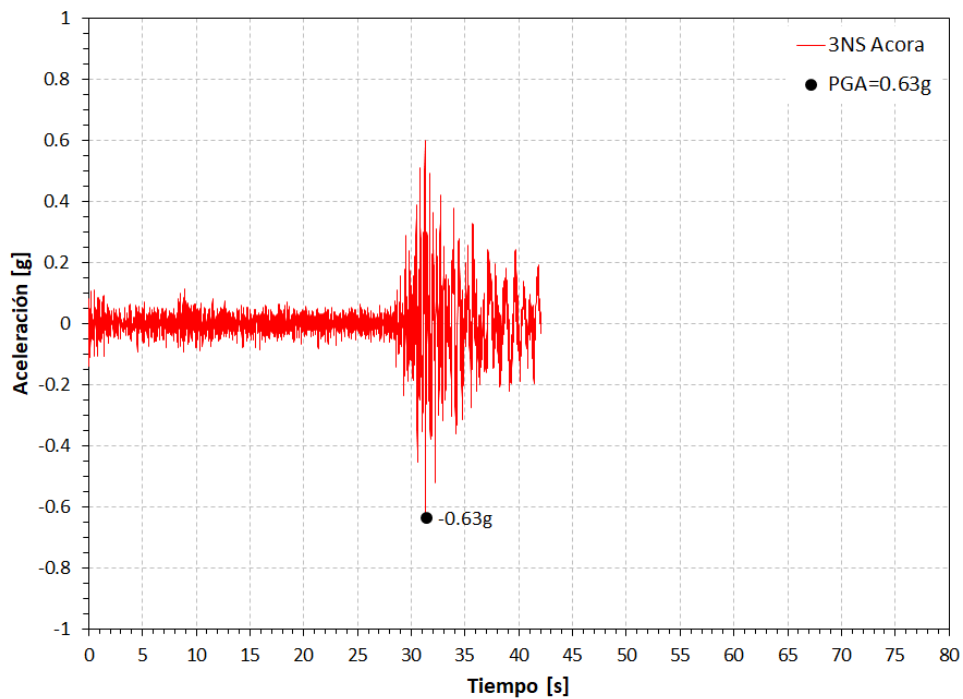
Registro significativo 3EW Acora



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 63

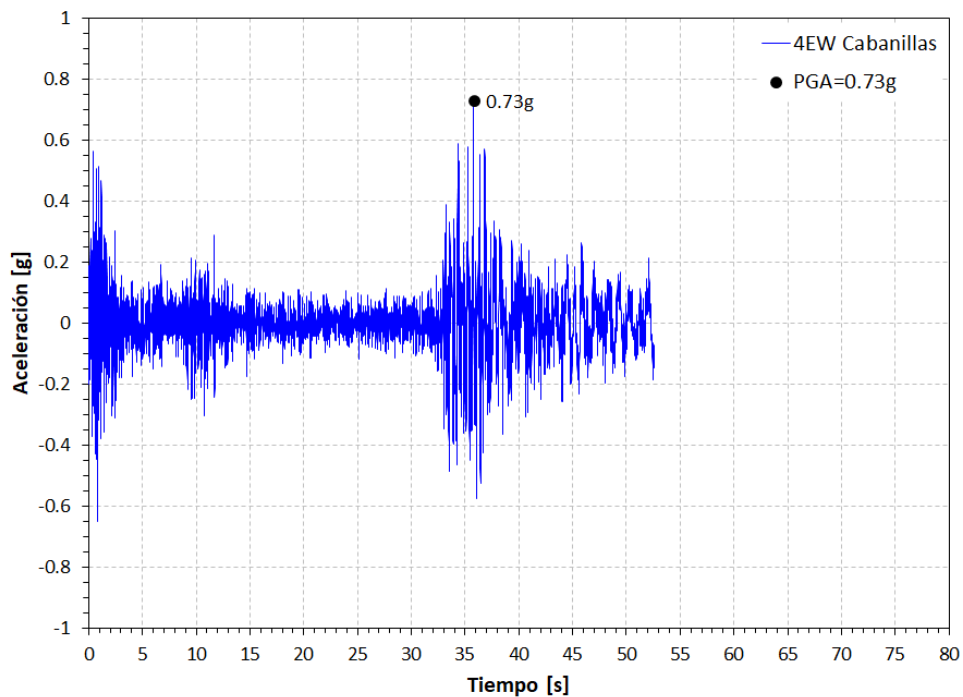
Registro significativo 3NS Acora



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 64

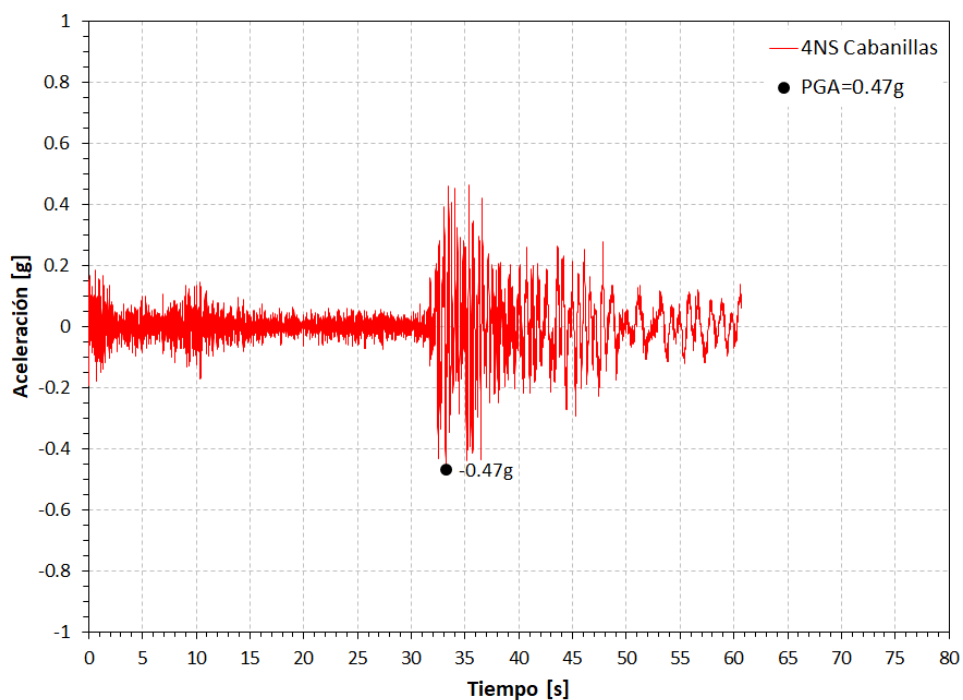
Registro significativo 4EW Cabanillas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 65

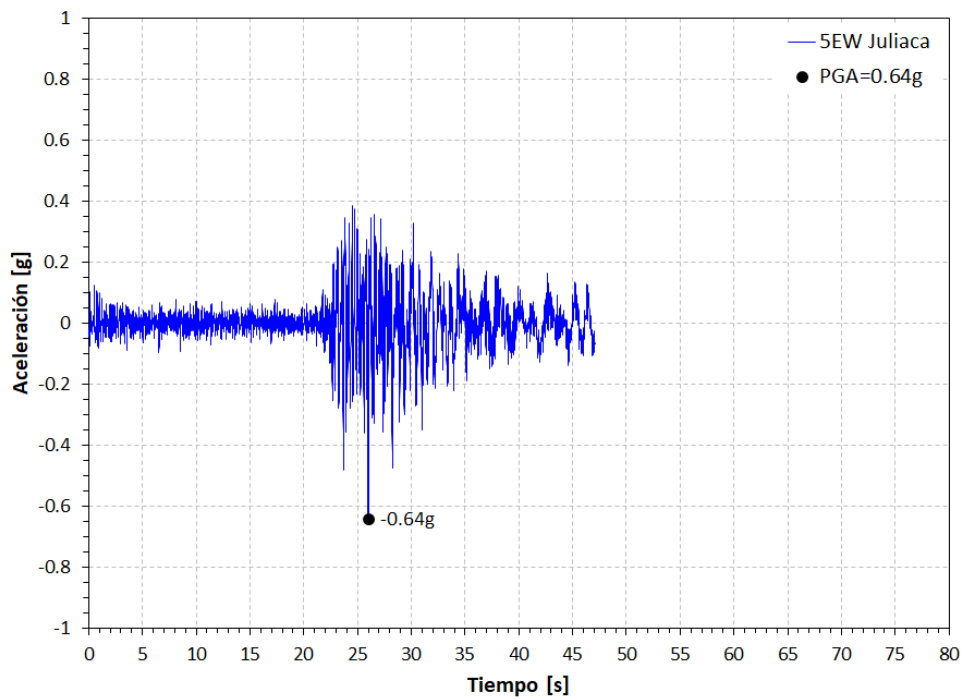
Registro significativo 4NS Cabanillas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 66

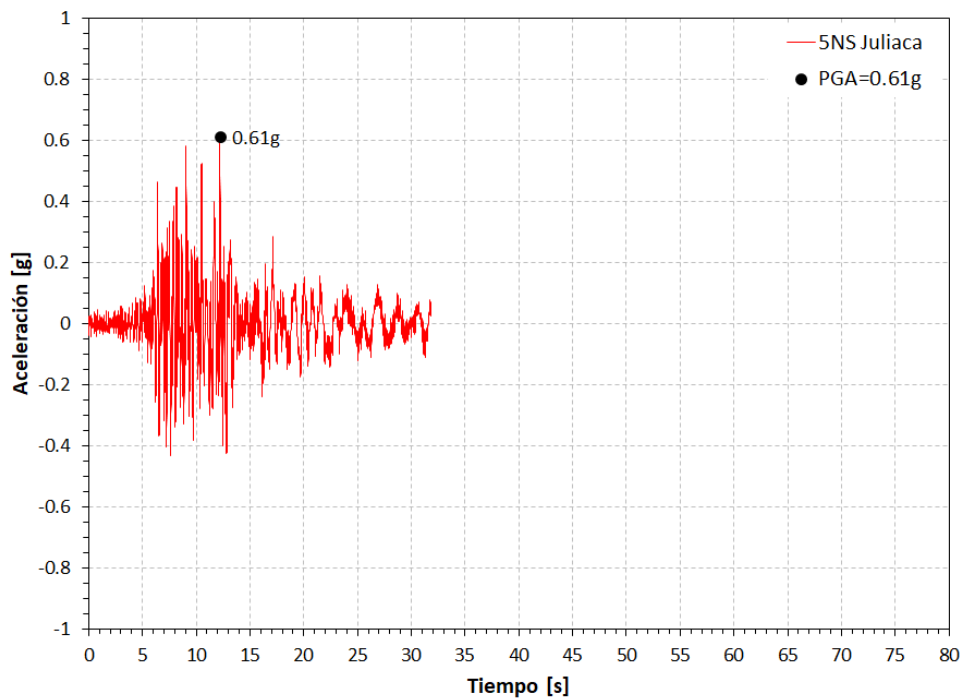
Registro significativo 5EW Juliaca



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 67

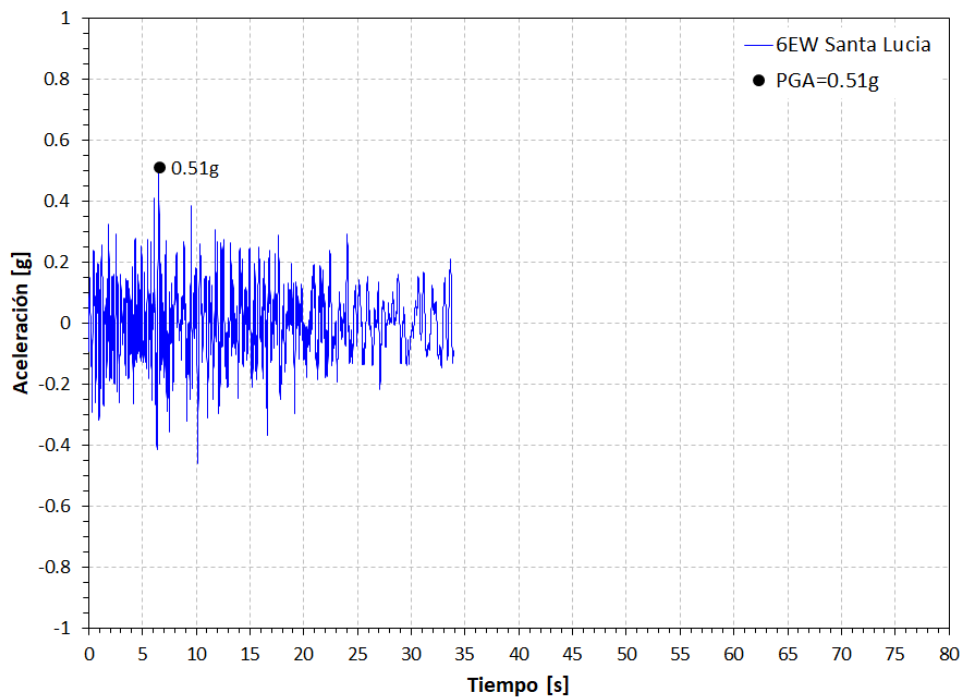
Registro significativo 5NS Juliaca



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 68

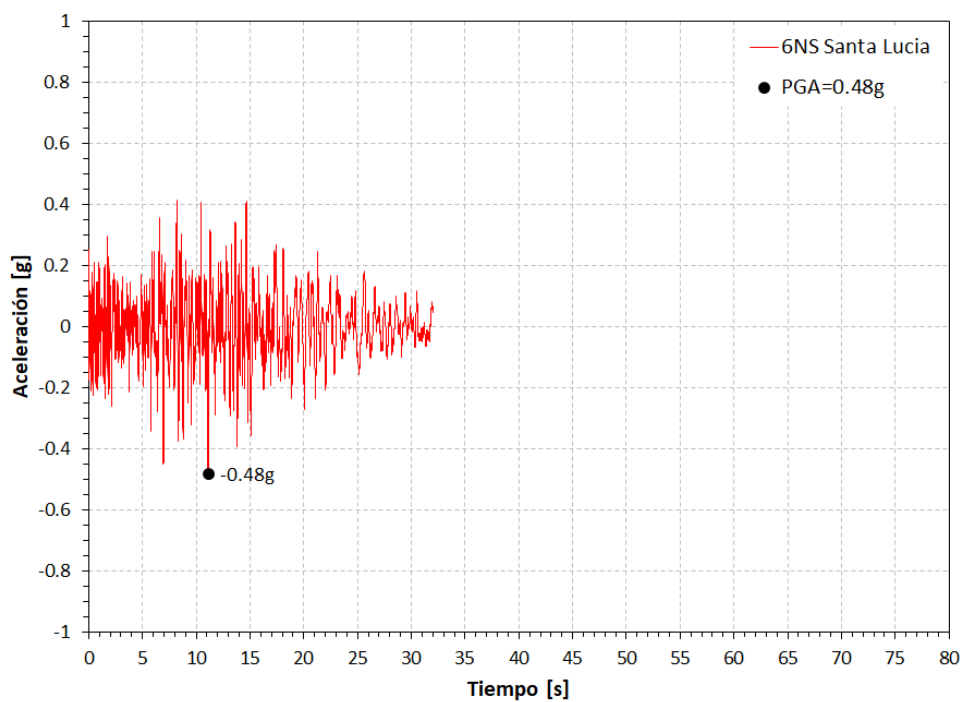
Registro significativo 6EW Santa Lucia



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 69

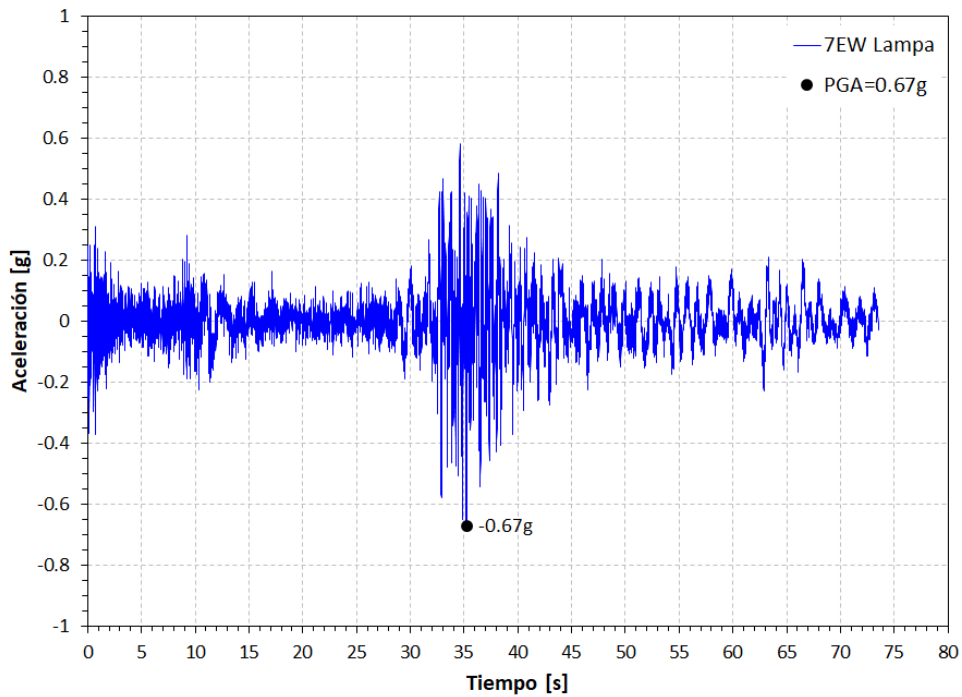
Registro significativo 6NS Santa Lucia



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 70

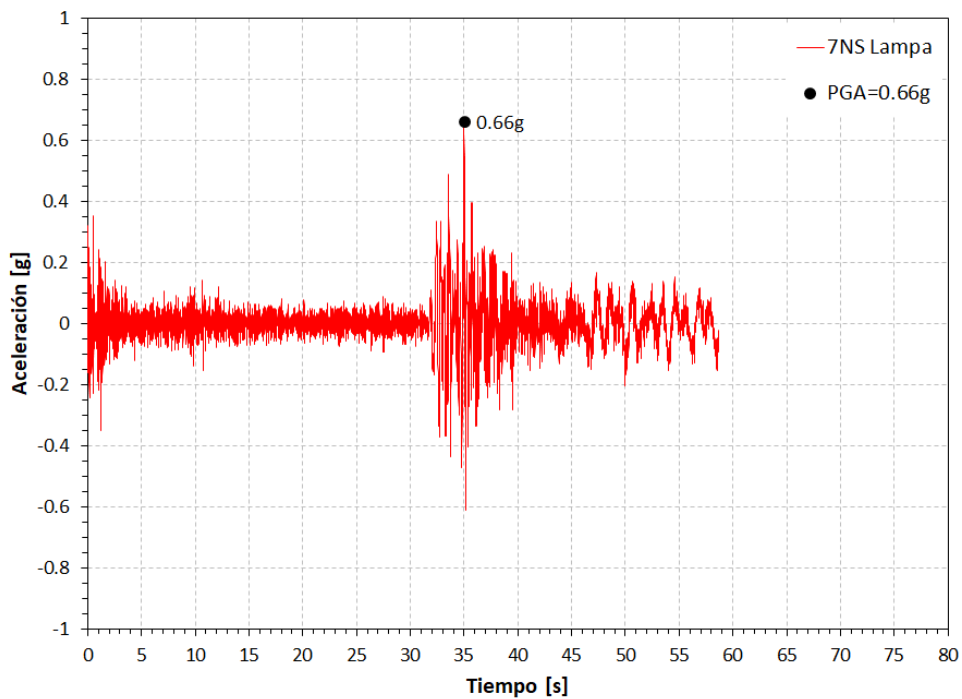
Registro significativo 7EW Lampa



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 71

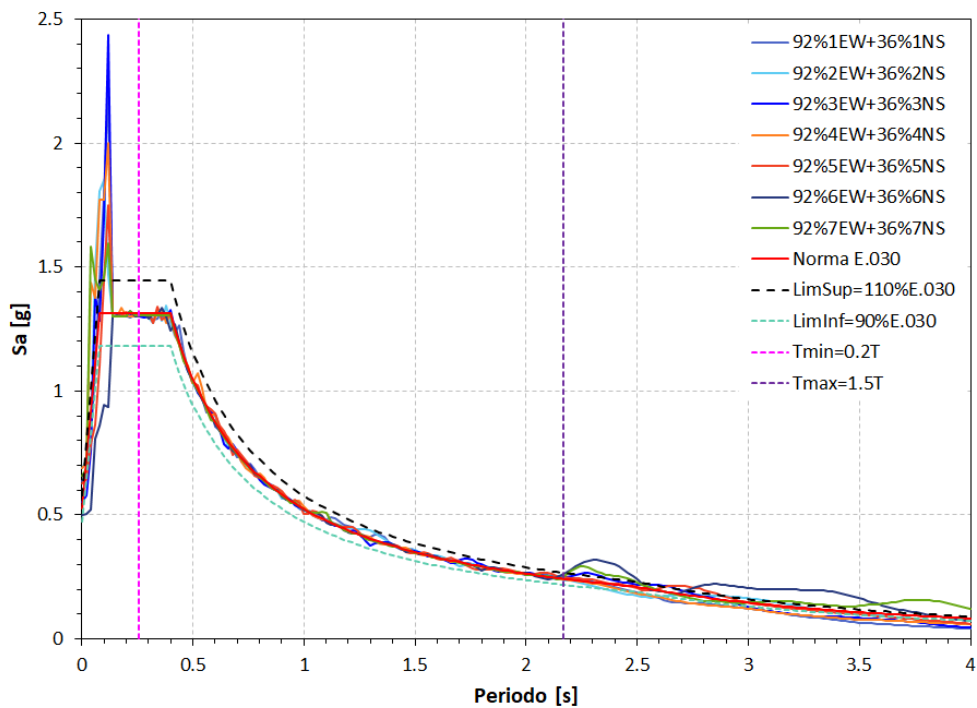
Registro significativo 7NS Lampa



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoSignal

Figura 72

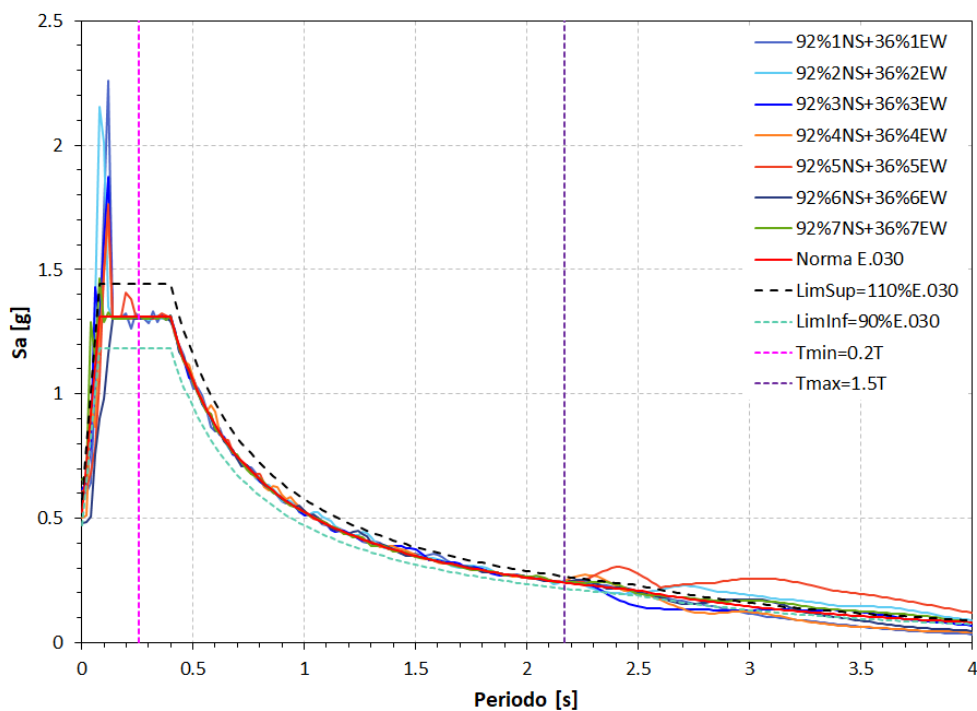
Combinación de registros sísmicos SRSS dirección X



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoMatch

Figura 73

Combinación de registros sísmicos SRSS dirección Y



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software SeismoMatch

3.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA PRINCIPAL

Se ha denominado sistema principal (SP) al modelo estructural del edificio existente en ausencia del amortiguador de masa sintonizada. La estructura fue modelada desde el sótano hasta la azotea empleando el software Etabs v19.1.0 en donde se han considerado los elementos estructurales según sus dimensiones y propiedades acorde con los planos del expediente técnico.

3.9.1. Modelo estructural

Para el modelo estructural en Etabs se consideró los materiales de concreto y acero según el expediente técnico, dado que se va a realizar una evaluación en un edificio ya construido se ha optado por considerar los valores esperados de los materiales acorde al estándar ASCE 41-23 y la guía de ACHISINA, de modo que para el concreto se ha adoptado un factor de 1.3 y para el acero un factor de 1.17 que en contraste con los ensayos de calidad del concreto post construcción obtenidos de la UNA del área de infraestructura se ha observado que en promedio convergen a estos factores adoptados.

- **Concreto**

En referencia al concreto, este material se utilizó para definir la estructura interna de los elementos, los valores se definieron según los planos del ET, se consideró una resistencia de 280 kg/cm² para elementos como vigas, losas columnas y placas, adicionalmente se consideró la resistencia de 350 kg/cm² únicamente en los casos de las columnas C1 y C2 que van a partir del sótano hasta el 3er nivel.

Tabla 10

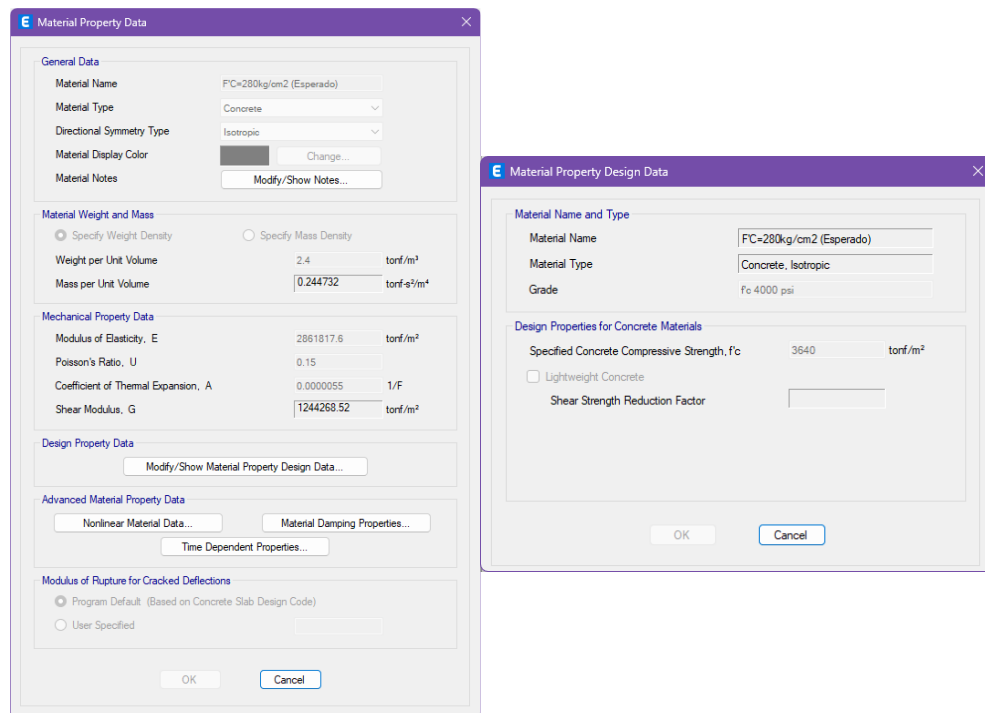
Especificaciones del material concreto

Descripción	Valor de Diseño	Valor Esperado	Unidad
Resistencia a la compresión (F'_c)	280	364	kg/cm ²
	350	455	kg/cm ²
Peso unitario	2,400		kg/m ³
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	250,998	286,181.76	kg/cm ²
	280,624	319,960.94	kg/cm ²
Módulo de Poisson	0.15		
Recubrimiento en vigas y columnas	4		cm
Recubrimiento en placas	3		cm

Nota. Elaboración propia. Adaptado del expediente técnico.

Figura 74

Asignación de propiedades del material concreto



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Acero**

En referencia al acero, este material se utilizó para modelar los refuerzos considerando la cantidad, separación y diámetro de las varillas de acero en cada

elemento estructural de acuerdo con el diseño y distribución que fue impuesta según los planos del expediente técnico.

Tabla 11

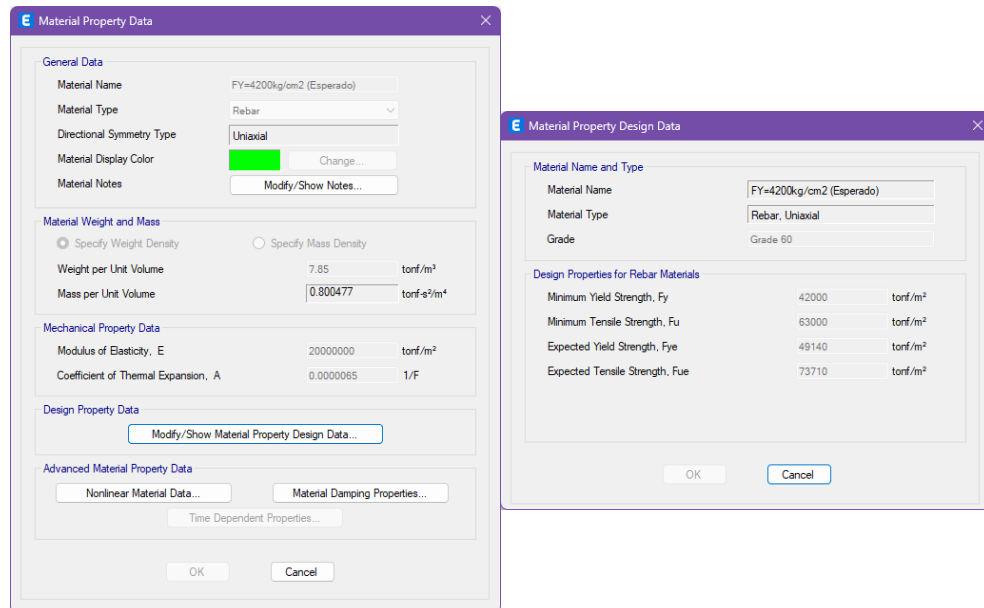
Especificaciones del material acero de refuerzo

Descripción	Valor de Diseño	Valor Esperado	Unidad
Esfuerzo de fluencia mínima (F_y)	4200	4914	kg/cm ²
Esfuerzo de tracción mínima (F_u)	6300	7171	kg/cm ²
Peso unitario	7,850	-	kg/m ³
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2,000,000	-	kg/cm ²

Nota: Elaboración propia. Adaptado del expediente técnico

Figura 75

Propiedades del material acero de refuerzo



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

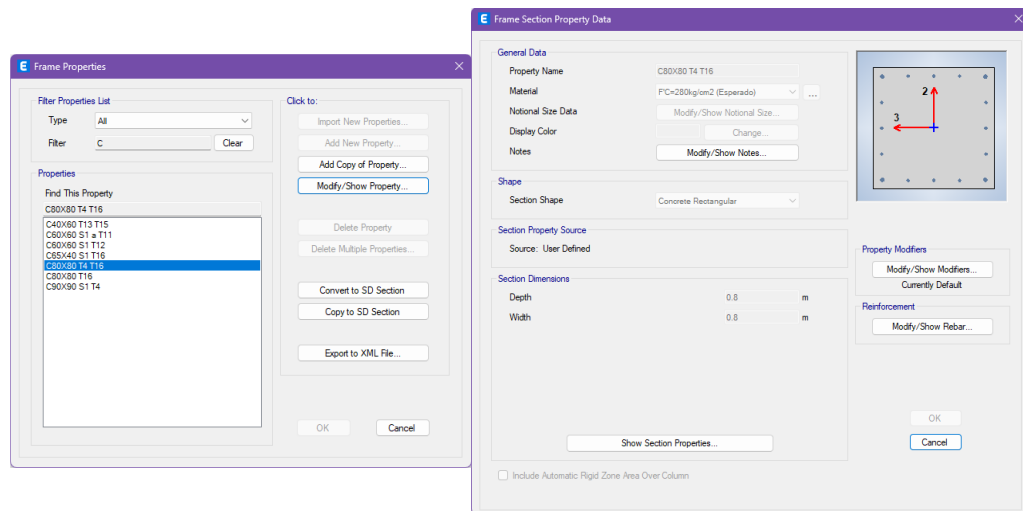
Para el modelamiento en Etabs se consideró las secciones tipo Frame para vigas y columnas, Membrane para losas y Shell-Thin para placas.

- **Columnas y vigas**

Las columnas y vigas se modelaron matemáticamente considerando elemento tipo Frame porque es un elemento tipo línea para realizar pórticos.

Figura 76

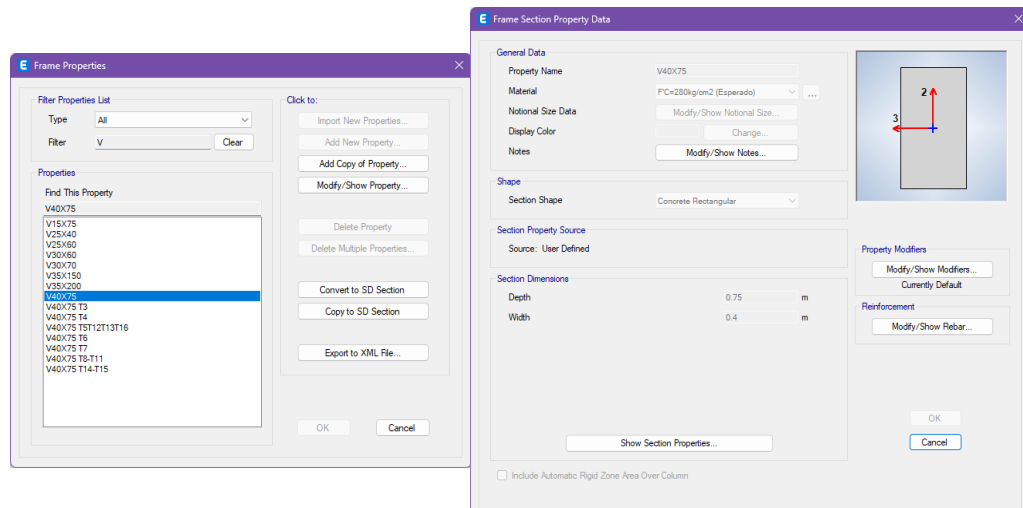
Secciones Frame para representar columnas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 77

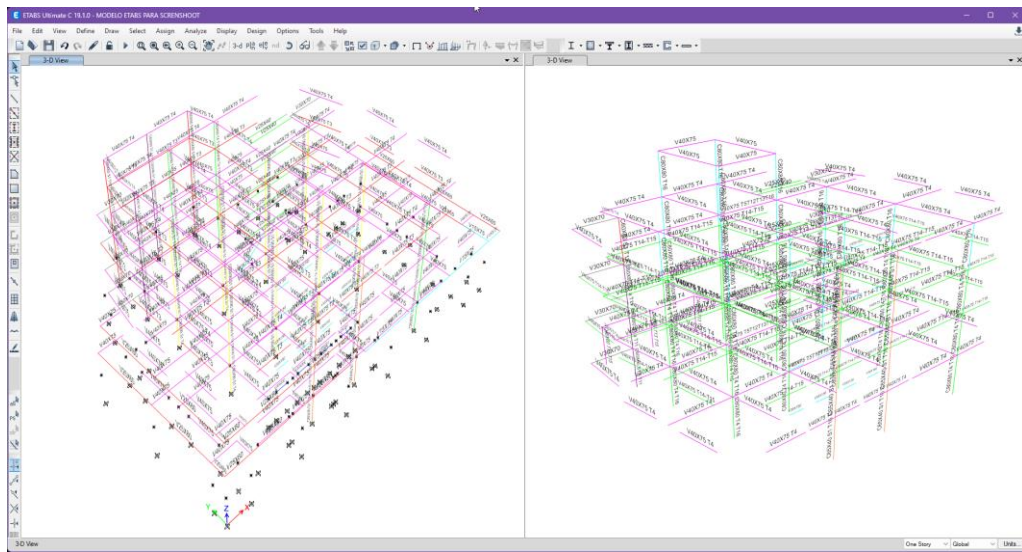
Secciones Frame para representar vigas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 78

Elementos Frame modelados en el Etabs



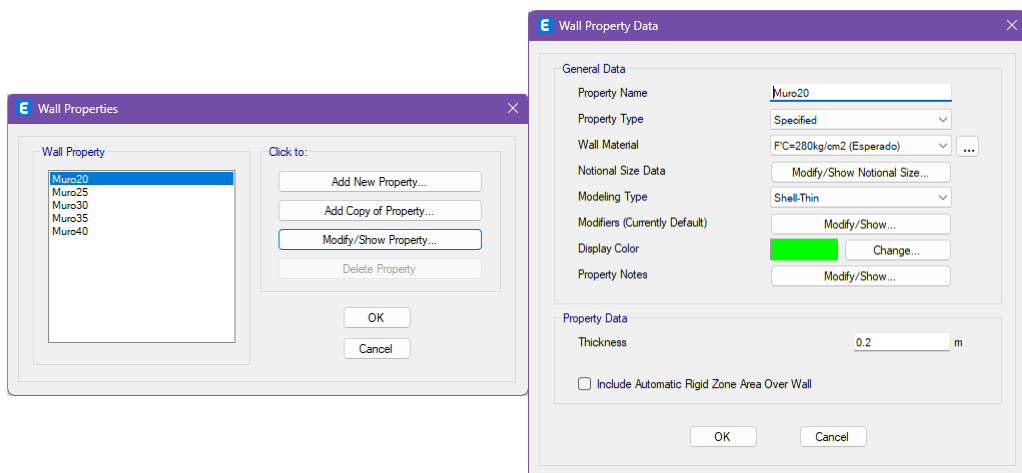
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Placas**

Las placas fueron modelados matemáticamente considerando elemento tipo Shell-Thin porque es un elemento tipo área que tiene deformación dentro y fuera de su plano.

Figura 79

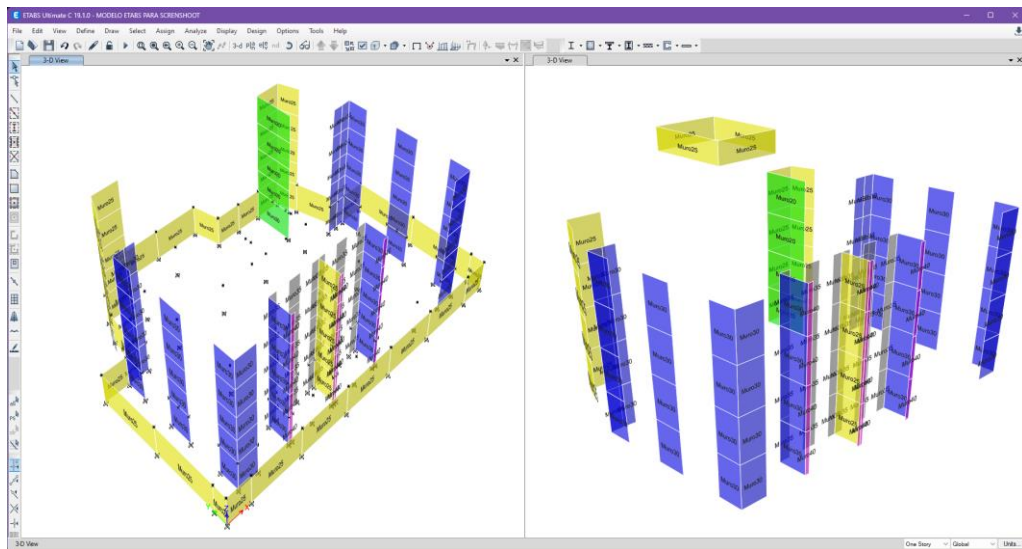
Secciones Shell-Thin para representar placas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 80

Elementos Shell-Thin modelados en el Etabs



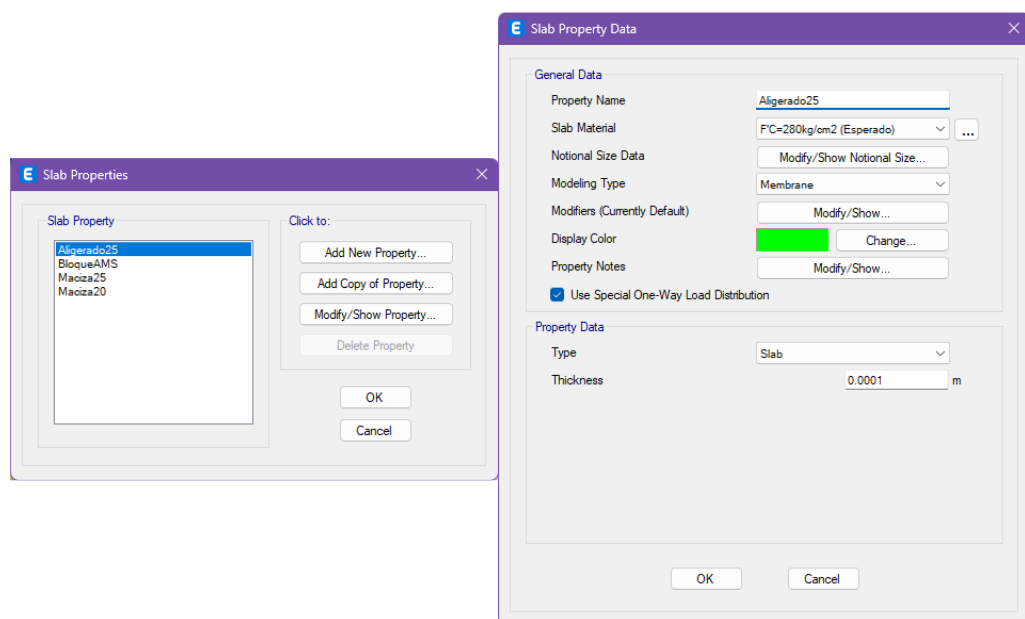
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Losas**

Las losas aligeradas y macizas fueron modelas matemáticamente considerando elemento tipo Membrane porque es un elemento tipo cascara.

Figura 81

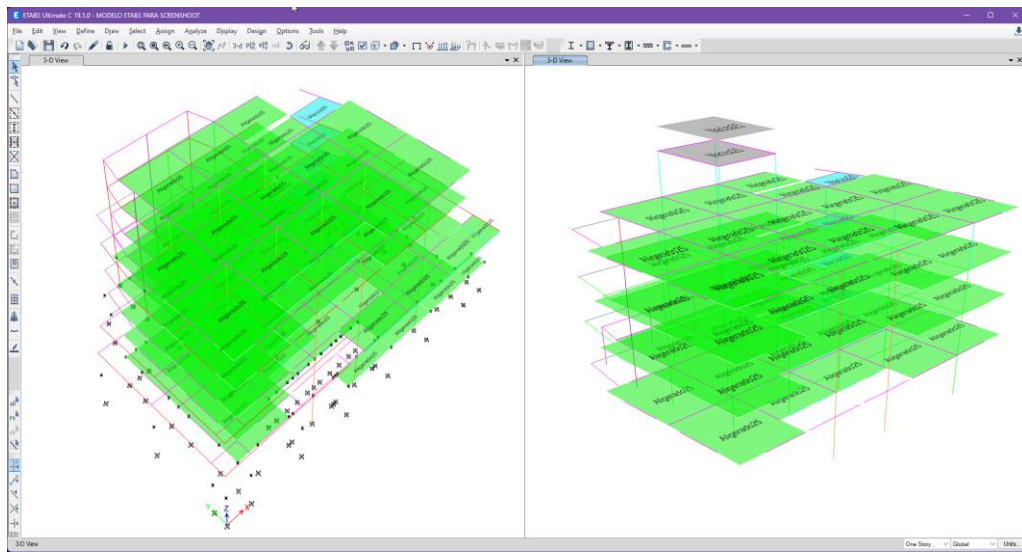
Secciones Membrane para representar losas aligeradas y macizas



Nota. Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs.

Figura 82

Elementos Membrane modelados en el Etabs



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Según la información obtenida del edificio en estudio, al igual que en el expediente técnico se consideró el RNE E.020 para las cargas de servicio.

- **Cargas muertas**

La carga muerta se refiere al peso constante de los elementos permanentes de la estructura, es decir, el peso "fijo" que siempre está presente, independientemente de la ocupación o actividades en el edificio.

