

**UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA**



**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO  
DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA:**

---

“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES CON AISLADORES DE BASE DEL TIPO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB Y DISIPADORES TIPO CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO BRB, Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.”

---

**AUTORES:** CHRISTIAN NICOLÁS RUIZ CARRILLO  
ANGEL ISMAEL TORRES REINO.

**TUTOR:** Ing. M.Sc MIGUEL ÁNGEL MORA MORA

**AMBATO-ECUADOR**

**2018**

## CERTIFICACIÓN DE TUTOR

Yo, Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora Mora, certifico que la presente tesis de grado realizada por los Señores Christian Nicolás Ruiz Carrillo y Ángel Ismael Torres Reino, egresados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica, Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato; se ha desarrollado bajo mi tutoría, es un trabajo personal e inédito realizado bajo el tema **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES CON AISLADORES DE BASE DEL TIPO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB Y DISIPADORES TIPO CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO BRB, Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.”**

Es todo cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ambato, noviembre del 2018

-----  
Ing. M.Sc. Miguel Ángel Mora Mora  
**DOCENTE TUTOR**

## **AUTORÍA DE TRABAJO**

Nosotros, Christian Nicolás Ruiz Carrillo, CI. 1804656732, Ángel Ismael Torres Reino, CI. 1805184197 egresados de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, certificamos por medio de la presente que el trabajo experimental bajo el tema **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES CON AISLADORES DE BASE DEL TIPO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB Y DISIPADORES TIPO CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO BRB, Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL”**, es de nuestra completa autoría.

Ambato, noviembre del 2018

-----  
Egdo. Christian Nicolás Ruiz Carrillo

**AUTOR**

-----  
Egdo. Ángel Ismael Torres Reino

**AUTOR**

## **DERECHOS DE AUTOR**

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este trabajo experimental o parte de él, un documento disponible de lectura, consulta y proceso de investigación, según las normas de la institución.

Cedo los derechos en línea patrimoniales de mi trabajo experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este trabajo experimental dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, noviembre del 2018

-----  
Egdo. Christian Nicolás Ruiz Carrillo

**AUTOR**

-----  
Egdo. Ángel Ismael Torres Reino

**AUTOR**



## **APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO**

Los suscritos profesores calificadores, una vez revisado, aprueban el informe de investigación, sobre el tema: **“ANÁLISIS COMPARATIVO DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS ESENCIALES CON AISLADORES DE BASE DEL TIPO ELASTOMÉRICO CON NÚCLEO DE PLOMO LRB Y DISIPADORES TIPO CONTRAVENTEOS RESTRINGIDOS AL PANDEO BRB, Y SU INCIDENCIA EN LA RELACIÓN COSTO/BENEFICIO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL”**, de Christian Nicolás Ruiz Carrillo y Ángel Ismael Torres Reino, de la carrera de Ingeniería Civil, el mismo que guarda conformidad con las disposiciones reglamentarias emitidas por el Centro de Estudios de Pregrado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman,

-----  
Ing. Mg. Betzabeth Suquillo

-----  
Ing. Mg. Carlos Navarro

## **DEDICATORIA**

A Dios, por darme fuerzas, salud y sabiduría para culminar una etapa más de mi vida.

A mis padres, por ser un ejemplo a seguir, por todo el amor y cariño brindado durante toda mi vida y el sacrificio para que nunca me falte nada.

A mi hermana y hermanos que siempre están pendientes de mi cuidándome y apoyándome.

A mi enamorada por siempre estar junto a mí en los buenos y malos momentos durante toda la carrera.

Nicolás Ruiz Carrillo

## DEDICATORIA

El presente trabajo investigativo quiero dedicárselo principalmente a Dios por darme la sabiduría y las fuerzas necesarias para levantarme cada vez que me sentía derrotado.

A mi padre, por enseñarme el valor de las cosas y demostrarme con el ejemplo que el mejor conocimiento por adquirir en la vida es aquel que se consigue por cuenta propia.

A mi querida madre, por ser mi guía y mi inspiración; por estar junto a mí en todo momento, enseñándome que las adversidades de la vida son pasajeras y que todos los fracasos pueden ser convertidos en victorias.

A mis hermanas, por confiar en mí y ayudarme a trazar metas significativas en mi vida.

A mis pequeños sobrinos, Hanel y Liam, por endulzarme la vida y enseñarme a vivirla.

De manera especial quiero dedicar el esfuerzo impregnado a lo largo de mi formación como profesional a la memoria de aquel pequeño guerrero, Andrés Ezequiel, quien cerró sus ojos de manera repentina para acompañarme en todo este tiempo en cada uno de mis recuerdos.

*Angel Torres*

## **AGRADECIMIENTO**

A nuestro tutor Ing. M.Sc. Miguel Mora por su ayuda y asesoramiento en la elaboración del presente proyecto de titulación.

A la planta docente de la carrera por siempre despejar cualquier duda a lo largo de nuestra carrera.

A la Universidad Técnica de Ambato y a la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica por permitirnos utilizar las instalaciones en el transcurso de nuestra vida universitaria.

Al Ph.D Héctor Guerrero Bobadilla por impartirnos sus conocimientos en su visita al Ecuador.

Al Cuerpo de Ingenieros del Ejército por facilitarnos los planos del hospital General de Latacunga los que cuales sirvieron para el desarrollo del proyecto de investigación.

Nicolás Ruiz y Ángel Torres

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a mis padres Juan y Alexandra que siempre han estado pendientes de mí, apoyándome en todo momento e impulsándome a ser mejor cada día.

A mi hermana Gaby y hermanos Juan Carlos y Diego por siempre brindarme su apoyo, por demostrarme que siempre voy a poder contar con ellos.

A toda mi familia por su apoyo y su cariño mostrado siempre.

A mi enamorada María Alexandra por siempre apoyarme en todas las decisiones tomadas durante la carrera y siempre confiar en mí.

A mis amigos, futuros colegas que han estado presentes durante esta etapa.

Nicolás Ruiz Carrillo

## AGRADECIMIENTO

A Dios, por tanta bondad y benevolencia demostrada en mi vida.

A mis padres, por su comprensión y perseverancia para formarme como un hombre de bien y darme la oportunidad de alcanzar cada uno de mis sueños.

A toda mi familia, que supieron llegar con una palabra de aliento en el tiempo apropiado.

A todos aquellos docentes, que a más de ser profesores fueron mis amigos y compartieron sin egoísmo su conocimiento y experiencia.

A mis compañeros de aula que hicieron que este arduo camino sea más llevadero; muchas gracias queridos colegas.

*Angel Torres*

## ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN DE TUTOR.....	II
AUTORÍA DE TRABAJO.....	III
DERECHOS DE AUTOR.....	IV
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO .....	V
DEDICATORIA.....	VI
AGRADECIMIENTO .....	IX
ÍNDICE GENERAL .....	11
ÍNDICE DE TABLAS.....	14
ÍNDICE DE GRÁFICOS .....	17
ÍNDICE DE ECUACIONES .....	29
RESUMEN EJECUTIVO .....	31
EXECUTIVE SUMMARY.....	32
CAPÍTULO I.....	33
ANTECEDENTES.....	33
1.1 Tema de investigación.....	33
1.2 Antecedentes .....	33
1.3 Justificación.....	34
1.4 Objetivos .....	37
1.4.1 Objetivo General: .....	37
1.4.2 Objetivos Específicos .....	37
CAPÍTULO II.....	38

FUNDAMENTACIÓN .....	38
2.1 Fundamentación teórica .....	38
2.2 Hipótesis.....	99
2.3 Señalamiento de las variables de la hipótesis. ....	99
2.3.1 Variable Independiente .....	99
2.3.2 Variable Dependiente.....	99
CAPÍTULO III.....	100
METODOLOGÍA DE TRABAJO .....	100
3.1. Tipo de investigación .....	100
3.1.1 Nivel Exploratorio.....	100
3.1.2 Nivel Descriptivo .....	100
3.1.3 Nivel Explicativo .....	101
3.2. Población y muestra .....	101
3.2.1. Población.....	101
3.2.2. Muestra.....	101
3.3. Operacionalización de variables .....	102
3.3.1 Variable Independiente. ....	102
3.3.2 Variable Dependiente.....	103
3.4. Plan de recolección de información. ....	104
3.5. Plan procesamiento y análisis .....	105
3.5.1. Plan de Procesamiento de la Información.....	105
3.5.2. Plan de Análisis e Interpretación de Resultados .....	106
CAPÍTULO IV.....	107
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS .....	107
4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS .....	107



4.1.1 Planos Arquitectónicos .....	107
4.1.2 Estudio Geotécnico y de Suelos para Manta.....	118
4.1.3 Estudio de Peligro Sísmico para Manta .....	119
4.1.4 Consideraciones generales para el análisis estructural .....	121
4.1.5 Acelerogramas .....	135
4.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS.....	164
4.2.1 Resultados de la estructura analizada con base fija .....	164
4.2.2 Resultados de la estructura analizada con base aislada.....	212
4.2.3 Resultados de la estructura analizada con disipadores BRB.....	268
4.2.4 Análisis comparativo con los diferentes sistemas estructurales.....	299
4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPOTESIS .....	309
CAPÍTULO V .....	310
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	310
5.1 CONCLUSIONES .....	310
5.2 RECOMENDACIONES .....	311
BIBLIOGRAFÍA .....	313
ANEXOS .....	318

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Variable independiente .....	102
Tabla 2 Variable dependiente .....	103
Tabla 3 Variable dependiente .....	103
Tabla 4 Plan de recolección de información .....	104
Tabla 5 Valores para la elaboración del espectro elástico en Manta (Ing. Alex Villacrés) .....	120
Tabla 6 Comparación de valores de aceleración superficie - roca en Manta (Ing. Alex Villacrés) .....	120
Tabla 7 Desagregación del peligro sísmico para diferentes periodos de retorno en Manta.....	121
Tabla 8 Peso propio de una losa de 25 cm .....	123
Tabla 9 Cuantificación de carga pared tipo 1.....	123
Tabla 10 Cuantificación de carga pared tipo 2.....	123
Tabla 11 Cuantificación de carga pared tipo.....	124
Tabla 12 Carga Viva de acuerdo a NEC-SD-CG-2015 .....	124
Tabla 13 Coeficientes de perfil de suelo obtenidos mediante estudio de peligro sísmico .....	126
Tabla 14 Parámetros para conformación del espectro inelástico .....	131
Tabla 15 Datos de espectros Elástico e Inelástico para $T_r=475$ años .....	132
Tabla 16 Datos de espectros Elástico e Inelástico para $T_r=2500$ años .....	133
Tabla 17 Elementos a utilizar en estructura con base fija.....	135
Tabla 18 Características de los sismos a utilizar.....	137
Tabla 19 Características sismo Lima 1974 .....	137
Tabla 20 Características sismo Pisco 2007 .....	139
Tabla 21 Características sismo Pedernales 2016 .....	141
Tabla 22 Factor de escala de cada registro.....	158
Tabla 23 Elementos a utilizar en estructura con base aislada .....	212
Tabla 24 Periodos y Amortiguamientos del sistema.....	225
Tabla 25 Cálculo de los parámetros del sistema .....	225
Tabla 26 Resumen parámetros del sistema .....	227
Tabla 27 Cálculo de parámetros del sistema a mitad de desplazamiento .....	228
Tabla 28 Verificación de la fuerza restauradora .....	229

Tabla 29 Verificación de la relación entre el área reducida y el área efectiva.....	230
Tabla 30 Verificación de las deformaciones por corte.....	230
Tabla 31 Datos a ingresar al software ETABS .....	230
Tabla 32 Deformación por corte máxima límite inferior bloque A .....	256
Tabla 33 Deformación por corte máxima límite inferior bloque B .....	257
Tabla 34 Deformación por corte máxima límite superior Bloque A .....	259
Tabla 35 Deformación por corte máxima límite superior Bloque B.....	260
Tabla 36 Levantamiento máximo límite inferior Bloque A.....	262
Tabla 37 Levantamiento máximo límite inferior Bloque B .....	263
Tabla 38 Levantamiento máximo límite superior bloque A .....	265
Tabla 39 Levantamiento máximo límite superior bloque B.....	266
Tabla 40 Elementos a utilizar en estructura con disipadores bloque A .....	268
Tabla 41 Elementos a utilizar en estructura con disipadores bloque B .....	268
Tabla 42 Deriva objetivo para cada nivel de desempeño.....	269
Tabla 43 Desplazamientos de cada piso y de la estructura para cada nivel de desempeño.....	269
Tabla 44 Desplazamientos límites para cada nivel de desempeño .....	270
Tabla 45 Factor de correlación para cada nivel de desempeño.....	270
Tabla 46 Desplazamientos máximos del sistema primario .....	271
Tabla 47 Ductilidad máxima de la estructura primaria para cada nivel de desempeño .....	272
Tabla 48 Ductilidad máxima de la estructura secundaria para cada nivel de desempeño.....	272
Tabla 49 Período de vibración de la estructura dual .....	273
Tabla 50 Desplazamientos máximos para el sistema dual .....	274
Tabla 51 Área del disipador BRB .....	274
Tabla 52 Datos de los disipadores BRB bloque A en X .....	275
Tabla 53 Datos de los disipadores BRB bloque A en Y .....	276
Tabla 54 Datos de los disipadores BRB bloque B en X .....	276
Tabla 55 Datos de los disipadores BRB bloque B en Y .....	276
Tabla 56 Datos de la camisa de confinamiento BRB bloque A en X .....	277
Tabla 57 propiedades del mortero de relleno .....	278
Tabla 58 Propiedades del Acero A36 .....	279

Tabla 59 Revisión de la capacidad del mortero de relleno .....	280
Tabla 60 Resumen geometría del núcleo, dimensiones de la camisa y mortero de confinamiento.....	280
Tabla 61 Análisis comparativo con los diferentes sistemas estructurales.....	299
Tabla 62 Niveles de desempeño de las estructuras para cada sistema estructural ...	307
Tabla 63 Cantidades de hormigón y acero Bloque B.....	307
Tabla 64 Análisis económico estructura convencional .....	307
Tabla 64 Análisis económico estructura con aisladores LRB.....	308
Tabla 64 Análisis económico estructura con disipadores BRR .....	308

## ÍNDICE DE GRÁFICOS

Fig. 1 Movimiento ondas L.....	41
Fig. 2 Espectros de respuesta de eventos sísmicos importantes.....	44
Fig. 3 Espectro elástico y espectro medio de la muestra .....	46
Fig. 4 Espectro elástico e inelástico .....	47
Fig. 5 6 Categorización de edificaciones según Norma Ecuatoriana de la Construcción .....	50
Fig. 6 Niveles de desempeño visión 2000.....	51
Fig. 7 Sistema de un grado de libertad: a) fuerza aplicada, b) movimiento del terreno inducido por un sismo .....	53
Fig. 8 Edificio de Cortante para un sistema de varios grados de libertad .....	54
Fig. 9 Amortiguamiento en las estructuras .....	57
Fig. 10 Análisis estructural .....	61
Fig. 11 Incremento en la aceptación y desarrollo de los sistemas de protección sísmica.....	62
Fig. 12 Componentes de la ecuación del movimiento .....	63
Fig. 13 Clasificación de los SPS .....	64
Fig. 14 Componentes disipador viscoso .....	65
Fig. 15 Modelo sólido de Voigt-Kelvin .....	66
Fig. 16 Modelo AMS .....	67
Fig. 17 Amortiguador de masa sintonizada instalado en el nuevo edificio de la Cámara Chilena de la Construcción.....	68
Fig. 18 Disipadores BRB .....	70
Fig. 19 a) Comportamiento de riostras convencional (Color rojo) y con pandeo restringido (Color verde) b) Comportamiento histerético disipadores BRB .....	72
Fig. 20 Configuración Diagonal.....	74
Fig. 21 Configuración Chevron .....	75
Fig. 22 Configuraciones más comunes empleadas en disipadores BRB .....	76
Fig. 23 Conexión apernada .....	78
Fig. 24 Conexión rotulada.....	78
Fig. 25 Conexión soldada.....	79
Fig. 26 Diagrama de flujo diseño BRB.....	80

Fig. 27 Respuesta de estructuras aisladas en suelos diferentes .....	82
Fig. 28 Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) .....	83
Fig. 29 Aisladores de núcleo de plomo .....	85
Fig. 30 Aproximación bilineal de un comportamiento de la ley histérica expresada en fuerza-desplazamiento .....	86
Fig. 31 Diagrama de flujo del diseño del aislador LRB .....	87
Fig. 32 Ubicación de los aisladores de base .....	88
Fig. 33 Ubicación de los aisladores de base en superestructura .....	89
Fig. 34 Anclajes en el pedestal del aislador .....	90
Fig. 35 Hormigonado del pedestal .....	90
Fig. 36 Izaje del aislador .....	91
Fig. 37 Montaje y sujeción del aislador al pedestal .....	91
Fig. 38 Aisladores de fricción de primera y segunda generación .....	93
Fig. 39 Desplazamientos doble péndulo .....	93
Fig. 40 Triple péndulo friccionante .....	94
Fig. 41 Desplazamientos triple péndulo friccionante en cada una de sus etapas .....	94
Fig. 42 Fachada Frontal .....	108
Fig. 43 Fachada Posterior .....	109
Fig. 44 Fachada Lateral Derecha .....	110
Fig. 45 Fachada Lateral Izquierda .....	111
Fig. 46 Corte A - A .....	112
Fig. 47 Corte B - B .....	113
Fig. 48 Planta de Subsuelo Nv – 8.00 .....	114
Fig. 49 Planta de Subsuelo Nv – 4.00 .....	115
Fig. 50 Planta Baja Nv + 0. ....	116
Fig. 51 Planta Alta Tipo .....	117
Fig. 52 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor Z .....	126
Fig. 53 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura .....	128
Fig. 54 Coeficientes de irregularidad en planta .....	129
Fig. 55 Coeficientes de irregularidad en elevación .....	130
Fig. 56 Espectros de diseño y desempeño de acuerdo a NEC-SD-DS .....	134
Fig. 57 Registro de Lima componente Norte – Sur (Lima 1974) .....	138
Fig. 58 Registro de Lima componente Este – Oeste (Lima 1974) .....	138

Fig. 59 Registro de Lima componente Vertical (Lima 1974) .....	139
Fig. 60 Registro de Pisco componente Norte - Sur (Pisco 2007).....	140
Fig. 61 Registro de Pisco componente Este - Oeste (Pisco 2007) .....	140
Fig. 62 Registro de Pisco componente Vertical (Pisco 2007).....	140
Fig. 63 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Norte - Sur (Pedernales 2016) .....	141
Fig. 64 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Este - Oeste (Ecuador 2016) .....	142
Fig. 65 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Vertical (Pedernales 2016) .....	142
Fig. 66 Opciones de corrección y filtrado (DEGTRA V 5.1 - UNAM).....	143
Fig. 67 Acelerograma corregido y no corregido (DEGTRA V 5.1 - UNAM).....	144
Fig. 68 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 N-S.....	147
Fig. 69 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 N-S .....	147
Fig. 70 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 E-O .....	148
Fig. 71 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 E-O .....	148
Fig. 72 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 Z.....	149
Fig. 73 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 Z .....	149
Fig. 74 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 N-S.....	150
Fig. 75 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 N-S .....	150
Fig. 76 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 E-O .....	151
Fig. 77 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 E-O.....	151
Fig. 78 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 Z.....	152
Fig. 79 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 Z.....	152
Fig. 80 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 N-S .....	153
Fig. 81 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 N-S.....	153
Fig. 82 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 E-O .....	154
Fig. 83 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 E-O.....	154
Fig. 84 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 Z..	155
Fig. 85 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 Z.....	155
Fig. 86 Método 1 para determinar periodos de vibración aproximados .....	156

Fig. 87 Coeficientes para determinar periodos de vibración aproximados .....	156
Fig. 88 Espectro Elástico e Inelástico para 475 años (NEC-SD-DS) .....	157
Fig. 89 Combinación SRSS para el sismo de Lima en la dirección N-S y E-O.....	159
Fig. 90 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Lima en la dirección N-S y E- O.....	159
Fig. 91 Combinación SRSS para el sismo de Pisco en la dirección N-S y E-O .....	160
Fig. 92 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Pisco en la dirección N-S y E- O.....	161
Fig. 93 Combinación SRSS para el sismo de Pedernales en la dirección N-S y E-O .....	161
Fig. 94 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Pedernales en la dirección N- S y E-O.....	162
Fig. 95 Espectros de respuesta de los registros sísmicos a utilizarse.....	163
Fig. 96 Combinación SRSS de todos los registros sísmicos con espectro 475 años al 90% .....	163
Fig. 97 Modelación bloques en conjunto .....	164
Fig. 98 Modelado Bloque A.....	164
Fig. 99 Modelado Bloque B .....	165
Fig. 100 Ingreso de registros sísmicos en ETABS.....	165
Fig. 101 Ajuste espectral de los registros en ETABS .....	166
Fig. 102 Caso de carga gravitacional .....	166
Fig. 103 Caso de carga Tiempo-historia .....	167
Fig. 104 Desplazamientos en X bloque A diseño base fija.....	168
Fig. 105 Desplazamientos en Y bloque A diseño base fija.....	168
Fig. 106 Desplazamientos en X bloque B diseño base fija.....	169
Fig. 107 Desplazamientos en Y bloque B diseño base fija.....	169
Fig. 108 Derivas de piso en X Bloque A Diseño base fija.....	170
Fig. 109 Derivas de piso en Y Bloque A Tr=475 años base fija.....	171
Fig. 110 Derivas de piso en X Bloque B diseño base fija.....	171
Fig. 111 Derivas de piso en Y Bloque B diseño base fija.....	172
Fig. 112 Desplazamientos máximos en X Bloque A diseño.....	173
Fig. 113 Desplazamientos máximos en Y Bloque A diseño.....	173
Fig. 114 Desplazamientos máximos en X Bloque B diseño .....	174