Tabla 12

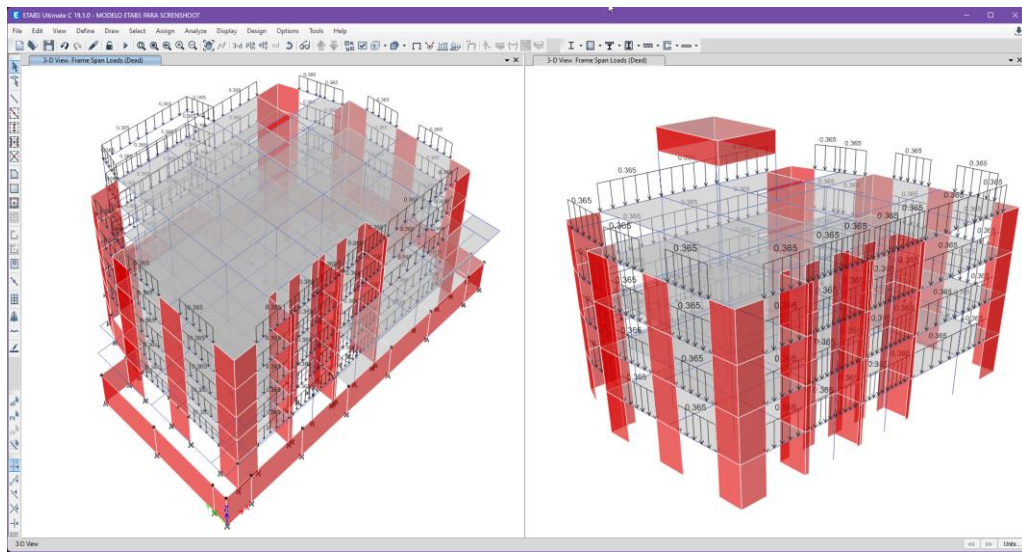
Cargas muertas

Descripción	Dimensión	Peso	Unidad
Losa aligerada	E=25cm	350	kg/m ²
Losa maciza	E=20cm	480	kg/m ²
	E=25cm	600	kg/m ²
Piso terminado	E=5cm	100	kg/m ²
Muro albañilería hueca (h=1.80)	E=15cm	364.5	kg/m
	E=25cm	607.5	kg/m
Vol. de agua 60m ³	A=55.35m ²	1100	kg/m ²

Nota: Elaboración propia. Adaptado del expediente técnico

Figura 83

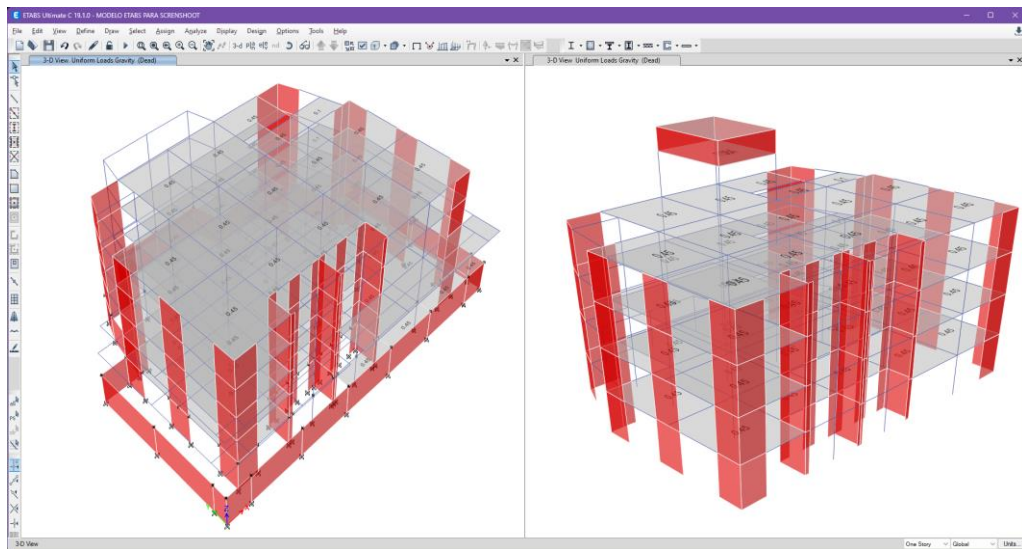
Distribución cargas muertas en vigas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 84

Distribución cargas muertas en losas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Cargas vivas**

La carga viva se refiere a todas las fuerzas dinámicas que impactan una estructura, es decir, el peso en movimiento que experimentará una vez que sea ocupada.

Tabla 13

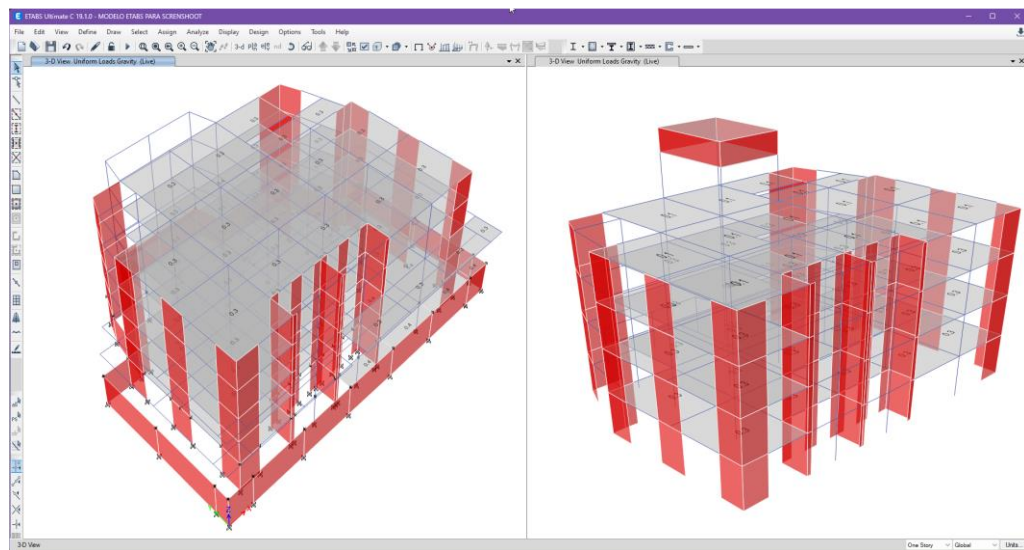
Cargas vivas

Descripción	Peso	Unidad
Corredores y escaleras	400	kg/m ²
Aulas laboratorios	300	kg/m ²
Techo	100	kg/m ²

Nota: Elaboración propia. Adaptado del expediente técnico.

Figura 85

Distribución cargas vivas en losas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

3.9.2. Análisis dinámico modal espectral

En esta investigación se ha realizado el análisis dinámico modal espectral con la finalidad de verificar las variaciones que se producen ya que el expediente técnico fue diseñado por la normativa E.030 2006 y ahora en esta investigación se realiza en función a la normativa E.030 2018, por otro lado, este análisis permite obtener parámetros dinámicos como el periodo, masa, rigidez y los modos de vibración requeridos posteriormente.

- **Modos de vibración**

Los modos de vibración nos presentan una idea de cuál será la forma en que se desplazará la estructura, para poder considerar validos estos modos deben de representar por lo menos el 90% de masa. Para este análisis se ha considerado 45 modos por el método de Eigen Values.

Figura 86

Modos de vibración del sistema principal

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.446	0.002	0.735	0.000	0.002	0.735	0.000	0.393	0.001	0.000	0.393	0.001	0.000
Modal	2	1.293	0.631	0.002	0.000	0.633	0.736	0.000	0.001	0.364	0.093	0.394	0.365	0.093
Modal	3	0.957	0.091	0.000	0.000	0.724	0.737	0.000	0.000	0.045	0.641	0.395	0.410	0.735
Modal	4	0.419	0.002	0.123	0.000	0.726	0.859	0.000	0.324	0.008	0.000	0.718	0.418	0.735
Modal	5	0.365	0.115	0.003	0.000	0.841	0.863	0.000	0.007	0.246	0.020	0.725	0.663	0.754
Modal	6	0.280	0.030	0.000	0.000	0.870	0.863	0.000	0.000	0.067	0.098	0.725	0.730	0.852
Modal	7	0.212	0.002	0.042	0.000	0.872	0.905	0.000	0.056	0.002	0.000	0.782	0.732	0.853
Modal	8	0.187	0.030	0.002	0.000	0.902	0.907	0.000	0.003	0.043	0.011	0.784	0.775	0.864
Modal	9	0.155	0.001	0.011	0.000	0.903	0.919	0.000	0.025	0.002	0.001	0.809	0.777	0.864

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Los modos de vibración permiten obtener el valor de los periodos del sistema principal, en la dirección X se tiene un periodo de 1.293 segundos y para la dirección Y se tiene un periodo de 1.446 segundos que sería el periodo fundamental del sistema principal.

- **Parámetros sísmicos**

Para realizar el análisis dinámico modal es necesario conocer los parámetros sísmicos del edificio en estudio como: Zonificación (Z), Suelo (S), Factor de uso (U), Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas (R) y el Factor de amplificación sísmica (C).

Figura 87

Parámetros sísmicos (*Z, S, U, R*)

Tabla N°1 (NORMA E030-2018)

FACTOR DE ZONA	ZONA	Z
"Z"	Zona 3	0.35

Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2018)

FACTOR DE SUELO	TIPO	DESCRIPCION	S	TP	TL
"S"	Suelo S1	Roca o Suelos Muy Rígidos	1	0.4	2.5

Tabla N°5 (NORMA E030-2018)

FACTOR DE USO	CATEGORIA	U
"U"	"A2" Edificaciones Esenciales	1.5

Tabla N°7 (NORMA E030-2018)

FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL	R _o
	DIR X-X	Muros Estructurales	6
	DIR Y-Y	Muros Estructurales	6

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

- **Estimación del peso**

El peso se ha calculado adicionando a la carga permanente de la edificación un cierto porcentaje de la carga viva, para este caso en una edificación de categoría A, se tomó en cuenta un 100% de CM adicionando un 50% de CV.

Figura 88

Peso de la edificación considerando 100%CM + 50%CV

STRUCTURE RESULTS (STORY FORCES)				
Story	Masa tonf-s ² /m	Peso tonf	Area	Ratio
Sup	5.22	51.17	55.35	
TanqueElevado	14.55	142.71	55.35	
T16	70.21	688.72	765.50	0.90
T15	89.23	875.37	765.50	1.14
T14	90.76	890.37	765.50	1.16
T13	91.63	898.91	765.50	1.17
T12	91.72	899.81	765.50	1.18
T11	91.90	901.54	765.50	1.18
T10	91.90	901.54	765.50	1.18
T9	91.90	901.54	765.50	1.18
T8	91.90	901.54	765.50	1.18
T7	91.90	901.54	765.50	1.18
T6	91.90	901.54	765.50	1.18
T5	91.90	901.54	765.50	1.18
T4	92.45	906.91	765.50	1.18
T3	93.40	916.21	765.50	1.20
T2	97.23	953.78	845.00	1.13
MEZANINE	72.74	713.54	448.00	1.59
S1	108.18	1,061.24	808.00	1.31
	1,560.60	15,309.49		

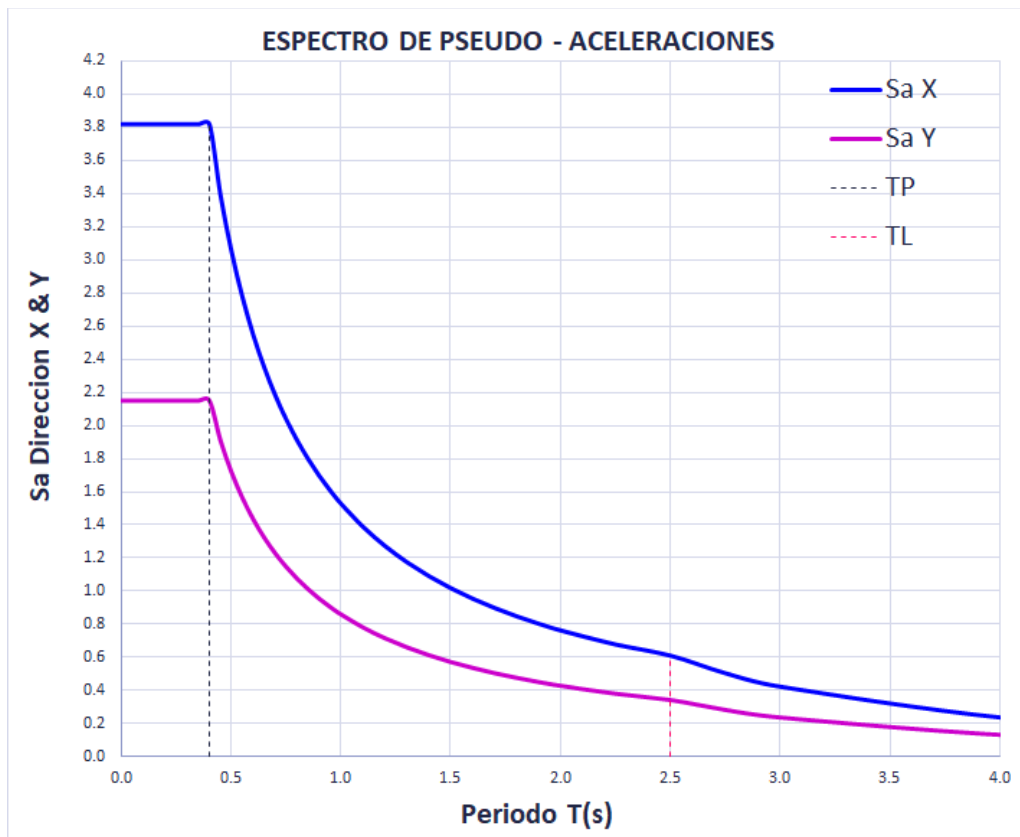
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Espectro de aceleraciones E.030**

Para realizar este análisis se requiere un espectro de aceleraciones que permita obtener respuestas en función al periodo.

Figura 89

Espectro de aceleraciones E.030



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

- **Factores de irregularidad**

Acorde al análisis realizado en la dirección Y es regular, por otro lado, en la dirección X presenta irregularidad de resistencia e irregularidad torsional, por lo tanto el sistema principal es irregular en altura y en planta en la dirección X.

Figura 90

Irregularidades del edificio de 15 pisos

Tabla N°8 (NORMA E030-2018)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA			la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico		0.75	1.00

Tabla N°9 (NORMA E030-2018)

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA			la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico		0.75	1.00

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

- Factores de escala para cortantes y derivas

La cortante dinámica debe ser por lo menos un 80% y 90% para estructuras regulares e irregulares respectivamente sobre la cortante del análisis estático, por lo que se escaló a estos valores según la normativa. Por otro lado las derivas elásticas se aproximación a derivas inelásticas mediante un factor de 0.75R y 0.85R para estructuras regulares e irregulares respectivamente.

Figura 91

Factores de escala para cortantes y derivas

DIRECCIÓN X-X		
Tx: Periodo natural en la dirección X (s)	1.29	
Cx: Factor de amplificación sísmica en X	0.77	Art. 14 (E.030)
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	6.00	Tabla 07 (E.030)
Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	0.75	Tabla 08 (E.030)
Ipx: irregularidad en planta (Torsión)	0.75	Tabla 09 (E.030)
Rx: Coeficiente de reducción sísmico en X	3.38	Art. 22 (E.030)
Cx/Rx = 0.23 >= 0.11 Cx/Rx >= 0.11		3.38
Edificación Irregular	90%	Estructura Irregular
Fuerza Cortante Estatica (tonf)	1,841.82	Artículo 31.2
Cortante de Diseño	1,657.64	R = 3.38
Fuerza Cortante Dinamica (tonf)	1,369.23	Factor Deriva In. X-X
Factor de Escalamiento X-X	1.2106	2.8688
		1.53 DerivaEspectral-X
		4.3777
DIRECCIÓN Y-Y		
Ty: Periodo natural en la dirección Y (s)	1.45	
Cy: Factor de amplificación sísmica en Y	0.69	Art. 14 (E.030)
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	6.00	Tabla 07 (E.030)
Iay: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	1.00	Tabla 08 (E.030)
Ipy: irregularidad en planta (Torsión)	1.00	Tabla 09 (E.030)
Ry: Coeficiente de reducción sísmico en Y	6.00	Art. 22 (E.030)
Cy/Ry = 0.12 >= 0.11 Cy/Ry >= 0.11		6.00
Edificación Regular	80%	Estructura Regular
Fuerza Cortante Estatica (tonf)	926.40	Artículo 31.2
Cortante de Diseño	741.12	R = 6.00
Fuerza Cortante Dinamica (tonf)	769.45	Factor Deriva In. Y-Y
Factor de Escalamiento Y-Y	0.9632	4.5000
		0.86 DerivaEspectral-Y
		3.8627

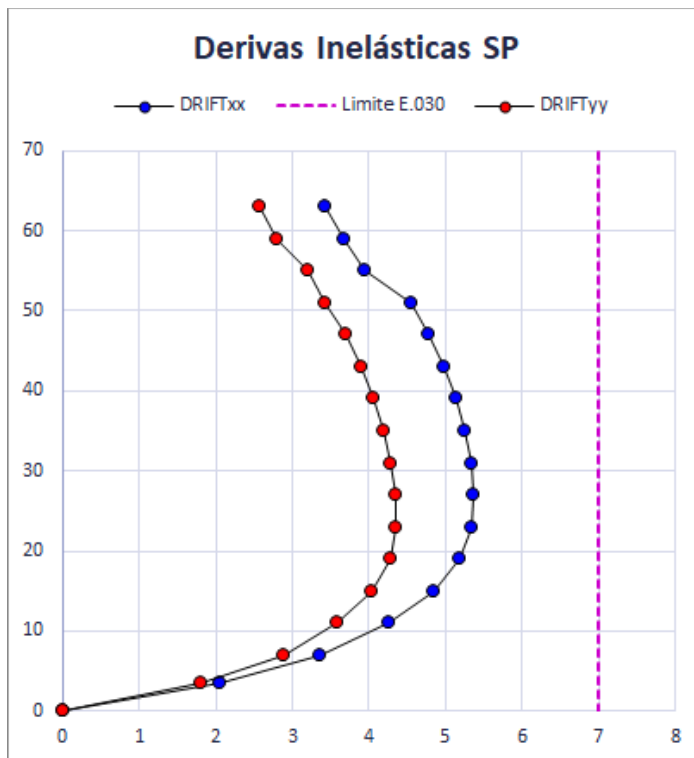
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

- **Derivas inelásticas**

Se ha calculado una deriva inelástica máxima de 5.36‰ y 4.35‰ para las direcciones X e Y respectivamente en el sistema principal.

Figura 92

Derivas inelásticas del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

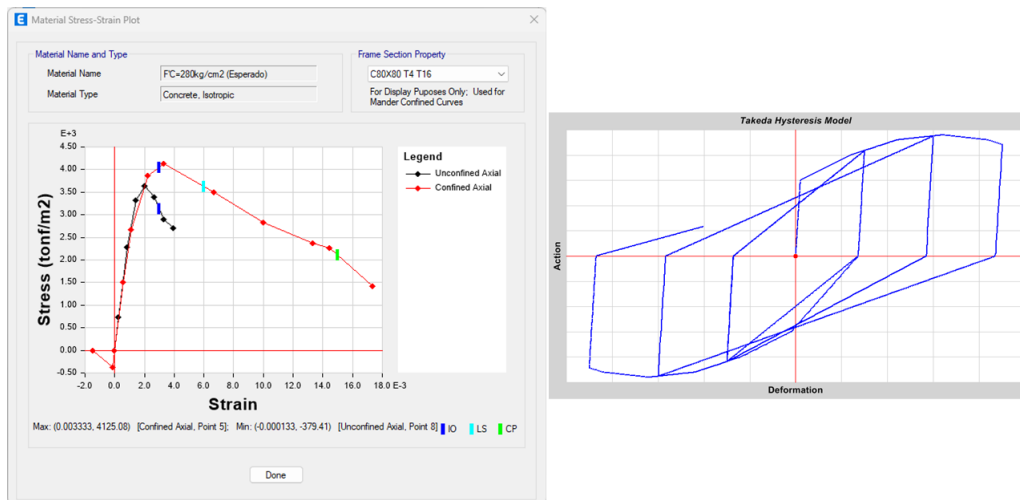
3.9.3. Modelo no lineal del edificio

- **No linealidad del concreto**

Para representar la no linealidad del concreto se consideró el modelo constitutivo de Mander (1984) dado que considera el confinamiento por los estribos y la carga axial, según las calibraciones experimentales para pórticos y muros estructurales revisadas en la sección anterior se consideró el modelo de Takeda.

Figura 93

Modelo constitutivo de Mander confinado e histéresis Takeda



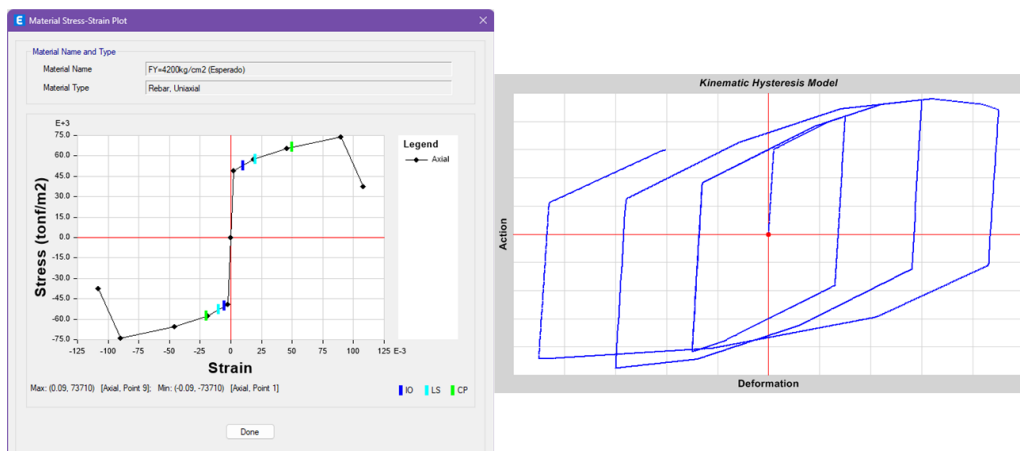
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **No linealidad del acero**

Para representar la linealidad del acero de refuerzo se consideró el modelo constitutivo simple de Holzer et al. (1975) ya que este modelo considera la parte elástica, posfluencia y de endurecimiento por deformación, según las calibraciones experimentales se consideró el modelo de histéresis Kinematic.

Figura 94

Modelo constitutivo de Holzer e de histéresis Kinematic.



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **No linealidad geométrica P-Δ**

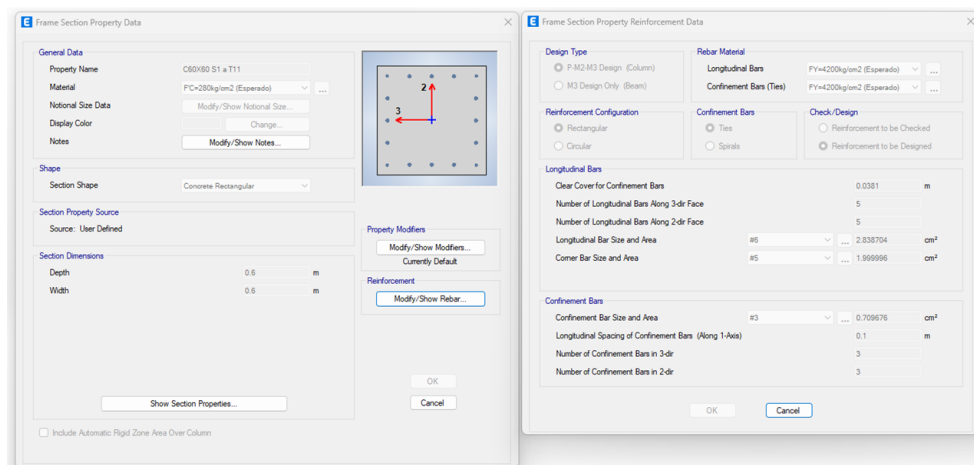
Para representar la no linealidad geométrica se consideró los efectos P-Δ debido a que la estructura tiene una considerable carga axial, estos efectos de segundo orden tienen relevancia en el análisis.

- **Acero de refuerzo en columnas**

Los aceros en las columnas se realizaron de acuerdo con la cantidad y diámetro de varillas por cada sección que se ha modelado de acuerdo con los planos del expediente técnico.

Figura 95

Asignación de acero de refuerzo en columnas



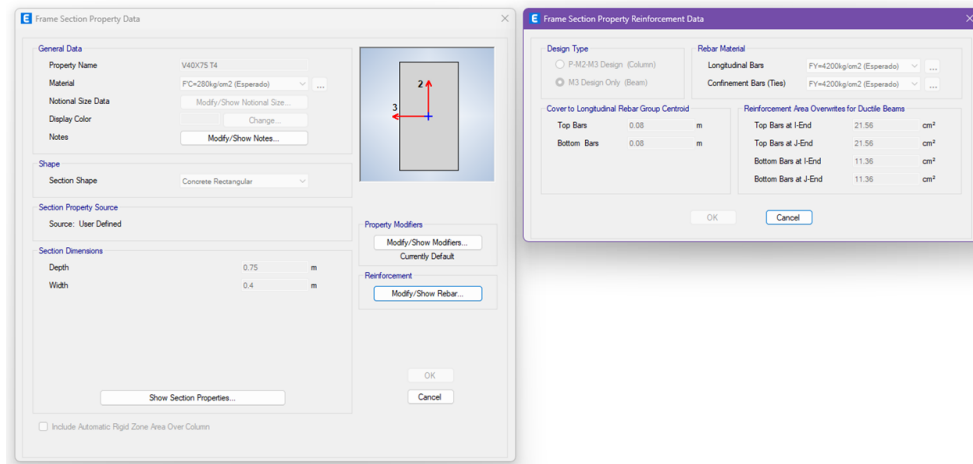
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Acero de refuerzo en vigas**

Los aceros en las vigas se realizaron de acuerdo con la cantidad y diámetro de varillas por cada sección que se ha modelado de acuerdo con los planos del expediente técnico.

Figura 96

Asignación de acero de refuerzo en vigas



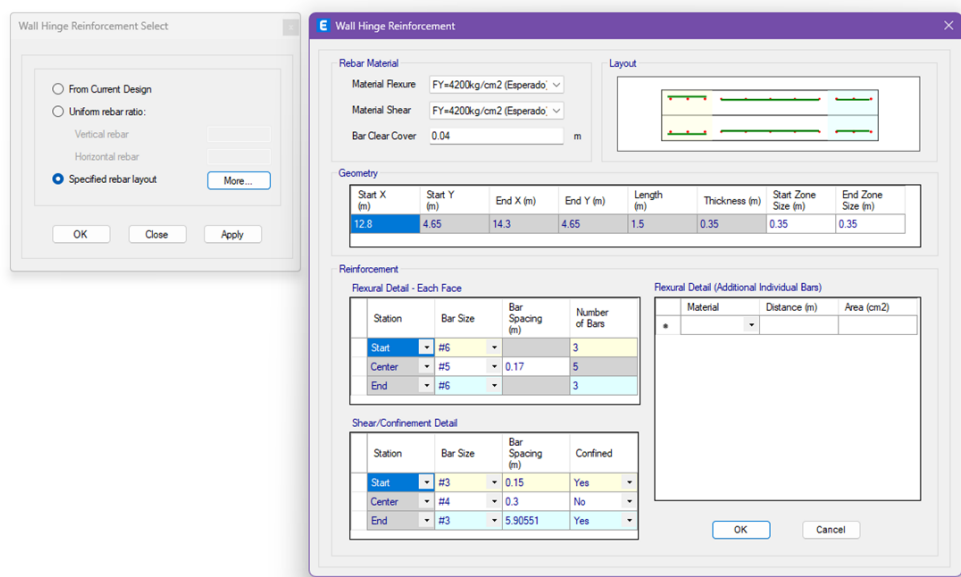
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Acero de refuerzo en placas**

Los aceros en las placas se realizaron de acuerdo con la cantidad y diámetro de varillas por cada sección que se ha modelado de acuerdo con los planos del expediente técnico.

Figura 97

Asignación de acero de refuerzo en placas



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Rótula tipo fibra**

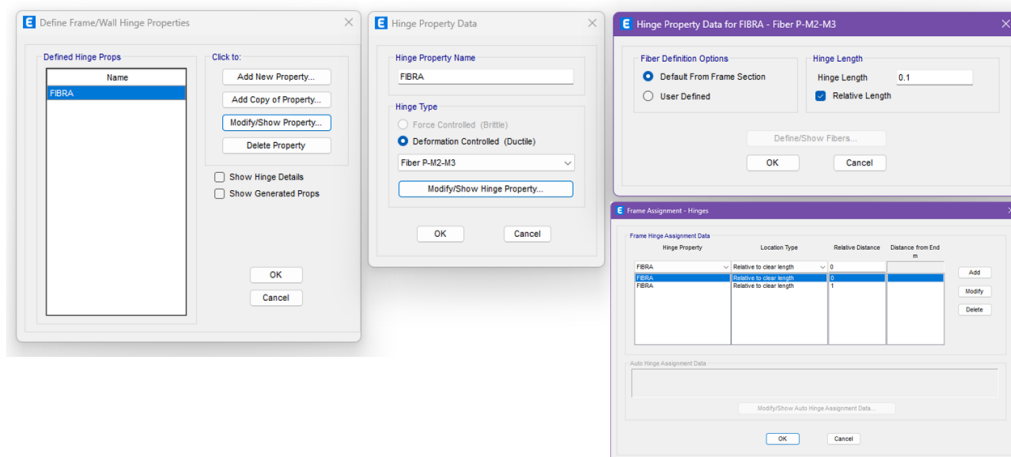
De acuerdo con las investigaciones revisadas de las rótulas el modelo de plasticidad distribuida tipo fibra representa de buena manera el comportamiento estructural según las calibraciones con ensayos reales y modelos matemáticos con rótulas tipo fibra realizados en Etabs por Perez & Torres (2022)

- **Rótula en elementos frame**

De acuerdo con las investigaciones una longitud plástica de 0.1 veces de la longitud relativa es adecuado y la asignación de rótulas tipo fibra para elementos frame se ha realizado por la definición de Fiber P-M2-M3 en la posición relativa de 0 y 1 donde se concentran las rotaciones máximas en elementos frame viga y columna.

Figura 98

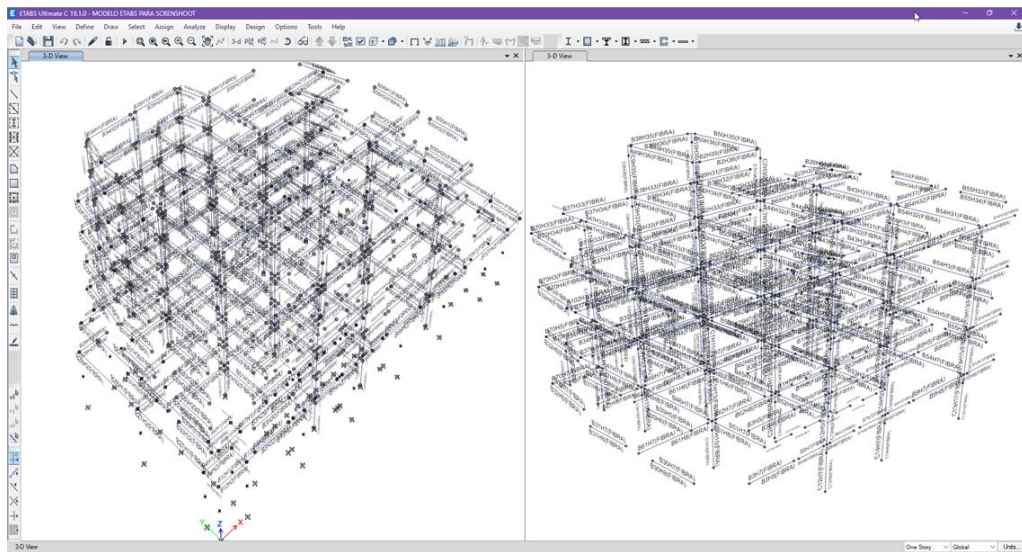
Definición de rótula tipo fibra para elementos frame



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 99

Asignación de rótula tipo fibra para elementos frame



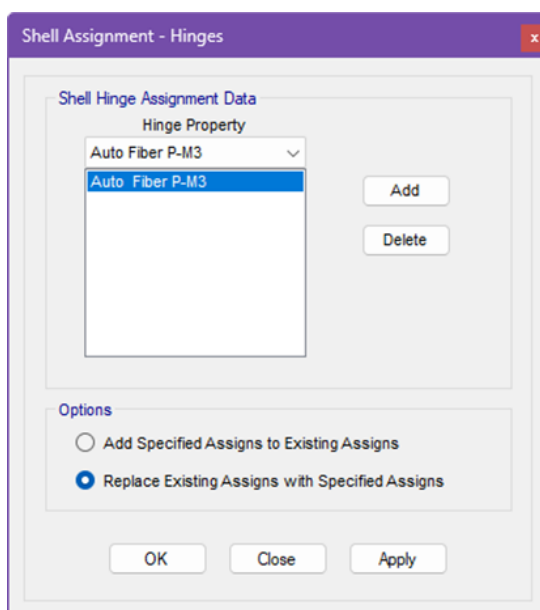
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Rótula en elementos shell**

La asignación de rótulas tipo fibra para elementos Shell se ha realizado por la definición Auto Fiber P-M3.

Figura 100

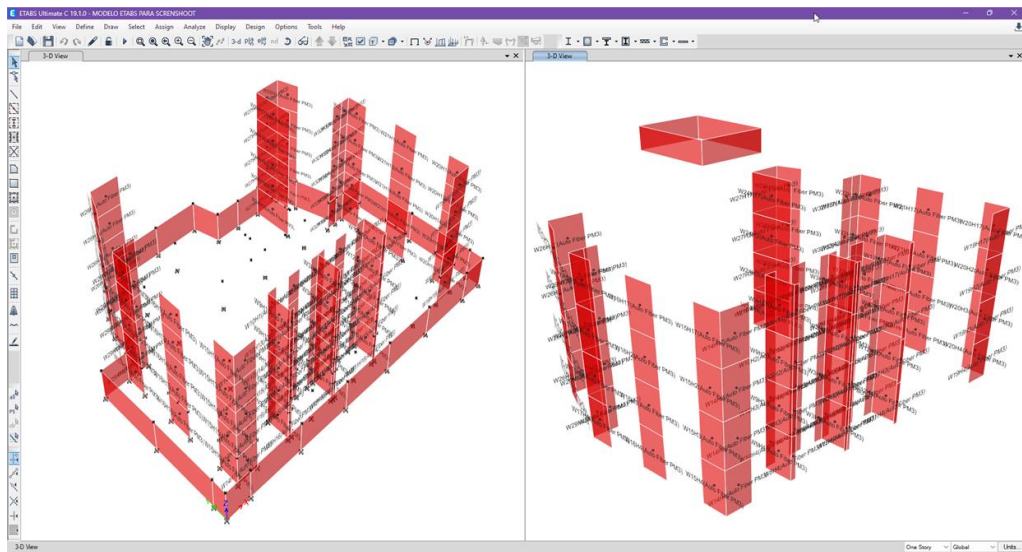
Definición de rótula tipo fibra para elementos shell



Nota. Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs.

Figura 101

Asignación de rótula tipo fibra para elementos shell



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

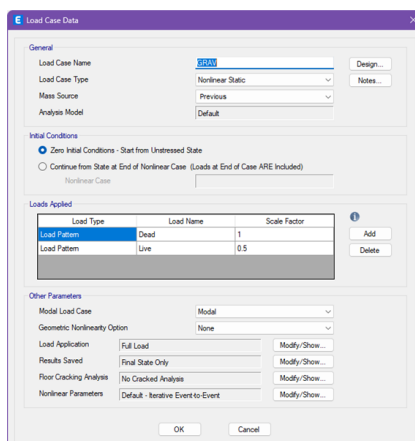
3.9.4. Análisis no lineal estático

Es un método por el cual una estructura sujeta a cargas sísmicas y gravitatorias mediante un patrón de carga lateral monótona aumenta continuamente hasta alcanzar una condición final.

- **Caso de carga gravedad**

Figura 102

Caso de carga gravedad



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

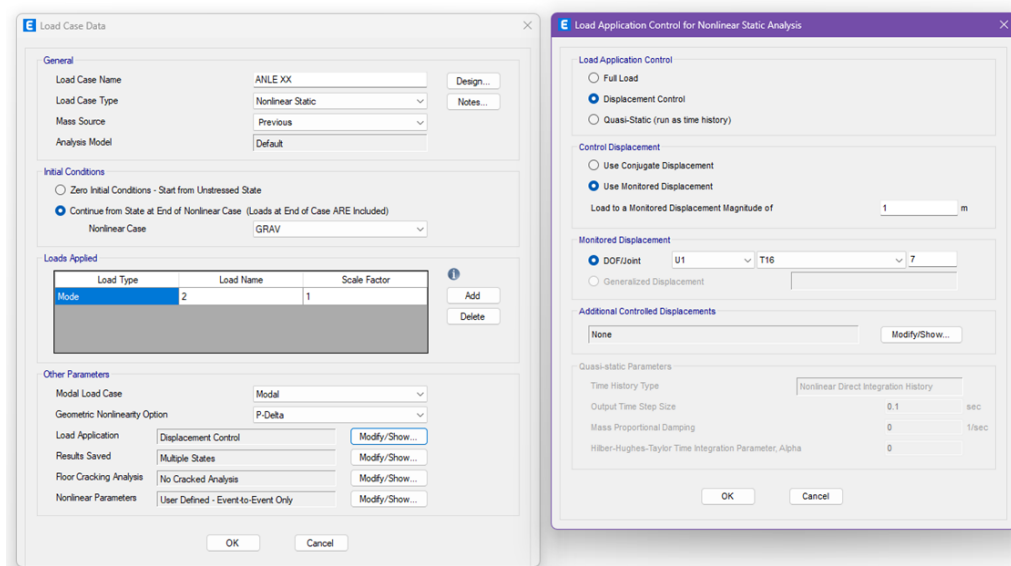
El caso de carga por gravedad se compone del 100% de la CM y un 50% de la CV acorde a la categoría de edificación definida anteriormente.

- **Caso de carga estática monotónica**

Se ha creado un patrón de carga estática monotónica en función a la forma modal, para la dirección X se usó el modo 2 y para dirección Y se usó el modo 1 de acuerdo con su % de masa.

Figura 103

Caso de carga ANLE



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Se considero una aplicación de carga por un control desplazamiento que será monitoreado en el nodo 7 del techo 16 que es el punto próximo del centro de masa, la aplicación de carga se considera hasta llegar a 1 m en los grado de libertad U_1 y U_2 para X e Y respectivamente con el objetivo de que la curva de capacidad se genere con 1000 puntos y cada Step sea igual a 1 mm.

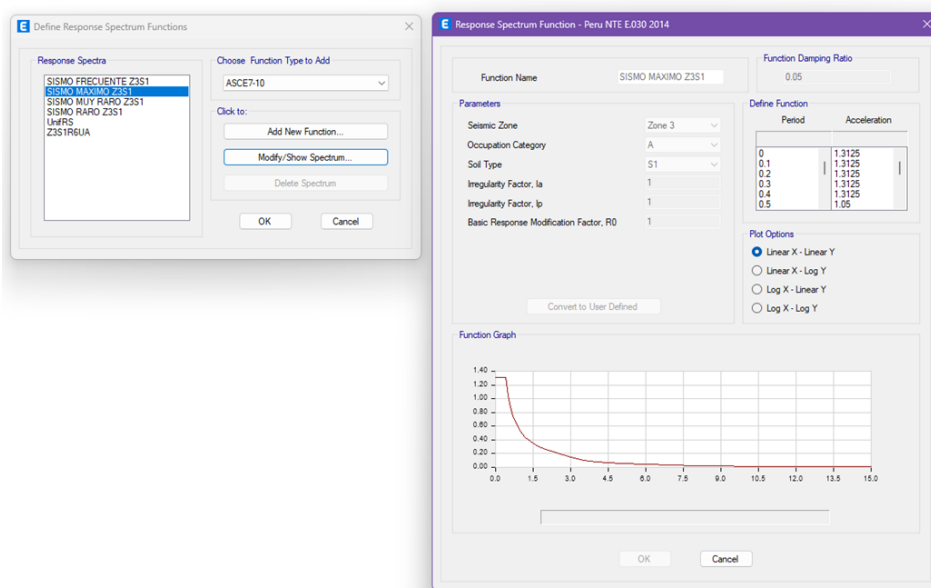
- **Niveles de intensidad**

De acuerdo con el ASCE 41-23 se precisaron 4 niveles de intensidad los cuales son: sismo frecuente, sismo raro, sismo muy raro y sismo máximo.

- Sismo frecuente: Este sismo equivale a 0.5 veces el sismo de diseño.
- Sismo raro: También se le conoce como sismo de diseño.
- Sismo muy raro: Este sismo equivale a 1.25 veces el sismo de diseño.
- Sismo máximo: Este sismo equivale a 1.5 veces el sismo de diseño.

Figura 104

Espectros para los niveles de intensidad



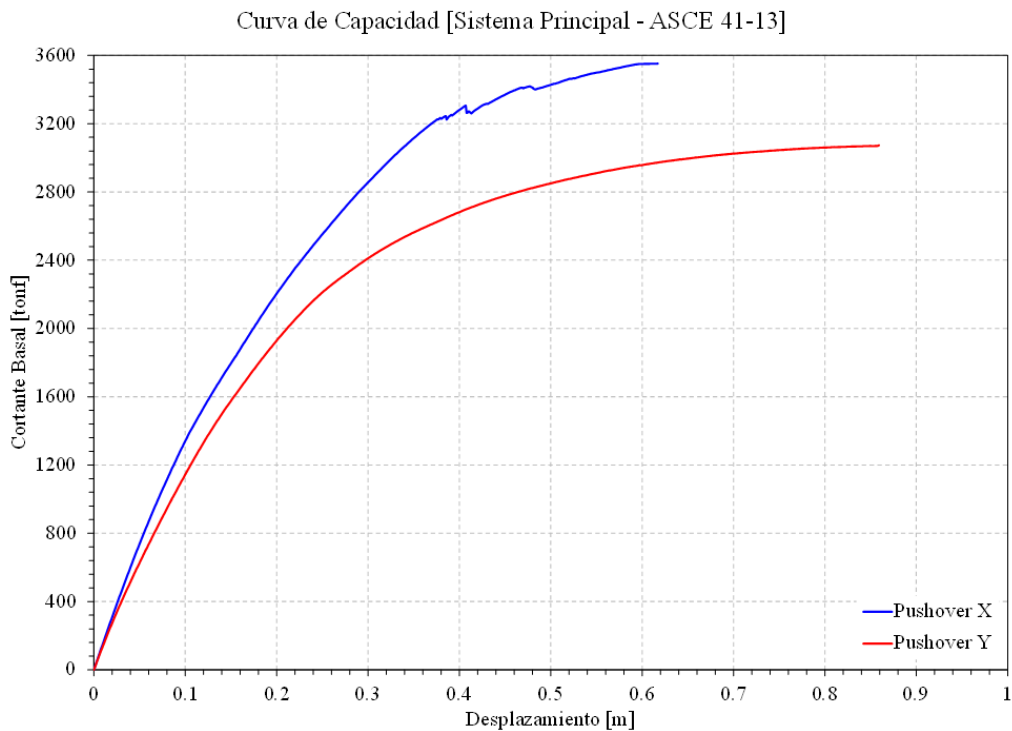
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Curva de capacidad**

La curva de capacidad permite ver el comportamiento en un estado no lineal de la estructura.

Figura 105

Curva de capacidad XY del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs.

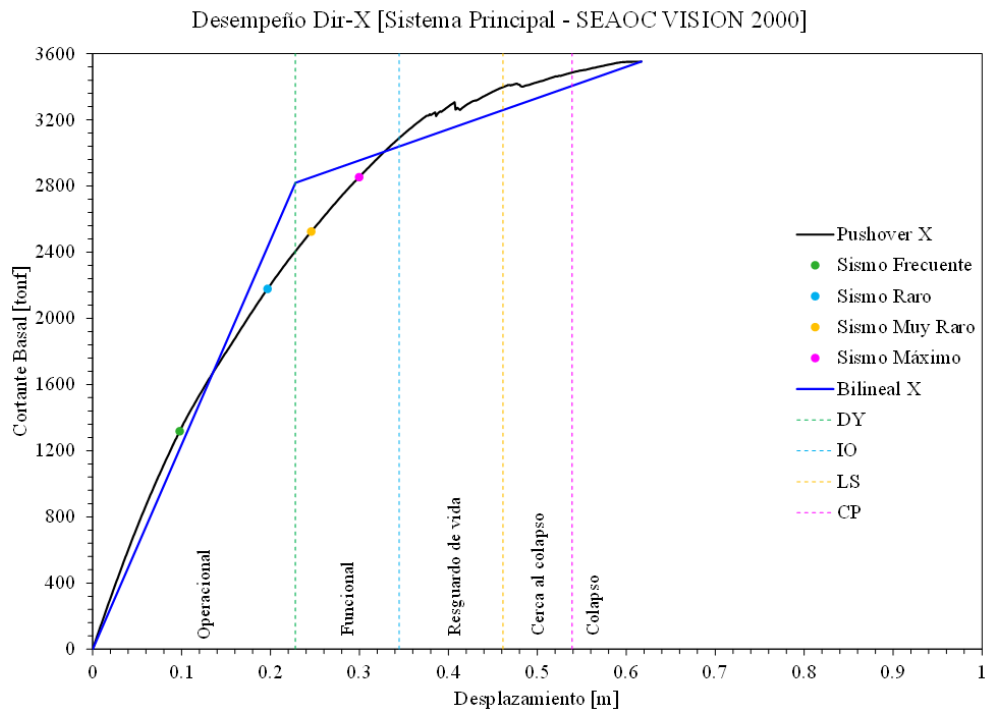
- **Punto de desempeño**

Luego de obtener la curva de capacidad se construye una curva bilineal que permita realizar una sectorización acorde al SEAOC VISION 2000.