Fig. 115 Desplazamientos máximos en Y Bloque B diseño .....	174
Fig. 116 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A Desempeño Tr=475 años .....	176
Fig. 117 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A Desempeño Tr=475 años .....	177
Fig. 118 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A Desempeño Tr=475 años .....	177
Fig. 119 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B Desempeño Tr=475 años .....	178
Fig. 120 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B Desempeño Tr=475 años .....	178
Fig. 121 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B Desempeño Tr=475 años .....	179
Fig. 122 Derivas de piso en X Bloque A Desempeño Tr=475 años base fija.....	180
Fig. 123 Derivas de piso en Y Bloque A Desempeño Tr=475 años base fija.....	180
Fig. 124 Derivas de piso en X Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija.....	181
Fig. 125 Derivas de piso en Y Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija.....	181
Fig. 126 Histéresis en X Bloque A Desempeño Tr=475 años base fija.....	182
Fig. 127 Histéresis en Y Bloque A Desempeño Tr=475 años base fija.....	183
Fig. 128 Histéresis en X Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija.....	183
Fig. 129 Histéresis en Y Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija.....	184
Fig. 130 Desplazamientos máximos en X Bloque A Desempeño Tr=475 años .....	185
Fig. 131 Desplazamientos máximos en Y Bloque A Desempeño Tr=475 años .....	185
Fig. 132 Desplazamientos máximos en X Bloque B Desempeño Tr=475 años .....	186
Fig. 133 Desplazamientos máximos en Y Bloque B Desempeño Tr=475 años .....	186
Fig. 134 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A 3D Desempeño Tr=475años .....	188
Fig. 135 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A Eje A Desempeño Tr=475años .....	188
Fig. 136 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A 3D Desempeño Tr=475años .....	189
Fig. 137 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A Eje F Desempeño Tr=475años .....	190

Fig. 138 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A 3D Desempeño Tr=475años .....	190
Fig. 139 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A Eje 2 Desempeño Tr=475años .....	191
Fig. 140 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B 3D Desempeño Tr=475años .....	191
Fig. 141 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B Eje E Desempeño Tr=475años .....	192
Fig. 142 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B 3D Desempeño Tr=475años .....	192
Fig. 143 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B Eje B Desempeño Tr=475años .....	193
Fig. 144 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B 3D Desempeño Tr=475años .....	193
Fig. 145 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B Eje 5 Desempeño Tr=475años .....	194
Fig. 146 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A Desempeño Tr=2500 años .....	195
Fig. 147 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A Desempeño Tr=2500 años .....	195
Fig. 148 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A Desempeño Tr=2500 años .....	196
Fig. 149 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B Desempeño Tr=2500 años .....	196
Fig. 150 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B Desempeño Tr=2500 años .....	197
Fig. 151 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B Desempeño Tr=2500 años .....	197
Fig. 152 Derivas de piso en X Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija.....	198
Fig. 153 Derivas de piso en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija.....	199
Fig. 154 Derivas de piso en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija.....	199
Fig. 155 Derivas de piso en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija.....	200
Fig. 156 Histéresis en X Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija.....	201

Fig. 157 Histéresis en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija.....	201
Fig. 158 Histéresis en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija.....	202
Fig. 159 Histéresis en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija.....	202
Fig. 160 Desplazamientos máximos en X Bloque A Desempeño Tr=2500 años ....	203
Fig. 161 Desplazamientos máximos en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años ....	203
Fig. 162 Desplazamientos en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años.....	204
Fig. 163 Desplazamientos en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años.....	204
Fig. 164 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años .....	205
Fig. 165 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A Eje A Desempeño Tr=2500 años .....	206
Fig. 166 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años .....	206
Fig. 167 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A Eje 2 Desempeño Tr=2500 años .....	206
Fig. 168 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años .....	207
Fig. 169 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A Eje F Desempeño Tr=2500 años .....	208
Fig. 170 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B 3D Desempeño Tr=2500años .....	208
Fig. 171 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque 5 Eje E Desempeño Tr=2500 años .....	209
Fig. 172 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B 3D Desempeño Tr=2500 años .....	209
Fig. 173 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B Eje 5 Desempeño Tr=2500 años .....	210
Fig. 174 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B 3D Desempeño Tr=2500 años .....	210
Fig. 175 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B Eje B Desempeño Tr=2500 años .....	211
Fig. 176 Modelación bloque A Base aislada.....	231
Fig. 177 Modelación bloque B Base aislada.....	232

Fig. 178 Asignación de elementos link en ETABS .....	232
Fig. 179 Asignación de características lineales a elementos links.....	233
Fig. 180 Asignación de características no-lineales a elementos links .....	233
Fig. 181 Asignación caso de carga espectral .....	234
Fig. 182 Asignación caso de carga tiempo-historia .....	234
Fig. 183 Desplazamientos límite inferior en X bloque A base aislada Tr=2500 años .....	235
Fig. 184 Desplazamientos límite inferior en Y bloque A base aislada Tr=2500 años .....	235
Fig. 185 Desplazamientos límite inferior en X bloque B base aislada Tr=2500 años .....	236
Fig. 186 Desplazamientos límite inferior en Y bloque B base aislada Tr=2500 años .....	236
Fig. 187 Desplazamientos límite superior en X bloque A base aislada Tr=2500 años .....	237
Fig. 188 Desplazamientos límite superior en Y bloque A base aislada Tr=2500 años .....	238
Fig. 189 Desplazamientos límite superior en X bloque B base aislada Tr=2500 años .....	238
Fig. 190 Desplazamientos límite superior en Y bloque B base aislada Tr=2500 años .....	239
Fig. 191 Derivas de piso límite inferior en X Bloque A base aislada Tr=2500 años .....	240
Fig. 192 Derivas de piso límite inferior en Y Bloque A base aislada Tr=2500 años .....	240
Fig. 193 Derivas de piso límite inferior en X Bloque B base aislada Tr=2500 años .....	241
Fig. 194 Derivas de piso límite inferior en Y Bloque B base aislada Tr=2500 años .....	241
Fig. 195 Derivas de piso límite superior en X Bloque A base aislada Tr=2500 años .....	242
Fig. 196 Derivas de piso límite superior en Y Bloque A base aislada Tr=2500 años .....	243

Fig. 197 Derivas de piso límite superior en X Bloque B base aislada Tr=2500 años .....	243
Fig. 198 Derivas de piso límite superior en Y Bloque B base aislada Tr=2500 años .....	244
Fig. 199 Histéresis en X Bloque A Límite inferior Tr=2500 años base aislada .....	245
Fig. 200 Histéresis en Y Bloque A Límite inferior Tr=2500 años base aislada .....	245
Fig. 201 Histéresis en X Bloque B Límite inferior Tr=2500 años base aislada.....	246
Fig. 202 Histéresis en Y Bloque B Límite inferior Tr=2500 años base aislada.....	246
Fig. 203 Histéresis en X Bloque A Límite superior Tr=2500 años base aislada .....	247
Fig. 204 Histéresis en Y Bloque A Límite superior Tr=2500 años base aislada .....	247
Fig. 205 Histéresis en X Bloque B Límite superior Tr=2500 años base aislada .....	248
Fig. 206 Histéresis en Y Bloque B Límite superior Tr=2500 años base aislada .....	248
Fig. 207 Balance y disipación de energía límite inferior TH Lima Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	249
Fig. 208 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	249
Fig. 209 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	250
Fig. 210 Balance y disipación de energía límite inferior TH Lima Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	251
Fig. 211 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	251
Fig. 212 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	252
Fig. 213 Balance y disipación de energía límite superior TH Lima Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	253
Fig. 214 Balance y disipación de energía límite superior TH Pedernales Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	253
Fig. 215 Balance y disipación de energía límite superior TH Pisco Bloque A Tr=2500 años base aislada .....	254
Fig. 216 Balance y disipación de energía límite superior TH Lima Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	254

Fig. 217 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	255
Fig. 218 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque B Tr=2500 años base aislada .....	255
Fig. 219 Modelo matemático de la contribución del mortero .....	278
Fig. 220 Modelación bloque A con disipadores .....	281
Fig. 221 Modelación bloque B con disipadores.....	281
Fig. 222 Asignación de características no-lineales a elementos links .....	282
Fig. 223 Desplazamientos en X bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	282
Fig. 224 Desplazamientos en Y bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	283
Fig. 225 Desplazamientos en X bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	283
Fig. 226 Desplazamientos en Y bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	284
Fig. 227 Derivas de piso en X Bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	285
Fig. 228 Derivas de piso en Y Bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	285
Fig. 229 Derivas de piso en X Bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	286
Fig. 230 Derivas de piso en Y Bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	286
Fig. 231 Histéresis Bloque A con disipadores Tr=2500 años.....	288
Fig. 232 Histéresis Bloque B con disipadores Tr=2500 años.....	288
Fig. 233 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	289
Fig. 234 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	290
Fig. 235 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A con disipadores Tr=2500 años .....	290
Fig. 236 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	291
Fig. 237 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	291
Fig. 238 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B con disipadores Tr=2500 años .....	292
Fig. 239 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años .....	293

Fig. 240 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A con disipadores Eje A Desempeño Tr=2500 años.....	293
Fig. 241 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años.....	294
Fig. 242 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A con disipadores Eje 2 Desempeño Tr=2500 años .....	294
Fig. 243 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años .....	295
Fig. 244 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A con disipadores Eje H Desempeño Tr=2500 años.....	295
Fig. 245 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B con disipadores 3D Desempeño Tr=2500años .....	296
Fig. 246 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B con disipadores Eje E Desempeño Tr=2500 años .....	296
Fig. 247 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años.....	297
Fig. 248 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B con disipadores Eje 5 Desempeño Tr=2500 años .....	297
Fig. 249 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años .....	298
Fig. 250 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B Eje B Desempeño Tr=2500 años .....	298
Fig. 251 Derivas de piso máxima en X bloque A para los diferentes sistemas estructurales.....	300
Fig. 252 Derivas de piso máxima en Y bloque A para los diferentes sistemas estructurales.....	300
Fig. 253 Derivas de piso máxima en X bloque B para los diferentes sistemas estructurales.....	301
Fig. 254 Derivas de piso máxima en Y bloque B para los diferentes sistemas estructurales.....	301
Fig. 255 Desplazamientos máximos en X bloque A para los diferentes sistemas estructurales.....	302

Fig. 256 Desplazamientos máximos en Y bloque A para los diferentes sistemas estructurales.....	302
Fig. 257 Desplazamientos máximos en X bloque B para los diferentes sistemas estructurales.....	303
Fig. 258 Desplazamientos máximos en Y bloque B para los diferentes sistemas estructurales.....	303
Fig. 259 Variación en secciones de columnas Bloque A.....	304
Fig. 260 Variación en secciones de vigas Bloque A.....	304
Fig. 261 Variación en secciones de columnas Bloque B .....	305
Fig. 262 Variación en secciones de Vigas Bloque B .....	305
Fig. 263 Energía disipada bloque A en los diferentes sistemas estructurales .....	306
Fig. 264 Energía disipada bloque B en los diferentes sistemas estructurales .....	306
Fig. 265 Análisis comparativo del costo de cada sistema estructural .....	309



## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 1 Ecuación de movimiento .....	53
Ec. 2 Modelo de sólido Voigt-Kelvin .....	66
Ec. 3 Carga Sísmica .....	125
Ec. 4 Cortante basal de diseño .....	127
Ec. 5 Factor de escala acelerograma .....	145
Ec. 6 Factor de modificación de propiedades máximo .....	213
Ec. 7 Factor de modificación de propiedades mínimo .....	213
Ec. 8 Desplazamientos máximos .....	214
Ec. 9 Desplazamiento total máximo .....	215
Ec. 10 Deformación por corte .....	217
Ec. 11 Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo modificado .....	217
Ec. 12 Factor de corrección a la rigidez Post-Fluencia.....	217
Ec. 13 Factor de corrección a la resistencia característica.....	218
Ec. 14 Rigidez al corte de la goma laminada .....	218
Ec. 15 Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo.....	218
Ec. 16 Rigidez Post-Fluencia .....	219
Ec. 17 Aporte a la rigidez post-fluencia total.....	219
Ec. 18 Resistencia característica .....	219
Ec. 19 Resistencia característica total .....	219
Ec. 20 Rigidez equivalente al corte.....	219
Ec. 21 Aporte a la rigidez efectiva total .....	220
Ec. 22 Rigidez inicial .....	220
Ec. 23 Rigidez inicial total .....	220
Ec. 24 Relación de amortiguamiento equivalente.....	221
Ec. 25 Energía por ciclo .....	221
Ec. 26 Aporte de la energía total por ciclo.....	221
Ec. 27 Desplazamiento de fluencia .....	221
Ec. 28 Fuerza de fluencia.....	222
Ec. 29 Fuerza en el asiento de apoyo .....	222
Ec. 30 Factor B amortiguamiento equivalente.....	222
Ec. 31 Módulo de compresión efectivo.....	222

Ec. 32 Rigidez a la compresión vertical.....	223
Ec. 33 Rigidez a la compresión vertical total.....	223
Ec. 34 Masa por cada aislador.....	223
Ec. 35 Periodo efectivo del sistema de aislación .....	223
Ec. 36 Amortiguamiento .....	223
Ec. 37 Aceleración espectral .....	224
Ec. 38 Desplazamiento espectral.....	224
Ec. 39 Mitad de desplazamientos.....	228
Ec. 40 Mitad de desplazamientos máximos .....	228
Ec. 41 Desplazamiento de cada piso .....	269
Ec. 42 Desplazamiento de la estructura .....	269
Ec. 43 Desplazamientos límites .....	270
Ec. 44 Ecuación dinámica del movimiento sistema principal.....	270
Ec. 45 Capacidad a la fluencia de la estructura primaria .....	271
Ec. 46 Factor de corrección.....	271
Ec. 47 Ductilidad de la estructura primaria.....	271
Ec. 48 Ductilidad de la estructura secundaria .....	272
Ec. 49 Desplazamiento límite .....	272
Ec. 50 Desplazamiento lateral a la fluencia .....	272
Ec. 51 Período objetivo .....	273
Ec. 52 Período de la estructura secundaria.....	273
Ec. 53 Relación de rigidez .....	273
Ec. 54 Participación del sistema primario.....	273
Ec. 55 Ecuación dinámica del movimiento sistema dual.....	273
Ec. 56 Capacidad a la fluencia de la estructura secundaria.....	274
Ec. 57 Área disipador BRB.....	274
Ec. 58 Rigidez del disipador .....	275
Ec. 59 Resistencia a la fluencia del disipador .....	275
Ec. 60 Área del núcleo .....	275
Ec. 61 Carga máxima del disipador .....	277
Ec. 62 Inercia de la camisa de confinamiento.....	277
Ec. 63 Constante de elasticidad núcleo del disipador .....	279
Ec. 64 Constante de elasticidad mortero de relleno .....	279

## RESUMEN EJECUTIVO

**TEMA:** “Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB y disipadores tipo contraventeos restringidos al pandeo BRB, y su incidencia en la relación costo/beneficio del sistema estructural.”

**AUTORES:** Christian Nicolás Ruiz Carrillo, Ángel Ismael Torres Reino

**TUTOR:** Ing. MSc. Miguel Ángel Mora Mora

Para el presente trabajo investigativo se procedió a realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural para los sistemas convencional, aislado en la base y con el uso de disipadores sísmicos en una estructura de uso hospitalario de 7 pisos compuesta de 2 bloques de 7738.12 m<sup>2</sup> y 9975.43 m<sup>2</sup> respectivamente separados por una junta. La estructura se ubica en la ciudad de Manta y se clasifica como esencial de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

Se utilizó la metodología tiempo historia no lineal para evaluar el desempeño de cada uno de los sistemas estructurales propuestos para lo cual fue necesario utilizar registros sísmicos que representen las aceleraciones correspondientes al sitio de implantación de la estructura en estudio.

Para el diseño de los elementos estructurales, así como para los sistemas de protección sísmica se emplearon normas nacionales e internacionales como Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Institute of Steel Constructions (AISC 341-16).

Se obtuvieron resultados de desplazamientos, derivas, energía del sistema, comportamientos histeréticos y niveles de desempeño para los diferentes sistemas empleados con la ayuda del software ETABS 2016.

## EXECUTIVE SUMMARY

**UBJECT:** “Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB y disipadores tipo contraventeos restringidos al pandeo BRB, y su incidencia en la relación costo/beneficio del sistema estructural.”

**AUTHORS:** Christian Nicolás Ruiz Carrillo, Ángel Ismael Torres Reino

**TUTOR:** Ing. MSc. Miguel Ángel Mora Mora

For the present investigation, a comparative analysis of the structural behavior for conventional systems was carried out, base isolated and with the use of seismic damping system in a 7 story hospital use structure composed of 2 blocks of 7738.12 m<sup>2</sup> and 9975.43 m<sup>2</sup> respectively separated by a seal. The structure is located in the city of Manta and is classified as essential according to the Ecuadorian Construction Standard.

The nonlinear Time-History methodology was used to evaluate the performance of each of the proposed structural systems for which it was necessary to use seismic records that represent the accelerations corresponding to the implantation site of the structure under study.

For the design of the structural elements, as well as for seismic protection systems, national and international standards were used, such as the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015), American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16, ASCE 41-13), American Institute of Steel Constructions (AISC 341-16).

We obtained data on displacements, drifts, system energy, hysteretic behaviors and performance levels for the different systems used with the help of ETABS 2016 software.

## **CAPÍTULO I.**

### **ANTECEDENTES**

#### **1.1 Tema de investigación**

Análisis comparativo del comportamiento sísmico dinámico de estructuras esenciales con aisladores de base del tipo Elastomérico con Núcleo de Plomo LRB y disipadores tipo Contraventeos Restringidos al Pandeo BRB, y su incidencia en la relación costo/beneficio del sistema estructural.

#### **1.2 Antecedentes**

En Latinoamérica son pocos los edificios que constan con sistemas de protección sísmica. El país que posee mayor cantidad de edificios con aisladores de base es Chile, en el que las edificaciones presentaron un excelente desempeño estructural durante el terremoto de 2010, según personas que se encontraban en el conjunto residencial Andalucía que sintieron el sismo como un temblor fuerte. [1]

El Ecuador se encuentra catalogado como un país de alta peligrosidad sísmica debido a su ubicación cercana al borde de subducción entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana, además de contar con diversas fallas geológicas de tipo local que han llegado a originar terremotos de gran magnitud a través de la historia sísmica del país resumida en registros existentes de 460 años de destrucción con altos índices de mortalidad. [2]

El 16 de abril del 2016, la región costera del Ecuador soportó un sismo de magnitud 7.8 en la escala de Richter, el cual cobró la vida de más de 600 personas y produjo

daños estructurales y no estructurales en más del 80% de las edificaciones situadas en las Provincias cercanas al epicentro del terremoto, incluyendo hospitales y centros de salud que suspendieron sus servicios e incluso han tenido que ser demolidos por el grado de afectación presentado en los mismos. [3]

En el Ecuador actualmente no se encuentra desarrollado en su totalidad los sistemas de protección sísmica existiendo pocas obras civiles como: el puente Los Caras que une Bahía de Caráquez con San Vicente inaugurado en 2010 y construido con 160 aisladores sísmicos tipo triple péndulo, el edificio Sky Building cuya construcción empezó en el año 2014 ubicado en la ciudad de Guayaquil en el sector Aerocity compuesto por 15 pisos que están destinados para oficinas para el cual se utilizó 64 aisladores sísmicos del tipo LRB, el hospital Básico de Piñas ubicado en la provincia del Oro el cual constará con 99 aisladores sísmicos y el hospital de Muisne ubicado en la provincia de Manabí el cual cuenta con 65 aisladores triple péndulo.

### **1.3 Justificación**

A la par de la evolución de los sistemas de protección sísmica como los aisladores de base y los disipadores, se han desarrollado también grandes avances en el campo de la Ingeniería Civil referente a las distintas metodologías empleadas en el análisis estructural, pues se requieren de métodos más refinados para determinar el comportamiento dinámico de las estructuras equipadas con este tipo de dispositivos.

Aunque las normativas de diseño vigentes en nuestro país permiten efectuar análisis estructural en función de procedimientos estáticos y dinámicos, estos se limitan a consideraciones propias del rango elástico en el cual se estima se encuentre la estructura durante la mayor parte de su vida útil; pero surge la necesidad de evaluar el comportamiento de la estructura en el rango no lineal cuando esta se encuentra sometida a acciones inciertas que pueden repercutir en el daño parcial o total de sus componentes.

Para poder efectuar un análisis que considere el comportamiento de la estructura en el rango no lineal se han implementado metodologías que se fundamentan en determinar

el desempeño que tendrá la misma frente a aquellas acciones que pudieran ocasionar alteraciones en los elementos tanto estructurales como no estructurales. Estos métodos son: el análisis estático no lineal (Pushover) y el análisis dinámico no lineal paso a paso en el tiempo (Tiempo – Historia).