En la dirección X se encuentra en estado operacional para los sismos frecuente, raro y en un estado funcional para los sismos muy raro y máximo, en la dirección Y se encuentra en un estado operacional para los sismos frecuente, raro y muy raro y en estado funcional para un sismo máximo.

Figura 106

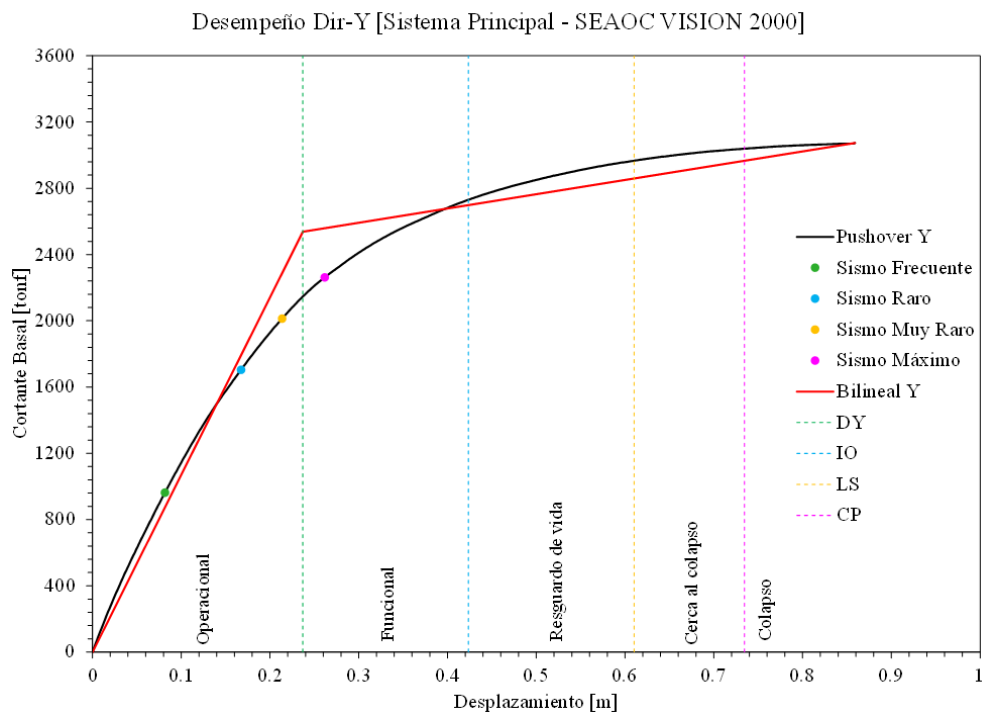
Desempeño dirección X del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 107

Desempeño dirección Y del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs



- **Desempeño sísmico**

Con el enfoque determinista a través del SEAOC VISION 2000 y ASCE 41-23 podemos tener una idea de cómo será la resiliencia sísmica, es decir según este enfoque el edificio en estudio para un nivel de desempeño funcional la resiliencia se interpreta como:

Se observa un daño mínimo en los componentes no estructurales sin poner en riesgo la seguridad de los ocupantes. Los elementos estructurales también presentan un daño muy leve, sin comprometer la seguridad general. La estructura conserva prácticamente intacta su resistencia y rigidez. Tras el sismo, las instalaciones y servicios permanecen operativos o podrían estar parcialmente interrumpidos, pero su recuperación sería sencilla. SEAOC (1995)

Sobre el análisis realizado podemos notar que este enfoque determinista no ha considerado el daño local en los componentes estructurales para calificar la resiliencia sísmica, así mismo no brinda resultados con variables de decisión para el cliente o propietario, es no se tiene información cuantitativa sobre damnificados, costos y tiempos de reparación que ayudan a comprender de mejor manera.

3.9.5. Análisis no lineal tiempo-historia

A diferencia del ANLE, este enfoque se ajusta más a la realidad al considerar los efectos cíclicos en la estructura. Permite la aparición de articulaciones plásticas no solo en el primer nivel, sino también en niveles superiores, dependiendo del período y la resistencia a flexión de la estructura. Además, incorpora de manera automática los efectos de los modos superiores, incrementando los patrones de carga inercial cuando ocurre un ablandamiento en

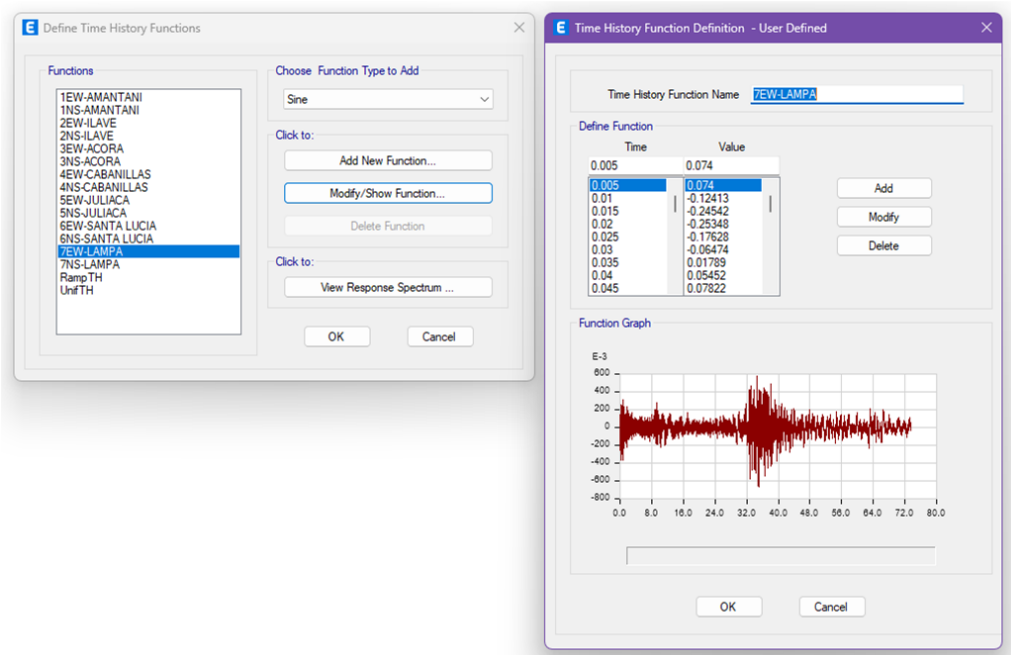
la estructura. Por lo tanto, para poder determinar las DV se requiere calcular las EDP y con ello poder determinar la resiliencia sísmica de la estructura, en esta investigación las EDP se determina mediante el ANLTH.

- **Registros sísmicos**

Estos registros sísmicos fueron definidos en la sección anterior sobre peligro sísmico, cada par de registros de aceleración se compone de una aceleración horizontal en el sentido EW y NS.

Figura 108

Ingreso de acelerogramas al software Etabs



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Caso de carga tiempo historia no lineal**

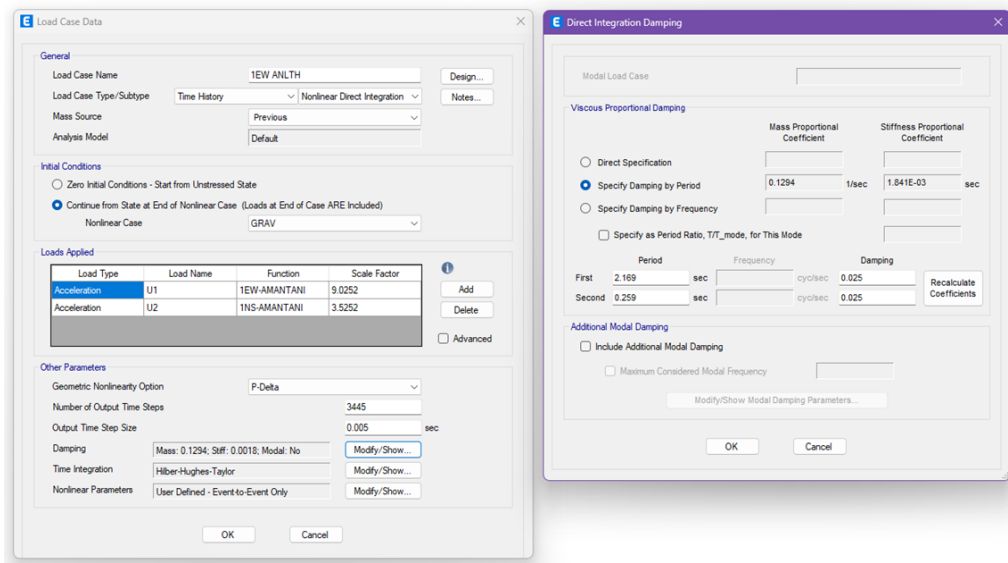
El caso de carga ANLTH se realiza por integración directa, el algoritmo de integración empleado fue el de Newmark con coeficiente de 0.5 y 0.25 para gama y beta respectivamente. El número de step considerados se determinó en

función a la duración total de cada registro sísmico en un intervalo de 0.005 segundos o frecuencia de 200 Hz.

Por lo tanto, se ha considerado el modelo de Rayleigh para representar el amortiguamiento inherente y del análisis modal se ha determinado un periodo en X de 1.293 segundos en el modo 2 y un periodo en Y de 1.446 segundos en el modo 1, según el ASCE 41-23 el intervalo es de $0.2T$ y $1.5T$ que es igual a 0.259 segundos y 2.169 segundos, y el amortiguamiento viscoso equivalente según ACHISINA es de 2.5%.

Figura 109

Caso de carga ANLTH

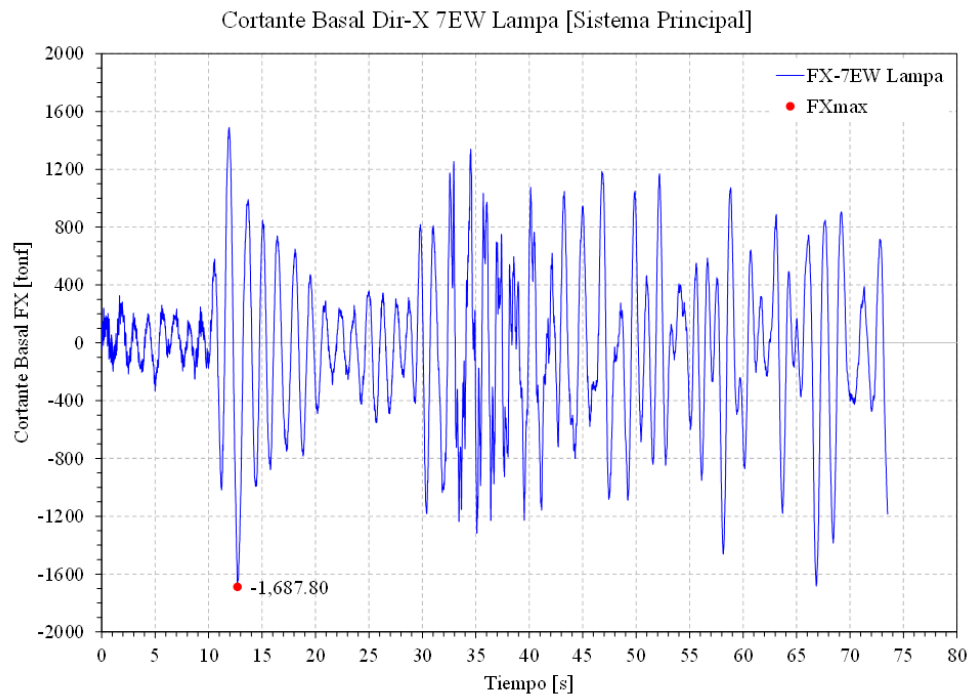


Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs V19.1.0

Una vez finalizado el ANLTH se calcularon los valores de las EDP como derivas, aceleraciones y rotaciones de 7 casos en dirección X y los otros 7 casos en dirección Y, de manera que se obtuvo una gran cantidad de datos los cuales fueron sintetizados en cuadros y gráficos que se muestran más adelante en la sección de resultados. No obstante, se va a presentar el caso más crítico.

Figura 110

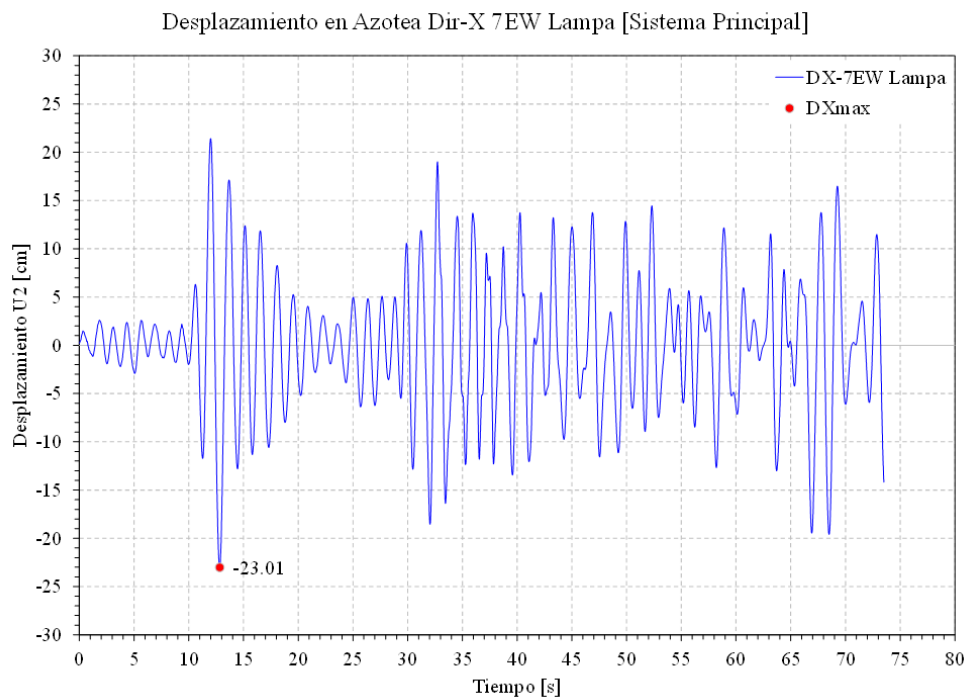
Fuerza basal máxima dirección X del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 111

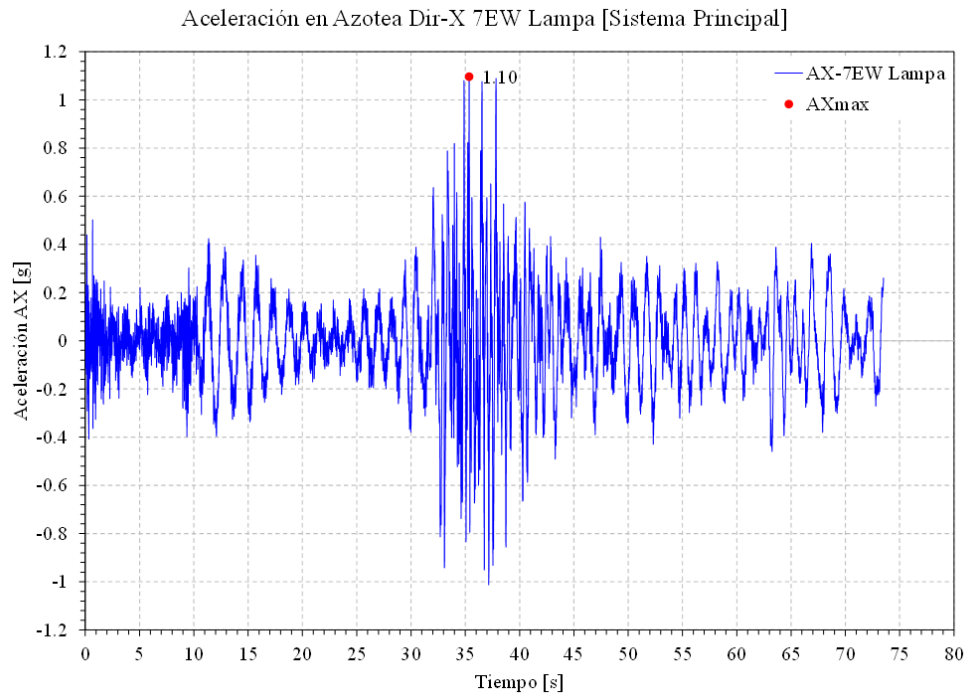
Desplazamiento máximo dirección X del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 112

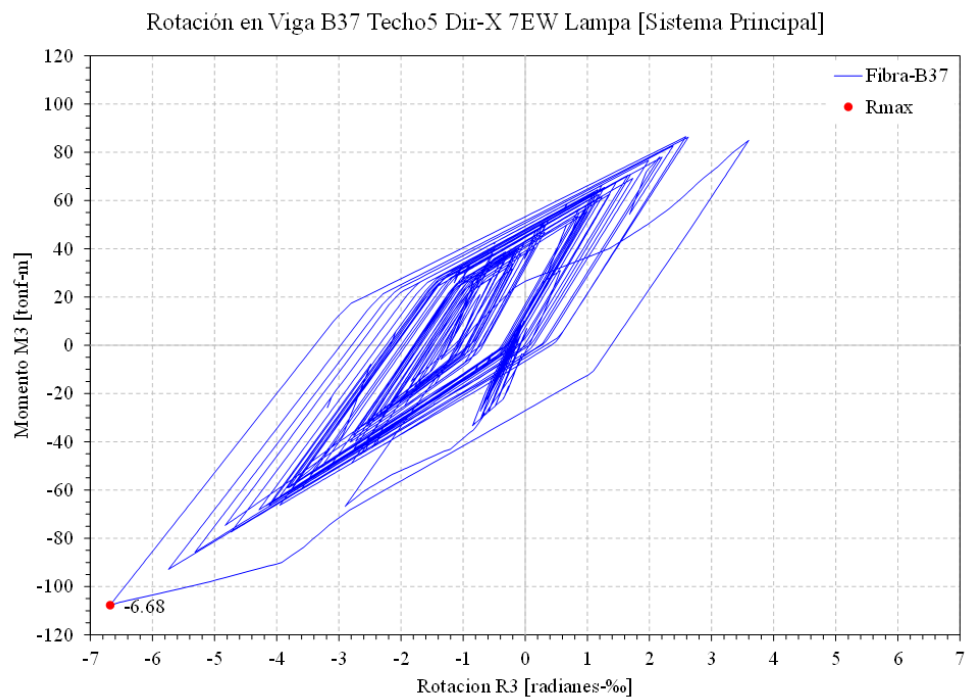
Aceleración máxima dirección X del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 113

Rotación máxima dirección X del sistema principal



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

De manera similar se ha trabajado para los 14 casos de ANLTH no obstante dado el tamaño y la cantidad de datos se ha realizado de manera optimizada extrayendo y almacenando los valores máximos de las EDP mediante el código Python detallado en el anexo.

3.10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL SISTEMA SINTONIZADO

Se ha denominado sistema sintonizado al modelo estructural del edificio existente en combinación con el AMS.

3.10.1. Diseño del AMS

El diseño se realizó acorde con la metodología propuestas por Yung-Tsang Chen.

- **Parámetros óptimos del AMS**

El empleo de las formulaciones matemáticas de la metodología propuesta por Yung-Tsang Chen se ha realizado bajo las siguientes consideraciones:

- La masa sísmica de la estructura se ha calculado una masa de $1560.6 \text{ tonf}\cdot\text{s}^2/\text{m}$.
- Se determinó un valor óptimo de 4.12% para la relación de masas (μ).
- Según el análisis modal en la dirección X se tiene un periodo de 1.29 seg y una masa participativa de 63.1% en tanto que en la dirección Y se tiene un periodo de 1.45 seg y una masa participativa de 73.5%, de manera que para obtener la mayor efectividad se ha sintonizado al periodo fundamental de 1.45 seg.



- **Masa del AMS**

Se ha considerado una relación de masas (μ) con un valor de 4.12%.

$$m_a = \mu \cdot M_e$$
$$m_a = 4.12\% \cdot 1560.6s \frac{\text{tonf} \cdot s^2}{m}$$
$$m_a = 64.27 \frac{\text{tonf} \cdot s^2}{m}$$

- **Rigidez del AMS**

La frecuencia de la estructura se determina a partir del periodo.

$$\omega_e = \frac{2 \cdot \pi}{T_e}$$
$$\omega_e = \frac{2 \cdot \pi}{1.45s}$$
$$\omega_e = 4.35 \frac{\text{rad}}{s}$$

Empleando la ecuación de Yung-Tsang Chen se calcula la relación de frecuencias optimas que permite condiciones de sintonización optima.

$$f = \sqrt{\frac{1 + \frac{\mu}{2}}{1 + \mu}}$$
$$f = \sqrt{\frac{1 + \frac{4.12\%}{2}}{1 + 4.12\%}}$$
$$f = 0.99$$

La rigidez del AMS se determina a partir de la relación de frecuencias.

$$k_a = \omega_e^2 \cdot f^2 \cdot m_a$$
$$k_a = \left(4.35 \frac{\text{rad}}{s}\right)^2 \cdot 0.99^2 \cdot 64.27 \frac{\text{tonf} \cdot s^2}{m}$$
$$k_a = 1189.51 \frac{\text{tonf}}{m}$$

La rigidez efectiva del AMS se distribuye a través de sus ocho apoyos elastoméricos.

$$k_{\text{eff}} = \frac{k_a}{n_a}$$
$$k_{\text{eff}} = \frac{1189.51 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}}{8}$$
$$k_{\text{eff}} = 148.69 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Amortiguamiento del AMS**

El amortiguamiento crítico del AMS se calcula a partir de la masa y las frecuencias.

$$c_{a,\text{crit}} = 2 \cdot m_a \cdot \omega_e \cdot f$$
$$c_{a,\text{crit}} = 2 \cdot 64.27 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \cdot 4.35 \frac{\text{rad}}{\text{s}} \cdot 0.99$$
$$c_{a,\text{crit}} = 553 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}}$$

Empleando la ecuación de Yung-Tsang Chen se calcula la relación de amortiguamiento optima que permite condiciones de sintonización optima.

$$\xi = \sqrt{\frac{\mu \cdot (1 + \frac{3 \cdot \mu}{4})}{4 \cdot (1 + \mu) \cdot (1 + \frac{\mu}{2})}}$$
$$\xi = \sqrt{\frac{4.12\% \cdot (1 + \frac{3 \cdot 4.12\%}{4})}{4 \cdot (1 + 4.12\%) \cdot (1 + \frac{4.12\%}{2})}}$$
$$\xi = 9.99\%$$

El amortiguamiento del AMS se calcula a partir del amortiguamiento crítico del AMS y la relación de amortiguamiento.



$$c_a = c_{a,crit} \cdot \xi$$
$$c_a = 553 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}} \cdot 9.99\%$$
$$c_a = 55.27 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

La amortiguamiento efectivo del AMS se distribuye a través de sus ocho apoyos elastoméricos.

$$c_{\text{eff}} = \frac{c_a}{n_a}$$
$$c_{\text{eff}} = \frac{55.27 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}}{8}$$
$$c_{\text{eff}} = 6.91 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Con los parámetros óptimos calculados se prosigue con el diseño del bloque de concreto que representa la masa del AMS.

- **Diseño del bloque del AMS**

La masa calculada previamente se consideró expresarlo mediante bloques de concreto ya que es factible su construcción, para determinar el peso del AMS se multiplica la masa del AMS por el valor de la gravedad.

$$w_a = m_a \cdot g$$
$$w_a = 64.27 \frac{\text{tonf} \cdot \text{s}^2}{\text{m}} \cdot 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$
$$w_a = 630.5 \text{tonf}$$

El peso efectivo del AMS se distribuye a través de su dos bloques.

$$w_{\text{eff}} = \frac{w_a}{n_b}$$
$$w_{\text{eff}} = \frac{630.5 \text{tonf}}{2}$$
$$w_{\text{eff}} = 315.25 \text{tonf}$$

Con el peso específico y dimensiones en planta del bloque se calcula la altura.

$$\begin{aligned}\gamma_c &= \frac{W_{\text{eff}}}{V_b} \\ \gamma_c \cdot l_b \cdot a_b \cdot h_b &= W_{\text{eff}} \\ h_b &= \frac{W_{\text{eff}}}{\gamma_c \cdot l_b \cdot a_b} \\ h_b &= \frac{315.25 \text{tonf}}{2.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} \cdot 6.95 \text{m} \cdot 8.4 \text{m}} \\ h_b &= 2.25 \text{m}\end{aligned}$$

- **Diseño de los aisladores del AMS**

El amortiguamiento y la rigidez calculados previamente se consideró expresarlos mediante los aisladores LRB, para su diseño se ha desarrollado bajo el estándar ASCE/SEI 7-22 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, la guía del AASHTO Guide Specifications for Seismic Isolation Design, el RNE E.031 Aislamiento Sísmico y el catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges de Dynamic Isolation Systems que ofrecen parámetros y detalles para el diseño de aislador LRB.

Para obtener los parámetros del aislador LRB es necesario diseñar un desplazamiento teniendo en consideración el espectro E.031 correspondiente al sismo máximo considerado, el amortiguamiento objetivo y el periodo de la estructura analizada según las fórmulas del capítulo 17 el ASCE/SEI 7-22.

- **Desplazamiento de diseño**

El factor de amortiguamiento se determina mediante la tabla 17.5-1 del ASCE/SEI 7-22., el amortiguamiento efectivo del aislador previamente calculado tiene un valor de 9.99% por consiguiente según la tabla corresponde un valor de

B_M de 1.2, la aceleración del espectro de diseño con 5% de amortiguamiento en un periodo igual a 1s se determina del espectro de diseño de la E.031 obteniendo un valor S_{M1} de 0.59 geg, el periodo de la estructura tiene un valor T_M de 1.45 seg.

$$D_M = \frac{g \cdot S_{M1} \cdot T_M}{4 \cdot \pi^2 \cdot B_M}$$
$$D_M = \frac{9.81 \frac{m}{s^2} \cdot 0.59s \cdot 1.45s}{4 \cdot \pi^2 \cdot 1.2}$$
$$D_M = 0.18m$$

- **Energía de disipación**

El desplazamiento máximo del aislador para un ciclo de carga y descarga corresponde a un valor de 0.18 m, la rigidez efectiva del aislador previamente calculada tiene un valor de 148.69 tonf/m.

$$EDC = 2 \cdot \pi \cdot k_{eff} \cdot \beta_{eff} \cdot D_{max}^2$$
$$EDC = 2 \cdot \pi \cdot 148.68 \frac{tonf}{m} \cdot 9.99\% \cdot (0.18m)^2$$
$$EDC = 2.95tonf \cdot m$$

- **Rigidez elástica y post-fluencia**

La rigidez post-fluencia k_d se estima de los valores disponibles del catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges, de tal manera se determinó un valor de k_d igual a 1 kN/mm equivalente a 101.94 tonf/m, así mismo el catálogo indica que para un modelo analítico bilineal la rigidez elástica k_u es 10 veces el valor de la rigidez post-fluencia.

$$k_u = 10 \cdot k_d$$
$$k_u = 10 \cdot 101.94 \frac{tonf}{m}$$
$$k_u = 1019.37 \frac{tonf}{m}$$



- **Resistencia característica**

El valor del desplazamiento de fluencia D_y se estima inicialmente con un valor de 0, luego el valor de la resistencia característica Q_d inicialmente se calcula con esa estimación, posteriormente se vuelven a recalcular los valores de Q_d y D_y mediante una serie de iteraciones hasta llegar a una convergencia de las ecuaciones.

$$\begin{aligned}D_{y,0} &= 0 \\Q_{d,0} &= \frac{EDC}{4 \cdot (D_{\max} - D_y)} \\Q_{d,0} &= \frac{2.95 \text{tonf} \cdot \text{m}}{4 \cdot 0.18 \text{m}} \\Q_{d,0} &= 4.15 \text{tonf} \\D_{y,1} &= \frac{Q_{d,0}}{k_u - k_d} \\D_{y,1} &= \frac{4.15 \text{tonf}}{9 \cdot 101.94 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}} \\D_{y,1} &= 0.0045 \text{m} \\&\vdots \\Q_d &= 4.26 \text{tonf} \\D_y &= 0.0046 \text{m}\end{aligned}$$

- **Resistencia de fluencia**

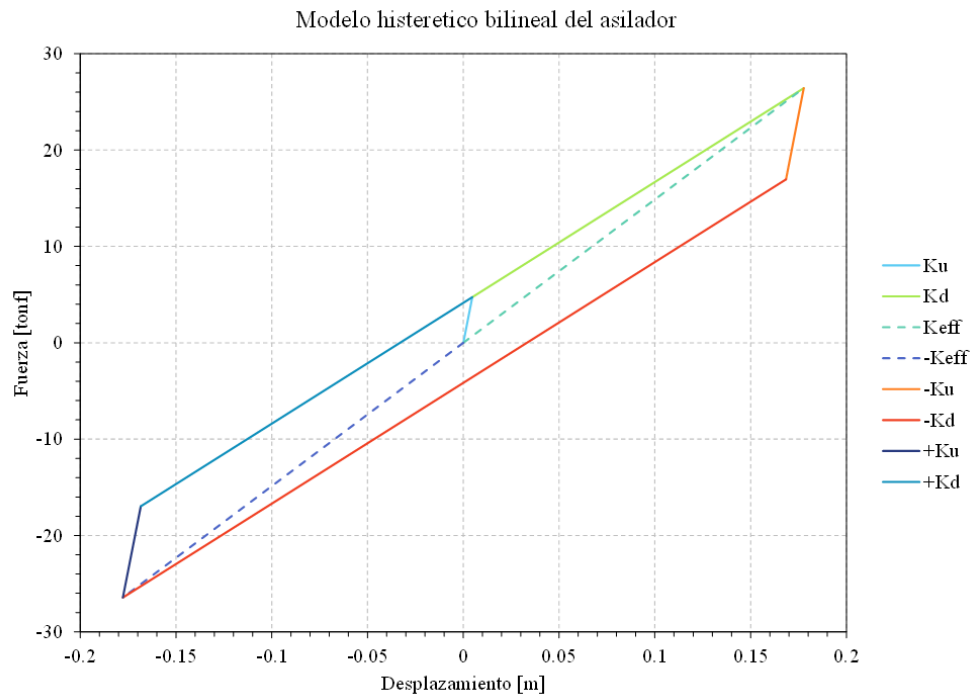
La resistencia de fluencia se calcula en función de los valores de la resistencia característica, la rigidez post-fluencia y el desplazamiento de fluencia obtenidos previamente.

$$\begin{aligned}F_y &= Q_d + k_d \cdot D_y \\F_y &= 4.26 \text{tonf} + 101.94 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \cdot 0.0046 \text{m} \\F_y &= 4.73 \text{tonf}\end{aligned}$$

A partir de los parámetros calculados se construye el modelo histerético bilineal que representa una relación de fuerza-desplazamiento idealizada.

Figura 114

Modelo histerético bilineal del aislador



Nota: Elaboración propia. Adaptado del software Microsoft Excel

Para obtener las dimensiones del aislador LRB se determina las fuerzas y desplazamientos en los elementos link, en cuanto al diseño se realiza bajo la guía del AASHTO, dado que esta guía americana tiene sus fórmulas en unidades inglesas se hace la conversión de los parámetros calculados al sistema inglés.

- **Fuerzas de diseño del aislador**

Acorde al análisis modal realizado en el sistema principal en combinación con el AMS se ha determinado las fuerzas en los elementos link que representan al aislador, del análisis se encontró que el link K1 es el más crítico con una carga muerta de 105.04 tonf, una carga viva de 13.67 tonf y una carga sismo de 80.16



tonf, para emplear la guía del AASHTO las fuerzas de diseño se convierten al sistema inglés.

- La carga muerta de diseño P_{DL} calculado tiene un valor de 231.57 kipf.
- La carga viva de diseño P_{LL} calculado tiene un valor de 30.14 kipf.
- La carga sismo de diseño P_{SL} calculado tiene un valor de 176.71 kipf.

- **Desplazamientos de diseño del aislador**

Acorde al análisis modal espectral realizado en el sistema principal en combinación con el AMS se ha determinado las deformaciones en los elementos link que representan al aislador, del análisis se encontró que para el sismo de diseño en la dirección X se tiene un desplazamiento máximo U_2 igual a 0.32m en el elemento link K8 y un desplazamiento máximo U_3 igual a 0.11m en el elemento link K1, para el sismo de diseño en la dirección Y se tiene un desplazamiento máximo U_2 igual a 0.01m en el elemento link K5 y un desplazamiento máximo U_3 igual 0.3m en el elemento link K8, para emplear la guía del AASHTO los desplazamientos de diseño se convierten al sistema inglés.

- El desplazamiento máximo U_{2X} calculado tiene un valor de 12.49 in.
- El desplazamiento máximo U_{3X} calculado tiene un valor de 4.27 in.
- El desplazamiento máximo U_{2Y} calculado tiene un valor de 0.34 in.



- El desplazamiento máximo U_{3Y} calculado tiene un valor de 11.9 in.

Siguiendo las disposiciones del artículo 2.1 el cálculo de diseño de los desplazamientos totales d_i para cada aislador se realiza combinando los casos de desplazamientos longitudinales (u_L y v_L) y transversales (u_T y v_T).

El desplazamiento longitudinal R_1 se calcula del caso de carga 1.

$$\begin{aligned}u_1 &= u_L + 0.3 \cdot u_T \\u_1 &= 12.49\text{in} + 0.3 \cdot 4.27\text{in} \\u_1 &= 13.77\text{in} \\v_1 &= v_L + 0.3 \cdot v_T \\v_1 &= 0.34\text{in} + 0.3 \cdot 11.9\text{in} \\v_1 &= 3.91\text{in} \\R_1 &= \sqrt{u_1^2 + v_1^2} \\R_1 &= \sqrt{(13.77\text{in})^2 + (3.91\text{in})^2} \\R_1 &= 14.31\text{in}\end{aligned}$$

El desplazamiento transversal R_2 se calcula del caso de carga 2.

$$\begin{aligned}u_2 &= 0.3 \cdot u_L + u_T \\u_2 &= 0.3 \cdot 12.49\text{in} + 4.27\text{in} \\u_2 &= 8.011\text{in} \\v_2 &= 0.3 \cdot v_L + v_T \\v_2 &= 0.3 \cdot 0.34\text{in} + 11.9\text{in} \\v_2 &= 12\text{in} \\R_2 &= \sqrt{u_2^2 + v_2^2} \\R_2 &= \sqrt{(8.01\text{in})^2 + (12\text{in})^2} \\R_2 &= 14.43\text{in}\end{aligned}$$

El desplazamiento total de diseño es igual al máximo de los casos de carga 1 y 2.

$$d_t = \max(R_1, R_2)$$

$$d_t = \max(14.31\text{in}, 14.43\text{in})$$

$$d_t = 14.43\text{in}$$

El desplazamiento máximo de diseño d_t calculado tiene un valor de 14.43 in.

- **Diámetro del núcleo de plomo**

La resistencia característica previamente calculada tiene un valor de 4.26 tonf que es equivalente a 9.39 kipf, a partir de este valor se determina el diámetro del núcleo.

$$d_L = \sqrt{\frac{Q_d}{0.9}}$$

$$d_L = \sqrt{\frac{9.39\text{kipf}}{0.9}}$$

$$d_L = 3.15\text{in}$$

$$d_L = 80\text{mm}$$

- **Área adherida del elastómero y diámetro del aislador**

La guía AASHTO recomienda iniciar el dimensionamiento con un esfuerzo admisible de 1 ksi.

$$A_{b,\text{sug}} = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$A_{b,\text{sug}} = \frac{222.26\text{kipf} + 25.68\text{kipf}}{1 \frac{\text{kipf}}{\text{in}^2}}$$

$$A_{b,\text{sug}} = 247.94\text{in}^2$$

A partir del área sugerido se determina el diámetro correspondiente.



$$B_{\text{sug}} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_b}{\pi} + d_L^2}$$
$$B_{\text{sug}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 247.94 \text{in}^2}{\pi} + (3.15 \text{in})^2}$$
$$B_{\text{sug}} = 18.04 \text{in}$$
$$B_{\text{sug}} = 458.33 \text{mm}$$

El diámetro sugerido es de 458.33 mm, sin embargo acorde al análisis modal espectral se tiene un desplazamiento máximo de 366.47 mm en los elementos link y acorde al catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges se consideró el diámetro de 650 mm que permite un desplazamiento máximo de 410 mm, con el diámetro elegido se vuelve a recalcular el área adherida del elastómero.

$$B = 650 \text{mm}$$
$$B = 25.59 \text{in}$$
$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot (B^2 - d_L^2)$$
$$A_b = \frac{\pi}{4} \cdot ((25.59 \text{in})^2 - (3.15 \text{in})^2)$$
$$A_b = 506.55 \text{in}^2$$

El diámetro total del aislador es igual al diámetro más los recubrimientos laterales, de manera que se ha considerado un recubrimiento de 25mm que es equivalente a 0.98in.

$$B_o = B + r_{\text{lat}}$$
$$B_o = 25.59 \text{in} + 0.98 \text{in}$$
$$B_o = 27.56 \text{in}$$
$$B_o = 700 \text{mm}$$

- **Espesor del elastómero y número de capas**

Según el catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges se tiene una disponibilidad del módulo de corte de caucho entre 0.38 MPa y 0.7 MPa de



manera que se ha considerado un módulo de corte igual a 0.4 MPa que es equivalente a 0.06 ksi, la rigidez post-fluencia se ha calculado previamente un valor de 101.94 tonf/m que es equivalente a 5.71 kipf/in.

$$k_d = \frac{G \cdot A_b}{T_r}$$
$$T_r = \frac{G \cdot A_b}{K_d}$$
$$T_r = \frac{0.06 \frac{\text{kipf}}{\text{in}^2} \cdot 506.55 \text{in}^2}{5.71 \frac{\text{kipf}}{\text{in}}}$$
$$T_r = 5.15 \text{in}$$

Se ha considerado un espesor de caucho de 6mm que es equivalente a 0.24 in, a partir del espesor y la altura del caucho se estima el número de capas.

$$n = \frac{T_r}{t_r}$$
$$n = \frac{5.15 \text{in}}{0.24 \text{in}}$$
$$n = 21.79 \approx 22$$

Con el número de capas establecido se vuelve a recalcular la altura del caucho.

$$T_r = n \cdot t_r$$
$$T_r = 22 \cdot 0.24 \text{in}$$
$$T_r = 5.2 \text{in}$$
$$T_r = 132 \text{mm}$$

- **Altura total del aislador**

Según el catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges para un diámetro de 650 mm corresponde una placa exterior con un espesor de 32 mm



equivalente a 1.26 in y para determinar la altura total del aislador se ha considerado un espesor del acero de 3 mm que es equivalente a 0.12 in.

$$H = n \cdot t_r + (n - 1) \cdot t_s + 2 \cdot t_c$$

$$H = 22 \cdot 5.2\text{in} + (22 - 1) \cdot 0.12\text{in} + 2 \cdot 1.26\text{in}$$

$$H = 10.2\text{in}$$

$$H = 259\text{mm}$$

- **Factor de forma**

El factor de forma se calcula en función del área, diámetro y el espesor.

$$S = \frac{A_b}{\pi \cdot B \cdot t_r}$$

$$S = \frac{506.55\text{in}^2}{\pi \cdot 25.59\text{in} \cdot 0.24\text{in}}$$

$$S = 26.67$$

- **Rigidez vertical**

Según la guía AASHTO el módulo elástico del elastómero es tres veces el módulo de corte del caucho.

$$E = 3 \cdot G$$

$$E = 3 \cdot 0.06\text{ksi}$$

$$E = 0.17\text{ksi}$$

El módulo de compresibilidad del caucho un se calcula en relación con el factor de forma y el módulo elástico del elastómero.

$$E_b = E \cdot (1 + 0.67 \cdot S^2)$$

$$E_b = 0.17\text{ksi} \cdot (1 + 0.67 \cdot 26.67^2)$$

$$E_b = 83.14\text{ksi}$$

Luego la rigidez vertical del aislador se calcula en relación con el módulo de compresibilidad y altura de caucho y el área del aislador.



$$k_v = \frac{E_c \cdot A_b}{T_r}$$
$$k_v = \frac{83.14 \frac{\text{kipf}}{\text{in}^2} \cdot 506.55 \text{in}^2}{5.2 \text{in}}$$
$$k_v = 8103.51 \frac{\text{kipf}}{\text{in}}$$
$$k_v = 144713.77 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

- **Verificación del diseño de los aisladores del AMS**

Una vez definido el diseño se realiza las verificaciones establecidas por la guía del AASHTO (2014) Guide Specifications for Seismic Isolation Design.

- **Verificación de la fuerza de restauración lateral**

El artículo 12.2 exige que el sistema proporcione una fuerza de recuperación lateral en d_t superior a la fuerza de recuperación en $0,5 d_t$ en no menos de $W/80$. Esto equivale a un k_d mínimo de $0,025 W/d$.

$$k_{d,\min} = \frac{0.025 \cdot P_{DL}}{d_L}$$
$$k_{d,\min} = \frac{0.025 \cdot 222.26 \text{kipf}}{3.15 \text{in}}$$
$$k_{d,\min} = 1.76 \frac{\text{kipf}}{\text{in}}$$
$$\therefore k_d = 5.71 \frac{\text{kipf}}{\text{in}} \geq k_{d,\min}$$

- **Verificación del límite de deformación**

El esfuerzo de compresión esta dado por carga muerta encima el área del aislador.