Especialmente para aquellas edificaciones que utilizan sistemas de control sísmico pasivos como aislamiento de base o disipación sísmica, y que además se verán sometidas a un valor de aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño  $z \geq 30$ , la norma ecuatoriana de la construcción (NEC 2015) sugiere que la respuesta máxima de la estructura deberá requerir de la aplicación de un método de análisis no lineal paso a paso en el tiempo, realizado por profesionales calificados en cálculo inelástico de estructuras con sistemas de control sísmico. [2]

Al tener presente que existen edificaciones con un grado de importancia superior a cualquier otro debido a los servicios que prestan antes, durante y después de un evento sísmico, es necesario plantear soluciones estructurales que permitan desarrollar construcciones capaces de responder eficazmente a las grandes demandas sísmicas con bajos costos de reparación e inmediata funcionalidad. Por tal razón, la ingeniería sísmica ha buscado durante varios años una solución que permita disminuir la energía que ingresa al sistema estructural o a su vez, tratar de que esta no tenga contacto directo con la estructura, dando lugar así a la implementación de disipadores de energía sísmica y a los sistemas de aislamiento basal. [4]

A partir de la década de 1980 se produjeron avances significativos en el diseño e implementación de los distintos dispositivos o sistemas innovadores para controlar la acción sísmica, siendo los más destacados de la época el aislamiento sísmico con varias limitantes, la incorporación de disipadores o amortiguadores de diversos tipos, los sistemas de masa sintonizada, etc. [5]

Los disipadores de energía por fluencia de acero son dispositivos especialmente diseñados para asegurar una respuesta dúctil, presentando además la ventaja de que pueden reemplazarse fácilmente en caso de que fuera necesario. Se han diseñado e implementado distintas alternativas, cada una de las cuales presenta ventajas y también

limitaciones, por lo cual el diseñador debe seleccionar la alternativa más conveniente. Muchos de estos disipadores han sido diseñados para ser colocados en estructuras arriostradas, con lo cual se logra una buena disipación de energía en combinación con una elevada rigidez lateral. Algunos de los primeros dispositivos surgieron como una mejora de los pórticos arriostrados excéntricamente, con el objetivo de disponer el componente dúctil o disipador fuera de la viga. [5]

Los disipadores de pandeo restringido, son disipadores de fluencia incorporados en la misma riostra. Estas riostras fueron desarrolladas originalmente en Japón y han sido aplicadas como una conveniente solución estructural tanto para construcciones nuevas como para la rehabilitación de edificios existentes en varios países. [6]

Respecto a los aisladores sísmicos de base, existen de diferentes tipos, los cuales han evolucionado con grandes ventajas y características en relativamente poco tiempo, siendo los más conocidos y de fácil adquisición en nuestro medio los elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) y los elastoméricos con núcleo de plomo (LRB). [7]

Cada uno de estos aisladores presentan distintas propiedades geométricas y mecánicas entre sí, que tendrán influencia directa en el comportamiento, el diseño y el costo total de la edificación, por lo cual resulta necesario efectuar un análisis comparativo con métodos dinámicos entre los dos sistemas propuestos para definir los beneficios que se originen de la utilización de los distintos aisladores y disipadores que serán objeto de estudio en el presente trabajo investigativo. [7]

Lamentablemente en el Ecuador el diseño e implementación de dispositivos de aislamiento sísmico aun no es un tema totalmente difundido a nivel profesional ni académico, por lo cual resulta necesario desarrollar proyectos investigativos que permitan a los estudiantes y profesionales incursionar en las nuevas tendencias correspondientes a la ingeniería estructural con el propósito de que las futuras construcciones alcancen un correcto desempeño sísmico para poder disminuir totalmente los niveles de daño, y a su vez evitar pérdidas económicas y humanas que actualmente son características comunes de una sociedad después de un terremoto. [7]



## **1.4 Objetivos**

### **1.4.1 Objetivo General:**

Comparar el comportamiento dinámico de la estructura sin el uso de aisladores de base, con aislamiento basal tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB y con disipadores de energía tipo contraventeos restringidos al Pandeo BRB.

### **1.4.2 Objetivos Específicos**

- Realizar el diseño estructural del edificio de acuerdo a las disposiciones registradas en la norma ecuatoriana de la construcción (NEC 2015), ACI 318 - 14, ASCE 7-16, AISC 341-13
- Efectuar el dimensionamiento de los aisladores elastomérico con núcleo de plomo LRB para el hospital general de Latacunga de los dos bloques principales.
- Efectuar el dimensionamiento óptimo del núcleo de acero correspondiente a los disipadores de tipo contraventeos restringidos al Pandeo BRB.
- Determinar los niveles de desempeño de la estructura de uso especial mediante un análisis no lineal Tiempo-Historia.
- Determinar el costo vs beneficio en la estructura al utilizar aisladores de base tipo elastomérico con núcleo de plomo LRB y disipadores de energía tipo contraventeos restringidos al Pandeo BRB.

## **CAPÍTULO II.**

### **FUNDAMENTACIÓN**

#### **2.1 Fundamentación teórica**

Para la presente investigación se utilizó fuentes bibliográficas como libros, tesis de grado, artículos científicos de trabajos relacionados a los sistemas de protección sísmica, de igual manera se utilizó normativas tanto nacionales (NEC2015) e internacionales: NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures" (FEMA 450).

##### **2.1.1 Historia sísmica.**

Durante mucho tiempo el ser humano ha intentado mitigar cada uno de los fenómenos naturales que aquejan a la sociedad, siendo los terremotos el más común y desolador de todos ellos. Por esta razón, se han buscado alternativas que permitan construir estructuras capaces de soportar tales solicitudes a base de los materiales disponibles en cada época, llegando así a desarrollar distintos sistemas de control que permiten prolongar el tiempo de vida útil de las edificaciones sometidas a acciones sísmicas.

Para poder entender los distintos principios que gobiernan actualmente el comportamiento dinámico de las estructuras, la humanidad ha tenido que soportar varios eventos sísmicos caracterizados por grandes pérdidas económicas y de vidas humanas, siendo ejemplos notorios de ello los terremotos de Northridge en California (1994), el de Kobe en Japón (1995), el de Turquía (1999) y el de la India (2001) que han marcaron un antes y un después en la ingeniería sísmica, ya que a partir de estos

eventos se crearon o refinaron varios códigos de diseño con un enfoque dirigido al desempeño estructural para salvaguardar la mayor cantidad de vidas humanas.

Cada una de las distintas pautas referentes al diseño basado en desempeño aparecen por primera vez en 1995 como un concepto innovador en el informe redactado por la SEAOC (*Structural Engineers Association of California*) llamado *Visión 2000*. Este documento contiene parámetros específicos enfocados no solo a evitar el colapso de la estructura ante terremotos severos, sino también a controlar el posible daño que podría presentarse en elementos estructurales y no estructurales frente a distintos niveles de amenaza sísmica.

Una de las maneras de conseguir un correcto desempeño estructural de acuerdo a los requisitos establecidos en el comité *Visión 2000* en función de la cantidad de energía sísmica que ingrese al sistema es emplear dispositivos de control sísmico, pudiendo ser estos disipadores de energía o aislamiento de base. [8]

Aunque el uso de este tipo de mecanismos para controlar el daño en las estructuras se ha venido desarrollando técnicamente desde hace más de 100 años, es apenas hace 20 años en los que la aplicación de aisladores y disipadores han tomado gran importancia debido al buen comportamiento que estos llegan a tener frente a un sismo de gran intensidad. [9]

Entre estas alternativas de control sísmico, el aislamiento de base se presenta como una técnica mucho más eficaz y antigua que la disipación de energía, pues se tiene conocimiento que la tumba de Ciro en Irán, fechada en el año 528 a.C es la estructura con aislamiento sísmico más longeva, al levantarse sobre un sistema de varias capas de piedras lisas sin ningún tipo de pegamento que impida el movimiento entre ellas.

De igual manera, el coliseo romano que fue construido entre los años 70 d.C y 80 d.C se sustenta en tres capas de diversos materiales como la arcilla y cantos rodados de granulometría específica logrando así obtener una fundación que fuera flexible ante los terremotos. [10]

Ya en la actualidad, se tiene constancia de que el primer edificio aislado en los Estados Unidos es el Foothills Communities Law and Justice Center construido en 1985 mediante aisladores de caucho natural de alto amortiguamiento. Esta edificación pasó una dura prueba en el terremoto de Northridge en 1994, pues se mantuvo en pié con aceleraciones hasta cuatro veces menores en comparación con aquellas que se registraron en el terreno, lo cual demostró que ese tipo de mecanismos de control eran efectivos para terremotos de gran intensidad. [11]

Respecto a los dispositivos de disipación sísmica, estos han tenido un crecimiento y aceptación notoria a partir de la década de los noventa, convirtiéndose en una alternativa viable económicamente para edificios de mediana altura, lo cual ha obligado a muchas instituciones a invertir grandes cantidades de dinero en investigaciones pertinentes para el continuo desarrollo de este tipo de sistemas de control activo y pasivo en edificaciones.

De esta forma se puede decir que la evolución de la ingeniería sísmica, acompañada de cada una de las fases evolutivas de los disipadores de energía y los aisladores de base, tienen una historia muy importante que continúa aun en la actualidad marcando pautas trascendentales para las nuevas tendencias en el diseño estructural.

#### **2.1.1.1 Sismos en el Ecuador.**

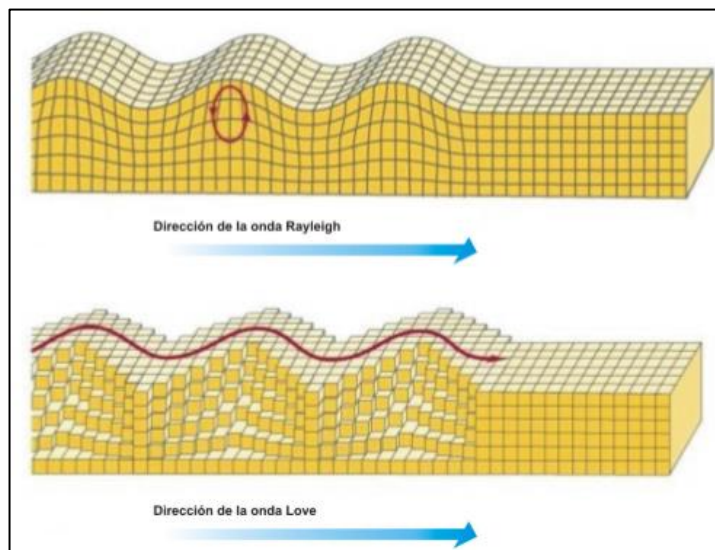
Ecuador debido a su ubicación es considerado un país con alta sismicidad, teniendo constancia de que existieron fuertes sismos catalogados como terremotos los cuales han causado daños materiales hasta la muerte de sus habitantes. Algunos de los sismos relevantes son: 4 de febrero de 1797 en Riobamba de magnitud 8.3 dejando aproximadamente 40000 muertes, el 16 de agosto de 1868 en Ibarra un terremoto superficial 20km de profundidad con una intensidad de 7.7 dejando más de 40000 muertos, el 31 de enero de 1906 en Esmeraldas con una intensidad de 8.8 dejando más de 1000 muertos, el 14 de mayo de 1942 en Pedernales su magnitud fue de 7.8 no existen registros de fallecidos, el 5 de agosto de 1949 en Ambato con magnitud 6.8 a una profundidad de 40km dejando 5050 muertos, 5 de marzo de 1987 en la provincia de Napo a 10 km de profundidad con una intensidad de 6.9 dejando alrededor de 500 muertos, el 16 de abril de 2016 en Pedernales con una intensidad de 7.8 a una profundidad de 20km dejando más de 650 fallecidos. [3]

## 2.1.2 Principios sísmicos.

### 2.1.2.1 Registros de ondas sísmicas.

Las ondas sísmicas también conocidas como ondas de propagación son las que transmiten la energía liberada desde el foco sísmico hasta el epicentro de acuerdo a su magnitud e intensidad clasificándose en tres tipos: ondas P o primarias, ondas S o secundarias y ondas L. Las ondas primarias son ondas de presión que se propagan a través de los sólidos, líquidos y gases, siendo estas las más rápidas, las ondas secundarias son ondas de corte o cizalla que se desplazan solo por sólidos, mientras que las ondas L son las que alcanzan la superficie terrestre de forma lenta ocasionando fuertes movimientos en la corteza. Las ondas L se clasifican en ondas Rayleigh que producen movimientos elipsoidales como las ondas del mar y las ondas Love que provocan cortes horizontales en la tierra. Figura 1

Fig. 1 Movimiento ondas L



Fuente: NC Arquitectura

### Sismograma.

Son registros de los sismos obtenidos por el sismógrafo con los cuales se puede determinar la correcta localización del hipocentro; se registran señales de dos componentes horizontales y uno vertical llegando a determinarse así la velocidad de

las ondas, lo que permite definir adecuadamente la ubicación del hipocentro para determinar la causa del sismo ya sea por falla geológica, eventos volcánicos o explosiones. Las primeras ondas registradas son las ondas P seguidas de las S y por último las ondas superficiales de manera conjunta.

### **Acelerograma.**

Es el registro de la aceleración en función del tiempo cuyos datos son obtenidos a partir del acelerógrafo que determina datos en tres direcciones, dos horizontales N-S y E-O y una vertical. Los acelerogramas constan de componentes básicos los cuales son: escala de tiempo, escala de aceleración, aceleración pico del terreno PGA dado en gals o en fracción de la aceleración de la gravedad  $g$ , los cuales hacen posible determinar la duración del evento sísmico. [12]

Los acelerogramas contienen gran información sobre los sismos pues son una superposición de ondas complejas que poseen información como la magnitud, la duración, frecuencia, propagación de la onda, tiempo de duración, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo etc.

Para el diseño sismo resistente existen tres tipos de acelerogramas que son: reales, artificiales y sintéticos. Hay que tomar en cuenta que para realizar un diseño el acelerograma debe ser compatible con el nivel de amenaza sísmica y reflejar la realidad de la naturaleza del movimiento sísmico esperado en el sitio. [13]

En los acelerogramas obtenidos del acelerógrafo se tienen que realizar ciertas correcciones tanto del instrumento como medioambiental; la corrección instrumental viene dado cuando se encuentra el acelerograma desplazado de la línea de ceros.

Las correcciones por efectos medio ambientales vienen dadas por el ruido provocado por la percusión, lo que provoca efectos en el acelerograma tomando en cuenta tanto ruidos de alta y de baja frecuencia. Los ruidos de alta frecuencia afectan a los picos de aceleraciones mientras que los de baja frecuencia afectan al momento de obtener la velocidad y el desplazamiento.

Por esta razón es necesario que un acelerograma pase por un proceso de corrección antes de ser utilizado para obtener datos reales.

### **Acelerograma Real**

Son registros de la vibración del suelo producido por la liberación de energía teniendo toda la información del sismo antes mencionada. [13]

### **Acelerograma artificial.**

Son generados para que coincida con espectro de respuesta del sitio, este tipo de acelerogramas no tienen la apariencia de un acelerograma real; para crearlo es necesario tener información sobre el movimiento sísmico esperado, así como también del espectro de respuesta generado por el código. [13]

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) en su versión 2015 establece que cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos se generarán acelerogramas artificiales apropiadamente simulados. [2]

### **Acelerograma sintético.**

Son creados principalmente por métodos deterministas para los periodos largos mientras que para periodos cortos es estocásticamente. Los métodos antes mencionados se aproximan a los efectos de los movimientos sísmicos, conociéndose que el uso de acelerogramas sintéticos ayuda a superar la falta de acelerogramas reales. [13]

### **Componentes de los acelerogramas**

A fin de considerar los efectos torsionales los acelerogramas deben aplicarse con dos componentes, por lo cual es necesario efectuar la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio para una fracción del

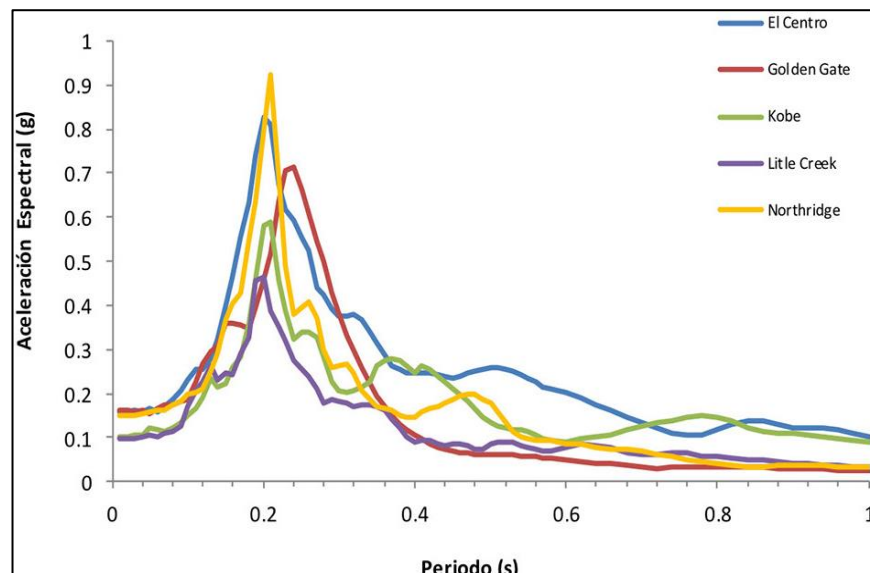
amortiguamiento respecto al crítico de 5% y los acelerogramas deben ser escalados para que el valor promedio de los espectros registrados no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% considerado para el sismo de diseño para periodos entre  $0.2T$  y  $1.5T$  [2]

### 2.1.2.2 Espectros de Respuesta

A partir de 1930 se empieza a reconocer la acción sísmica como un problema de dinámica estructural, llegando a introducirse en 1932, por medio del profesor M.A Biot del Instituto de Tecnología de California, la definición de espectro de respuesta como un medio práctico para caracterizar los movimientos del terreno y sus efectos en las estructuras. [14]

Un espectro de respuesta se define como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración o cualquier otro parámetro de interés), que produce una acción dinámica determinada, en una estructura u oscilador, de un grado de libertad. [15]

Fig. 2 Espectros de respuesta de eventos sísmicos importantes



Fuente: Fuente Grado7-Estudios sísmicos



El concepto de espectro de respuesta ha sido de gran utilidad en la ingeniería sísmica, y aun en la actualidad es la principal herramienta que proporcionan los códigos de diseño para cuantificar la acción sísmica que deben resistir las estructuras. [16]

Desafortunadamente, debido a la forma en la cual se construyen los espectros de respuesta, estos llegan a omitir información importante, dado que los efectos del terreno sobre la estructura dependen no solo de la respuesta máxima, sino también de la duración del movimiento y del número de ciclos con demanda significativa de desplazamientos. [15]

### **Tipos de Espectros**

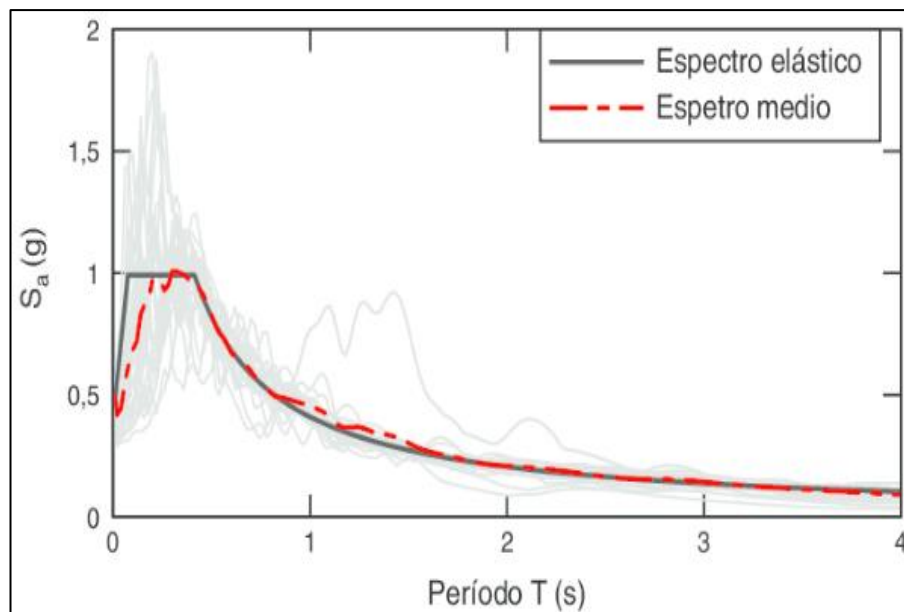
Debido a la gran aceptación de los espectros de respuesta como una importante herramienta para el proyectista estructural se han desarrollado diferentes tipos de espectros, los cuales presentan características diferentes y son empleados con diversos objetivos. Entre los espectros más comunes se encuentran los siguientes:

#### **Espectro de respuesta elástica:**

Representan la respuesta máxima para un terremoto determinado y generalmente incluyen varias curvas que consideran distintos tipos de amortiguamiento. Este tipo de espectros se generan asumiendo que el material tiene un comportamiento elástico lineal y que no se presentan efectos de segundo orden, siendo utilizados principalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras. Las curvas de los espectros de respuesta presentan variaciones bruscas, con distintos picos y valles, que resultan de la complejidad del registro de aceleraciones del terreno. [15]

Para idealizar un espectro elástico característico para diseño se efectúa una aproximación promedio de los valores de aceleración obtenidos, llegando así a determinar un espectro medio de la muestra considerada, para finalmente definir una función espectral específica con un porcentaje de amortiguamiento del 5% mediante líneas y curvas que se aproximen en la medida de lo posible al espectro medio, siendo este el espectro incluido en la mayoría de normas y códigos de diseño.

Fig. 3 Espectro elástico y espectro medio de la muestra



Fuente: Juan Carlos Vilema – ResearchGate

### Espectro de respuesta inelástica:

Son similares a los anteriores, pero en este caso se asume que el oscilador de un grado de libertad presenta comportamiento no-lineal, por lo cual la estructura puede experimentar deformaciones en el rango plástico debidas al sismo. [15]

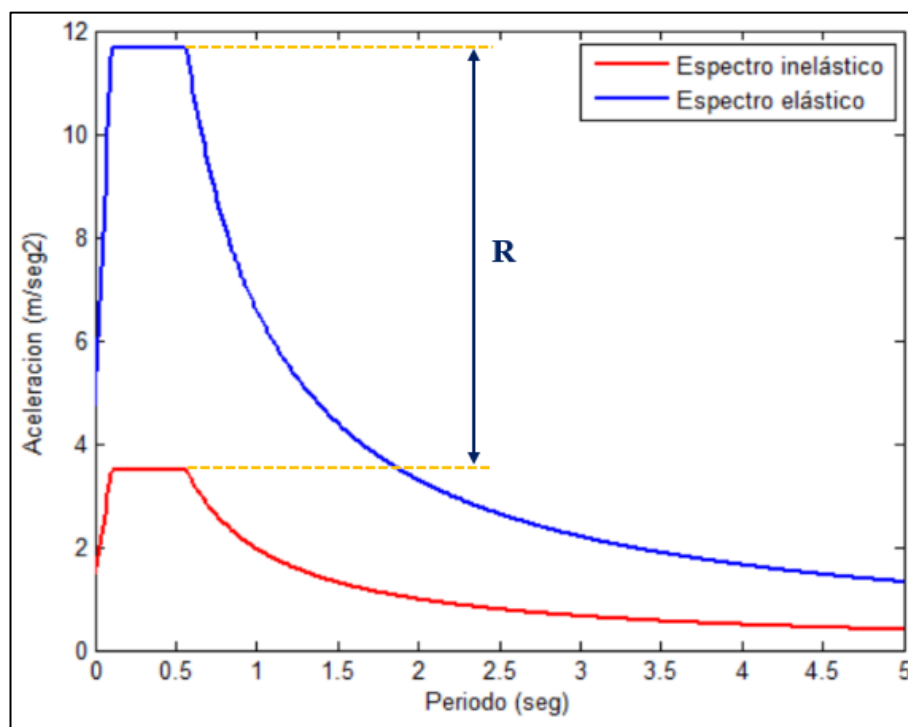
Este tipo de espectros juegan un papel muy importante en el diseño sísmo resistente pues, por razones prácticas y económicas, la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis de que incursionarán en campo plástico. Una de las principales características del espectro inelástico es la reducción de la ductilidad con la cual responderá el sistema de acuerdo al periodo de vibración de la estructura. [15]