$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{P_{DL}}{A_b} \\ \sigma_s &= \frac{222.26\text{kipf}}{506.55\text{in}^2} \\ \sigma_s &= 0.44\text{ksi}\end{aligned}$$

γ_c es la máxima deformación por corte en la capa producido por la compresión y D_c es el coeficiente de forma para la compresión y en aisladores circulares tiene un valor de 1.

$$\begin{aligned}\gamma_c &= \frac{D_c \cdot \sigma_s}{G \cdot S} \\ \gamma_c &= \frac{1 \cdot 0.44\text{ksi}}{0.06\text{ksi} \cdot 26.67} \\ \gamma_c &= 0.28\end{aligned}$$

$\gamma_{s,eq}$ es la deformación por corte en la capa debido a las cargas sísmicas y d_t es el desplazamiento total de diseño.

$$\begin{aligned}\gamma_{s,eq} &= \frac{d_t}{T_r} \\ \gamma_{s,eq} &= \frac{14.43\text{in}}{5.2\text{in}} \\ \gamma_{s,eq} &= 2.78\end{aligned}$$

γ_r es la deformación por corte debido a una rotación y D_r es el coeficiente de forma rotacional y en aisladores circulares tiene un valor de 0.375 y θ es la rotación de diseño debido a DL, LL y efectos de construcción, dado que el valor real de θ no puede conocerse en este momento un valor de 0.01 es sugerido como una medida provisional incluyendo las incertidumbres según el artículo 14.4.2.1 del LRFD.



$$\gamma_r = \frac{D_r \cdot B^2 \cdot \theta}{t_r \cdot T_r}$$
$$\gamma_r = \frac{0.375 \cdot (25.59\text{in})^2 \cdot 0.01}{0.24\text{in} \cdot 5.2\text{in}}$$
$$\gamma_r = 2$$

Los artículos 14.2 y 14.3 exigen que el esfuerzo cortante total aplicado de todas las fuentes en una sola capa no debe ser exceder a 5,5.

$$\gamma_c + \gamma_{s,eq} + 0.5 \cdot \gamma_r \leq 5.5$$
$$0.28 + 2.78 + 0.5 \cdot 2 \leq 5.5$$
$$\therefore 4.06 \leq 5.5$$

- **Verificación de la estabilidad de carga vertical en estado no deformado**

La inercia del aislador se calcula en función del diámetro.

$$I = \frac{\pi \cdot B^4}{64}$$
$$I = \frac{\pi \cdot (25.59\text{in})^4}{64}$$
$$I = 21051.76\text{in}^4$$

La rigidez rotacional de aislador se calcula en función al módulo de compresibilidad y la altura del caucho y la inercia del aislador.

$$K_\theta = \frac{E_b \cdot I}{T_r}$$
$$K_\theta = \frac{83.14\text{ksi} \cdot 21051.76\text{in}^4}{5.2\text{in}}$$
$$K_\theta = 336776.43 \frac{\text{kin}}{\text{rad}}$$
$$K_\theta = 3880.12 \frac{\text{tonf} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$$

La capacidad de carga crítica de un aislador con desplazamiento de corte igual cero viene dada por la siguiente ecuación:

$$P_{cr(\Delta=0)} = \frac{k_d \cdot H_{eff}}{2} \left[\sqrt{\left(1 + \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot K_\theta}{k_d \cdot H_{eff}^2}\right)} - 1 \right]$$

Dado que los aisladores elastoméricos típicamente tienen altos factores de forma S, la fórmula inicial para determinar la capacidad de carga crítica de un aislador se reduce a la siguiente expresión:

$$\text{if, } \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot K_\theta}{k_d \cdot H_{eff}^2} \gg 1$$

$$P_{cr(\Delta=0)} = \pi \cdot \sqrt{k_d \cdot K_\theta}$$

$$P_{cr(\Delta=0)} = \pi \cdot \sqrt{5.65 \frac{\text{kipf}}{\text{in}} \cdot 336776.43 \frac{\text{kipf} \cdot \text{in}}{\text{rad}}}$$

$$P_{cr(\Delta=0)} = 4335.42 \text{kipf}$$

Se exige que el ratio entre capacidad de carga crítica de un aislador con desplazamiento de corte igual a cero y la carga de servicio sea mayor o igual que 3.

$$\frac{P_{cr(\Delta=0)}}{P_{DL} + P_{LL}} \geq 3$$
$$\frac{4335.42 \text{kipf}}{222.26 \text{kipf} + 25.68 \text{kipf}} \geq 3$$
$$\therefore 17.49 \geq 3$$

- **Verificación de la estabilidad de carga vertical en estado deformado**

El área bruta del aislador se calcula en función del diámetro del aislador.

$$A_{\text{gross}} = \frac{\pi \cdot B^2}{4}$$

$$A_{\text{gross}} = \frac{\pi \cdot (25.59 \text{in})^2}{4}$$

$$A_{\text{gross}} = 514.34 \text{in}^2$$

El ángulo del área de superposición se calcula a partir del desplazamiento máximo y el diámetro.

$$\delta = 2 \cdot \cos\left(\frac{\Delta}{B}\right)^{-1}$$

$$\delta = 2 \cdot \cos\left(\frac{14.43\text{in}}{25.59\text{in}}\right)^{-1}$$

$$\delta = 1.94\text{rad}$$

El área de superposición entre las áreas de las placas superior e inferior del aislador desplazado se calcula a partir del ángulo de superposición.

$$A_r = B^2 \cdot \frac{\delta - \sin(\delta)}{4}$$

$$A_r = (25.59\text{in})^2 \cdot \frac{1.94\text{rad} - \sin(1.94\text{rad})}{4}$$

$$A_r = 165.74\text{in}^2$$

La capacidad de carga crítica de un aislador con desplazamiento de corte igual a Δ se aproxima mediante la siguiente ecuación.

$$P_{cr(\Delta)} = \frac{A_r}{A_{\text{gross}}} \cdot P_{cr(\Delta=0)}$$

$$P_{cr(\Delta)} = \frac{165.74\text{in}^2}{514.34\text{in}^2} \cdot 4335.42\text{kipf}$$

$$P_{cr(\Delta)} = 1397.01\text{kipf}$$

Se exige que el ratio entre capacidad de carga crítica de un aislador con desplazamiento de corte igual a Δ y la carga amplificada sea mayor o igual que 1.

$$\frac{P_{cr(\Delta)}}{1.2 \cdot P_{DL} + P_{SL}} \geq 1$$
$$\frac{1397.01\text{kipf}}{1.2 \cdot 222.26\text{kipf} + 163.38\text{kipf}} \geq 1$$
$$\therefore 3.25 \geq 1$$

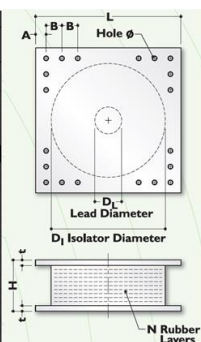
- **Dimensiones del aislador LRB según catalogo DIS**

Una vez que ya se ha verificado los parámetros y dimensiones de diseño, se define las propiedades del aislador LRB según el catálogo de Seismic Isolation For Building and Bridges.

Figura 115

Dimensiones de diseño del aislador elastomérico

Isolator Diameter, D _i (mm)	DESIGN PROPERTIES				Maximum Displacement, D _{max} (mm)	Axial Load Capacity P _{max} (kN)	DEVICE SIZE				MOUNTING PLATE DIMENSIONS				
	Yielded Stiffness, K _y (kN/mm)	Characteristic Strength, Q ₀ (kN)	Compression Stiffness, K _c (kN/mm)	>50			Isolator Diameter, D _i (mm)	Isolator Height, H (mm)	Number of Rubber Layers, N	Lead Diameter, D _L (mm)	L (mm)	t (mm)	Hole Qty.	Hole Ø (mm)	A (mm)
305	0.2-0.9	0-65	>50	150	450	305	125-280	4-14	0-100	355	25	4	27	50	-
355	0.2-1.2	0-65	>100	150	700	355	150-305	5-16	0-100	405	25	4	27	50	-
405	0.3-1.6	0-110	>100	200	900	405	175-330	6-20	0-125	455	25	4	27	50	-
455	0.3-2.0	0-110	>100	250	1,150	455	175-355	6-20	0-125	510	25	4	27	50	-
520	0.4-2.3	0-180	>200	300	1,350	520	205-380	8-24	0-180	570	25	8	27	50	50
570	0.5-2.8	0-180	>500	360	1,800	570	205-380	8-24	0-180	620	25	8	27	50	50
650	0.5-3.5	0-220	>700	410	2,700	650	205-380	8-24	0-205	700	32	8	27	50	50
700	0.5-4.2	0-220	>800	460	3,100	700	205-430	8-30	0-205	750	32	8	33	65	75
750	0.7-4.7	0-265	>900	460	3,600	750	230-455	8-30	0-230	800	32	8	33	65	75
800	0.7-5.3	0-265	>1,000	510	4,000	800	230-510	8-33	0-230	850	32	8	33	65	75
850	0.7-6.1	0-355	>1,200	560	4,900	850	230-535	8-35	0-255	900	38	12	33	65	95
900	0.7-6.1	0-355	>1,400	560	5,800	900	255-560	9-37	0-255	955	38	12	33	65	95
950	0.7-6.1	0-490	>1,800	610	6,700	950	255-585	10-40	0-280	1005	38	12	33	65	95
1000	0.8-6.3	0-490	>1,900	660	7,600	1000	280-635	11-40	0-280	1055	38	12	40	75	115
1050	0.9-6.3	0-580	>2,100	710	8,500	1050	305-660	12-45	0-305	1105	44	12	40	75	115
1160	1.1-6.5	0-665	>2,800	760	13,800	1160	330-760	14-45	0-330	1205	44	12	40	75	115
1260	1.2-6.7	0-755	>3,700	810	20,500	1260	355-760	16-45	0-355	1335	44	16	40	75	115
1360	1.4-7.0	0-890	>5,100	860	27,600	1360	405-760	18-45	0-380	1435	51	16	40	75	115
1450	1.6-7.2	0-1,025	>5,300	910	33,400	1450	430-760	20-45	0-405	1525	51	20	40	75	115
1550	1.8-7.4	0-1,025	>6,500	910	40,000	1550	455-760	22-45	0-405	1625	51	20	40	75	115



Nota: Adaptado del catálogo Seismic Isolation For Building and Bridges

3.10.2. Modelo estructural

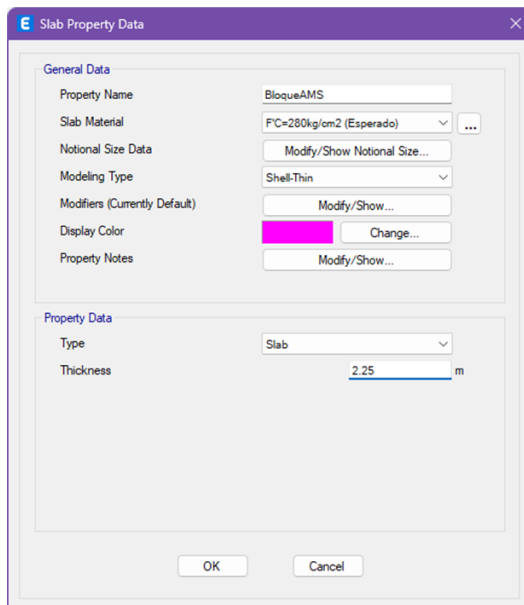
El modelo estructural ya se ha realizado en la sección anterior para poder analizar el sistema principal, de manera que para el modelo estructural del sistema sintonizado se tiene que adicionar el AMS. Este dispositivo de protección sísmica se conforma de dos bloques de concreto como sintonizador de masa acoplados al sistema principal a través de ocho aisladores LRB.

- **Modelo del bloque del AMS**

El bloque del AMS se ha modelado mediante un elemento Shell tipo Slab con una altura de 2.25 m y dimensiones de 6.95 m y 8.4 m, las cuales están apoyadas en nodos de placas y columnas para un adecuado comportamiento estructural en desplazamientos y transferencia de carga.

Figura 116

Propiedades del bloque del AMS



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

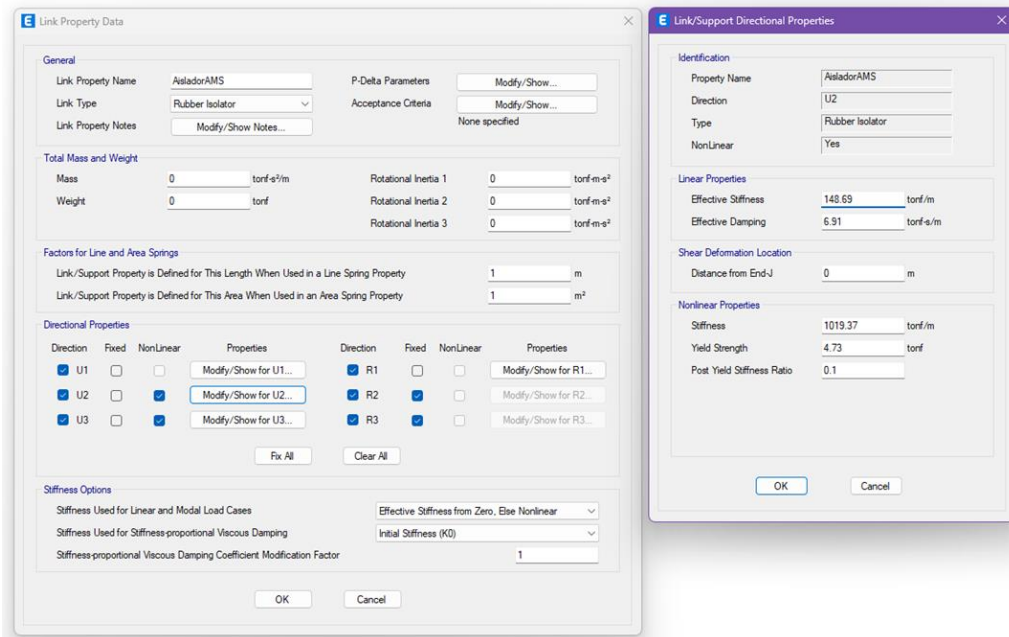
- **Modelo de los aisladores del AMS**

Los aisladores del AMS se ha modelado mediante elementos Link del tipo Rubber Isolator, se ha considerado según los ejes locales y global definidos por Etabs: los grados de libertad U2 y U3 para los desplazamientos en las direcciones X e Y respectivamente y el grado de libertad R1 para la rotación alrededor de la dirección Z, no obstante los grados de libertad U1, R2, y R3 han sido fijados para representar el modelo matemático del AMS.

Según el diseño que se ha realizado en la sección anterior, los parámetros lineales del elemento link del AMS son: rigidez lateral efectiva igual a 148.69 tonf/m, rigidez rotacional efectiva igual 3880.12 tonf-m/rad y amortiguamiento efectivo igual a 6.91 tonf-s/m, los parámetros no lineales del elemento link del AMS son: rigidez elástica igual a 1019.37 tonf/m, resistencia de fluencia igual a 4.73 tonf y un ratio de 0.1 para rigidez post-fluencia.

Figura 117

Propiedades de los aisladores del AMS

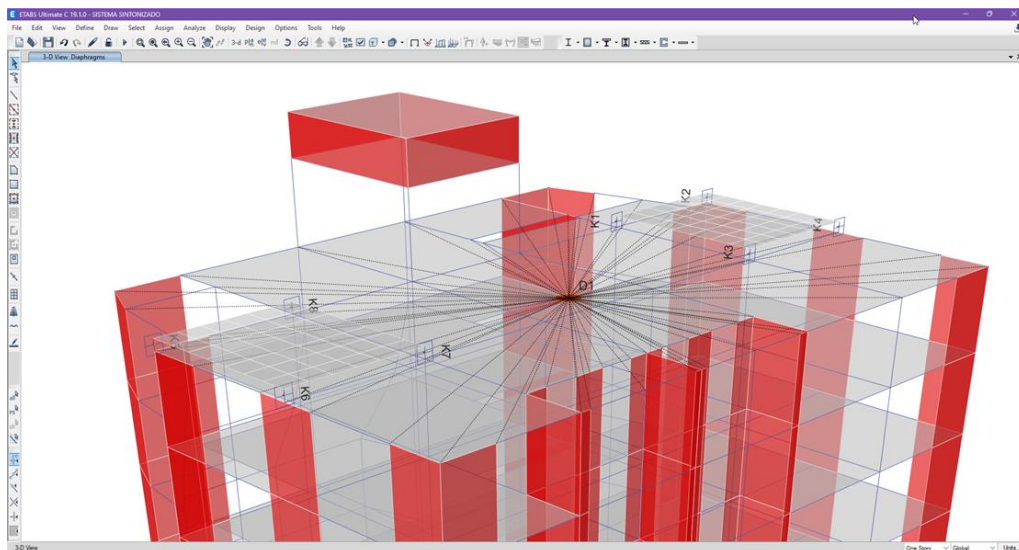


Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Para un comportamiento adecuado del AMS se debe de modelar en el centro de masa, sin embargo, al ser un sistema de 2 AMS se modela de forma simétrica con respecto al centro de masa.

Figura 118

Modelo estructural del AMS en Etabs



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

3.10.3. Análisis dinámico modal espectral

- **Modos de vibración**

Los modos de vibración permiten obtener el valor de los periodos del sistema sintonizado, se tiene un periodo de 1.625 segundos y 1.699 segundos en las direcciones X e Y respectivamente.

Figura 119

Modos de vibración del sistema sintonizado

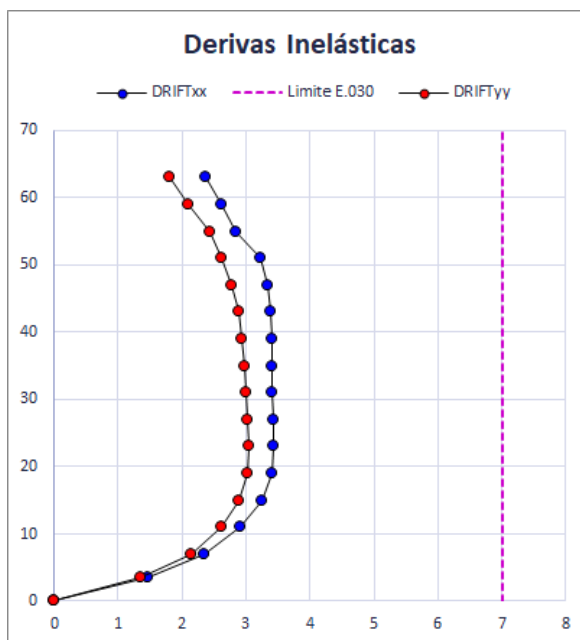
TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	1.699	0.001	0.471	0.000	0.001	0.471	0.000	0.370	0.000	0.000	0.370	0.000	0.000
Modal	2	1.625	0.308	0.000	0.000	0.309	0.471	0.000	0.000	0.294	0.047	0.370	0.294	0.047
Modal	3	1.505	0.018	0.000	0.000	0.326	0.472	0.000	0.000	0.024	0.125	0.370	0.318	0.173
Modal	4	1.443	0.000	0.000	0.000	0.326	0.472	0.000	0.000	0.000	0.000	0.370	0.318	0.173
Modal	5	1.229	0.002	0.279	0.000	0.328	0.751	0.000	0.036	0.000	0.000	0.406	0.318	0.173
Modal	6	1.154	0.332	0.001	0.000	0.660	0.752	0.000	0.000	0.078	0.051	0.406	0.396	0.223
Modal	7	0.924	0.077	0.000	0.000	0.738	0.753	0.000	0.000	0.024	0.521	0.406	0.420	0.745
Modal	8	0.617	0.000	0.000	0.000	0.738	0.753	0.000	0.000	0.000	0.000	0.406	0.420	0.745
Modal	9	0.614	0.000	0.000	0.000	0.738	0.753	0.000	0.000	0.000	0.005	0.406	0.420	0.749

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Derivas inelásticas**

Figura 120

Derivas inelásticas del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Se ha calculado una deriva inelástica máxima de 3.44‰ y 3.04‰ en las direcciones X e Y respectivamente.

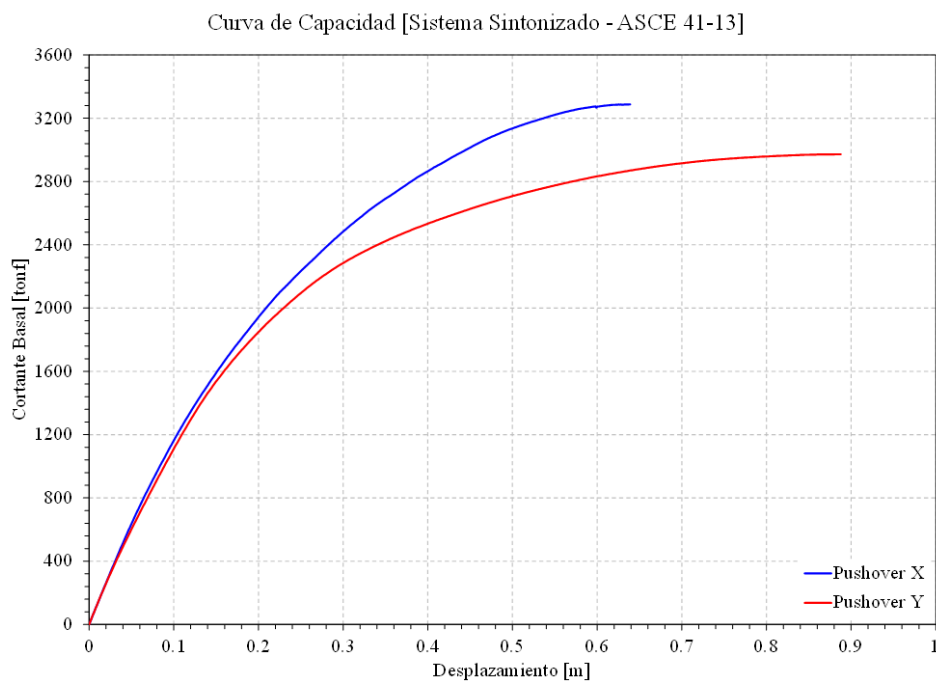
3.10.4. Análisis no lineal estático

De manera análoga al sistema principal ahora se realiza este análisis para el nuevo sistema.

- **Curva de capacidad y punto de desempeño**

Figura 121

Curva de capacidad XY del sistema sintonizado

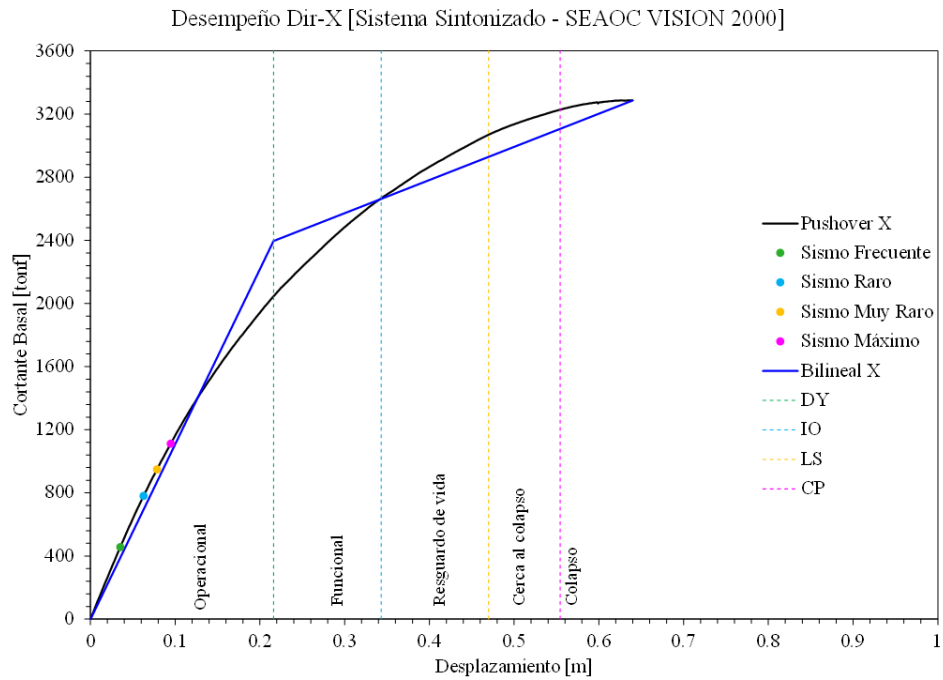


Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Tanto en la dirección X como en la dirección Y se encuentra en estado operacional para los sismos frecuente, raro, muy raro y máximo.

Figura 122

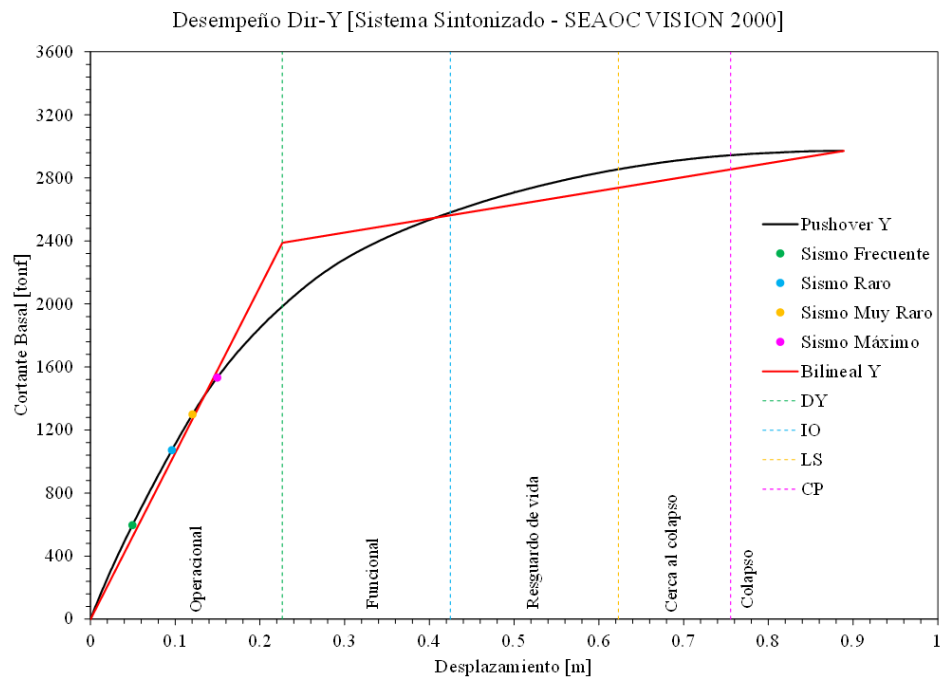
Desempeño dirección X del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 123

Desempeño dirección Y del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Desempeño sísmico**

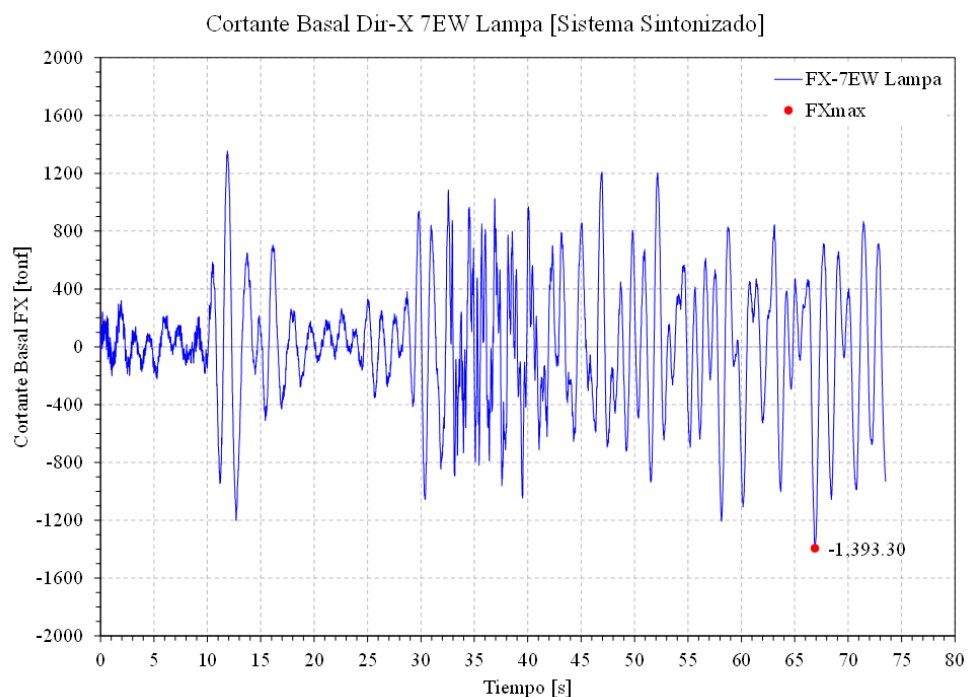
Con el enfoque determinista a través del SEAOC VISION 2000 y ASCE 41-23 podemos tener una idea de cómo será la resiliencia sísmica, es decir según este enfoque la resiliencia se interpreta como: No hay ningún daño presente. El edificio es seguro y todas las instalaciones y servicios funcionan con normalidad. La estructura mantiene su rigidez y resistencia, por lo que no se requieren reparaciones. SEAOC (1995)

3.10.5. Análisis no lineal tiempo-historia

Para el sistema sintonizado al igual que el sistema principal se va a presentar el caso más crítico de este análisis ocasionado por el registro sísmico denominado 7EW Lampa.

Figura 124

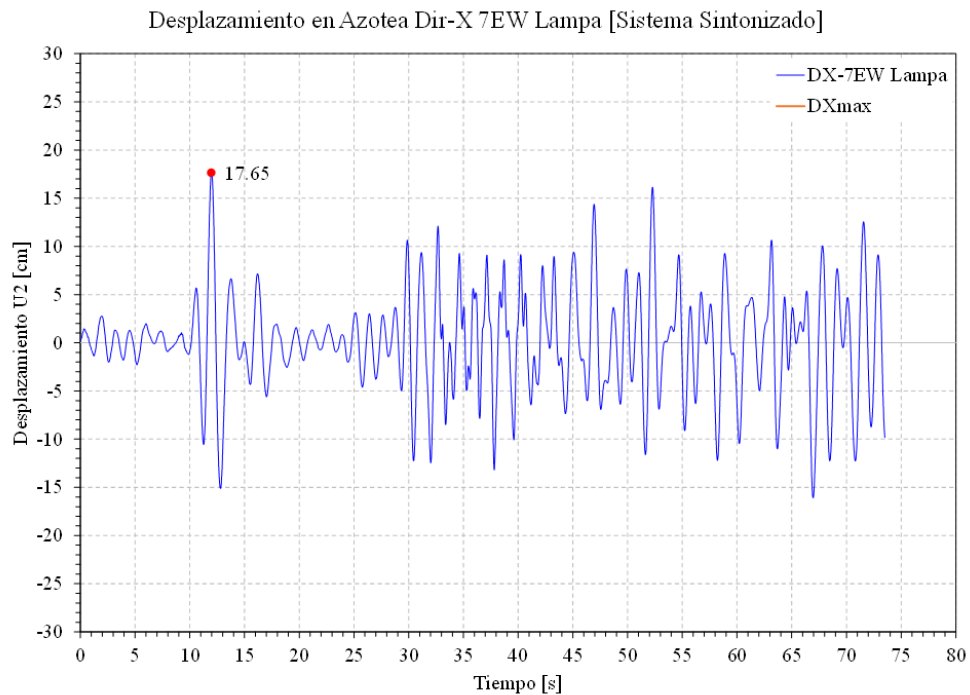
Fuerza basal máxima dirección X del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 125

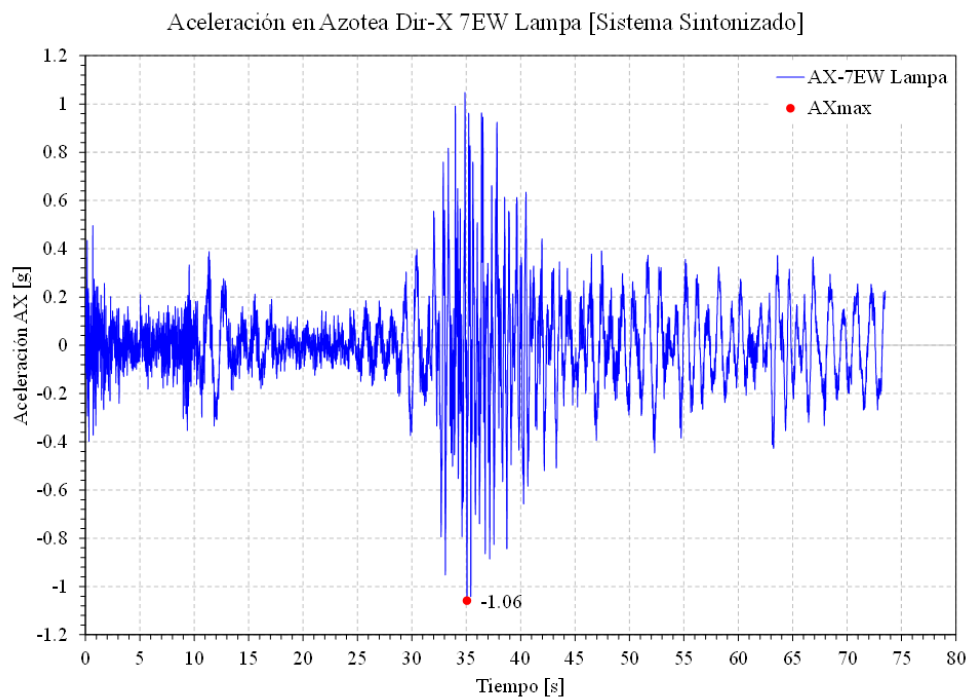
Desplazamiento máximo dirección X del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 126

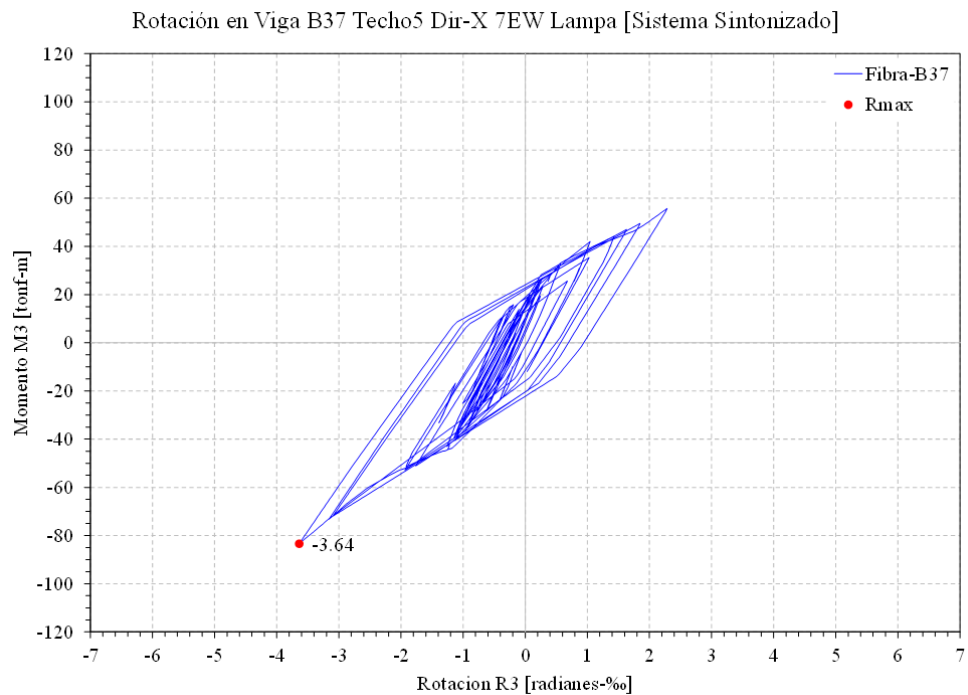
Aceleración máxima dirección X del sistema sintonizado



Nota. Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel.

Figura 127

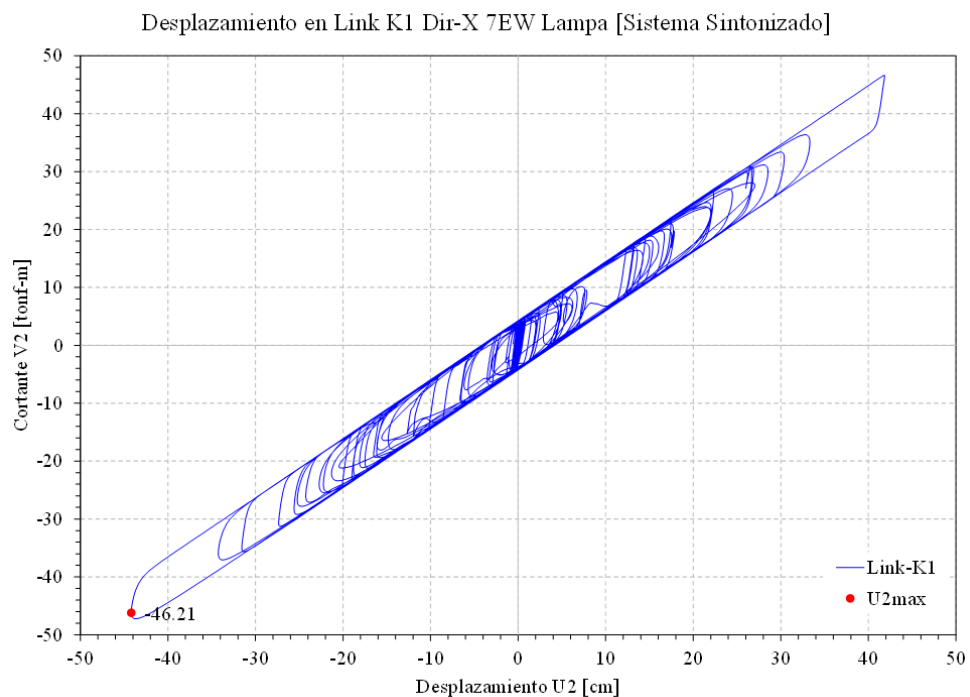
Rotación máxima dirección X del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Figura 128

Histéresis máxima del AMS dirección X del sistema sintonizado



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs y Microsoft Excel

Adicionalmente para el sistema sintonizado ahora se evalúa los desplazamientos del AMS que son representados por elementos Link simulando a los aisladores sísmicos del AMS, donde podemos verificar que alcanza un desplazamiento máximo de 46.21 cm en contraste con el diseño para 36.65 cm realizado por el análisis modal espectral es superior. Sin embargo volviendo a verificar la estabilidad ante carga vertical y los límites de deformación cumple sin ningún inconveniente.

3.11. ANÁLISIS DE DAÑOS

3.11.1. Organización de los elementos

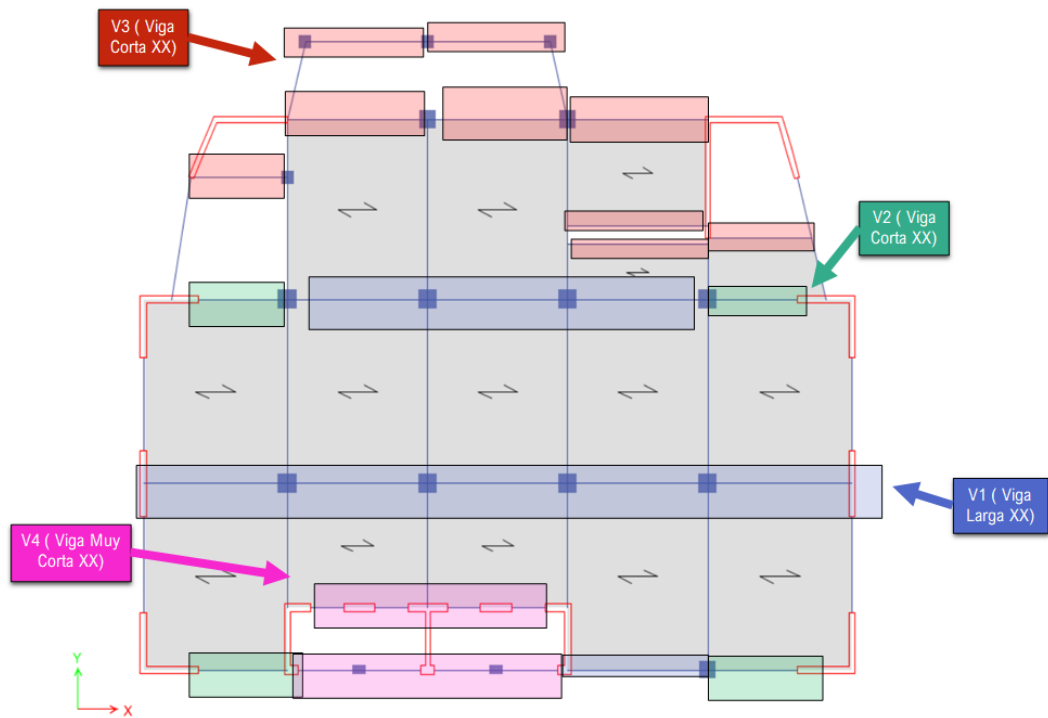
Dado que se tiene una gran cantidad de elementos estructurales en la edificación y con el objetivo de obtener resultados de manera óptima se vio por conveniente sectorizar los elementos vigas y columnas en función a características similares como dirección, sección, dimensión, ubicación y/o sollicitación. Sin embargo en caso de las placas debido a su importancia se ha agrupado de manera detallada.

- **Sectorización de vigas**

Las vigas se han agrupado en función a sus dimensiones y/o ubicaciones similares (largas, cortas, muy cortas, centrales y exteriores) y por su respectiva dirección de análisis X e Y. Por lo tanto se agruparon en 8 grupos: V1 (viga larga XX), V2 (viga corta central XX), V3 (viga corta exterior XX), V4 (viga muy corta XX), V5 (viga larga YY), V6 (viga corta central YY), V7 (viga corta exterior YY) y V8 (viga muy corta YY).

Figura 129

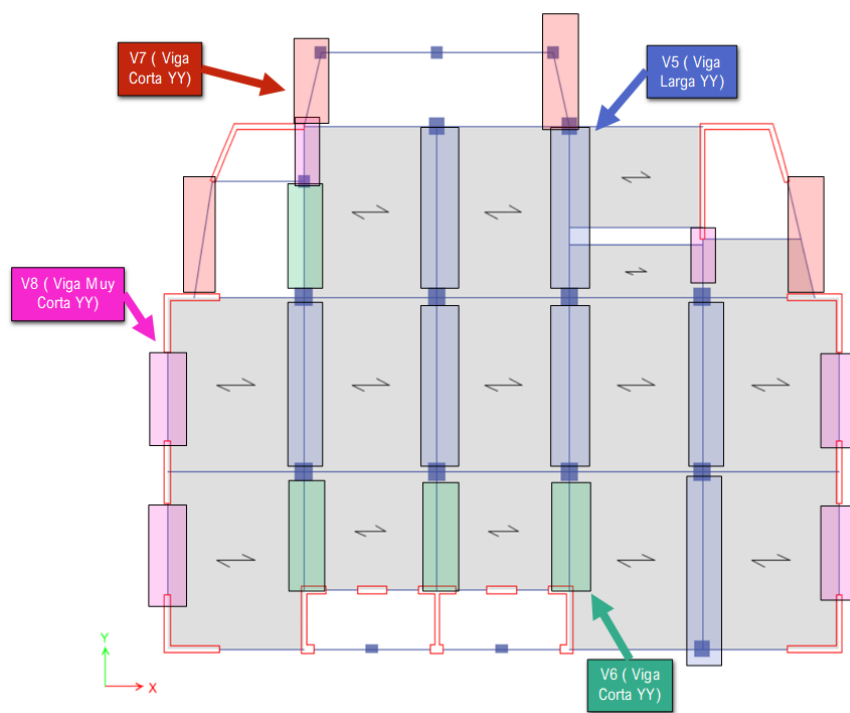
Sectorización de vigas dirección X



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 130

Sectorización de vigas dirección Y

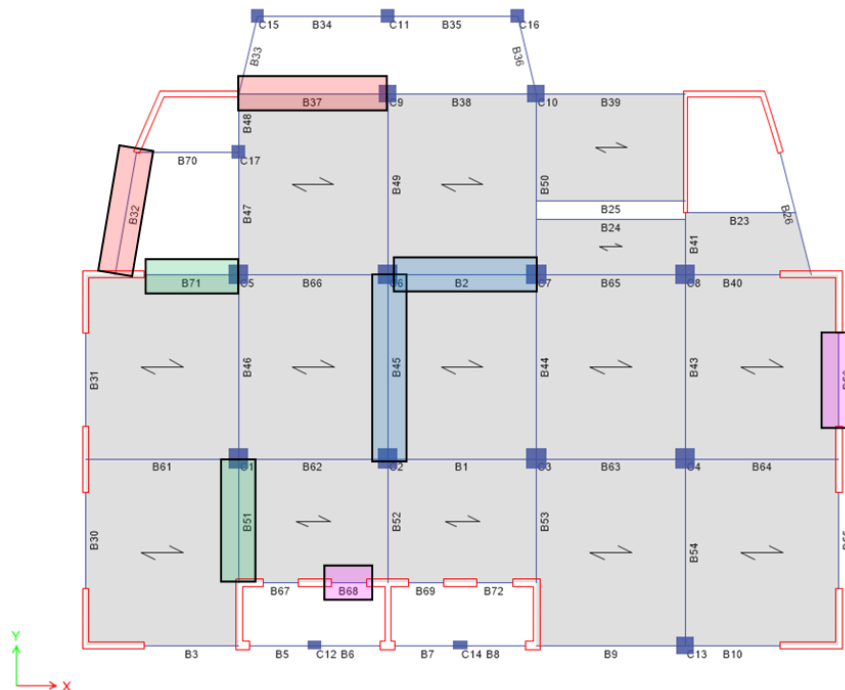


Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Después de agrupar se eligió las más representativas por cada grupo. En la dirección X se eligieron las vigas B2, B71, B37 y B68, en la dirección Y se eligieron las vigas B45, B51, B32 y B56, de tal manera se tiene un total de 8 vigas para analizar y representar a toda la estructura.

Figura 131

Vigas representativas por grupo



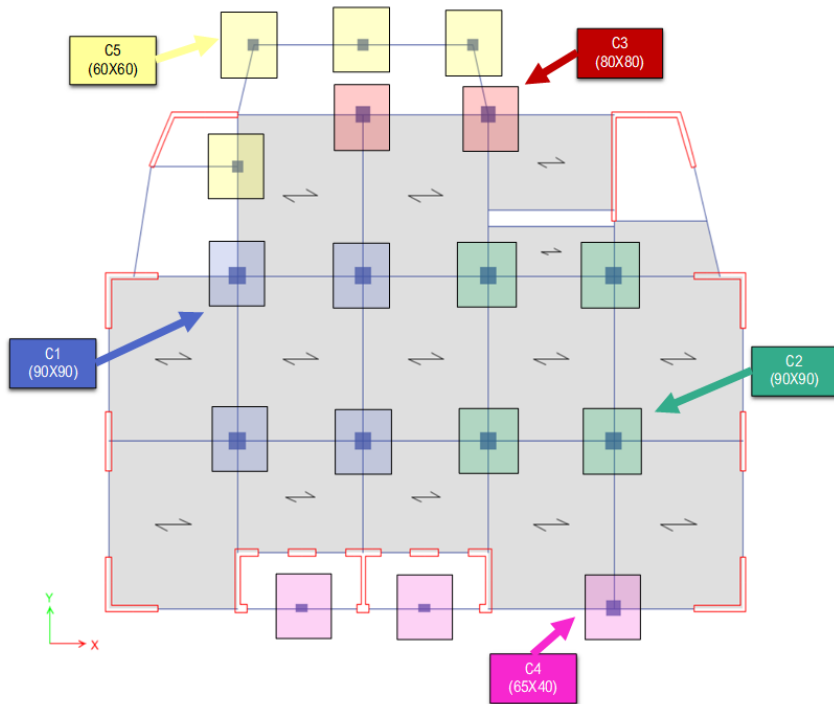
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

- **Sectorización de columnas**

Las columnas se han agrupado en función a sus secciones y/o ubicaciones similares (90x90, 80x80, 65x40, 60x60, centrales y exteriores) y en cuanto a la dirección de análisis es bidireccional XY. Por lo tanto se agruparon en 5 grupos: C1 (90x90), C2 (90x90), C3 (80x80), C4(65x40), C5(60x60).

Figura 132

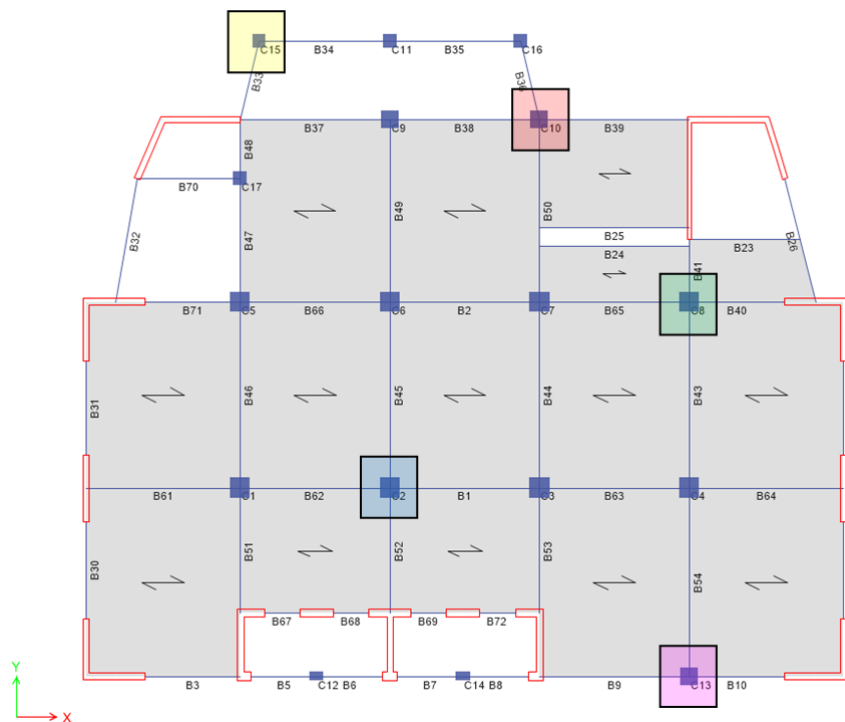
Sectorización de columnas XY



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Figura 133

Columnas representativas por grupo



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

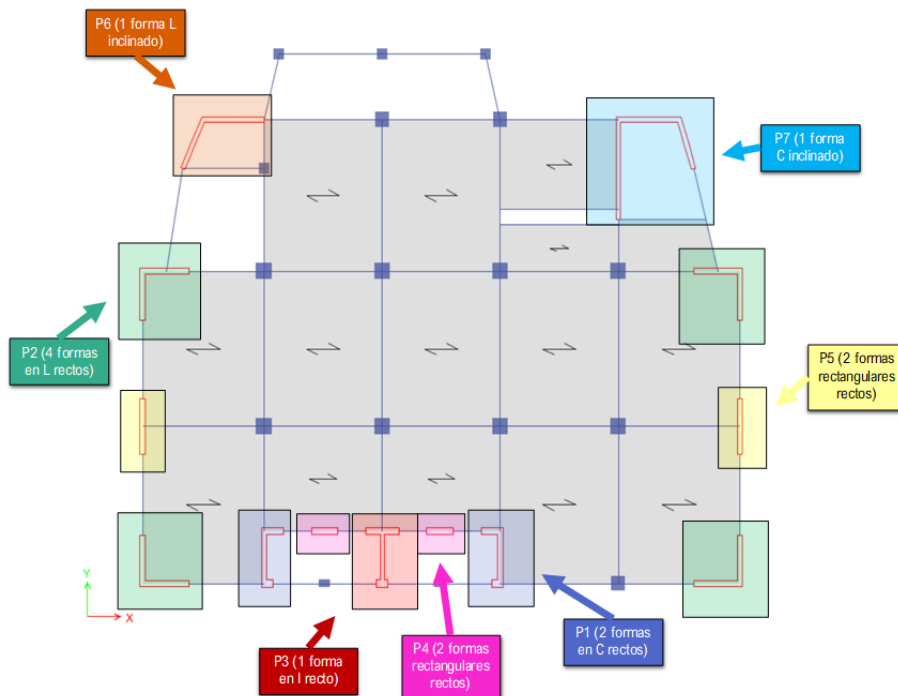
Después de agrupar se eligió las más representativas por cada grupo. Se eligieron las columnas C2, C8, C10, C13 y C15, de tal manera se tiene un total de 5 columnas para analizar y representar a toda la estructura.

- **Sectorización de placas**

Las placas se han agrupado en función a sus formas, dimensiones y/o ubicaciones similares (rectangular, L, I, C, inclinados y rectos) y por su respectiva dirección de análisis X e Y. Por lo tanto se agruparon en 7 grupos: P1 (2 formas en C rectos), P2 (4 formas en L rectos), P3 (1 forma en I recto), P4 (2 formas rectangulares rectos), P5 (2 formas rectangulares rectos), P6 (1 forma L inclinado), y P7 (1 forma C inclinado).

Figura 134

Sectorización de placas XY

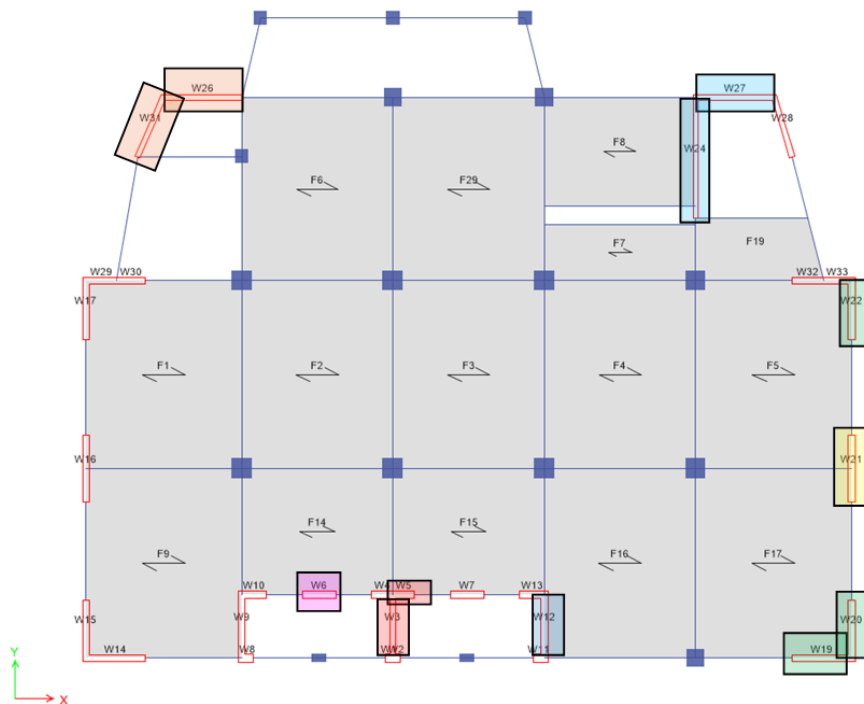


Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Después de agrupar se eligió las más representativas por cada grupo. En la dirección X se eligieron las placas W19, W5, W6, W26 y W27, en la dirección Y se eligieron las placas W31, W24, W22, W21, W20, W12 y W3, de tal manera se tiene un total de 12 placas para analizar.

Figura 135

Placa representativas por grupo



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Etabs

Tabla 14

Resumen elementos seleccionados

	Vigas	Columnas	Placas
Dirección X	B2, B71, B37 y B68	C10, C13 y C15	W19, W5, W6, W26 y W27
Dirección Y	B45, B51, B32, y B56	C2 y C8	W31, W24, W22, W21, W20, W12 y W3

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

3.11.2. Grupos de fragilidad

- **Componentes estructurales**

Los componentes estructurales fueron elegidos basados en la metodología del FEMA P-58 y las características particulares del edificio en estudio, los grupos de fragilidad se definieron para representar elementos estructurales como viga, columna, placa y losa.

- **Componentes no estructurales**

Los componentes no estructurales fueron elegidos en función a la metodología del FEMA P-58 y las características particulares del edificio en estudio, los grupos de fragilidad para representar elementos no estructurales como muro de albañilería, muro cortina, parapeto, tabiquería, escalera, cielo raso, luminarias, tubería de agua, tubería de desagüe y tubería de ACI.

FEMA P-58 tiene una hoja de cálculo Normative Quantities la cual en función de la ocupación y dimensiones del edificio brinda cantidades y grupos de fragilidad probables.

Empleando la hoja de cálculo Normative Quantities y contrastando con los metrados y los planos del expediente técnico se determinaron las siguientes cantidades para los grupos de fragilidad.

Tabla 15

Grupos de fragilidad dirección X

Fragility Number	Fragility Name	EDP	Quantity Value
B1041.001c	Viga B37-X [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	73



Fragility Number	Fragility Name	EDP	Quantity Value
B1041.001d	Viga B2-X [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides]	Rotation	173
B1041.001e	Viga B68-X [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam both sides]	Rotation	128
B1041.001f	Viga B71-X [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	118
B1041.021c	Columna C15-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	61
B1041.023c	Columna C2-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides]	Rotation	64
B1041.023d	Columna C8-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides]	Rotation	64
B1041.023e	Columna C10-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side]	Rotation	32
B1041.023f	Columna C13-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side]	Rotation	48
B1044.091a	Placa W19-X [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	53.6
B1044.091b	Placa W5-X [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	26.72
B1044.091c	Placa W6-X [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	14.4
B1044.091d	Placa W26-X [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	18.88
B1044.091e	Placa W27-X [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	18.88
B1052.003	Muro de albañilería [Special reinforced masonry walls with fully grouted cells, 8" to 12" thick, flexure dominated up to 12' tall]	Story Drift Ratio	48.94
B2022.033	Muro cortina [Midrise stick-built curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Not laminated, Glass Type: Annealed, Details: 1/4 in. (6 mm) AN monolithic; glass-frame clearance = 0.13 in. (3 mm); aspect ratio = 6:5 sealant = dry]	Story Drift Ratio	1392.48
C1011.001a	Tabiquería [Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Height, Fixed Below, Fixed Above]	Story Drift Ratio	42.56
C2011.021e	Escalera "Monolithic cast-in-place and precast concrete stairs with no seismic joints - replace in kind if replacement]	Story Drift Ratio	16



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT

Tabla 16

Grupos de fragilidad dirección Y

Fragility Number	Fragility Name	EDP	Quantity Value
B1041.001g	Viga B45-Y [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides]	Rotation	109
B1041.001h	Viga B32-Y [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	56
B1041.001i	Viga B56-Y [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	116
B1041.001j	Viga B51-Y [ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides]	Rotation	63
B1041.021c	Columna C15-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side]	Rotation	61
B1041.023c	Columna C2-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides]	Rotation	64
B1041.023d	Columna C8-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides]	Rotation	64
B1041.023e	Columna C10-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side]	Rotation	32
B1041.023f	Columna C13-XY [ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side]	Rotation	48
B1044.091f	Placa W31-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	29.44
B1044.091g	Placa W22-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	26.72
B1044.091h	Placa W21-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	26.72
B1044.091i	Placa W20-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	28.64
B1044.091j	Placa W12-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	26.72
B1044.091k	Placa W3-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long]	Rotation	31.04
B1044.092a	Placa W24-Y [Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 20' long]	Rotation	15.52
B1052.003	Muro de albañilería [Special reinforced masonry walls with fully grouted cells, 8" to 12" thick, flexure dominated up to 12' tall]	Story Drift Ratio	48.94



Fragility Number	Fragility Name	EDP	Quantity Value
B2022.033	Muro cortina [Midrise stick-built curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Not laminated, Glass Type: Annealed, Details: 1/4 in. (6 mm) AN monolithic; glass-frame clearance = 0.13 in. (3 mm); aspect ratio = 6:5 sealant = dry]	Story Drift Ratio	1392.48
C1011.001a	Tabiqueria [Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Height, Fixed Below, Fixed Above]	Story Drift Ratio	42.56
C2011.021e	Escalera [Monolithic cast-in-place and precast concrete stairs with no seismic joints - replace in kind if replacement is required]	Story Drift Ratio	16

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT

Tabla 17

Grupos de fragilidad no direccionales

Fragility Number	Fragility Name	EDP	Quantity Value
B1049.001a	Losa aligerada [Reinforced concrete flat slabs- columns without shear reinforcing $0 < V_g/V_o < .2$, no continuity reinf]	Story Drift Ratio	243
C3032.001a	Cielorraso [Suspended Ceiling, SDC A,B,C, Area (A): $A < 250$, Vert support only]	Acceleration	198.24
C3034.001	Luminaria [Independent Pendant Lighting - non seismic]	Acceleration	3827.68
D2021.011a	Tuberia de agua [Cold or Hot Potable - Small Diameter Threaded Steel - (2.5 inches in diameter or less), SDC A or B, PIPING FRAGILITY]	Acceleration	36
D2031.011a	Tuberia de desague [Sanitary Waste Piping - Cast Iron w/flexible couplings, SDC A,B, BRACING FRAGILITY]	Acceleration	30.56
D4011.021a	Tuberia de agua contra incendio [Fire Sprinkler Water Piping - Horizontal Mains and Branches - Old Style Victaulic - Thin Wall Steel - No bracing, SDC A or B, PIPING FRAGILITY]	Acceleration	13.28
B3041.001	Parapeto [Masonry Parapet - unreinforced, unbraced]	Acceleration	1

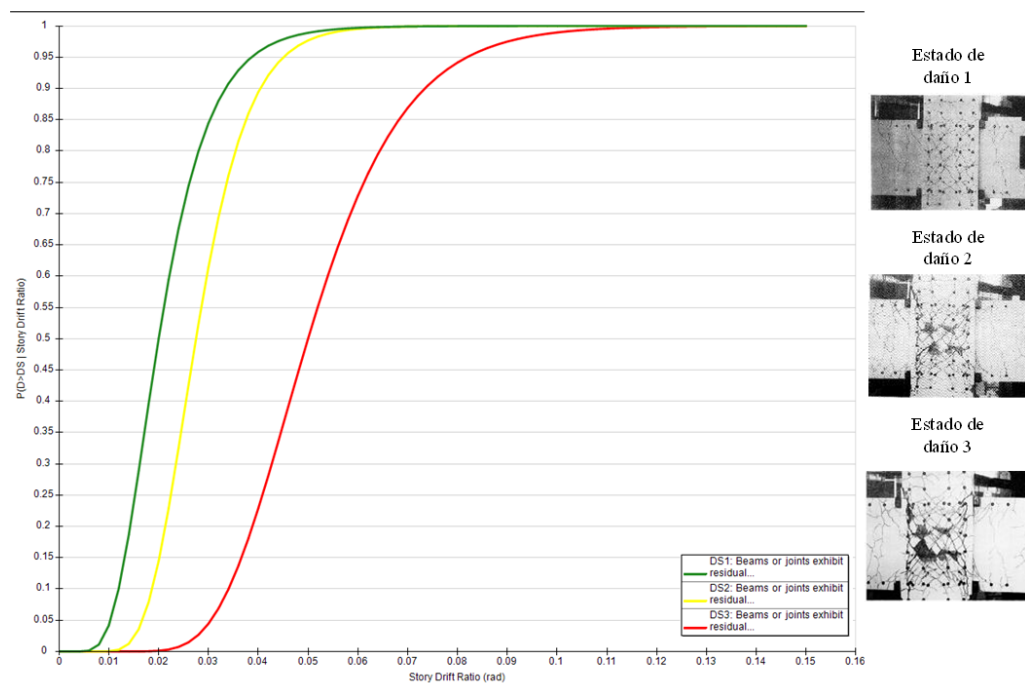
Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT

3.11.3. Funciones de fragilidad

Acorde con la metodología FEMA P-58 se han considerado funciones de fragilidad que están disponibles en el software PACT. Se presenta una de las funciones de fragilidad más importantes que son para las vigas, columnas y placas, el resto de las funciones para componentes no estructurales se encuentran en el software PACT.

Figura 136

Función de fragilidad B1041.001b - Conc Col & Bm



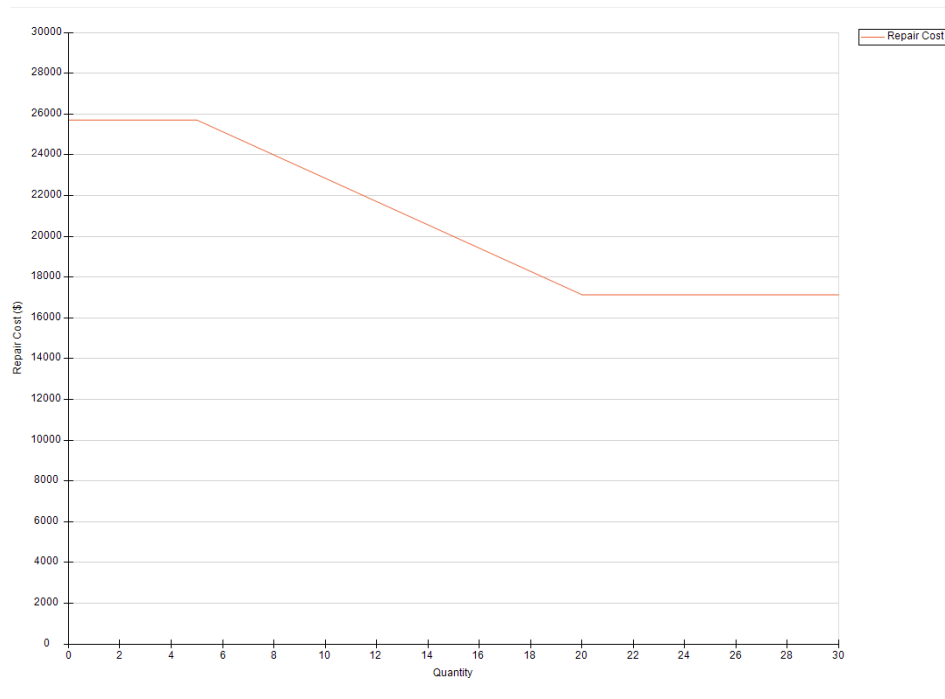
Nota: Adaptado a través del software PACT V3.1.2

3.11.4. Funciones de consecuencia

Acorde con la metodología FEMA P-58 se han considerado las funciones de consecuencia que están disponibles en el software PACT.

Figura 137

Función de consecuencia B1041.001b - Conc Col & Bm



Nota: Adaptado a través del software PACT V3.1.2

3.12. ANÁLISIS DE PERDIDAS

3.12.1. Ratios de materiales y mano de obra

El software PACT trabaja en moneda americana como es el dólar, para poder llevarlo a la realidad de la región de Sudamérica se requiere de factores de conversión que puedan contrastar los costos y las técnicas constructivas de la región de Norteamérica.

Así Silva et al. (2020) “Propone un método racional que considera la inflación, los costos de reparación locales y el tipo de cambio de la moneda local en relación con el dólar.”. Por lo tanto se ha considerado el método racional para establecer la conversión.

En referencia a ratios de la mano de obra local y ratios del costo de los materiales en contraste con otras regiones se ha considerado como referencia la revista de costos International Construction Market Survey de Turner & Townsend (2022).

En la revista de costos para la región de Norteamérica se ha considerado costos para New York de Estados Unidos, y en cuanto a la región de Sudamérica no se tiene disponible el país de Perú por lo que se ha optado por aproximar con los costos de São Paulo de Brasil con el objetivo de establecer factores de conversión que faciliten la comparación entre los procesos de construcción de Norteamérica y Sudamérica.

Figura 138

Costos de construcción internacional por m2 de área interna 2022

North America

Region construction cost performance

International building costs per m ² of internal area, in 2022	New York City USD (ft)	New York City USD (m ²)
Commercial		
CBD Offices – high-rise prestige	850.0	9,146.0
CBD Offices – up to 20 floors medium (A-Grade)	650.0	6,994.0
Office fit-out (30,000sq ft) low specification	160.7	1,729.4
Office fit-out (30,000sq ft) medium specification	243.0	2,614.6
Office fit-out (30,000sq ft) high specification	363.1	3,907.3
Education		
Primary and secondary	585.0	6,294.6
General Hospital (e.g. city teaching hospital)	990.0	10,652.4
Hotels		
3-Star travellers	327.6	3,525.0
5-Star luxury	605.5	6,515.0
Resort style	415.0	4,465.0
Industrial		
Advanced manufacturing facility	603.3	6,491.0
Large warehouse distribution centre	171.4	1,844.1
Retail		
Large shopping centre including mall	372.2	4,005.0
Neighbourhood ind supermarket	223.6	2,406.0
Prestige car showroom	370.6	3,988.0
Residential		
Apartments high-rise	404.5	4,352.0
Townhouses medium standard	227.7	2,450.0
Labour, material and plant costs	New York City USD (hr)	New York City USD (m²)
Labour costs		
Group 1 Tradesman e.g. plumber, electrician	153.0	153.0
Group 2 Tradesman e.g. carpenter, bricklayer	109.0	109.0
Group 3 Tradesman e.g. carpet layer, tiler, plasterer	105.0	105.0
Group 4 Green collar installation operative e.g. insulator/boiler/heat pump	150.0	150.0
General labourer	90.0	90.0
Site foreman	150.0	150.0
Material costs		
13 mm plasterboard (m ²)	1.4	14.5
Concrete 30 MPa (m ³) (1500m ³ job)	16.8	180.8
Concrete block (400x200) per 1000 (>10,000 block job)	153.3	1,650.0
Copper cable (metre) (3C + E, 2.5mm PVC) (100,000m+ job)	1.0	11.0
Copper pipe 15 mm (metre) (1,000m+ job)	2.3	24.5
Emulsion paint (litre)	1.0	11.0
Glass pane 10mm tempered (m ²)	38.0	408.9
Reinforcement bar 16mm (tonne) (120 tonne job)	156.6	1,685.0
Softwood timber for framing 100mm X 50mm (m)	0.7	7.7
Standard brick per 1000	63.7	685.0
Structural steel beams (tonne) (100 tonne+ job)	302.0	3,250.0
Plant costs		
Hire 50t mobile crane + operator (day)	418.2	4,500.0

South America

Region construction cost performance

International building costs per m ² of internal area, in 2022	São Paulo BRL	São Paulo USD
Commercial		
CBD Offices – high-rise prestige	4,149.0	877.5
CBD Offices – up to 20 floors medium (A-Grade)	3,550.0	750.8
Office fit-out (30,000sq ft) low specification	3,947.0	834.8
Office fit-out (30,000sq ft) medium specification	6,819.5	1,442.3
Office fit-out (30,000sq ft) high specification	9,300.0	1,966.9
Education		
Primary and secondary	3,742.0	791.4
General Hospital (e.g. city teaching hospital)	9,566.0	2,023.1
Hotels		
3-Star travellers	7,803.0	1,650.3
5-Star luxury	12,000.0	2,537.9
Resort style	13,000.0	2,749.4
Industrial		
Advanced manufacturing facility	8,500.0	1,797.7
Large warehouse distribution centre	3,028.0	640.4
Retail		
Large shopping centre including mall	3,800.0	803.7
Neighbourhood ind supermarket	4,211.0	890.6
Prestige car showroom	4,904.0	1,037.1
Residential		
Apartments high-rise	2,450.0	518.2
Townhouses medium standard	2,250.0	475.9
Labour, material and plant costs	São Paulo BRL	São Paulo USD
Labour costs		
Group 1 Tradesman e.g. plumber, electrician	29.7	6.3
Group 2 Tradesman e.g. carpenter, bricklayer	28.2	6.0
Group 3 Tradesman e.g. carpet layer, tiler, plasterer	28.1	5.9
Group 4 Green collar installation operative e.g. insulator/boiler/heat pump	28.2	6.0
General labourer	24.5	5.2
Site foreman	53.2	11.2
Material costs		
13 mm plasterboard (m ²)	15.2	3.2
Concrete 30 MPa (m ³) (1500m ³ job)	507.2	107.3
Concrete block (400x200) per 1000 (>10,000 block job)	3,182.5	673.1
Copper cable (metre) (3C + E, 2.5mm PVC) (100,000m+ job)	5.3	1.1
Copper pipe 15 mm (metre) (1,000m+ job)	33.1	7.0
Emulsion paint (litre)	17.4	3.7
Glass pane 10mm tempered (m ²)	520.0	110.0
Reinforcement bar 16mm (tonne) (120 tonne job)	9,470.0	2,002.8
Softwood timber for framing 100mm X 50mm (m)	4.3	0.9
Standard brick per 1000	705.0	149.1
Structural steel beams (tonne) (100 tonne+ job)	17,630.0	3,728.6
Plant costs		
Hire 50t mobile crane + operator (day)	7,056.9	1,492.5

Nota: Adaptado a través de la revista International construction market survey 2022

Tabla 18*Ratios mano de obra y material*

Costo Mano de Obra (\$)		Costo Material (\$)	
São Paulo	New York	São Paulo	New York
6.3	153	3.2	14.5
6	109	107.3	180.8
5.9	105	673.1	1650.0
6	150	1.1	11.0
5.2	90	7.0	24.5
11.2	150	3.7	11.0
		110.0	408.9
		2002.8	1685.0
		0.9	7.7
		149.1	685.0
		3728.6	3250.0
Ratio Mano de obra = 0.1		Ratio Material = 0.9	

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software Microsoft Excel

$$C_{\text{repair,local}} = C_{\text{repair,US}} \cdot \text{RCR}$$

$$C_{\text{repair,local}} = C_{\text{repair,US}} [(1 - f_{\text{lab}}) \cdot r_{\text{mat}} + f_{\text{lab}} \cdot r_{\text{lab}}]$$

El valor de f_{lab} es igual a 0.5 cuando se requiera reemplazar componentes arquitectónicos y estructurales, el valor de r_{lab} es igual a 0.1 y el valor de r_{mat} es igual a 0.9 luego reemplazando en las ecuaciones el valor de RCR resulta:

$$\text{RCR} = [(1 - 0.5) \cdot 0.9 + 0.5 \cdot 0.1]$$

$$\text{RCR} = 0.5$$

Por lo tanto el factor de conversión tiene un valor de 0.5 para poder contrastar los costos de la región Norteamérica a la región Sudamérica.

$$C_{\text{repair,local}} = 0.5 \cdot C_{\text{repair,US}}$$

3.12.2. Tasa de inflación

Adicionalmente el software PACT requiere del valor de inflación, esto debido a que el software tuvo sus inicios en California por el año 2012 y acorde a la metodología FEMA P-58 indica que se debe actualizar el valor de inflación.

Figura 139

Inflación promedio de los Estados Unidos (CPI)

Table: average inflation United States (CPI) - by year

average inflation	inflation	average inflation	inflation
CPI United States 2024	3.17 %	CPI United States 2014	1.62 %
CPI United States 2023	4.14 %	CPI United States 2013	1.47 %
CPI United States 2022	8.01 %	CPI United States 2012	2.07 %
CPI United States 2021	4.69 %	CPI United States 2011	3.16 %
CPI United States 2020	1.24 %	CPI United States 2010	1.64 %
CPI United States 2019	1.81 %	CPI United States 2009	-0.34 %
CPI United States 2018	2.44 %	CPI United States 2008	3.85 %
CPI United States 2017	2.13 %	CPI United States 2007	2.85 %
CPI United States 2016	1.26 %	CPI United States 2006	3.24 %
CPI United States 2015	0.12 %	CPI United States 2005	3.39 %

Display all years

Nota: Adaptado a través de la página web <https://www.inflation.eu>

Con la información obtenida de la página web se ha acumulado la inflación desde el año 2011 hasta el año 2024 determinando un valor de 1.44 el cual se utilizó para actualizar los costos del software PACT.

3.12.3. Configuración PACT

Una vez definido las EDP, los grupos de fragilidad, funciones de fragilidad y funciones de consecuencia y en apoyo en la herramienta PACT del FEMA P-58 se puede analizar las DV.

- **Configuración de factores de costo**

En el software PACT en la pestaña Project Info se configura los factores de costos de reparación local y de fecha, para el factor de multiplicador de costo regional se calculó el valor de 0.5 que corresponde al ratio del costo de reparación local, y para el factor de multiplicador de costo por fecha se calculó el valor de 1.44 que corresponde a la tasa de inflación anual de los Estados Unidos actualizado desde la fecha que se creó el programa hasta la fecha de interés.

Figura 140

Configuración pestaña Project Info del PACT

The screenshot shows the 'Project Info' tab in the PACT Building Modeler software. The window title is 'PACT Building Modeler - SISTEMA_PRINCIPAL'. The menu bar includes 'File', 'Edit', 'Tools', and 'Help'. The 'Project Info' tab is active, showing the following configuration:

- Project ID:** SISTEMA_PRINCIPAL
- Building Description:** Tesis UNA Puno Caso Edificio de Concreto Armado Sistema de Muros Estructurales
- Client:** Universidad Nacional Del Altiplano
- Engineer:** Alexander Noel Oviedo Romero
- Cost Multipliers:**
 - Region Cost Multiplier: 0.50
 - Date Cost Multiplier: 1.44
 - Note: All costs should be relative to 2011 national averages.
- Solver Options:**
 - Solver Random Seed Value: 5 (0 indicates use of new random seed value for each run)

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

- **Configuración de costo de inversión y dimensiones del edificio**

Figura 141

Configuración pestaña Building Info del PACT

The screenshot shows the 'Building Info' tab in the PACT Building Modeler software. The window title is 'PACT Building Modeler - SISTEMA_PRINCIPAL'. The menu bar includes 'File', 'Edit', 'Tools', and 'Help'. The 'Building Info' tab is active, showing the following configuration:

- Number of Stories:** 16
- Total Replacement Cost (\$):** 7,004,987
- Replacement Time (days):** 730.00
- Total Loss Threshold (As Ratio of Total Replacement Cost):** 1
- Core and Shell Replacement Cost (\$):** 3,093,235
- Max Workers per sq. ft.:** 0.001
- Carbon Emissions Replacement (kg):** 2013933.76
- Embodied Energy Replacement (MJ):** 27869146.2
- Most Typical Defaults:**
 - Floor Area (sq. ft.): 8,755.14
 - Story Height (ft.): 13.12

Floor Num	Floor Name	Story Height (ft.)	Area (sq. ft.)	Height Factor	Hazmat Factor	Occupancy Factor
1	Floor 1	11.48	9,343.28	1	1	1
2	Floor 2	11.48	5,630.27	1	1	1
3	Floor 3	13.12	10,111.28	1	1	1
4	Floor 4	13.12	8,755.14	1	1	1
5	Floor 5	13.12	8,755.14	1	1	1
6	Floor 6	13.12	8,755.14	1	1	1
7	Floor 7	13.12	8,755.14	1	1	1
8	Floor 8	13.12	8,755.14	1	1	1
9	Floor 9	13.12	8,755.14	1	1	1
10	Floor 10	13.12	8,755.14	1	1	1
11	Floor 11	13.12	8,755.14	1	1	1
12	Floor 12	13.12	8,755.14	1	1	1
13	Floor 13	13.12	8,755.14	1	1	1
14	Floor 14	13.12	8,742.65	1	1	1
15	Floor 15	13.12	8,725.76	1	1	1
16	Floor 16	13.12	8,627.16	1	1	1
17	Roof 16		9,600.54	1	1	1

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

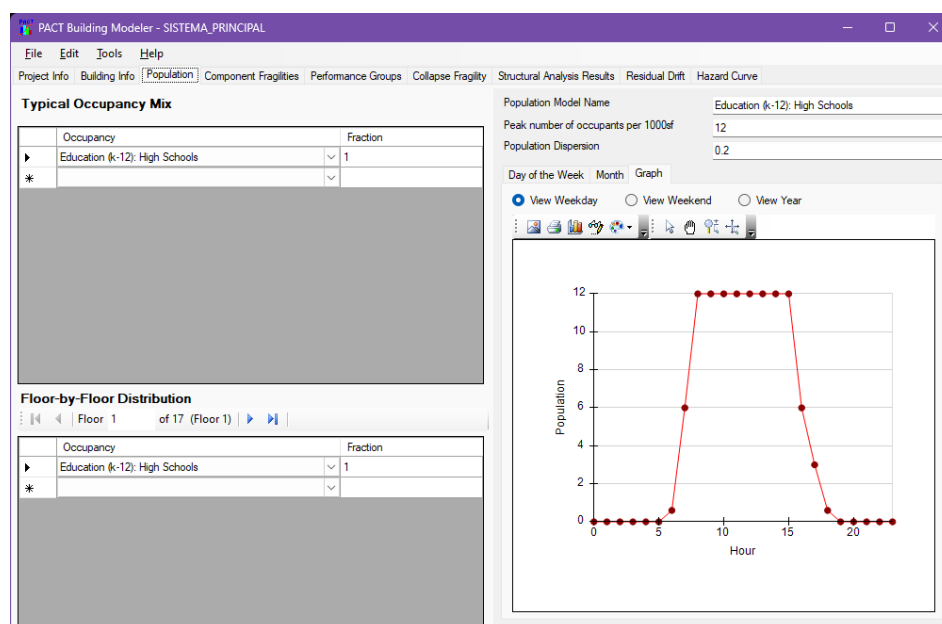
En la pestaña Building Info se configura el número de pisos del edificio que corresponde a 16, el costo total de la edificación según el expediente técnico tiene un valor de 26,618,951.55 soles equivalente a 7,004,987 dólares, el costo asociado a la parte estructural según el expediente técnico tiene un valor de 11,754,292.52 soles equivalente a 3,093,235 dólares, el tiempo de remplazo es igual al tiempo que requirió construir el edificio según el expediente tiene un valor de 730 días, el área típica de piso es de 813.38 m² equivalente a 8,755.14 ft² y la altura típica de piso de 4m equivalente a 13.12 ft.

- **Configuración de ocupación del edificio**

En la pestaña Population se configura la ocupación del edificio que de acuerdo con el expediente técnico se trata de servicios académicos universitarios por lo que eligió un modelo del tipo High School el cual se ajusta con la ocupación del edificio en estudio.

Figura 142

Configuración pestaña Population del PACT



Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

- **Configuración de grupos de fragilidad**

En la pestaña Component Fragilities se configura: Los grupos de fragilidad estructurales como los no estructurales que se definieron en la sección anterior según su dirección de análisis.

Figura 143

Configuración Component Fragilities del software PACT

Category	Component	Dir. 1	Dir. 2	Population Model
B: Shell				
B10: Super Structure				
B101: Floor Construction	Please ...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B102: Roof Construction	Please ...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B103: Structural Steel Elements				
B103: Structural Steel Elements	Please ...	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B104: Reinforced Concrete Elements				
B1041.001d: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides (B2-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001c: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B37-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001e: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam both sides (B68-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001f: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B71-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001h: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B32-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001g: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides (B45-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001i: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides (B51-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.001j: ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B56-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.023d: ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides (C2-XY)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.023d: ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides (C8-XY)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.023e: ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side (C10-XY)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.023f: ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side (C13-XY)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1041.021c: ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (C15-XY)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091b: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W5-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091c: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W6-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091a: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W19-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091d: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W26-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091e: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W27-X)		<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091f: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W3-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091j: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W12-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091k: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W20-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091h: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W21-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.091g: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W22-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools
B1044.092a: Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 20' long (W24-Y)		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Education K-12: High Schools

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

- **Configuración de cantidades y parámetros de demanda**

En la pestaña Performance Groups se asigna la cantidad de elementos por cada grupos que se ha cuantificado en la sección anterior, la dispersión es de 0 porque que se cuenta con cantidades obtenidas del metrado del edificio, no se considera fragilidad correlacionada ya que cada elemento es diferente y se asignan los parámetros de demanda que evaluara su daño para cada elemento como la deriva, aceleración o rotación según corresponda.

Figura 144

Configuración Performance Groups del software PACT

No.	Component Type	Performance Group Quantities	Quantity Dispersion	Fragility Correlated	Population Model	Demand Parameters
B1041.001g	ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides (B45-Y)	7.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	B45-Y
B1041.001h	ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B32-Y)	0.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	B32-Y
B1041.001i	ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (B56-Y)	6.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	B56-Y
B1041.001j	ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam both sides (B51-Y)	4.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	B51-Y
B1041.021c	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 24" x 24", Beam one side (C15-XY)	4.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	C15-XY
B1041.022a	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides (C2-XY)	4.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	C2-XY
B1041.022b	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam both sides (C8-XY)	4.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	C8-XY
B1041.022c	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side (C10-XY)	2.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	C10-XY
B1041.022f	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 36" x 36", Beam one side (C13-XY)	3.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	C13-XY
B1044.051g	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W31-Y)	1.84	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W31-Y
B1044.051h	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W22-Y)	1.67	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W22-Y
B1044.051i	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W21-Y)	1.67	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W21-Y
B1044.051j	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W20-Y)	1.75	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W20-Y
B1044.051k	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W12-Y)	1.67	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W12-Y
B1044.051l	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 15' long (W3-Y)	1.94	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W3-Y
B1044.052a	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 20' long (W24-Y)	0.97	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	W24-Y
B1032.003	Special reinforced masonry walls with fully grouted cells, 8" to 12" thick, Reuse dominated up to 12' tall	3.93	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	Story Drift Ratio
B2022.003	Masonry stick built curtain wall, Config: Monolithic, Lamination: Not laminated, Glass Type: Annealed, Details: 1/4 in. (6 mm) AN monolithic, glass-fra.	97.03	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	Story Drift Ratio
C1011.001a	Wall Partition, Type: Gypsum with metal studs, Full Height, Fixed Below, Fixed Above	2.65	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	Story Drift Ratio
C2011.021e	Monolithic cast-in-place and precast concrete stairs with no seismic joints - replace in kind if replacement is required.	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Education (K-12); High Schools	Story Drift Ratio

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

- **Ingreso de EDP**

Finalmente se ingresaron las EDP que fueron calculadas en la sección anterior mediante un ANLTH en el software Etabs por cada dirección y para cada grupo de fragilidad. Se habilita para 7 escenarios y en cuanto a la precisión del análisis monte Carlo se considera 1000 escenarios posibles.

Figura 145

Configuración Structural Analysis Results del software PACT

Direction	Demand Type	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
Floor 16: Roof (rad)	Story Drift Ratio	0.00269	0.00341	0.00279	0.00407	0.00308	0.00377	0.00297
Floor 15-16 (rad)	Story Drift Ratio	0.00287	0.00357	0.00293	0.00432	0.00329	0.00403	0.0032
Floor 14-15 (rad)	Story Drift Ratio	0.00305	0.00369	0.00342	0.00463	0.0035	0.00454	0.00355
Floor 13-14 (rad)	Story Drift Ratio	0.00315	0.0038	0.00349	0.0049	0.00363	0.00477	0.00387
Floor 12-13 (rad)	Story Drift Ratio	0.00355	0.00416	0.00377	0.00504	0.00363	0.00509	0.00421
Floor 11-12 (rad)	Story Drift Ratio	0.00395	0.0045	0.00401	0.00512	0.00384	0.00537	0.00453
Floor 10-11 (rad)	Story Drift Ratio	0.00432	0.00482	0.0042	0.00513	0.004	0.00562	0.00484
Floor 9-10 (rad)	Story Drift Ratio	0.00463	0.00509	0.00442	0.00505	0.00414	0.00578	0.0051
Floor 8-9 (rad)	Story Drift Ratio	0.00485	0.00525	0.00459	0.0049	0.00431	0.0058	0.00528
Floor 7-8 (rad)	Story Drift Ratio	0.00499	0.00532	0.00474	0.00484	0.00444	0.00569	0.00538
Floor 6-7 (rad)	Story Drift Ratio	0.00504	0.00532	0.00486	0.00483	0.00449	0.00548	0.00539
Floor 5-6 (rad)	Story Drift Ratio	0.00493	0.00518	0.00481	0.0048	0.00448	0.00544	0.00526
Floor 4-5 (rad)	Story Drift Ratio	0.00462	0.00485	0.00453	0.00478	0.00431	0.00524	0.00493
Floor 3-4 (rad)	Story Drift Ratio	0.0041	0.00424	0.00408	0.00454	0.00394	0.00475	0.00432
Floor 2-3 (rad)	Story Drift Ratio	0.00335	0.00351	0.00337	0.00391	0.00331	0.00395	0.00344
Floor 1-2 (rad)	Story Drift Ratio	0.00184	0.00204	0.00198	0.0022	0.00187	0.00228	0.00191

Nota: Elaboración propia. Adaptado a través del software PACT V3.1.2

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

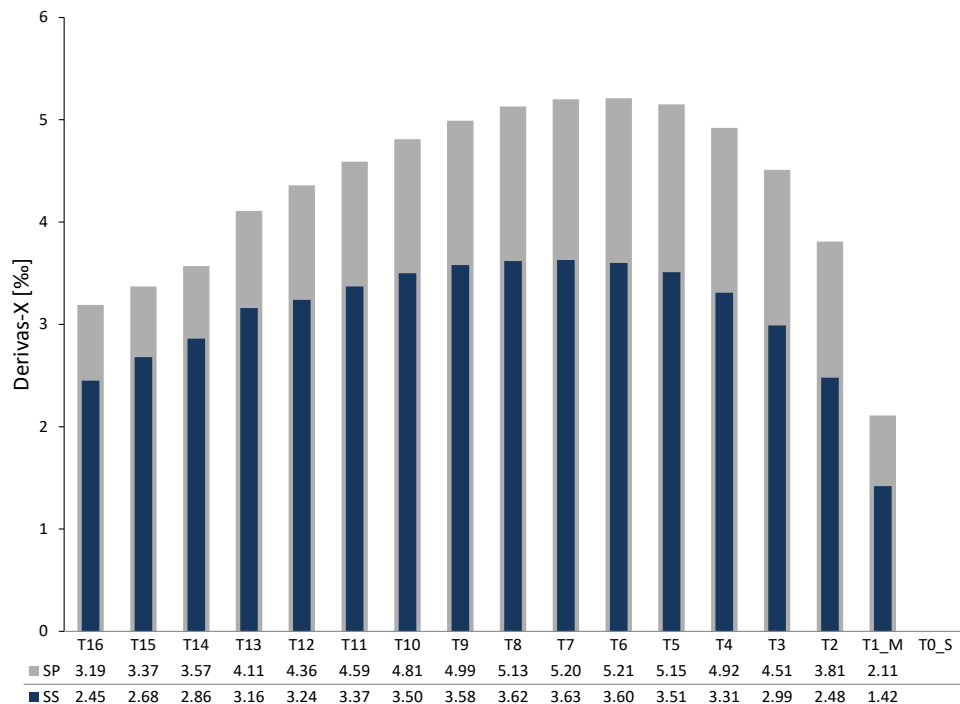
4.1. PARÁMETROS DE DEMANDA DE INGENIERÍA

Las derivas, aceleraciones y rotaciones del sistema principal fueron determinados mediante el ANLTH y extraídas por el código Python detallado en el anexo. Según la norma E.030 (2018) “Si se utilizan al menos siete conjuntos de registros de movimiento del suelo, los parámetros se determinan a partir de los promedios de los resultados máximos obtenidos en los diferentes análisis.”, de tal manera los resultados máximos del ANLTH se promedian para su evaluación.