Por tal motivo, uno de las formas más rápidas y difundidas para construir un espectro inelástico es hacerlo a partir de un espectro elástico reducido en un valor correspondiente a la demanda de ductilidad que tendrá el sistema, conocido generalmente como factor de reducción de respuesta sísmica  $R$ , el cual permite

disminuir el valor de aceleración espectral de acuerdo al tipo de configuración estructural seleccionada. [17]

Pero Mahin & Bertero demostraron que los espectros inelásticos obtenidos a partir de elásticos tienden a sobrestimar el amortiguamiento viscoso en estructuras irregulares y complejas, por lo cual es muy importante que el calculista desarrolle un criterio aceptable para la elaboración de este tipo de espectros.

Fig. 4 Espectro elástico e inelástico



Fuente: Roberto Aguiar Falconí – ResearchGate

### Espectros de diseño:

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular, pues este tipo de eventos se presentan inesperadamente y con características distintas al anterior. Es por eso que los espectros de respuesta elástico o inelástico, que pudieran obtenerse para el lugar, no podrían ser aplicados en el diseño sismo resistente de manera directa.

Por tal motivo, la verificación al diseño sísmo resistente de las construcciones debe efectuarse a partir de espectros suavizados (no tienen variaciones bruscas en su trayectoria), que además engloben el efecto de varios terremotos representados a través de una envolvente de espectros característicos de un determinado lugar, a partir de procedimientos estadísticos. [15]

Es muy importante distinguir entre los espectros de respuesta, que se generan para un determinado evento sísmico, y los espectros de diseño, los cuales son aplicables al diseño y verificación estructural, pues representan la sismicidad probable del lugar en el cual se estima levantar la edificación.

### **Factores que afectan los espectros de respuesta**

Cuando se obtienen los registros de aceleración en algún sitio de interés, se espera que estos se encuentren afectados por varios factores que a su vez influyen en la determinación de un espectro de respuesta adecuado. Entre los factores más importantes a considerarse en la alteración del registro sísmico tenemos: el mecanismo de generación del terremoto, la magnitud, el contenido de frecuencias del terremoto, el tipo de suelo, los valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento esperados, entre otros.

Una de las variables más relevantes en el diseño sísmo resistente es el tipo de suelo, conociéndose a este apartado comúnmente como efecto de sitio, pues las ondas sísmicas tienden a reducirse o amplificarse de acuerdo a las características del terreno, generándose así un determinado número de espectros de respuesta de acuerdo a los diferentes lugares y estratos de suelo analizados.

Para considerar este tipo de alteraciones en la elaboración de los espectros de diseño, las normativas vigentes incluyen factores de sitio, propios para cada región y tipo de suelo, los cuales amplifican las ordenadas del espectro elástico de respuesta de aceleraciones para diseño en roca, con el propósito de conseguir diseños satisfactorios en los cuales los edificios mantengan los estados límites de servicio permitidos, de acuerdo a la zona en la cual se realizará la proyección estructural. [2] [15]

### **2.1.2.3 Peligro sísmico.**

La peligrosidad sísmica de un determinado lugar se define como aquella probabilidad de excedencia que existe para un lapso de tiempo definido en una región específica, con movimientos del suelo en el cual la aceleración, velocidad, desplazamiento, magnitud e intensidad pueden ser cuantificados. [2]

El peligro sísmico del Ecuador se deriva básicamente de dos tipos de fuentes sísmicas: subducción (interplaca e intraplaca) y de tipo corticales (superficiales), de las cuales se libera energía de forma independiente a las demás fuentes, lo que hace que existan tasas de incertidumbre muy elevadas para intentar predecir un evento sísmico. [18]

Aunque existe cierta similitud y puntos en común con el peligro sísmico, el riesgo sísmico se fundamenta en la evaluación de la vulnerabilidad y pérdidas que se podrían producir en una edificación debido al peligro sísmico existente en el sitio en el cual se encuentra implantada la estructura, siendo el factor económico uno de los principales determinantes para definir el riesgo sísmico en función al grado de vulnerabilidad de una población específica.

Por estos motivos, es primordial efectuar de manera adecuada el análisis de peligro y riesgo sísmico, para poder así disminuir notoriamente los daños potenciales que podrían presentarse en las edificaciones.

Básicamente existen dos tipos de peligro sísmico, los cuales son:

- **Peligro Sísmico Probabilista**

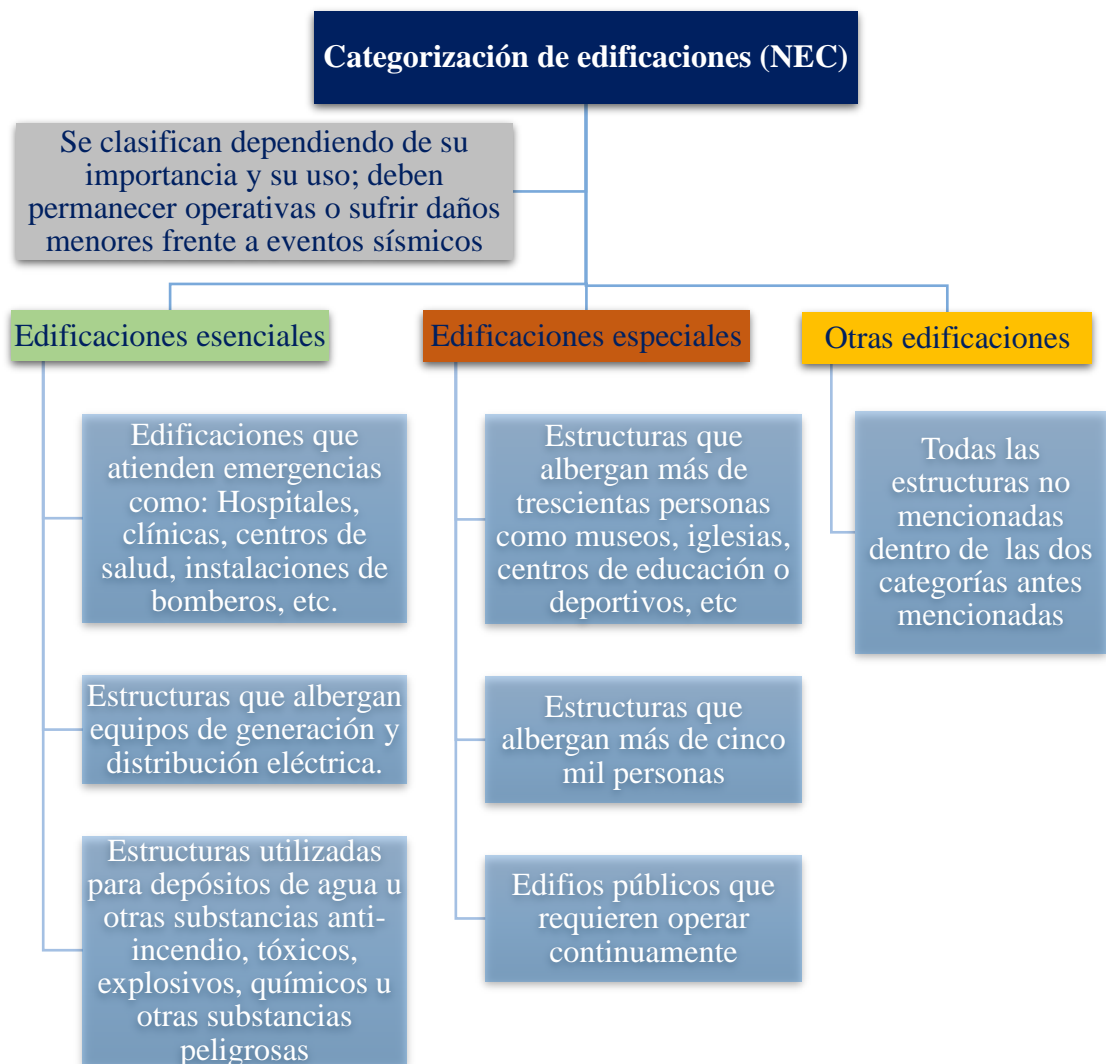
Este tipo de análisis hace posible caracterizar el tamaño, ubicación y tiempo de ocurrencia de los sismos, proporcionándose así una evaluación más detallada de la amenaza sísmica a base de leyes estadísticas que surgen a partir de la sismicidad histórica de una región. [19]

- **Peligro Sísmico Determinista**

Consiste en asumir un escenario en el cual evaluar el movimiento sísmico dado por todas las fuentes sísmicas capaces de producir sismos representativos en el lugar de estudio por medio de ecuaciones de predicción de movimiento del suelo (GMPE's) que han sido validadas por el global Earthquake Model (GEM). [19]

### 2.1.3 Clasificación de las estructuras según su uso (NEC)

Fig. 5 Categorización de edificaciones según Norma Ecuatoriana de la Construcción



Fuente: Elaboración propia

### 2.1.4 Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño representan una condición límite en función de: Los daños en elementos estructurales y no estructurales, la seguridad frente a sus ocupantes y la funcionalidad de la edificación después del sismo. Según Visión 2000 se describen los siguientes niveles de desempeño:

Fig. 6 Niveles de desempeño Visión 2000



Fuente: Elaboración propia

### **2.1.5 Dinámica estructural.**

A diferencia del diseño sísmico de estructuras que no se considera aun una ciencia debido a que se encuentra en progreso y da paso a la discusión, la dinámica estructural se ha convertido ya en una ciencia totalmente madura, con conceptos comprobados que sirven como punto de partida para definir el comportamiento de una estructura cuando esta se ve sometida a diversas acciones dinámicas y poder complementar así su diseño.

Los sismos no generan movimientos perfectamente definidos, por lo cual es necesario buscar similitudes con aquellos movimientos ya conocidos dentro de los fundamentos de la dinámica estructural, requiriéndose así hacer alusión al movimiento oscilatorio que genera vibraciones específicas, pues es aquel que caracteriza de mejor forma la actividad sísmica.