4.1.1. EDP-Derivas

Figura 146

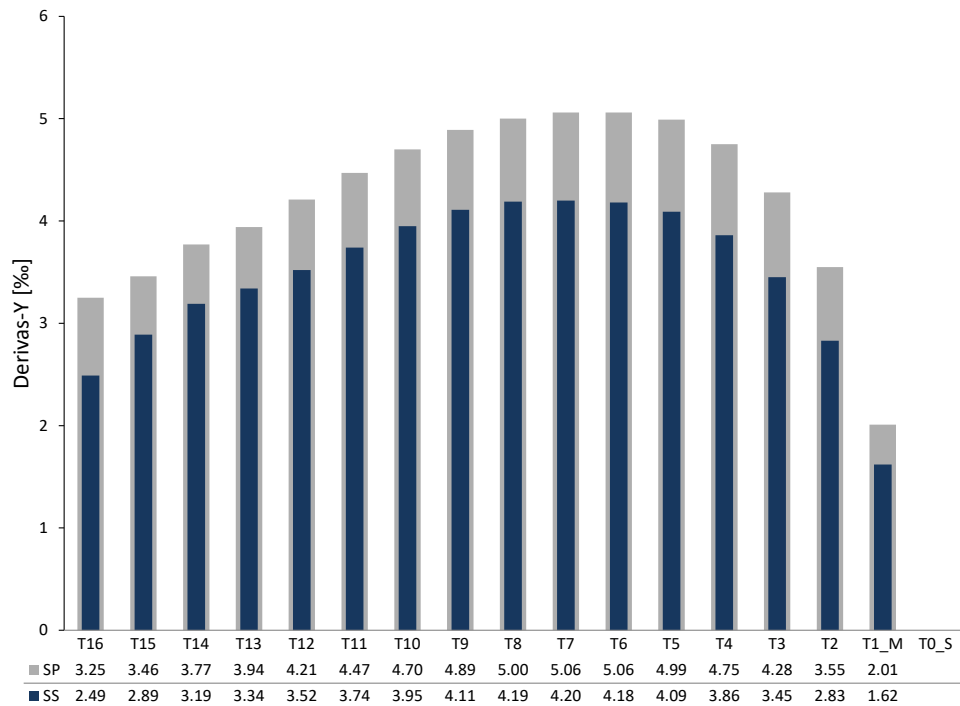
EDP-Derivas dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 147

EDP-Derivas dirección Y



Nota: Elaboración propia

En la figura 146 se muestran las derivas de la dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una deriva máxima igual a 5.21‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una deriva máxima igual a 3.63‰ en consecuencia se observa una reducción del 30.3% en la deriva máxima dirección X.

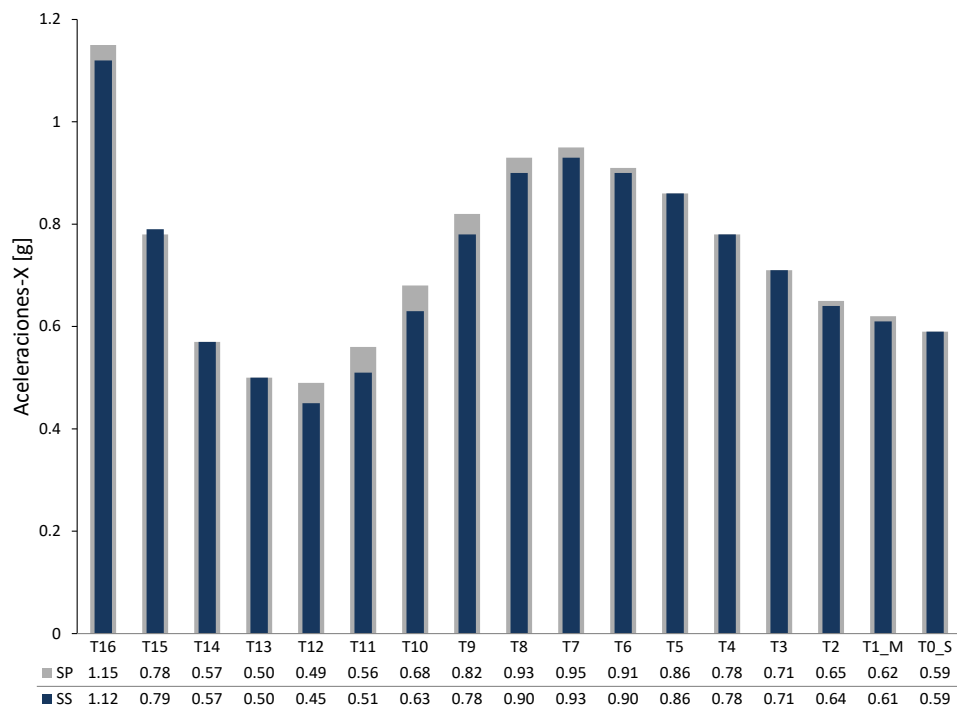
En la figura 147 se muestran las derivas de la dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una deriva máxima igual a 5.06‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una deriva máxima igual a 4.20‰ en consecuencia se observa una reducción del 17% en la deriva máxima dirección Y.

4.1.2. EDP-Aceleraciones

En la figura 148 se muestran las aceleraciones de la dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una aceleración máxima igual a 1.15g, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una aceleración máxima igual a 1.12g en consecuencia se observa una reducción del 2.6% en las aceleración máxima dirección X.

Figura 148

EDP-Aceleraciones dirección X

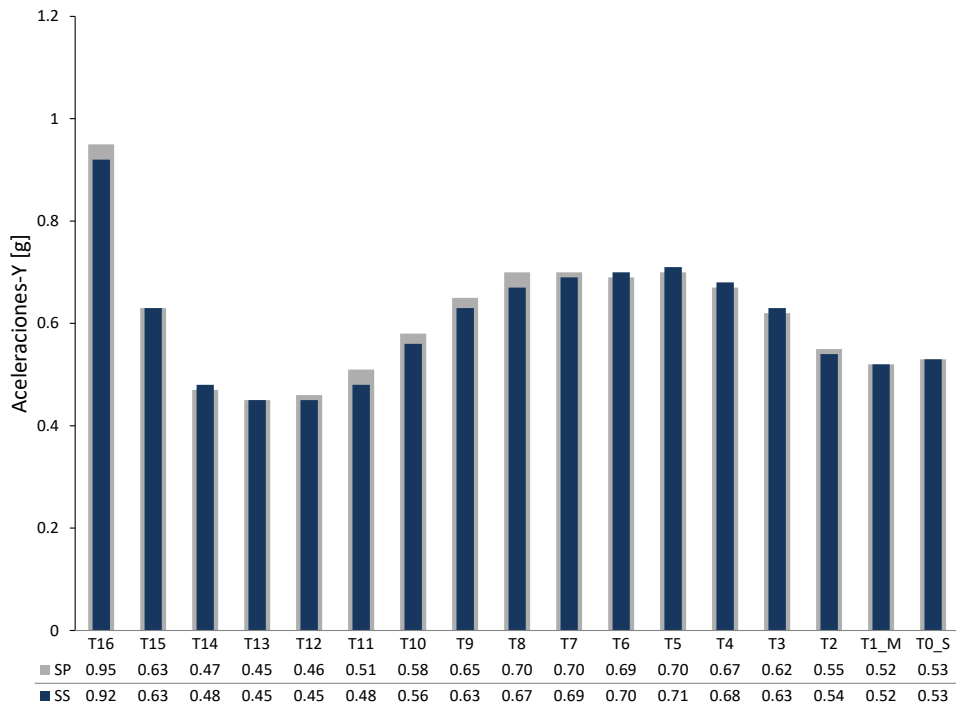


Nota: Elaboración propia

En la figura 149 se muestran las aceleraciones de la dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una aceleración máxima igual a 0.95g, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una aceleración máxima igual a 0.92g en consecuencia se observa una reducción del 3.2% en la aceleración máxima dirección Y.

Figura 149

EDP-Aceleraciones dirección Y



Nota: Elaboración propia

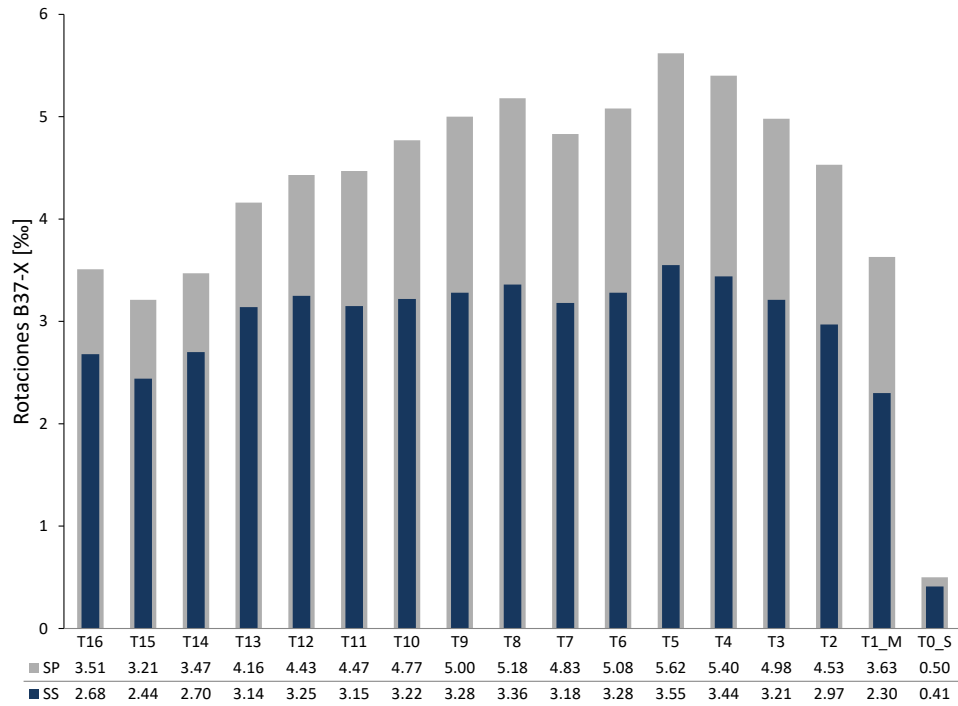
4.1.3. EDP-Rotaciones

En la figura 150 se muestran las rotaciones de la viga B37 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 5.62%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 3.55% en consecuencia se observa una reducción del 36.8% en la rotación máxima de la viga B37 dirección X.

En la figura 151 se muestran las rotaciones de la viga B2 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.39%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.61% en consecuencia se observa una reducción del 32.6% en la rotación máxima de la viga B2 dirección X.

Figura 150

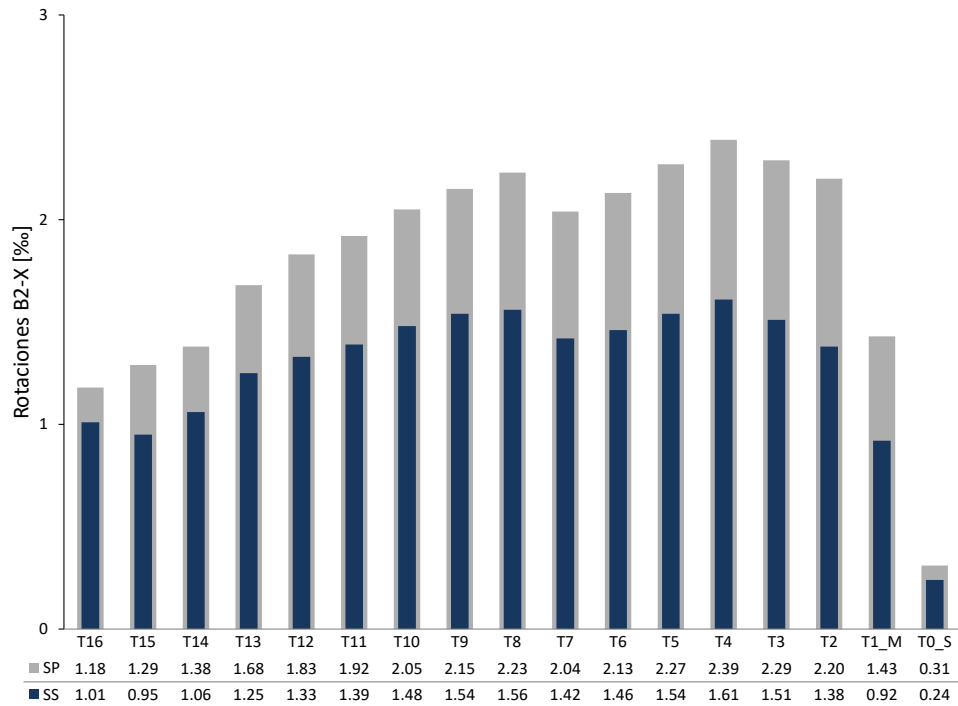
EDP-Rotaciones viga B37 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 151

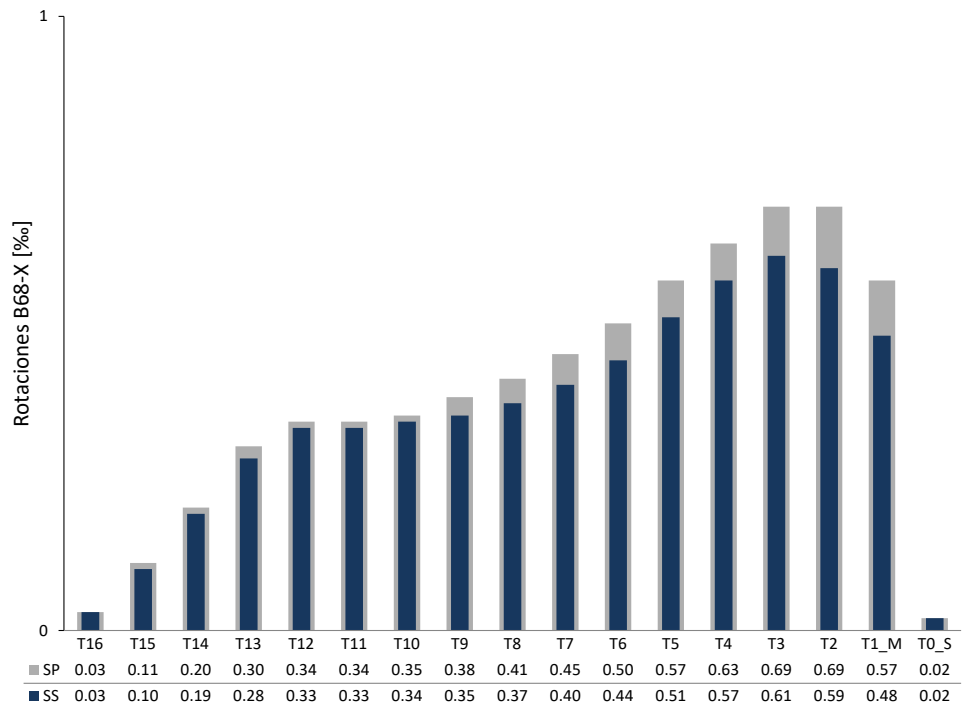
EDP-Rotaciones viga B2 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 152

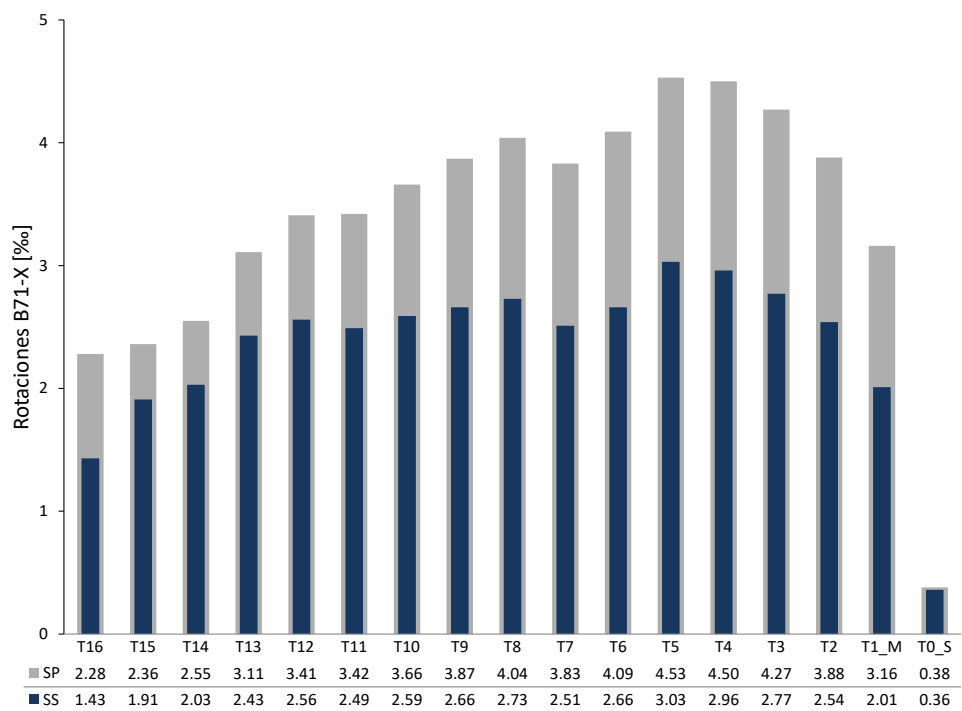
EDP-Rotaciones viga B68 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 153

EDP-Rotaciones viga B71 dirección X



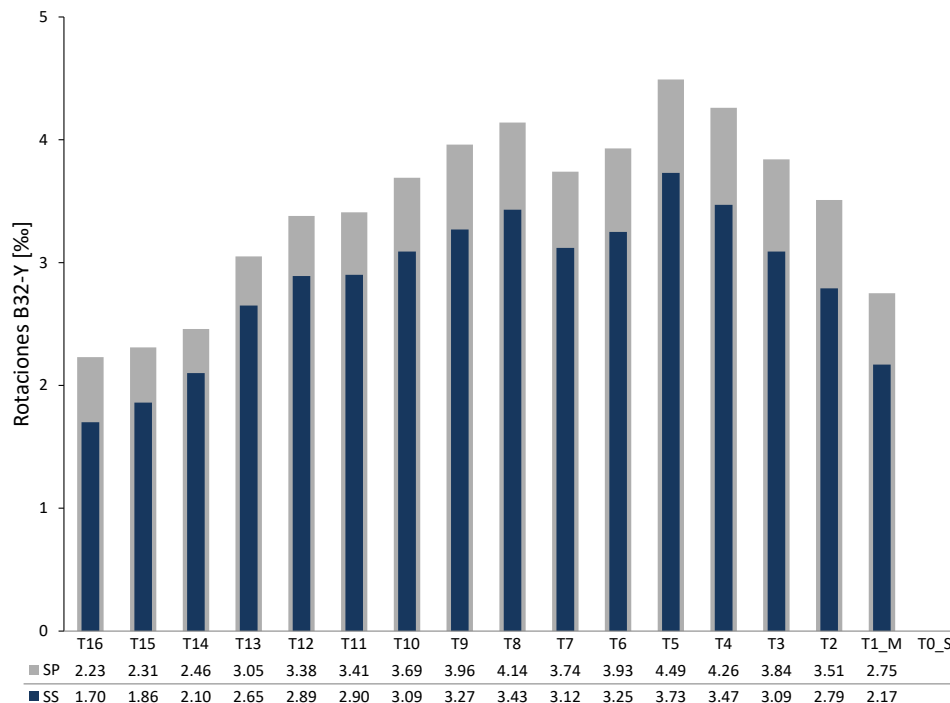
Nota: Elaboración propia

En la figura 152 se muestran las rotaciones de la viga B68 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 0.69%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.61% en consecuencia se observa una reducción del 11.6% en la rotación máxima de la viga B68 dirección X.

En la figura 153 se muestran las rotaciones de la viga B71 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 4.53%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 3.03% en consecuencia se observa una reducción del 33.1% en la rotación máxima de la viga B68 dirección X.

Figura 154

EDP-Rotaciones viga B32 dirección Y



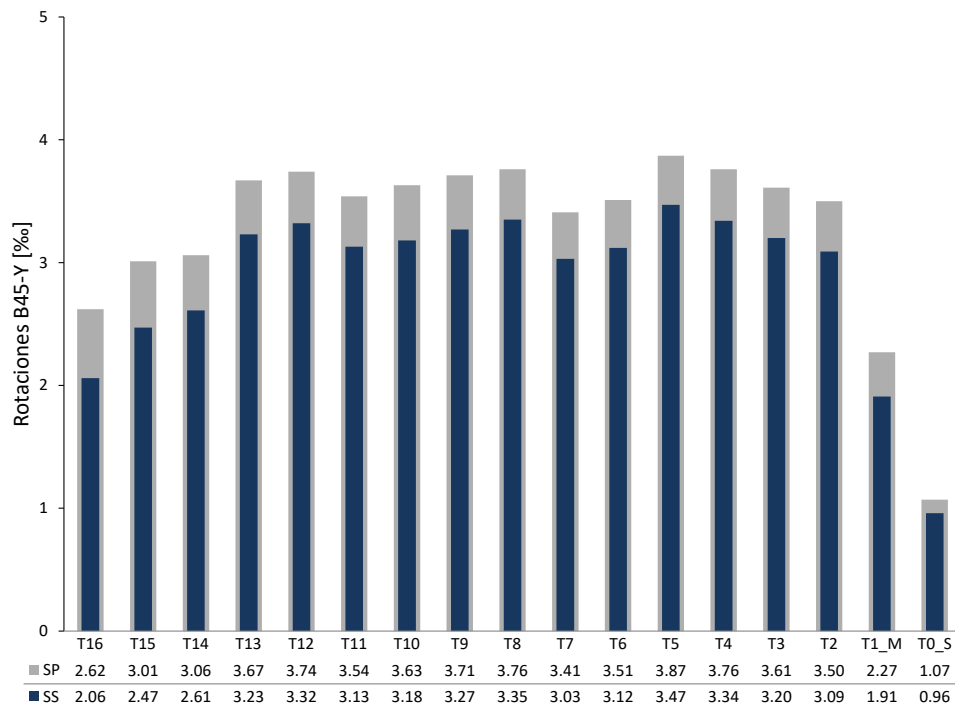
Nota: Elaboración propia

En la figura 154 se muestran las rotaciones de la viga B32 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 4.49%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 3.73% en consecuencia se observa una reducción del 16.9% en la rotación máxima de la viga B32 dirección Y.

En la figura 155 se muestran las rotaciones de la viga B45 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 3.87%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 3.47% en consecuencia se observa una reducción del 10.3% en la rotación máxima de la viga B45 dirección Y.

Figura 155

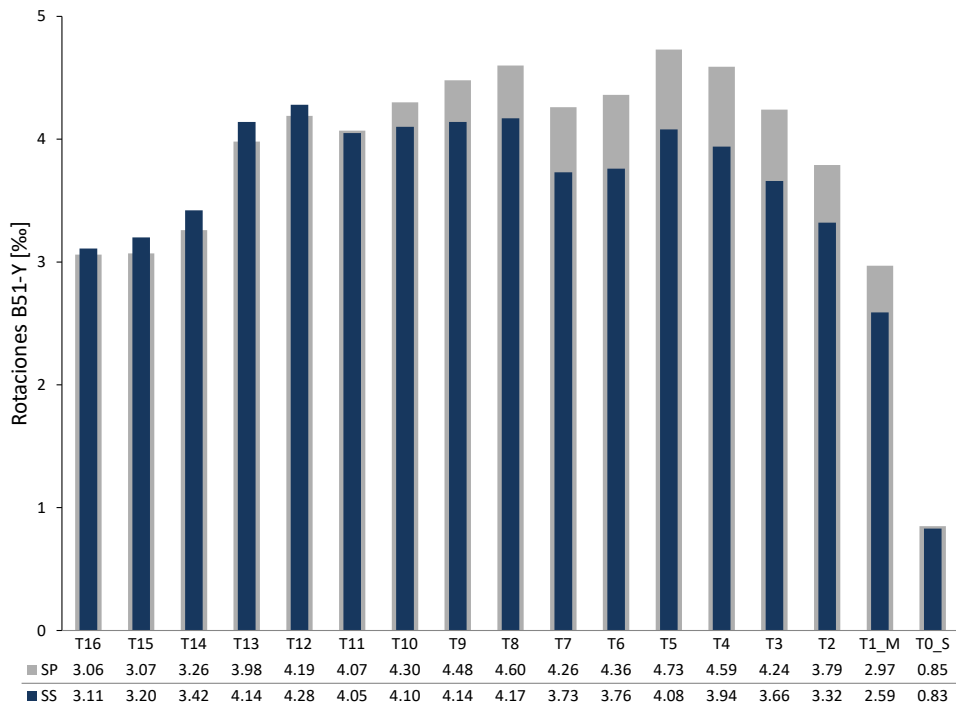
EDP-Rotaciones viga B45 dirección Y



Nota: Elaboración propia

Figura 156

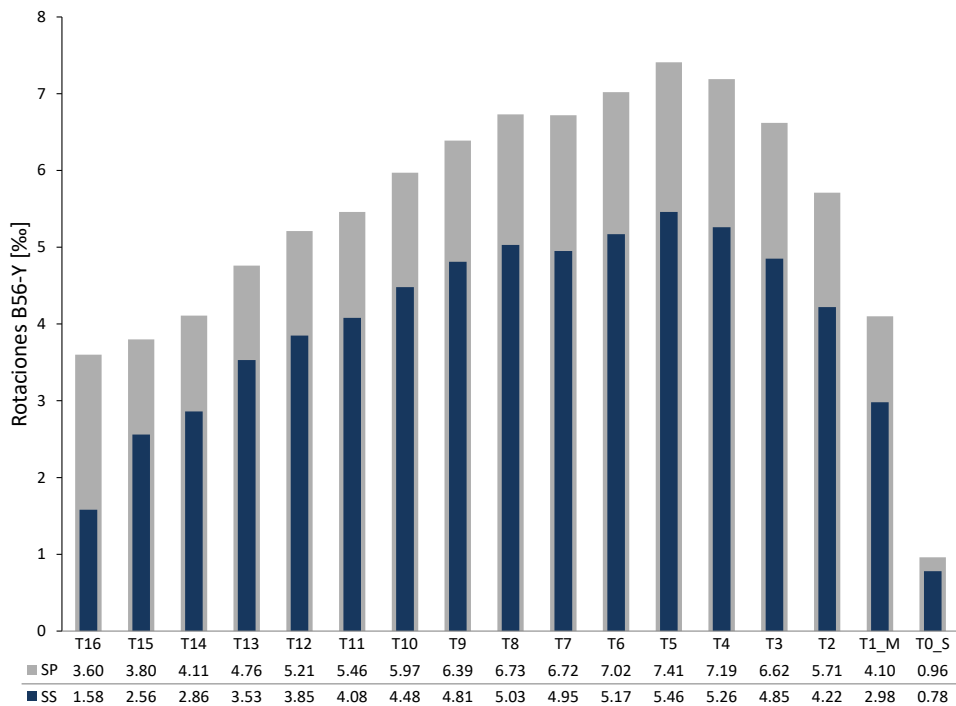
EDP-Rotaciones viga B51 dirección Y



Nota: Elaboración propia

Figura 157

EDP-Rotaciones viga B56 dirección Y



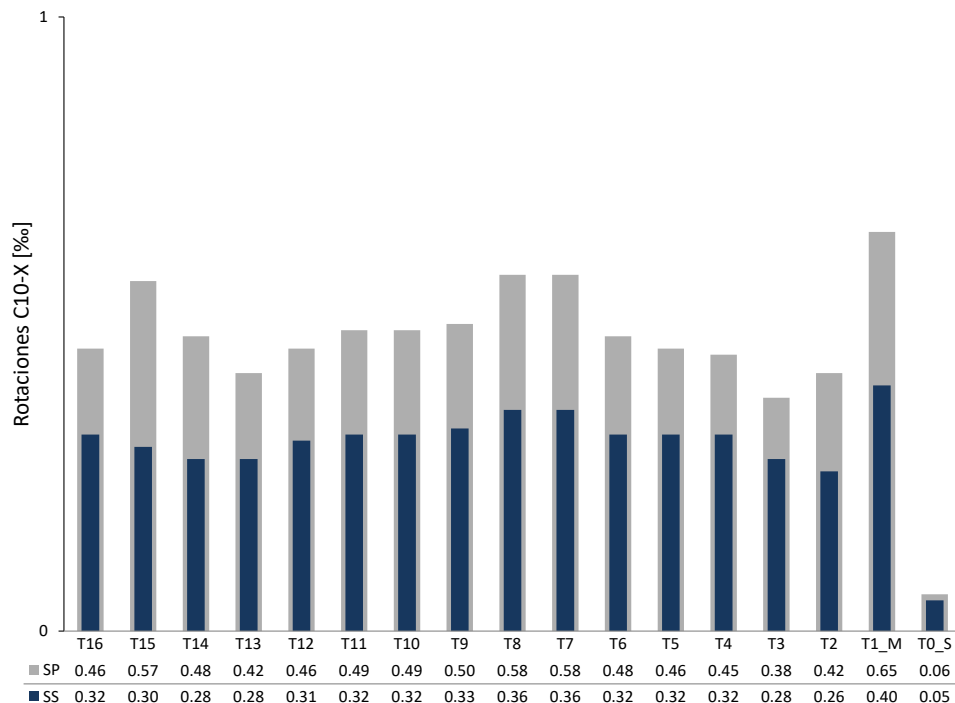
Nota: Elaboración propia

En la figura 156 se muestran las rotaciones de la viga B51 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 4.73%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 4.28% en consecuencia se observa una reducción del 9.5% en la rotación máxima de la viga B51 dirección Y.

En la figura 157 se muestran las rotaciones de la viga B56 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 7.41%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 5.46% en consecuencia se observa una reducción del 26.3% en la rotación máxima de la viga B56 dirección Y.

Figura 158

EDP-Rotaciones columna C10 dirección X



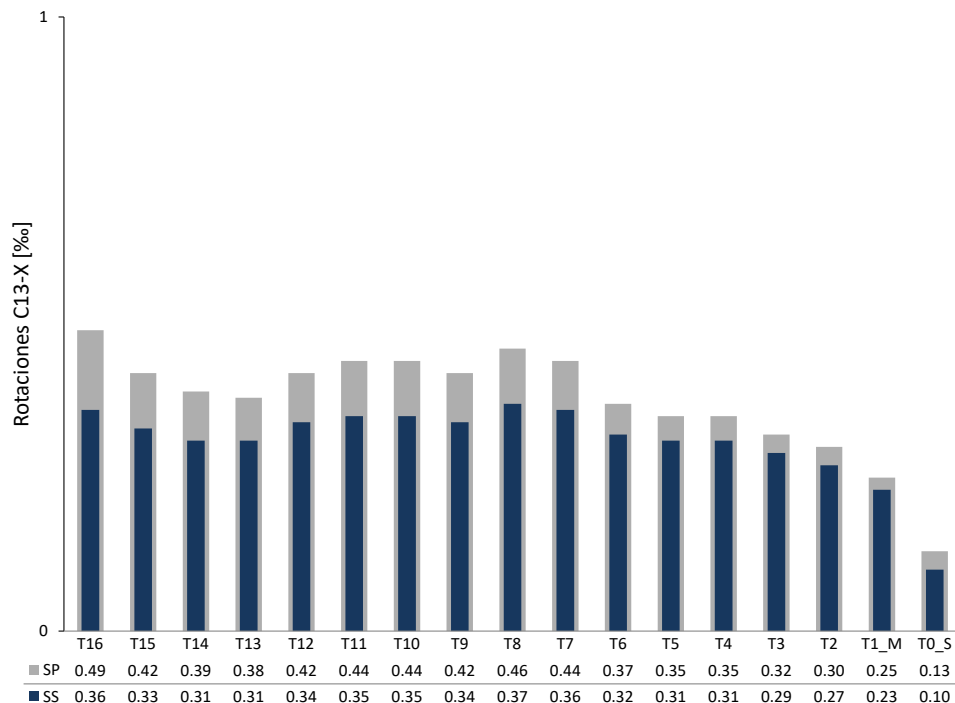
Nota: Elaboración propia

En la figura 158 se muestran las rotaciones de la columna C10 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 0.65‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.40‰ en consecuencia se observa una reducción del 38.5% en la rotación máxima de la columna C10 dirección X.

En la figura 159 se muestran las rotaciones de la columna C13 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 0.49‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.37‰ en consecuencia se observa una reducción del 24.5% en la rotación máxima de la columna C13 dirección X.

Figura 159

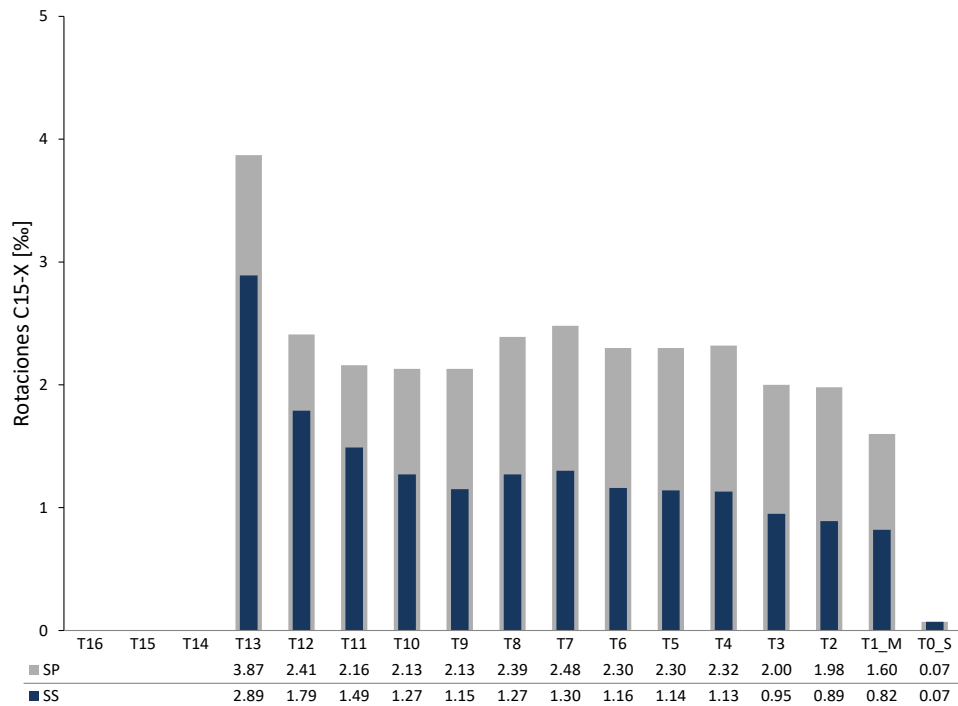
EDP-Rotaciones columna C13 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 160

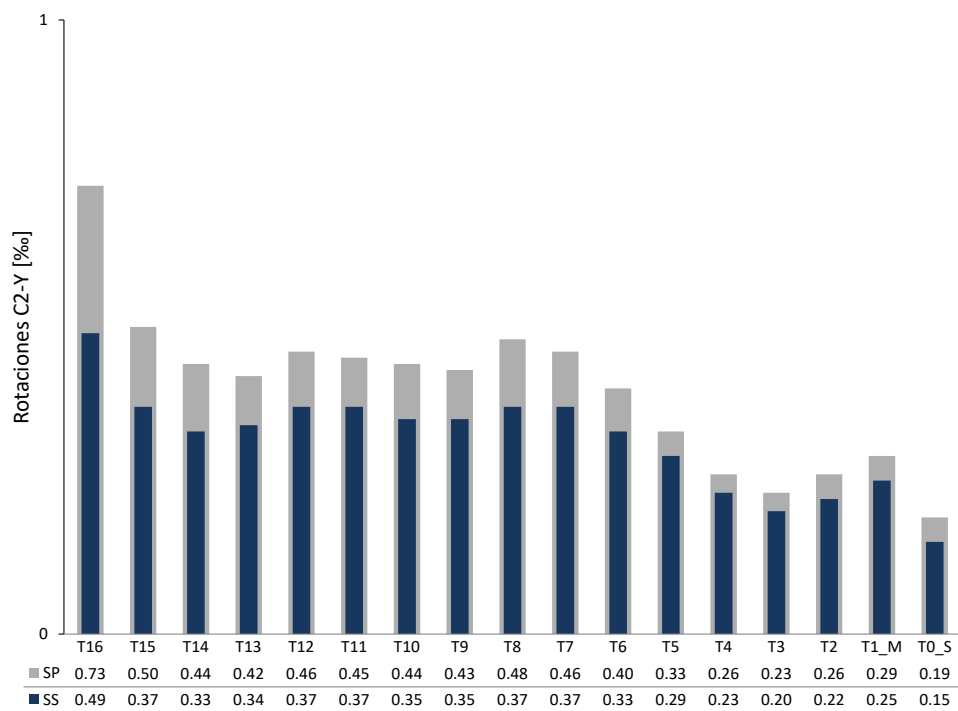
EDP-Rotaciones columna C15 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 161

EDP-Rotaciones columna C2 dirección Y



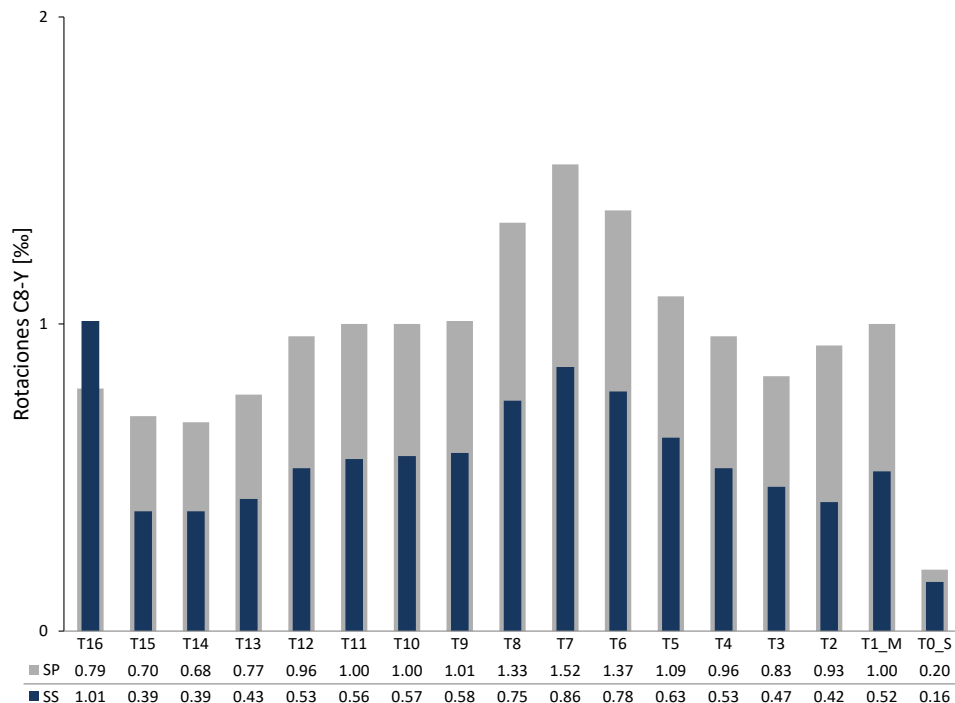
Nota: Elaboración propia

En la figura 160 se muestran las rotaciones de la columna C15 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 3.87%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 2.89% en consecuencia se observa una reducción del 25.3% en la rotación máxima de la columna C15 dirección X.

En la figura 161 se muestran las rotaciones de la columna C2 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 0.73%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.49% en consecuencia se observa una reducción del 32.9% en la rotación máxima de la columna C2 dirección Y.

Figura 162

EDP-Rotaciones columna C8 dirección Y

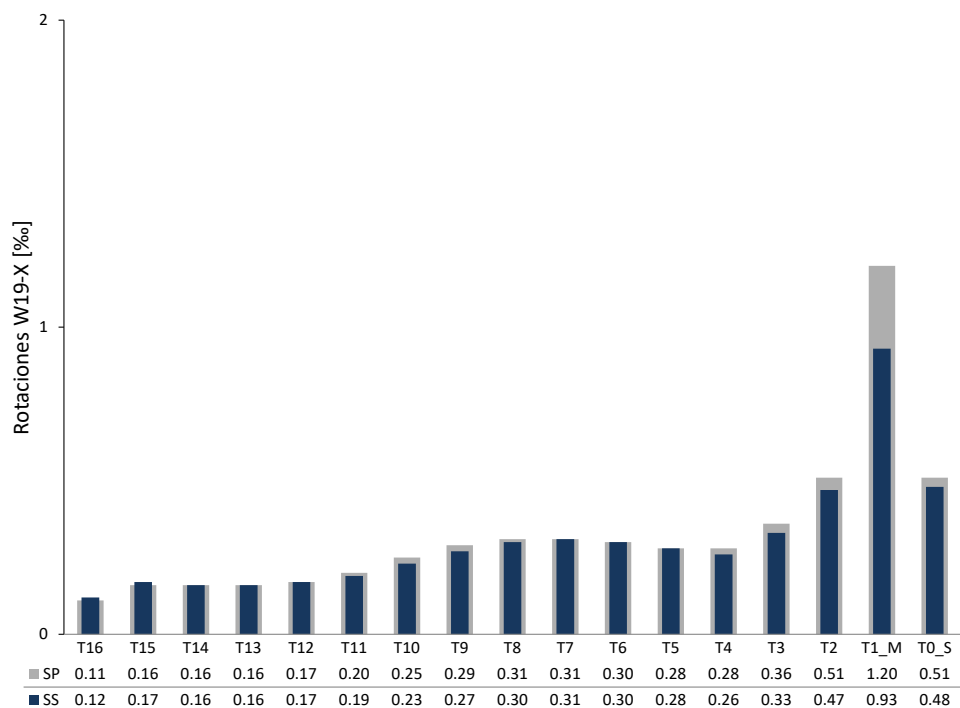


Nota: Elaboración propia

En la figura 162 se muestran las rotaciones de la columna C8 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 1.52‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.01‰ en consecuencia se observa una reducción del 33.6% en la rotación máxima de la columna C8 dirección Y.

Figura 163

EDP-Rotaciones placa W19 dirección X

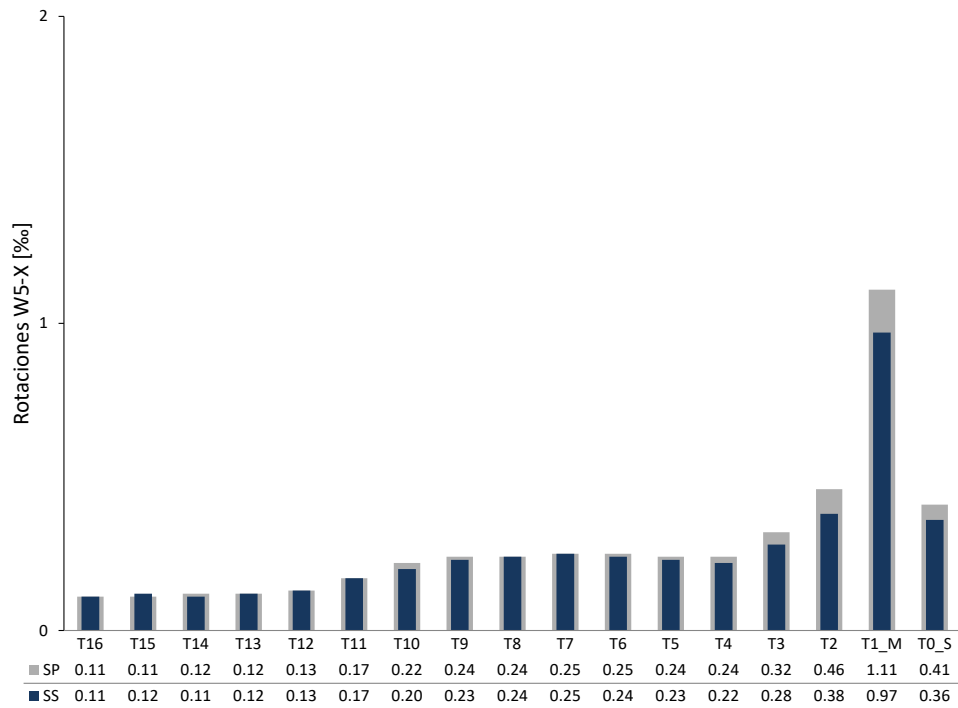


Nota: Elaboración propia

En la figura 163 se muestran las rotaciones de la placa W19 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 1.20‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.93‰ en consecuencia se observa una reducción del 22.5% en la rotación máxima de la placa W19 dirección X.

Figura 164

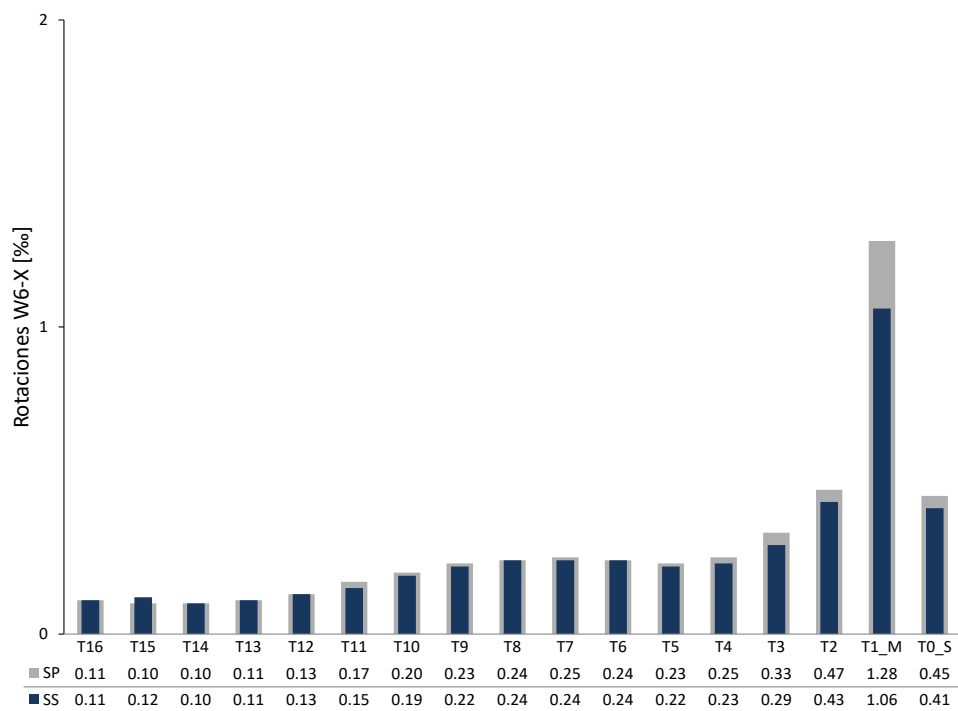
EDP-Rotaciones placa W5 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 165

EDP-Rotaciones placa W6 dirección X



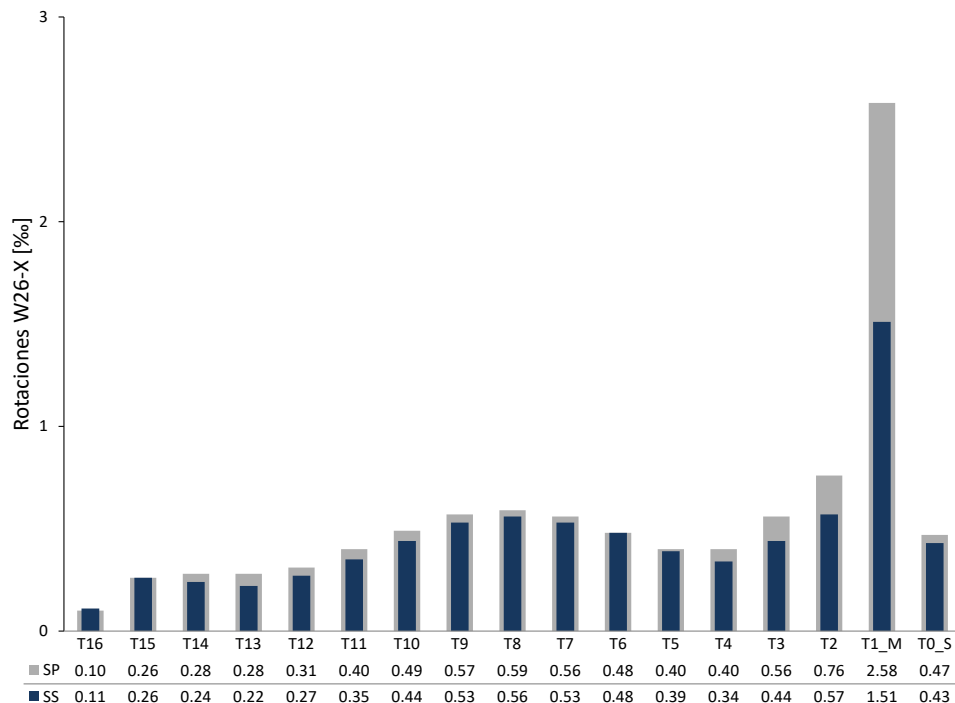
Nota: Elaboración propia

En la figura 164 se muestran las rotaciones de la placa W5 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 1.11‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 0.97‰ en consecuencia se observa una reducción del 12.6% en la rotación máxima de la placa W5 dirección X.

En la figura 165 se muestran las rotaciones de la placa W6 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 1.28‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.06‰ en consecuencia se observa una reducción del 17.2% en la rotación máxima de la placa W6 dirección X.

Figura 166

EDP-Rotaciones placa W26 dirección X



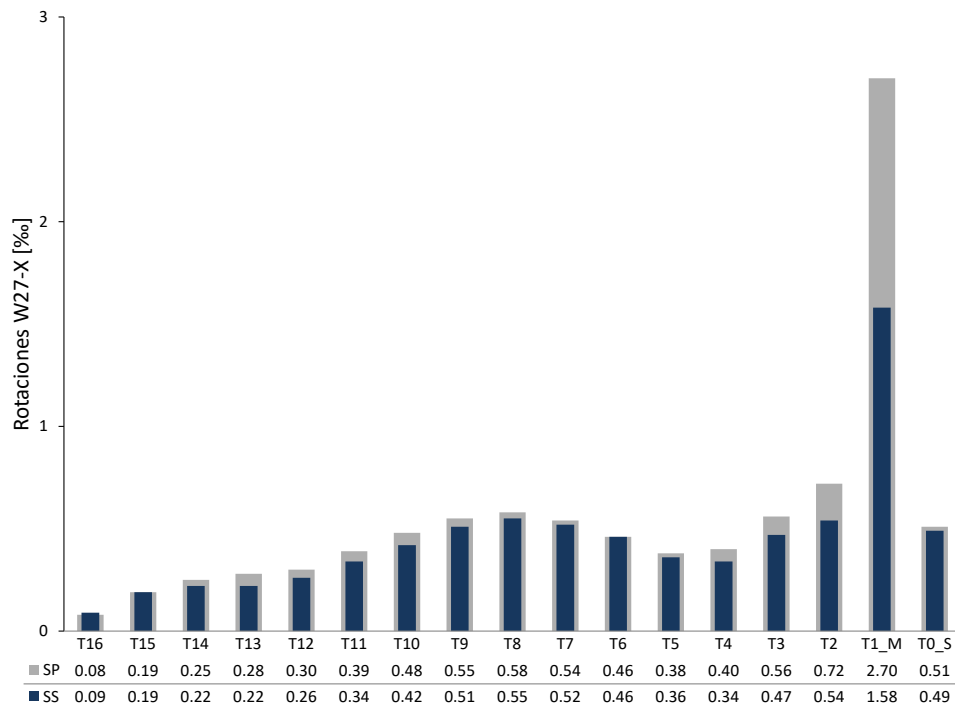
Nota: Elaboración propia

En la figura 166 se muestran las rotaciones de la placa W26 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.58‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.51‰ en consecuencia se observa una reducción del 41.5% en la rotación máxima de la placa W26 dirección X.

En la figura 167 se muestran las rotaciones de la placa W27 dirección X para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.70‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.58‰ en consecuencia se observa una reducción del 41.5% en la rotación máxima de la placa W27 dirección X.

Figura 167

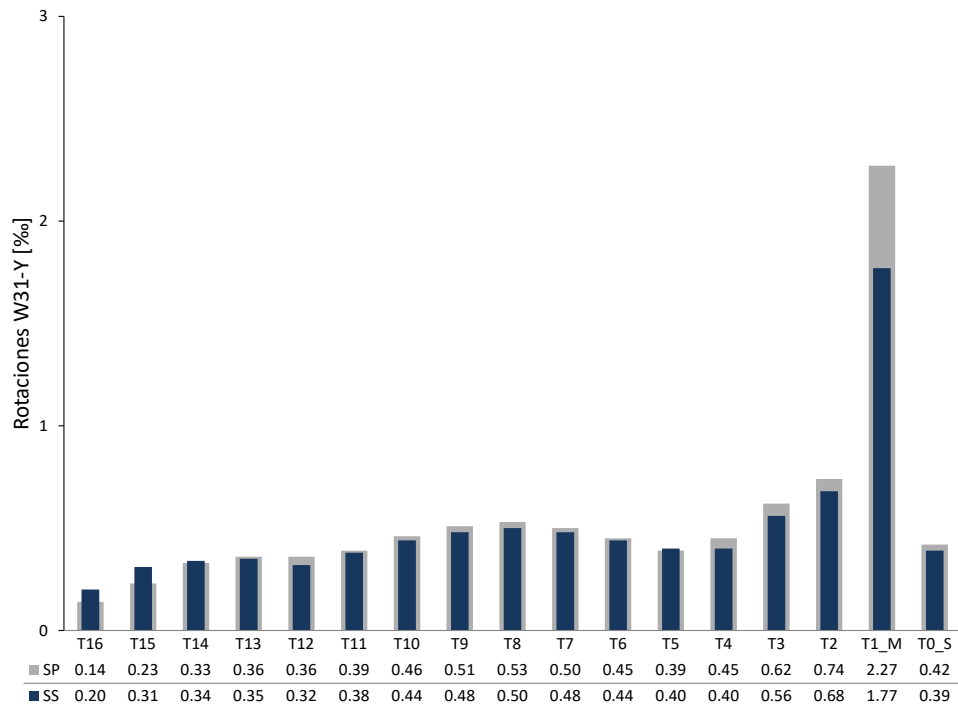
EDP-Rotaciones placa W27 dirección X



Nota: Elaboración propia

Figura 168

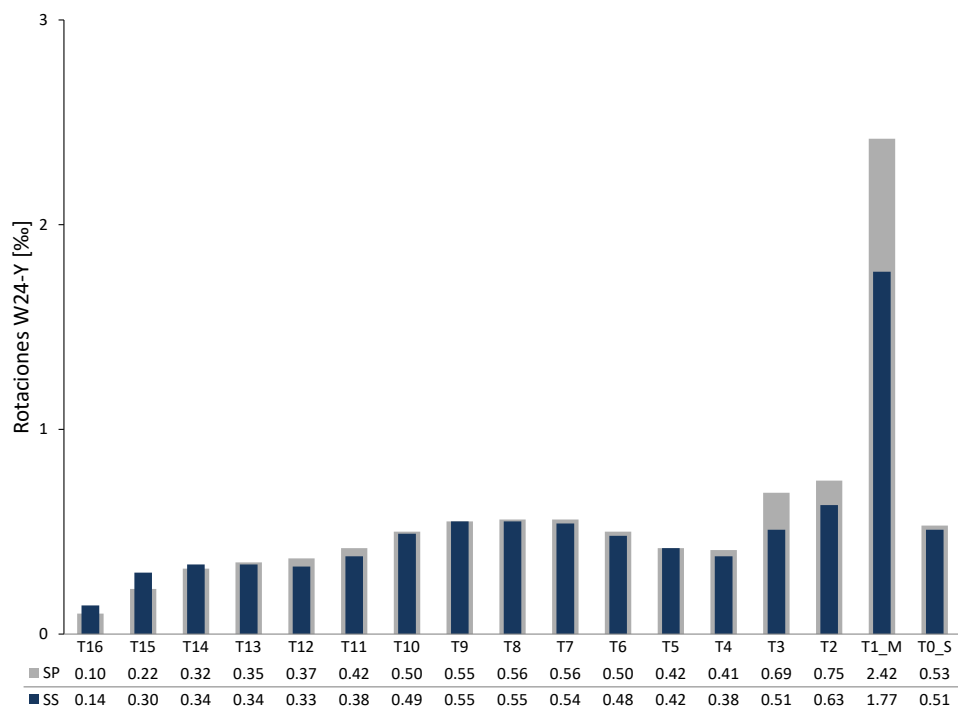
EDP-Rotaciones placa W31 dirección Y



Nota: Elaboración propia

Figura 169

EDP-Rotaciones placa W24 dirección Y



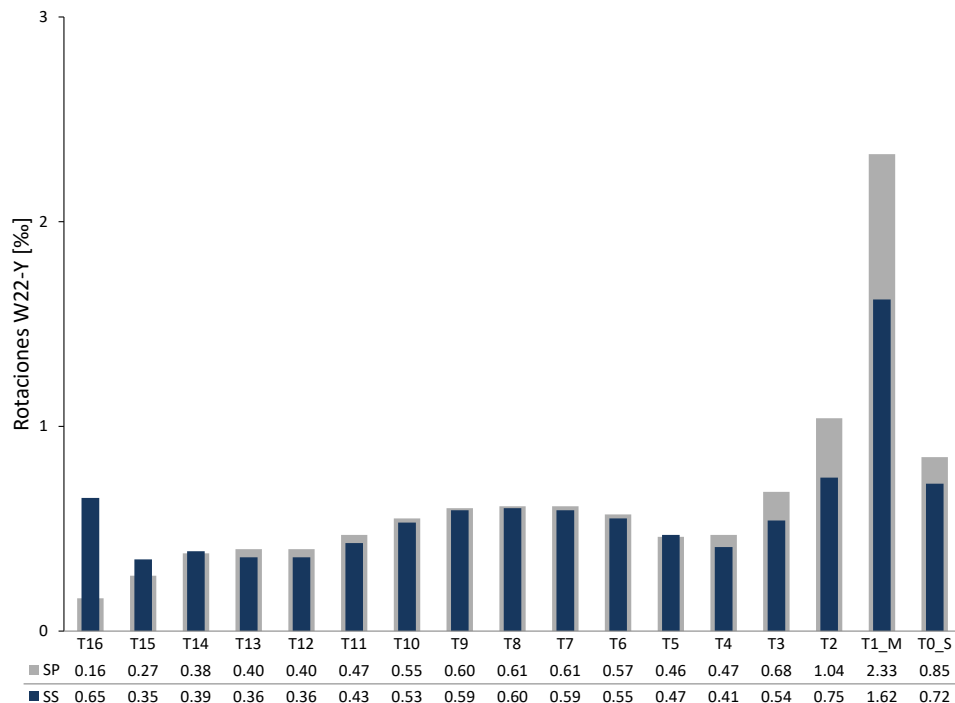
Nota: Elaboración propia

En la figura 168 se muestran las rotaciones de la placa W31 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.27‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.77‰ en consecuencia se observa una reducción del 22% en la rotación máxima de la placa W31 dirección Y.

En la figura 169 se muestran las rotaciones de la placa W24 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.42‰, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.77‰ en consecuencia se observa una reducción del 26.9% en la rotación máxima de la placa W24 dirección Y.

Figura 170

EDP-Rotaciones placa W22 dirección Y



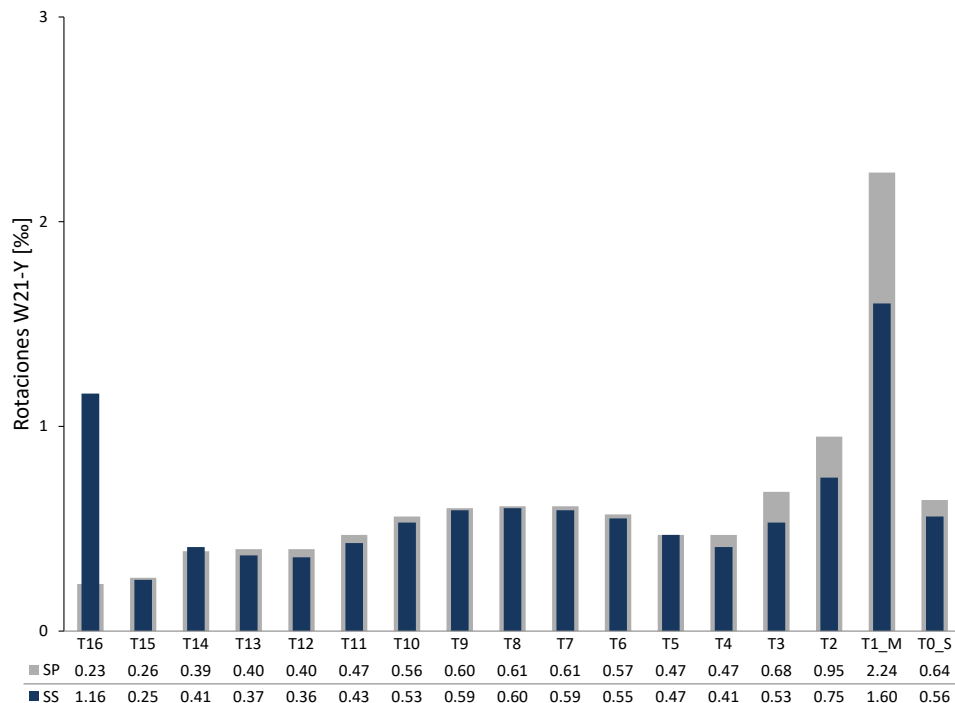
Nota: Elaboración propia

En la figura 170 se muestran las rotaciones de la placa W22 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.33%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.62% en consecuencia se observa una reducción del 30.5% en la rotación máxima de la placa W22 dirección Y.

En la figura 171 se muestran las rotaciones de la placa W21 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.24%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.60% en consecuencia se observa una reducción del 28.6% en la rotación máxima de la placa W21 dirección Y.

Figura 171

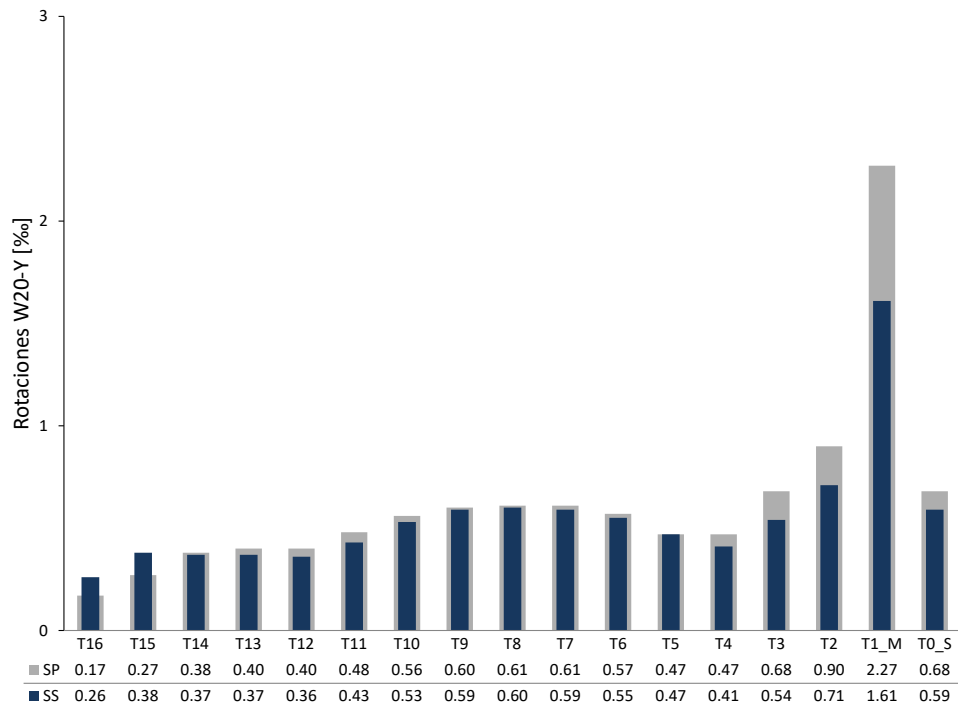
EDP-Rotaciones placa W21 dirección Y



Nota: Elaboración propia

Figura 172

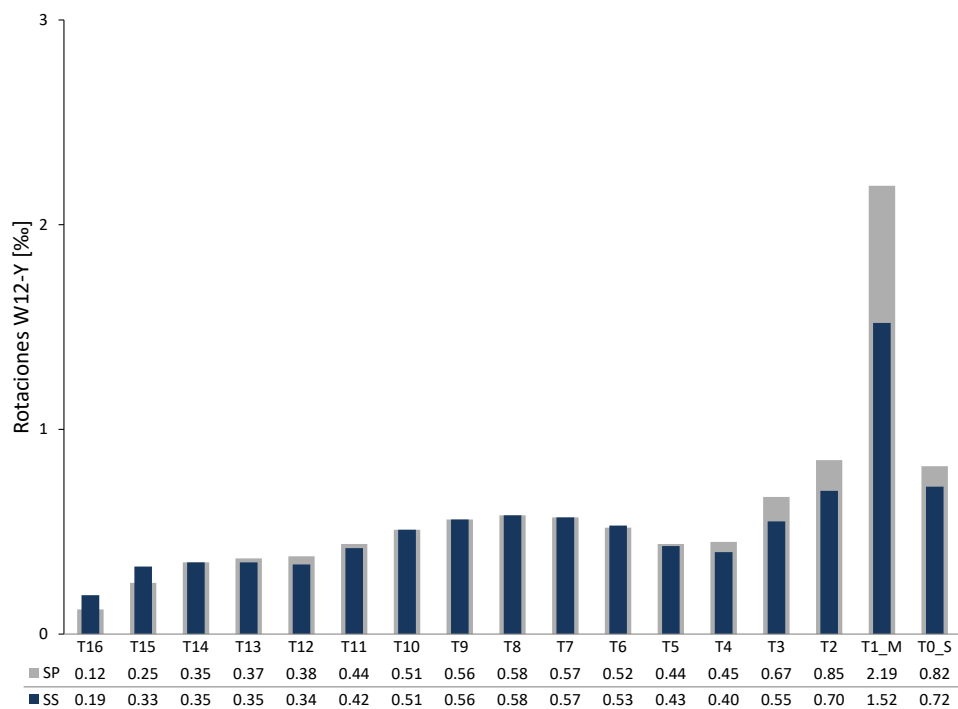
EDP-Rotaciones placa W20 dirección Y



Nota: Elaboración propia

Figura 173

EDP-Rotaciones placa W12 dirección Y



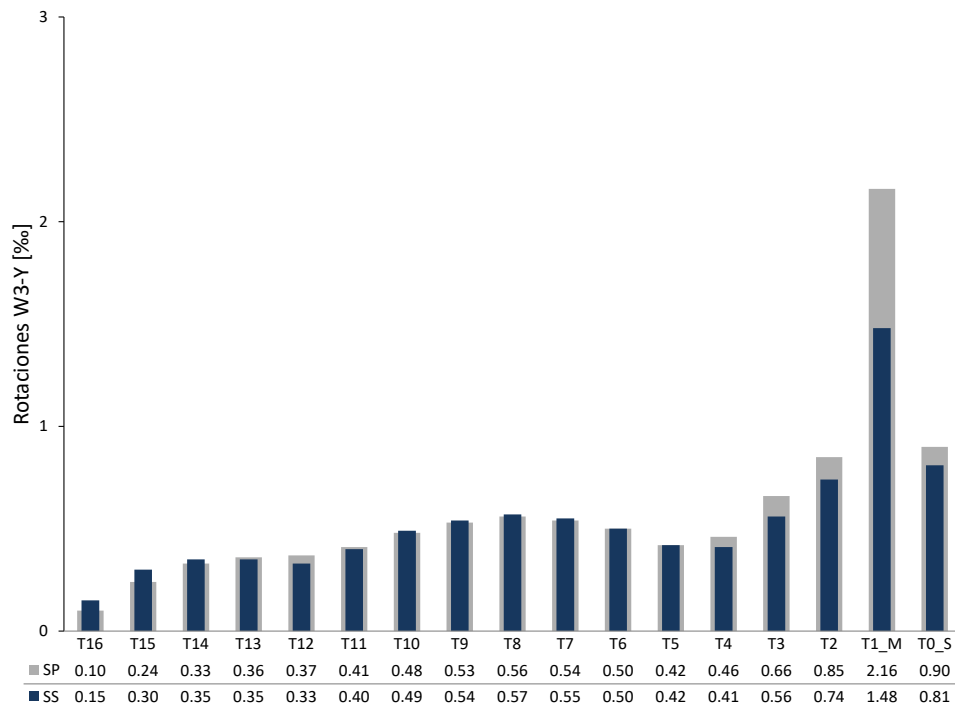
Nota: Elaboración propia

En la figura 172 se muestran las rotaciones de la placa W20 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.27%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.61% en consecuencia se observa una reducción del 29.1% en la rotación máxima de la placa W20 dirección Y.

En la figura 173 se muestran las rotaciones de la placa W12 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.19%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.52% en consecuencia se observa una reducción del 30.6% en la rotación máxima de la placa W12 dirección Y.

Figura 174

EDP-Rotaciones placa W3 dirección Y



Nota: Elaboración propia

En la figura 174 se muestran las rotaciones de la placa W3 dirección Y para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tiene una rotación máxima igual a 2.16%, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tiene una rotación máxima igual a 1.48% en consecuencia se observa una reducción del 31.5% en la rotación máxima de la placa W3 dirección Y.

4.2. VARIABLES DE DECISIÓN

Se ingresaron los EDP obtenidas del ANLTH de los 7 registros sísmicos en el software PACT, este software brinda resultados considerando 1000 simulaciones sobre diferentes escenarios posibles para DV. Según USRC (2019) “Para evaluar la resiliencia sísmica, los cálculos deben basarse en un sismo con un período de retorno de 475 años, lo que corresponde a una probabilidad del 10% de ser superado en un lapso de 50 años.”

4.2.1. DV-Damnificados

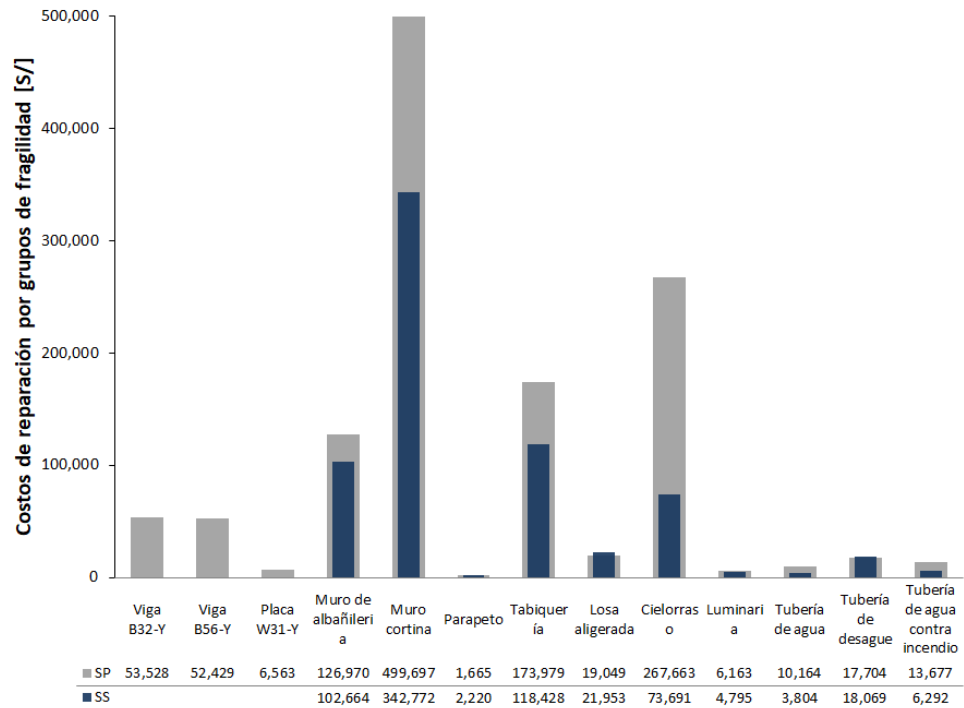
Los resultados indican que el número de fatalidades es igual a cero y el número de heridos es igual a cero para el sistema principal y el sistema sintonizado.

4.2.2. DV-Costos de reparación

En la figura 175 se muestran los costos de reparación por grupos de fragilidad para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen costos de reparación máximo en el muro cortina igual a S/ 499,697, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen costos de reparación máximo en el muro cortina igual a S/ 342,772 en consecuencia se observa una reducción del 31.4% en los costos de reparación del muro cortina.

Figura 175

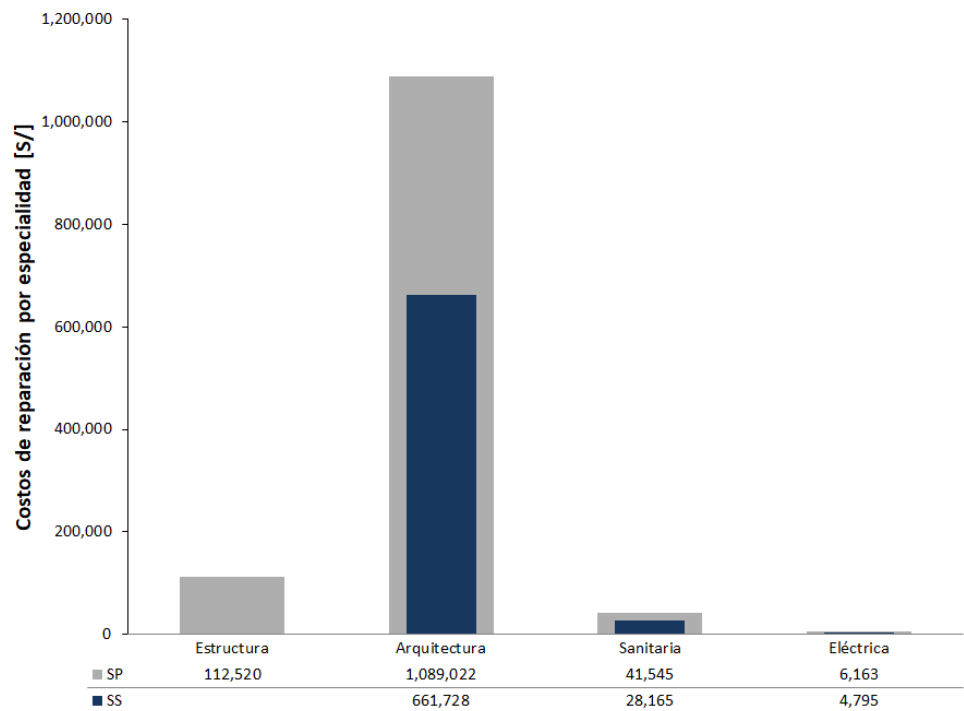
Costos de reparación por grupos de fragilidad



Nota: Elaboración propia

Figura 176

Costos de reparación por especialidades

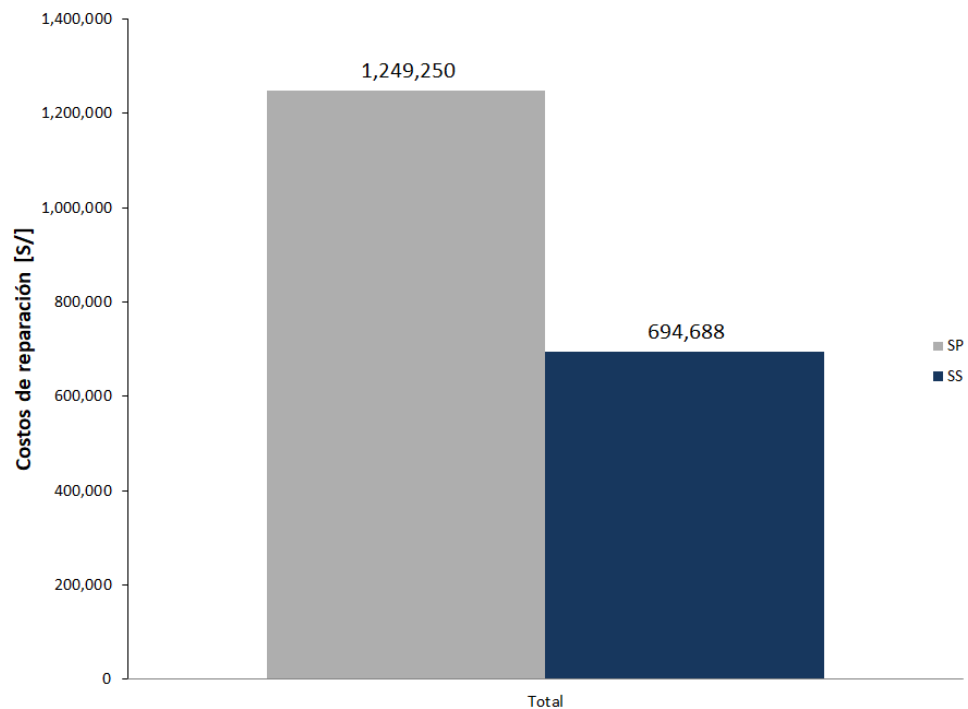


Nota: Elaboración propia

En la figura 176 se muestran los costos de reparación por especialidades para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen costos de reparación máximo en arquitectura igual a S/ 1,089,022, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen costos de reparación máximo en arquitectura igual a S/ 661,728 en consecuencia se observa una reducción del 39.2% en los costos de reparación en arquitectura.

Figura 177

DV-Costos de reparación



Nota: Elaboración propia

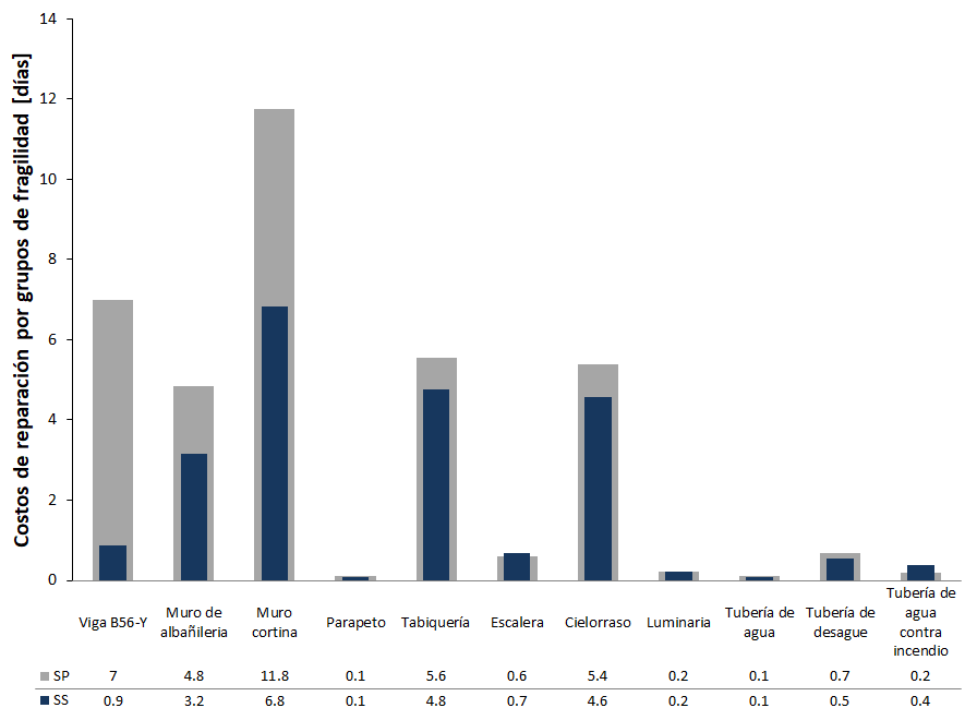
En la figura 177 se muestran los costos de reparación total para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen costos de reparación total igual a S/ 1,249,580, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen costos de reparación total igual a S/ 694,688 en consecuencia se observa una reducción del 48% en los costos de reparación total.

El presupuesto total para construir el edificio de 15 pisos según el expediente técnico fue de S/ 26,618,951.55 valor que representa el costo para reemplazar el edificio, por lo tanto, el costo de reparación para el sistema principal equivale al 4.7% del costo para reemplazar el edificio y el costo de reparación para el sistema sintonizado equivale al 2.6% del costo para reemplazar el edificio.

4.2.3. DV-Tiempos de reparación

Figura 178

Tiempos de reparación por grupos de fragilidad



Nota: Elaboración propia

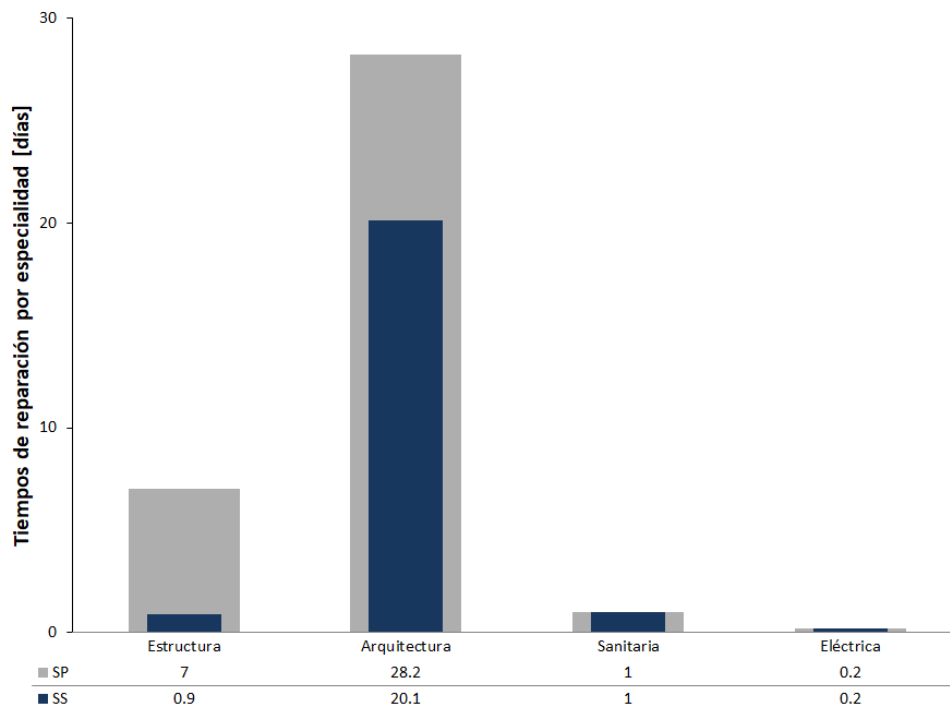
En la figura 178 se muestran los tiempos de reparación por grupos de fragilidad para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen tiempos de reparación máximo en el muro cortina igual a 12 días, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen tiempos de reparación máximo en el muro cortina igual a 7 días en consecuencia se observa una reducción del 42.4% en los tiempos de reparación del muro cortina.

En la figura 179 se muestran los tiempos de reparación por especialidades para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen tiempos de reparación máximo en arquitectura igual a 28 días, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen tiempos de reparación máximo en arquitectura igual a 20 días en consecuencia se observa una reducción del 28.7% en los tiempos de reparación en arquitectura.

En la figura 180 se muestran los tiempos de reparación total para ambos sistemas, actualmente en el sistema principal se tienen tiempos de reparación total igual a 36 días, no obstante, para el sistema sintonizado propuesto se tienen tiempos de reparación total igual a 22 días en consecuencia se observa una reducción del 39% en los tiempos de reparación total.

Figura 179

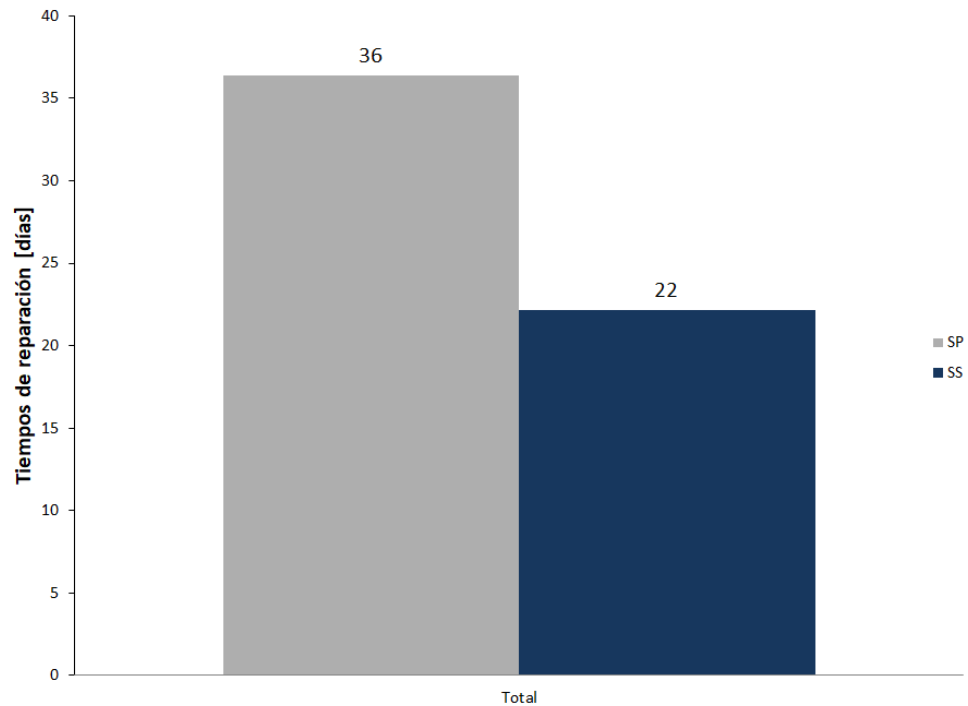
Tiempos por especialidades



Nota: Elaboración propia

Figura 180

DV-Tiempos de reparación





Nota: Elaboración propia

4.3. CALIFICACIÓN USRC

Tabla 19

Certificación USRC

	Seguridad	Daño	Recuperación	USRC Rating
Sistema Principal	★★★★★ Heridos y fatalidades igual a cero	★★★★★ Costo de reparación igual a 4.69%	★★★★☆☆ Tiempo de reparación igual a 36 días	
Sistema Sintonizado	★★★★★ Heridos y fatalidades igual a cero	★★★★★ Costo de reparación igual a 2.61%	★★★★☆☆ Tiempo de reparación igual a 22 días	

Nota: Elaboración propia

4.4. RESILIENCIA SÍSMICA

Tabla 20

Resiliencia sísmica principal y sintonizado

Dimensión	Sistema Principal	Sistema Sintonizado
EDP-Deriva máxima X	5.21 ‰	3.63 ‰
EDP-Deriva máxima Y	5.06 ‰	4.20 ‰
EDP-Aceleración máxima X	1.15 g	1.12 g
EDP-Aceleración máxima Y	0.95 g	0.92 g
EDP-Rotación máxima X	5.62 ‰	3.55 ‰
EDP-Rotación máxima Y	7.41 ‰	5.46 ‰
DV-Damnificados	Heridos y fatalidades igual a cero.	Heridos y fatalidades igual a cero.
DV-Costos de reparación	S/ 1,249,250	S/ 694,688
DV-Tiempos de reparación	36 días	22 días
USRC-Seguridad	Lesiones y bloqueo de vías de salida poco probables	Lesiones y bloqueo de vías de salida poco probables
USRC-Daño	Daños mínimos	Daños mínimos
USRC-Recuperación	Entre semanas y meses	Entre horas y días
USRC-Certificado	USRC Silver	USRC Gold

Nota: Datos obtenidos entre el sistema principal y sistema sintonizado

4.5. PRUEBA DE HIPÓTESIS ESTADÍSTICA

Las pruebas estadísticas se desarrollan para dos grupos los cuales son el sistema principal y el sistema sintonizado, ambos sistemas poseen datos representativos de la respuesta estructural sintetizados en sus EDP (derivadas, aceleraciones y rotaciones máximas) por cada piso del edificio (16 niveles) y en las 2 direcciones de análisis (X e Y) obtenidos de las simulaciones de los modelos estructurales en Etabs. Por otro lado, estas pruebas estadísticas tienen un nivel de confianza del 95% de modo que se establece el valor de alfa (α) igual a 0.05 (5%) como valor umbral para la decisión estadística.

4.5.1. Prueba de normalidad

- Hipótesis nula (H_0): Los datos tienen una distribución normal.
- Hipótesis alternativa (H_A): Los datos no tienen una distribución normal.

En la Tabla 21 se desarrolla la prueba de normalidad para los 6 casos (derivadas, aceleraciones y rotaciones máximas en direcciones X e Y).

Tabla 21

Prueba de normalidad

Caso	Sistema	Statistic	df	Sig.
1.- Derivas Dir. X	Principal	.886	16	.048
	Sintonizado	.835	16	.008
2.- Derivas Dir. Y	Principal	.882	16	.041
	Sintonizado	.882	16	.041
3.- Aceleraciones Dir. X	Principal	.963	16	.725
	Sintonizado	.966	16	.775
4.- Aceleraciones Dir. Y	Principal	.904	16	.094
	Sintonizado	.916	16	.145
5.- Rotaciones Dir. X	Principal	.939	16	.335
	Sintonizado	.885	16	.046
6.- Rotaciones Dir. Y	Principal	.923	16	.189
	Sintonizado	.919	16	.162

Nota: Datos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Luego de efectuar la prueba de normalidad se observa que los valores de “p” son mayores o iguales a 0.05 en los casos (3, 4 y 6), por lo tanto, no se rechaza la hipótesis nula para estos tres casos, lo cual implica que los datos (rotaciones dirección Y, aceleraciones dirección X y aceleraciones dirección Y) tienen una distribución normal.

No obstante, se observa que los valores de “p” son inferiores a 0.05 en los casos (1, 2 y 5), por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula para estos 3 casos, lo cual implica que los datos (rotaciones dirección X, derivadas dirección X y derivadas dirección Y) no tienen una distribución normal.

4.5.2. Prueba no paramétrica U de Mann – Whitney

- Hipótesis nula (H_0): No existes diferencias significativa en los valores de las EDP entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

- Hipótesis alternativa (H_A): Existe diferencias significativas en los valores de las EDP entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

En la Tabla 22 se desarrolla la prueba U de Mann – Whitney para los 3 casos con distribución no paramétrica (rotaciones dirección X, derivas dirección X y derivas dirección Y).

Tabla 22

Prueba U de Mann – Whitney

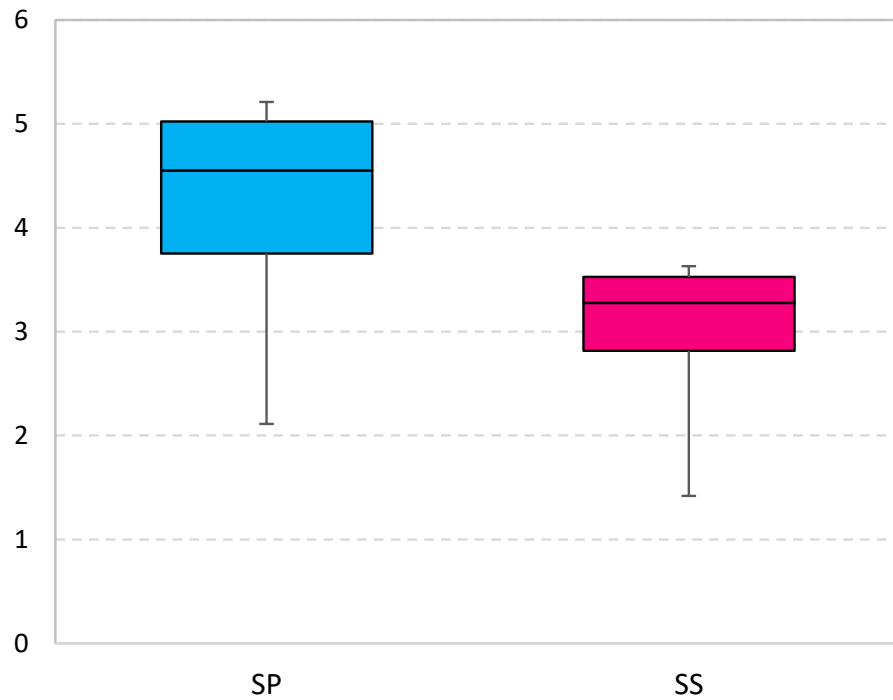
Independent-Samples Mann-Whitney U Test	1.- Derivas Dir. X	2.- Derivas Dir. Y	5.- Rotaciones Dir. X
Total N	32	32	32
Mann-Whitney U	34.500	56.000	9.500
Wilcoxon W	170.500	192.000	145.500
Test Statistic	34.500	56.000	9.500
Standard Error	26.531	26.531	26.528
Standardized Test Statistic	-3.524	-2.714	-4.467
Asymptotic Sig.(2-sided test)	<.001	.007	<.001
Exact Sig.(2-sided test)	.000	.006	.000

Nota: Datos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Luego de efectuar la prueba no paramétrica U de Mann – Whitney se observa que los valores de “p” son inferiores a 0.05 en los casos (1, 2 y 5), por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula para estos tres casos, lo cual implica que existe diferencia significativa en los valores de las EDP (rotaciones dirección X, derivas dirección X y derivas dirección Y) entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

Figura 181

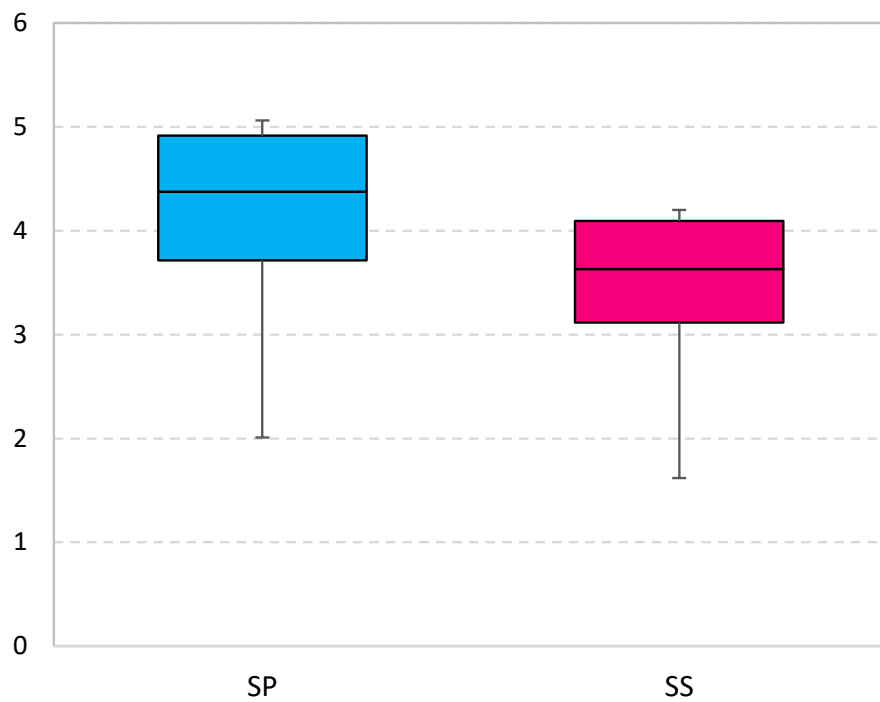
Diferencia de medias Derivas-X



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Figura 182

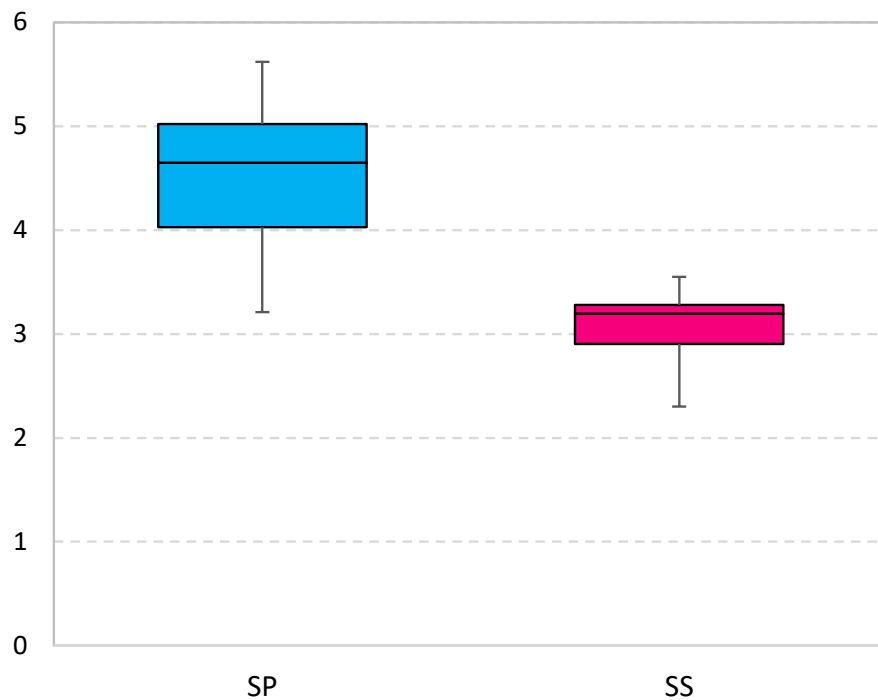
Diferencia de medias Derivas-Y



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Figura 183

Diferencia de medias Rotaciones–X



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

4.5.3. Prueba de homogeneidad de varianzas

- Hipótesis nula (H_0): Los datos tienen varianzas iguales.
- Hipótesis alternativa (H_A): Los datos no tienen varianzas iguales.

En la Tabla 23 se desarrolla la prueba de homogeneidad de varianzas para los tres casos con distribución paramétrica (rotaciones dirección Y, aceleraciones dirección X y aceleraciones dirección Y).

Luego de efectuar la prueba de homogeneidad de varianzas se observa que los valores de “p” son mayores o iguales a 0.05 en los casos (3, 4 y 6), por lo tanto, no se rechaza la hipótesis nula para estos tres casos, lo cual implica que los datos (rotaciones dirección Y, aceleraciones dirección X y aceleraciones dirección Y) tienen varianzas iguales.

Tabla 23

Prueba de homogeneidad de varianzas

		Levene Statistic	df1	df2	Sig.
3.- Aceleraciones Dir. X	Based on Mean	.005	1	30	.943
	Based on Median	.005	1	30	.944
	Based on Median and with adjusted df	.005	1	29.995	.944
	Based on trimmed mean	.005	1	30	.943
4.- Aceleraciones Dir. Y	Based on Mean	.003	1	30	.956
	Based on Median	.000	1	30	.982
	Based on Median and with adjusted df	.000	1	29.991	.982
	Based on trimmed mean	.003	1	30	.959
6.- Rotaciones Dir. Y	Based on Mean	.630	1	30	.434
	Based on Median	.602	1	30	.444
	Based on Median and with adjusted df	.602	1	29.907	.444
	Based on trimmed mean	.650	1	30	.426

Nota: Datos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

4.5.4. Prueba paramétrica T de Student

- Hipótesis nula (H_0): No existe diferencias significativas en los valores de las EDP entre el sistema principal y el sistema sintonizado.
- Hipótesis alternativa (H_A): Existe diferencias significativas en los valores de las EDP entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

En la Tabla 24 se desarrolla la prueba T de Student para los 3 casos con distribución paramétrica y varianzas iguales (rotaciones dirección Y, aceleraciones dirección X y aceleraciones dirección Y).

Tabla 24

Prueba T de Student

Independent-Samples t-test for Equality of Means	t	df	Sig. (2- tailed)
---	---	----	---------------------



3.- Aceleraciones Dir. X	Equal variances assumed	.268	30	.790
	Equal variances not assumed	.268	29.999	.790
4.- Aceleraciones Dir. Y	Equal variances assumed	.155	30	.878
	Equal variances not assumed	.155	29.984	.878
6.- Rotaciones Dir. Y	Equal variances assumed	3.680	30	<.001
	Equal variances not assumed	3.680	29.514	<.001

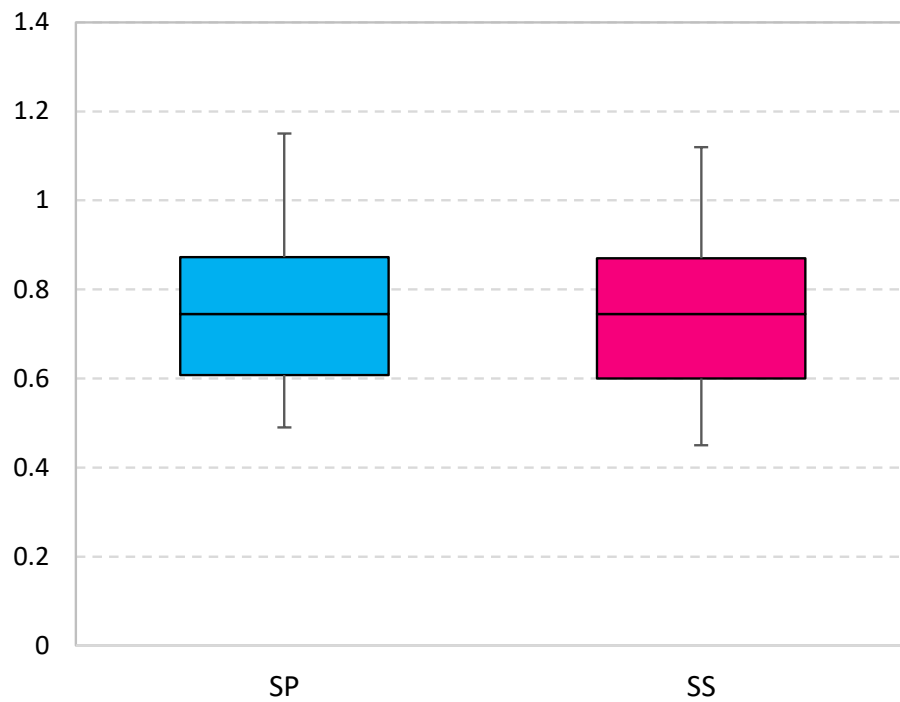
Nota: Datos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Luego de efectuar la prueba T de Student se observa que los valores de “p” son mayores o iguales a 0.05 en los casos (3 y 4), por lo tanto, no se rechaza la hipótesis nula para estos tres casos, lo cual implica que no existe diferencias significativas en los valores de las EDP (aceleraciones dirección X y aceleraciones dirección Y) entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

No obstante, se observa que el valor de “p” es inferior a 0.05 en el caso (6), por lo tanto, se rechaza la hipótesis nula para este caso, lo cual implica que existe diferencias significativas en los valores de la EDP (rotaciones dirección Y) entre el sistema principal y el sistema sintonizado.

Figura 184

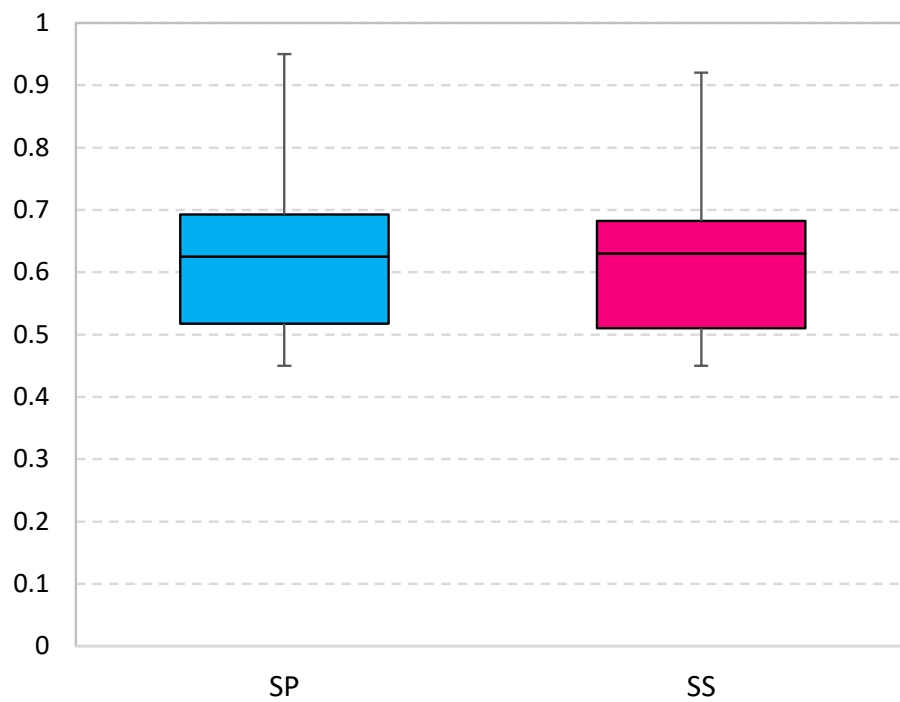
Diferencia de medias Aceleraciones–X



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Figura 185

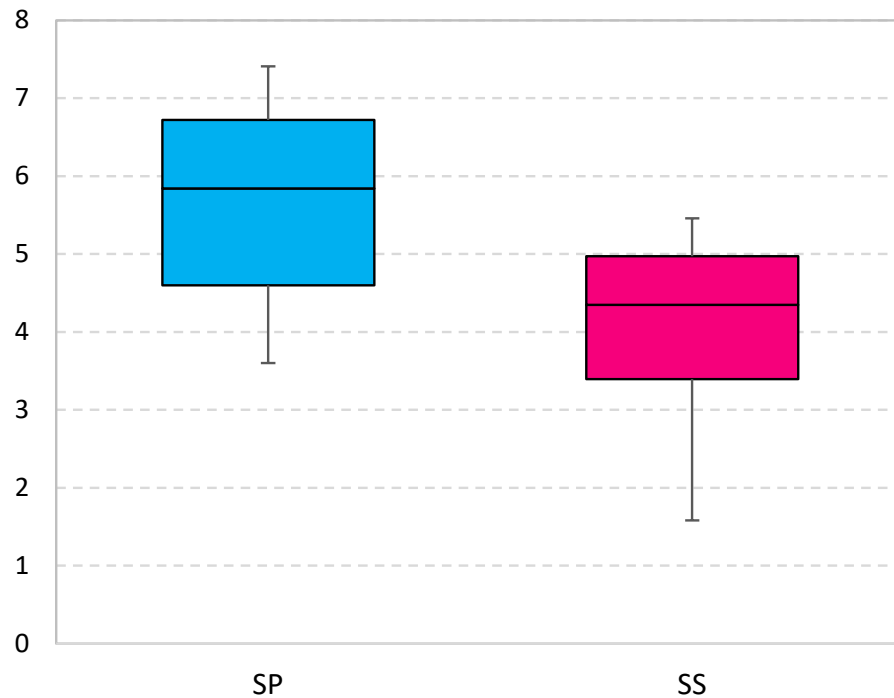
Diferencia de medias Aceleraciones–Y



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

Figura 186

Diferencia de medias Rotaciones–Y



Nota: Gráficos obtenidos del software IBM SPSS Statistic 27

4.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

La discusión de los hallazgos obtenidos en esta investigación se efectuó comparando los resultados obtenidos en contraste con los antecedentes del capítulo II conforme a cada objetivo planteado.

- OE1: Calcular el valor de los parámetros de demanda de ingeniería con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

En la investigación realizada en Quito por Gutiérrez (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Influencia de Amortiguadores de Masa Sintonizada en la Respuesta Estructural de Edificaciones” para un análisis tiempo historia de la edificación de 10 niveles con AMS obtiene una reducción máxima del 33.5% en los desplazamientos y del



36.6% en las derivas. En contraste, en esta investigación para un análisis tiempo historia del edificio de 15 pisos en combinación con el AMS se obtuvo una reducción máxima del 12.6% en los desplazamientos y del 30.3% en las derivas dirección X.

En la investigación realizada en Santiago por Lobos (2015) mediante su tesis de posgrado titulada “Reducción en la Respuesta Sísmica del Edificio Santiago Norte a través del uso de un Amortiguador de Masa Sintonizada compuesto por la Losa de Azotea” indica que fue posible utilizar la losa de azotea en la edificación de 14 niveles para la confección del AMS y para un análisis tiempo historia obtiene una reducción en promedio del 25% en las respuestas estudiadas. En contraste, en esta investigación para un análisis tiempo historia del edificio de 15 pisos en combinación con el AMS se obtuvo una reducción en promedio del 23.7% en las derivas.

En la investigación realizada en Arequipa por Galdos (2023) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis Dinámico No Lineal de un Edificio de 11 Niveles en la Ciudad de Arequipa Incorporando Amortiguadores de Masa Sintonizada” para un análisis modal espectral obtiene una reducción máxima en las derivas del 34.2% y para el análisis tiempo historia obtiene que los desplazamientos tienen una mayor reducción en el sismo de Vitor (sismo de corta duración). En contraste, en esta investigación para un análisis modal espectral del edificio de 15 pisos en combinación con el AMS se obtuvo una reducción máxima del 35.8% en las derivas dirección X, no obstante, para el análisis tiempo historia se obtuvo una reducción máxima del 12.6% en los desplazamientos en el sismo de Acora (sismo de larga duración).

En la investigación realizada en Lima por Morales & Parra (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Influencia de la Ubicación Vertical de los Amortiguadores de Masa Sintonizada en las Respuestas Dinámicas Sísmicas de una Edificación



Multifamiliar de 10 Pisos, ubicado en el Distrito de Cercado de Lima” indica que con la incorporación del AMS en el último nivel para un análisis tiempo historia obtiene una reducción máxima del 40% en las derivas dirección X y del 49.7% en las derivas dirección Y, así mismo, obtiene una reducción máxima del 19.3% en las aceleraciones dirección X y del 9.2% en las aceleraciones dirección Y. En contraste, en esta investigación para un análisis tiempo historia del edificio de 15 pisos en combinación con el AMS se obtuvo una reducción máxima del 30.3% en las derivas dirección X y del 17% en las derivas dirección Y, además se obtuvo una reducción máxima del 2.6% en las aceleraciones dirección X y del 3.2% en las aceleraciones dirección Y.

En la investigación realizada en Juliaca por Ayhuasi & Añamuro (2020) mediante su tesis de pregrado titulada “Comparación de la Respuesta Estructural en un Edificio de 20 Niveles con Amortiguadores de Masa Sintonizada de Tipo Convencional y Pendular mediante Modelos Físicos a Escala Reducida” indica que el acoplamiento del sistema AMS convencional reduce en 40.66% y el sistema AMS pendular reduce en 30% los desplazamientos en el último nivel del modelo físico a escala analizado respectivamente. En contraste, en esta investigación se evaluó un edificio real con sistema de muros estructurales mediante un modelo matemático en Etabs y se puede indicar que para un análisis modal espectral del edificio de 15 pisos en combinación con el AMS convencional se obtuvo una reducción del 35.8% en los desplazamientos del último nivel.

- OE2: Determinar el resultado de las variables de decisión con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

En la investigación realizada en Quito por Aveiga & Carvajal (2018) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis de Perdidas y Estimación de Daños utilizando la Herramienta PACT del FEMA P-58, en una Edificación ubicada en la Ciudad de Quito”



indica que luego de la simulación de perdidas probables para un sismo raro en referencia al modelo con R igual a 6 se obtiene como resultados cinco heridos y ningún muerto, un costo de reparación igual a \$214,980.48 y un tiempo de reparación igual a 211 días. No obstante, en referencia al modelo con R igual a 8 se obtiene como resultados siete heridos y ningún muerto, un costo de reparación igual a \$351,616.19 y un tiempo de reparación igual a 286 días.

En la investigación realizada en Huancayo por Abregu (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Evaluación de la Resiliencia Sísmica en Edificaciones Empleando Disipadores Metálicos, Escuela N° 30209 Paulina Salazar Alfaro, Huancayo, 2021” indica que luego de la simulación de perdidas probables para un sismo raro en referencia al modelo del edificio existente se obtiene como resultados dos heridos y dos muertos, un costo de reparación igual a S/ 1,182,828.67 y un tiempo de reparación igual a 79 días. No obstante, en referencia al modelo con SLB se obtiene como resultados dos heridos y ningún muerto, un costo de reparación igual a S/ 85,051.17 y un tiempo de reparación igual a 22 días, en referencia al modelo con TADAS se obtiene como resultados dos heridos y ningún muerto, un costo de reparación igual a S/ 86,104.62 y un tiempo de reparación igual a 22 días.

En contraste, en esta investigación luego de la simulación de perdidas probables para un sismo raro en referencia al modelo del edificio de 15 pisos existente se obtuvo como resultados ningún herido ni muerto, un costo de reparación igual a S/ 1,249,250 y un tiempo de reparación igual a 36 días. No obstante, en referencia al modelo del edificio en combinación con el AMS se obtuvo como resultados ningún herido ni muerto, un costo de reparación igual a S/ 694,688 y un tiempo de reparación igual a 22 días.



- OE3: Evaluar la valoración de calificación USRC con amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

En la investigación realizada en Quito por Aveiga & Carvajal (2018) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis de Perdidas y Estimación de Daños utilizando la Herramienta PACT del FEMA P-58, en una Edificación ubicada en la Ciudad de Quito” indica que para un sismo raro el modelo con R igual a 6 alcanza la certificación USRC Silver en virtud de que obtiene una calificación de 2 estrellas en recuperación y 3 para seguridad y daño, no obstante, el modelo con R igual a 8 alcanza la certificación USRC Certified en virtud de que obtiene una calificación de 3 estrellas en seguridad y 2 para recuperación y daño.

En la investigación realizada en Huancayo por Abregu (2022) mediante su tesis de pregrado titulada “Evaluación de la Resiliencia Sísmica en Edificaciones Empleando Disipadores Metálicos, Escuela N° 30209 Paulina Salazar Alfaro, Huancayo, 2021” indica que para un sismo raro el modelo existente no alcanza a cumplir una certificación USRC en virtud de que obtiene una calificación de 3 estrellas en recuperación y 1 para seguridad y daño, no obstante, los modelos con SLB y TADAS alcanzaron la certificación USRC Gold en virtud de que ambos modelos obtienen una calificación de 4 estrellas en seguridad, recuperación y daño.

En contraste, en esta investigación para un sismo raro se evaluó que el edificio de 15 pisos existente alcanza una certificación USRC Silver en virtud de que obtiene una calificación de 3 estrellas en recuperación y 5 para seguridad y daño, no obstante, para el modelo del edificio en combinación con el AMS alcanza una certificación USRC Gold en virtud de que obtiene una calificación de 4 estrellas en recuperación y 5 para seguridad y daño.



- OE4: Desarrollar el acondicionamiento del sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO 2023.

En la investigación realizada en Lima por Quispe & Rojas (2020) mediante su tesis de pregrado titulada “Mejoramiento de la Respuesta Dinámica en un Edificio de 26 Niveles Incorporando Amortiguadores de Masa Sintonizada en Jesús María” indica que el costo de estructuras es de S/. 8,885,382.83 y con AMS (1 bloque de concreto + 4 aisladores LRB) es de S/. 8,973,080.50 resultando un 1% más caro.

En la investigación realizada en Arequipa por Cotacallapa (2017) mediante su tesis de pregrado titulada “Análisis de un Edificio Asimétrico de 10 Niveles de Concreto Armado con Amortiguadores de Masa Sintonizada” indica que el costo de estructuras es de S/. 2,773,199.14 y con AMS (2 bloques de concreto + 8 aisladores LRB) es de S/. 2,859,460.75 resultando un 3.1% más caro.

En contraste, en esta investigación el costo de estructuras del edificio de 15 pisos según el expediente técnico es de S/. 11,754,292.52 y el costo del AMS propuesto (2 bloques de concreto + 8 aisladores LRB) se estimó en S/. 258,745.25 resultando un 2.2% más caro.



V. CONCLUSIONES

- En relación con el primer objetivo específico de la investigación, se logró calcular el valor de los parámetros de demanda de ingeniería (EDP) atenuados por medio de los amortiguadores de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO, en referencia a la EDP derivas dirección X, para el sistema principal se ha obtenido una deriva máxima igual a 5.21 ‰, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una deriva máxima igual a 3.63 ‰, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 30.3%.
- En referencia a la EDP derivas dirección Y, para el sistema principal se ha obtenido una deriva máxima igual a 5.06 ‰, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una deriva máxima igual a 4.20 ‰, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 17%.
- En referencia a la EDP aceleraciones dirección X, para el sistema principal se ha obtenido una aceleración máxima igual a 1.15 g, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una aceleración máxima igual a 1.12 g, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 2.6%.
- En referencia a las aceleraciones dirección Y, para el sistema principal se ha obtenido una aceleración máxima igual a 0.95 g, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una aceleración máxima igual a 0.92 g, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 3.2%.
- En referencia a la EDP rotaciones dirección X, para el sistema principal se ha obtenido una rotación máxima igual a 5.62 ‰, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una rotación máxima igual a 3.55 ‰, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 36.8%.



- En referencia a la EDP rotaciones dirección Y, para el sistema principal se ha obtenido una rotación máxima igual a 7.41 %, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido una rotación máxima igual a 5.46 %, por tal la razón el valor de la EDP se atenúa un 26.3%.
- En relación con el segundo objetivo específico de la investigación, se logró determinar el resultado de las variables de decisión (DV) reducida por medio de los amortiguadores de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO, en referencia a la DV damnificados, en caso de un sismo raro, tanto para el sistema principal como para el sistema sintonizado se ha obtenido cero heridos probables y cero fatalidades probables, por tal razón el valor de la DV ya no se reduce, debido a que esta optimizado al máximo en el sistema principal.
- En referencia a la DV costos de reparación, en caso de un sismo raro, para el sistema principal se ha obtenido un costo de reparación probable igual a 1,249,250 soles, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido un costo de reparación probable igual a 649,688 soles, por tal la razón el valor de la DV se reduce un 48%.
- En referencia a la DV tiempos de reparación, en caso de un sismo raro, para el sistema principal se ha obtenido un tiempo de reparación probable igual a 36 días, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha obtenido un tiempo de reparación probable igual a 22 días, por tal la razón el valor de la DV se reduce un 39%.
- En relación con el tercer objetivo específico de la investigación, se logró evaluar la valoración de calificación USRC mejorada con certificación USRC Gold por medio de los amortiguadores de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO, en referencia a la calificación USRC, para el sistema principal se ha



logrado el certificado USRC Silver, debido a que se ha obtenido una valoración de 5 estrellas en seguridad, 5 estrellas en daño, y 3 estrellas en recuperación, no obstante, para la propuesta sistema sintonizado se ha logrado el certificado USRC Gold, debido a que se ha obtenido una valoración de 5 estrellas en seguridad, 5 estrellas en daño y 4 estrellas en recuperación, por tal razón, el sistema principal presenta la mejora de un rango adicional en la calificación USRC con el AMS.

- En relación con el cuarto objetivo específico de la investigación, se logró desarrollar el acondicionamiento diseñado de forma asequible técnica y económica el sistema amortiguador de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO. Dado que se tiene como aporte el análisis estructural, diseño, planos y estimación de presupuesto de implementación del AMS, es asequible el acondicionamiento del sistema sintonizado.
- En relación con el objetivo general de la investigación, se logró evaluar una resiliencia sísmica mejorada con certificación USRC Gold por medio de los amortiguadores de masa sintonizada en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO. En ese sentido, los edificios de gran altura que se apoyan en el AMS se les ha añadido masa y amortiguamiento, lo que permite que una gran cantidad de energía de vibración estructural se transfiera a estos dispositivos, donde es disipada a través de su amortiguamiento, logrando así obtener un comportamiento estructural adecuado sobre las derivas, aceleraciones y rotaciones para mejorar la resiliencia sísmica con relación a los damnificados, costos y tiempos de reparación. Por tal razón, la estructura recibe una certificación USRC Gold.



VI. RECOMENDACIONES

- Para un correcto funcionamiento del amortiguador de masa sintonizada se recomienda ubicarlo en lo posible de forma simétrica ya que su efectividad es mucho mayor en ese caso.
- Para alcanzar resultados eficientes se recomienda agrupar los elementos estructurales y no estructurales en base a características similares debido a que en edificios de varios niveles se tiene una cantidad considerable de estos elementos.
- La resiliencia sísmica como un enfoque emergente para evaluar el comportamiento ante eventos sísmicos, se recomienda emplearlo para evaluar diferentes sistemas de protección sísmica y sistemas estructurales con la finalidad de elegir el más eficiente para el edificio que se desea diseñar y/o reforzar.
- Se recomienda crear curvas de fragilidad propias o exclusivas de nuestra región, con los materiales característicos y acorde a los procesos constructivos tanto para componentes estructurales y no estructurales para afinar los resultados.
- Se recomienda investigar la eficiencia del AMS en combinación con aisladores friccionantes (DFPB y TFPB) dado que este tipo de aisladores tiene un menor costo en contraste de los aisladores LRB que se analizó para esta investigación.
- Además de las certificaciones ante eventos sísmicos, USRC puede evaluar la resiliencia ante el viento, por lo que se sugiere investigar en edificios de gran altura, coberturas metálicas y/o madera la resiliencia empleando USRC.
- Dado que el AMS puede llegar a ser más efectivo a medida que incrementa su masa esto significa que puede alcanzar dimensiones considerables, se sugiere evaluar el caso en que un piso adicional en la azotea representa al AMS y ver la factibilidad técnica, económica y estética del edificio.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (2014). *Guide Specifications for Seismic Isolation Design [Guía de especificaciones para el diseño del aislamiento sísmico]* (4ta ed.).
- Abregu, C. (2022). *Evaluación de la resiliencia sísmica en edificaciones empleando disipadores metálicos, escuela N° 30209 Paulina Salazar Alfaro, Huancayo, 2021* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Centro del Perú].
<http://hdl.handle.net/20.500.12894/8720>
- Arévalo, V. (2015). *Análisis del comportamiento de un edificio de marcos de acero con disipadores de energía histeréticos*.
<http://recursosbiblio.url.edu.gt/tesiseortiz/2016/02/09/Arevalo-Virgilio.pdf>
- Arias, F. (2012). *El proyecto de investigación Introducción a la metodología científica* (6ta ed.). Editorial Episteme.
- Asadi, E. (2020). *Risk-Informed multi-criteria decision framework for resilience and sustainability assessment of building structures* [Tesis doctoral, Case Western Reserve University].
http://rave.ohiolink.edu/etdc/view?acc_num=case1575381834399844
- ATC. (2018). Methodology [Metodología]. En *Seismic Performance Assessment of Buildings [Evaluación del desempeño sísmico de los edificios]* (2da ed., Vol. 1, pp. 1–340). Federal Emergency Management Agency.
<https://femap58.atcouncil.org/reports>
- Aveiga, J., & Carvajal, J. (2018). *Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P-58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador].
<http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17131>



- Ayhuasi, N., & Añamuro, J. (2020). *Comparación de la respuesta estructural en un edificio de 20 niveles con amortiguadores de masa sintonizada de tipo convencional y pendular mediante modelos físicos a escala reducida* [Tesis de pregrado, Universidad Peruana Unión].
<http://repositorio.upeu.edu.pe/handle/20.500.12840/3315>
- Baker, J., Cremen, G., Giovinazzi, S., & Seville, E. (2016). Benchmarking FEMA P-58 performance predictions against observed earthquake data – A preliminary evaluation for the Canterbury earthquake sequence. *NZSEE Conference*, 1–7.
- Bernal, C. (2016). *Metodología de la investigación* (4ta ed.). Pearson.
- Carrasco, S. (2007). *Metodología de la investigación científica* (2da ed.). Editorial San Marcos.
- Cersa. (2020). *Perú se ubica en la zona denominada Cinturón de Fuego del Pacífico*.
<https://cersa.org.pe/capacitaciones/?q=blog/cinturondefuego#:~:text=Per%C3%BA%20se%20ubica%20en%20la%20zona%20denominada%20Cintur%C3%B3n%20de%20Fuego%20del%20Pac%C3%ADfico,-Publicado%20por%3Aadmin&text=Las%20zonas%20que%20m%C3%A1s%20ce,rca,que%20siempre%20est%C3%A1n%20en%20fricci%C3%B3n>
- Céspedes, S., Boroschek, R., & Ruiz, R. (2019). *Modelos de movimiento fuerte para duración e Intensidad de Arias para registros de movimiento fuerte en Chile*. 1–12.
https://boroschek.com/wp-content/uploads/2019/05/2019_achisinacespedesboroschekintensidadarias-1477.pdf
- Chicaiza, J. (2023). *Aplicación del método de análisis incremental dinámico para evaluar el desempeño sísmico entre tipologías OMF y OMF+SSW para determinar costos*



- de reparación* [Tesis de maestría, Universidad de las Fuerzas Armadas].
<http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/36762>
- Computers and Structures. (s/f). *Structural Engineering Software | Computers and Structures, Inc.* Recuperado el 10 de septiembre de 2024, de <https://www.csiamerica.com/>
- Constantinou, M., & Fenz, D. (2008). *Development, Implementation and Verification of Dynamic Analysis Models for Multi-Spherical Sliding Bearings - MCEER: Earthquake Engineering to Extreme Events - University at Buffalo.*
<https://www.buffalo.edu/mceer/catalog.host.html/content/shared/www/mceer/publications/MCEER-08-0018.detail.html>
- Cotacallapa, R. (2017). *Analisis de un edificio asimétrico de 10 niveles de concreto armado con amortiguadores de masa sintonizada* [Tesis de pregrado]. Universidad Nacional de San Agustín.
- CSI. (2008). *TECHNICAL NOTE MATERIAL STRESS-STRAIN CURVES.*
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., & Willford, M. R. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design [Análisis estructural no lineal para el diseño sísmico]*. 1–36.
- Duque, E. (2013). *Eficiencia de disipadores sintonizados de masa en estructuras con comportamiento elasto-plástico sometidas a cargas sísmicas.* [Tesis de posgrado, Universidad Nacional de Córdoba]. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.12119.27049>
- Emmert, F., & Dehmer, M. (2019). Understanding Statistical Hypothesis Testing: The Logic of Statistical Inference. *Machine Learning and Knowledge Extraction 2019, Vol. 1, Pages 945-961, 1(3), 945–961.* <https://doi.org/10.3390/MAKE1030054>



- FEMA 445. (2006). *Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines: Program Plan for New and Existing Buildings*.
<https://www.wbdg.org/ffc/dhs/fema/fema445>
- Galdos, L. (2023). *Análisis dinámico no lineal de un edificio de 11 niveles en la ciudad de Arequipa incorporando amortiguadores de masa sintonizada* [Tesis de pregrado, Universidad Católica San Pablo]. <https://hdl.handle.net/20.500.12590/17772>
- Genatios, C., & Lafuente, M. (2016). *Introducción al Uso de Aisladores y Disipadores en Estructuras*. <https://scioteca.caf.com/handle/123456789/1213>
- Gutiérrez, O. (2022). *Influencia de amortiguadores de masa sintonizada en la respuesta estructural de edificaciones*. [Tesis de pregrado, Universidad Central del Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/28168>
- Gutiérrez Trejo, J., Ayala Milián, G., Gutiérrez Trejo, J., & Ayala Milián, G. (2022). Análisis de la resiliencia sísmica de edificios. *Ingeniería sísmica*, 107(107), 47–73. <https://doi.org/10.18867/RIS.107.603>
- Huaman, R., & Sopla, S. (2023). *Diseño estructural metodología FEMA P58 para estimar resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar en Lima - Perú* [Tesis de pregrado, Universidad de San Martín de Porres]. <https://hdl.handle.net/20.500.12727/12235>
- IGP. (2024). *Fortalecer la cultura sísmica es clave en la seguridad y resiliencia del Perú*. <https://www.gob.pe/institucion/igp/noticias/1004374-igp-fortalecer-la-cultura-sismica-es-clave-en-la-seguridad-y-resiliencia-del-peru>
- Juárez, F., Villatoro, J., & López, E. (2002). *Apuntes de Estadística Inferencial*. Instituto Nacional de Psiquiatría Ramón de la Fuente.



- Lee, C. L., Chen, Y. T., Chung, L. L., & Wang, Y. P. (2006). Optimal design theories and applications of tuned mass dampers. *Engineering Structures*, 28(1), 43–53.
<https://doi.org/10.1016/J.ENGSTRUCT.2005.06.023>
- Lobos, D. (2015). *Reducción en la respuesta sísmica del edificio Santiago norte a través del uso de un amortiguador de masa sintonizada compuesto por la losa de azotea*. [Tesis de maestría, Pontificia Universidad Católica de Chile].
https://masterieg.uc.cl/wp-content/uploads/2022/04/2015-04_DAR%C3%8DO_LOBOS_UBERUAGA.pdf
- Matta, E., & De Stefano, A. (2009). Robust design of mass-uncertain rolling-pendulum TMDs for the seismic protection of buildings. *Mechanical Systems and Signal Processing*, 23(1), 127–147. <https://doi.org/10.1016/J.YMSSP.2007.08.012>
- Miranda, E., Mosqueda, G., Retamales, R., & Pekcan, G. (2012). Performance of Nonstructural Components during the 27 February 2010 Chile Earthquake. <https://doi.org/10.1193/1.4000032>, 28(SUPPL.1).
<https://doi.org/10.1193/1.4000032>
- Moehle, J., & Deierlein, G. (2004). *A framework methodology for performance-based earthquake engineering [Una metodología marco para la ingeniería sísmica basada en el rendimiento]*. 1–14.
https://www.researchgate.net/publication/228706335_A_framework_methodology_for_performance-based_earthquake_engineering
- Morales, F., & Parra, K. (2022). *Influencia de la ubicación vertical de los amortiguadores de masa sintonizada en las respuestas dinámicas sísmicas de una edificación multifamiliar de 10 pisos, ubicado en el distrito de Cercado de Lima* [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas].
<http://hdl.handle.net/10757/660449>



- Naeim, F., & Kelly, J. M. (1999). Design of Seismic Isolated Structures. *Design of Seismic Isolated Structures*. <https://doi.org/10.1002/9780470172742>
- Narváez, M. (2019). *Análisis comparativo técnico-económico de una edificación de 12 pisos, empleando amortiguadores de fluido viscoso y disipadores histeréticos*. <https://core.ac.uk/download/344696155.pdf>
- Oviedo, J. A., & Duque, M. del P. (2006). Sistemas de Control de Respuesta Sísmica en Edificaciones. *Revista EIA*, 105–120. <https://revista.eia.edu.co/index.php/reveia/article/view/163>
- Perez, C., & Torres, R. (2022). *Evaluación del Desempeño Sísmico de un Edificio de Muros Estructurales de Mediana Altura en Base a Desplazamientos y Costos de Reparación Probables* [Tesis de posgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/23901>
- Pratap, R., Mukherjee, S., & Moon, F. C. (1994). Dynamic Behavior of a Bilinear Hysteretic Elasto-Plastic Oscillator, Part I: Free Oscillations. *Journal of Sound and Vibration*, 172(3), 321–337. <https://doi.org/10.1006/JSVI.1994.1178>
- Quispe, J., & Rojas, A. (2020). *Mejoramiento de la respuesta dinámica en un edificio de 26 niveles incorporando amortiguadores de masa sintonizada en Jesús María* [Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma]. <https://hdl.handle.net/20.500.14138/3569>
- Reyes, J. C., & Rubiano, N. R. (2002). Modelación inelástica de edificios de concreto con disipadores de energía histeréticos. *Revista de Ingeniería*, 15, 30–39. <https://doi.org/10.16924/REVINGE.15.5>
- Saico, J. (2021). *Análisis comparativo del desempeño sísmico de edificios de mediana altura con sistema estructural Dual y Diagrid en Cusco* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Antonio Abad del Cusco]. <http://hdl.handle.net/20.500.12918/5954>



- Saldaña, K. (2021). *Eficiencia de los sistemas de control pasivo en la respuesta sísmica de edificaciones* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería].
<http://hdl.handle.net/20.500.14076/22213>
- Sánchez, C. (2023). *Las pruebas de normalidad*. 1–8.
https://www.researchgate.net/publication/366922523_Las_pruebas_de_normalidad
- Silva, A., Castro, J. M., & Monteiro, R. (2020). A rational approach to the conversion of FEMA P-58 seismic repair costs to Europe.
<https://doi.org/10.1177/8755293019899964>, 36(3), 1607–1618.
<https://doi.org/10.1177/8755293019899964>
- Son, J.-K., & Lee, C.-H. (2020). Hysteresis Model for the Cyclic Response of Existing Reinforced Concrete Frames. *Journal of The Korean Association For Spatial Structures*, 20(3), 81–89. <https://doi.org/10.9712/KASS.2020.20.3.81>
- Toledo, V. (2014). *La Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño (Performance-Based Earthquake Engineering, PBEE)*. <https://www.cingcivil.com/?p=805>
- Toyoda, T. (2008). *Economic Impacts of Kobe Earthquake: A Quantitative Evaluation after 13 Years*.
https://www.researchgate.net/publication/269621621_Economic_Impacts_of_Kobe_Earthquake_A_Quantitative_Evaluation_after_13_Years
- Turner & Townsend. (2022). *International construction market survey 2022*.
- USRC. (2019). *Implementation Manual USRC Building Rating System for Earthquake Hazards [Manual de implementación Sistema de Calificación de Edificios del USRC para Riesgos Sísmicos]*. United State Resiliency Council.
<https://www.usrc.org/usrc-media-portfolio/#TechnicalGuides>
- USRC. (2022, enero 5). *USRC Verified Ratings [Calificaciones verificadas por USRC]*.
<https://www.usrc.org/usrc-verified-rating/>



- Valderrama, S. (2013). *Pasos para Elaborar Proyectos de Investigacion Cientifica* (2nd Ed.). Editorial San Marcos.
- Villarreal, G., & Oviedo, R. (2009). *Edificaciones con disipadores de energia*.
<http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2009/07/Disipadores-de-energia.pdf>
- Xan, J. (2021). An Overview on Seismic Analysis and Its Methods. *Journal of Architectural Engineering Technology*, 10(12), 1–1.
<https://www.omicsonline.org/open-access/an-overview-on-seismic-analysis-and-its-methods-118708.html>
- Yucra, M. (2018). *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú*.
<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/11891>



ANEXOS

ANEXO 1: Matriz de consistencia

ANEXO 2: Matriz de operacionalización de variables

ANEXO 3: Acceso a la información del edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO

ANEXO 4: Registros sísmicos observados en la región de Puno

ANEXO 5: Código Python para extraer los EDP del Etabs

ANEXO 6: EDP-Derivas del sistema principal

ANEXO 7: EDP-Aceleraciones del sistema principal

ANEXO 8: EDP-Rotaciones del sistema principal

ANEXO 9: DV-Costos de reparación del sistema principal

ANEXO 10: DV-Tiempos de reparación del sistema principal

ANEXO 11: EDP-Derivas del sistema sintonizado.

ANEXO 12: EDP-Aceleraciones del sistema sintonizado.

ANEXO 13: EDP-Rotaciones del sistema sintonizado.

ANEXO 14: DV-Costos de reparación del sistema sintonizado

ANEXO 15: DV-Tiempos de reparación del sistema sintonizado

ANEXO 16: Evaluación estructural por mejora arquitectónica (remoción de vigas y columnas)

ANEXO 17: Presupuesto de acondicionamiento del AMS en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO

ANEXO 18: Planos de acondicionamiento del AMS en el edificio de 15 pisos de la UNA-PUNO



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo ALEXANDER NOEL QUIEDO ROMERO,
identificado con DNI 72703736 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:
" EVALUACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA CON AMORTIGUADOR
DE NASA SINTONIZADA EN EL EDIFICIO DE 15 PISOS DE LA
UNA-PUNO 2023 "

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 17 de NOVIEMBRE del 2024


FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo ALEXANDER NOEL QUIEDO ROMERO identificado con DNI 72103136 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERÍA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"EVALUACIÓN DE LA RESILIENCIA SÍSMICA CON AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN EL EDIFICIO DE 15 PISOS DE LA UNA-PUNO 2023"

para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 11 de NOVIEMBRE del 2024


FIRMA (obligatoria)



Huella