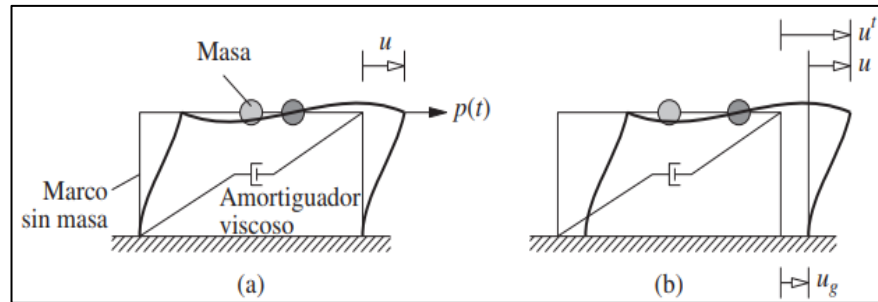
La excitación que los sismos inducen a las estructuras está representada por el movimiento de la base sobre la cual se encuentra asentada, es decir, el movimiento del suelo, el mismo que se identifica generalmente en términos de su aceleración. [16]

#### **2.1.5.1 Osciladores de un grado de libertad.**

Cuando se realiza la idealización de un sistema estructural de un grado de libertad, se plantea la existencia de un marco de un solo nivel, compuesto por una masa  $m$  concentrada en el nivel de techo, un pórtico sin masa que proporciona rigidez al sistema y un amortiguador viscoso que disipa la energía que ingresa al sistema, como se muestra en la figura 7.



Fig. 7 Sistema de un grado de libertad: a) fuerza aplicada, b) movimiento del terreno inducido por un sismo



Fuente: Anil Chopra

El número de desplazamientos que puede tener la masa desde su punto inicial en cualquiera de las direcciones corresponde a los grados de libertad del sistema (GDL). [17]

En el proceso de análisis de cualquier sistema dinámico, el paso más importante es el planteamiento de las ecuaciones de movimiento del modelo matemático escogido. Para el caso de los sistemas de un grado de libertad, el modelo matemático de aquellas estructuras sometidas a la aceleración del terreno en el cual se encuentran cimentadas es descrito mediante la siguiente ecuación diferencial ordinaria de segundo orden.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t)$$

Ec. 1 Ecuación de movimiento

Donde:

$m =$  masa del sistema

$c =$  amortiguamiento viscoso

$k =$  rigidez del sistema [17]

En esta ecuación interactúan los valores de aceleraciones tanto del terreno ( $\ddot{u}_g$ ) como la aceleración del sistema ( $\ddot{u}$ ), así también la velocidad y el desplazamiento existente en el pórtico de un grado de libertad.

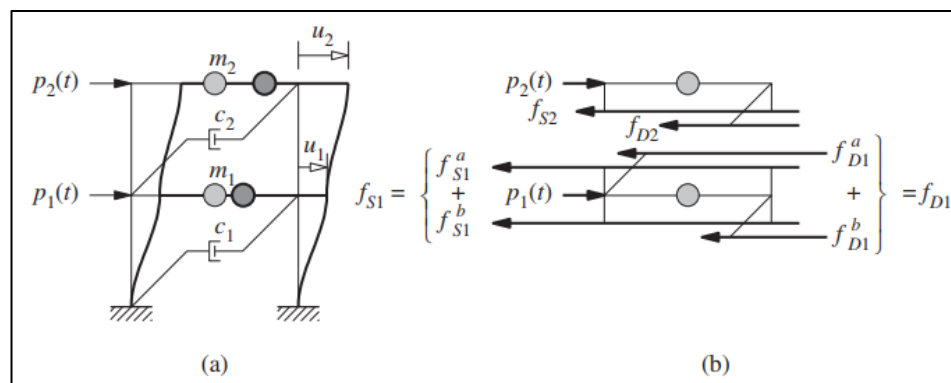
### 2.1.5.2 Osciladores de múltiples grados de libertad.

Cuando una estructura es concebida como un oscilador de un solo grado de libertad (1GDL), se espera que la respuesta dinámica resulte de forma directa de la solución de

una sola ecuación diferencial del movimiento; y aunque es posible resolver estructuras simples como si tuvieran una sola variable en consideración, gran parte de los sistemas estructurales existentes no se pueden modelar de esta forma, pues su respuesta en el tiempo (desplazamientos o giros) varían tanto en amplitud como en la manera en la cual se deforma. En este caso es necesario emplear un modelo de varios grados de libertad, para poder así definir de manera correcta la variación en el tiempo del movimiento completo del sistema estructural. [16]

En el caso práctico de las edificaciones de varios niveles, estas corresponden a un modelo matemático de tres grados de libertad por cada piso que podría ser resuelto de manera eficaz si cada uno de los entrepisos contemplados en la configuración estructural corresponden a diafragmas infinitamente rígidos, es decir, que no exista la posibilidad de alargamientos del sistema de piso ni deformaciones fuera de su plano. Esta hipótesis no se cumple cuando los sistemas de piso formados son altamente flexibles, como en el caso de elementos prefabricados, losas pretensadas y sistemas compuestos a base de placa colaborante y concreto, pues la flexibilidad en el plano de los sistemas de piso altera significativamente la respuesta dinámica de un modelo de varios grados de libertad. [16]

Fig. 8 Edificio de Cortante para un sistema de varios grados de libertad



Fuente: Anil Chopra

En el caso de sistemas de múltiples grados de libertad, existen muchas formas modales diferentes con que el sistema vibra, por lo cual la solución de este tipo de modelos radica en la obtención de cada una de las frecuencias de vibración de la estructura con sus correspondientes formas modales.

Por tal razón, los códigos de diseño de la mayoría de países con alta sismicidad requieren en sus lineamientos que las estructuras sean analizadas de acuerdo al comportamiento modal de la edificación para validar así un comportamiento dinámico adecuado del sistema elástico lineal, pues para la consideración de la no linealidad se deberán contemplar métodos mucho más precisos.

### **2.1.5.3 Vibración Libre y Vibración Forzada**

Las estructuras vibran independientemente de lo que ocurra a su alrededor, específicamente por la recepción de impulsos que generan desplazamientos iniciales en el sistema.

Para el caso del modelo masa-resorte, la vibración es producida por la fuerza del resorte, la misma que forma parte del sistema, por lo cual se la conoce como vibración libre. En cambio, cuando existe una fuerza que se aplica exteriormente sobre la masa o al soporte, la vibración adopta el nombre de vibración forzada.

En el caso práctico de las edificaciones, todas se encuentran sometidas a vibraciones libres propias de su configuración estructural, a más de recibir ciertos impulsos imperceptibles debidos al ruido o al viento característicos de su entorno; pero cuando se presenta un evento sísmico la estructura incrementa notoriamente su periodo de vibración de manera forzada a su comportamiento regular.

### **2.1.5.4 Fuerza Amortiguadora**

Generalmente las estructuras que vibran de manera libre o forzada se sujetan a modelos que dependen de una fuerza de amortiguamiento propio del sistema para disminuir el efecto vibratorio hasta que este desaparezca en su totalidad. Este amortiguamiento puede ser natural o artificial, de acuerdo a las necesidades consideradas en el sistema, pues dependiendo de la capacidad de disipación de energía que permite alcanzar el reposo de una masa que oscila libremente después de haber sido perturbada por el sismo, se podrá definir si el sistema requiere o no de dispositivos artificiales de control sísmico que incrementen la capacidad de amortiguamiento de la estructura.

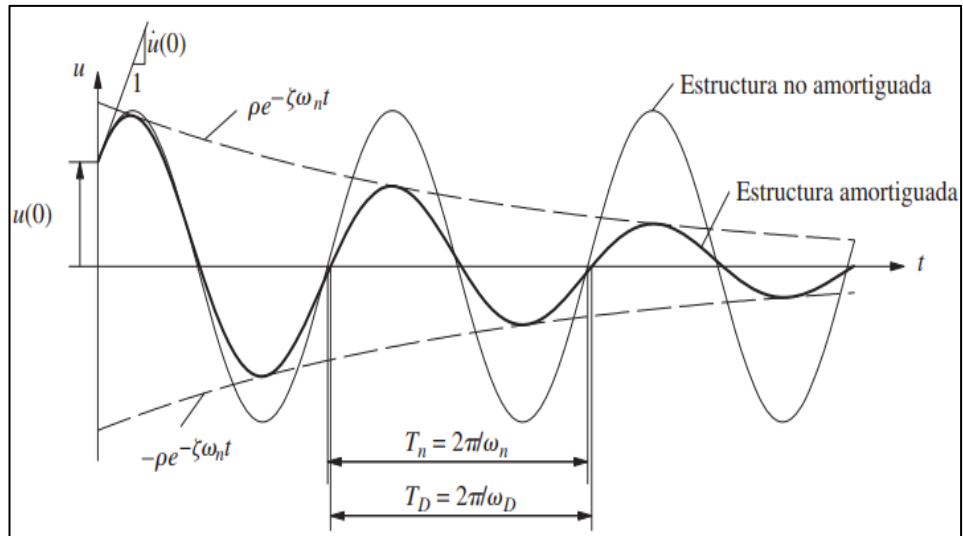
El amortiguamiento en las estructuras se atribuye a distintos factores propios de un comportamiento elástico e inelástico como son: el efecto térmico que tiene lugar con la deformación repetida de los elementos estructurales, así como la fricción interna de las partículas del sólido deformado.

Se ha comprobado que gran parte del amortiguamiento propio de un sistema estructural se debe a la interacción de los elementos no estructurales, como la mampostería, con los elementos principales y también a la fricción con la cual los nudos o conexiones de una estructura disipan energía de manera constante. [17]

En algunos materiales como el concreto y la madera, la fricción que se produce al abrirse y cerrarse algunas grietas propias del material, también contribuye con la disipación de energía. Para el caso de los edificios de hormigón, se estima que la cimentación logra amortiguar gran parte de la energía acumulada en el sistema cuando esta se encuentra bien concebida.

Debido a la existencia de múltiples factores que generan amortiguamiento en una edificación, resulta imposible definir el porcentaje de participación exacto que la fuerza amortiguadora tendrá en el mismo. Pero en los últimos años se ha logrado determinar que los edificios en su gran mayoría presentan porcentajes de amortiguamiento crítico que van de 2% a 7% por lo cual se opta por utilizar un valor de amortiguamiento crítico equivalente de 5% que engloba de manera conservadora la participación de los distintos factores mencionados anteriormente. Figura 9

Fig. 9 Amortiguamiento en las estructuras



Fuente: Anil Chopra

## 2.1.6 Análisis estructural.

### 2.1.6.1 Estático equivalente.

El método se sustenta mediante fuerzas horizontales equivalentes (FHE) que consisten en reemplazar la energía liberada por el sismo por fuerzas laterales aplicadas directamente en el centro de masas de cada nivel con una excentricidad accidental necesaria respecto al centro de rigidez para generar momentos torsores en las sollicitaciones de diseño para los elementos estructurales que los resisten; los resultados de este tipo de análisis por lo general producen cortantes por nivel un poco mayores a los cortantes máximos obtenidos de un análisis modal-espectral. [20]

Este método está limitado para edificios de hasta 10 pisos de altura con características regulares en los que el primer modo de vibración es el fundamental ya que este define la aceleración espectral que ingresará al sistema, así como también la manera en la cual se distribuirán las fuerzas laterales en cada uno de los niveles de la estructura, siendo este periodo de vibración principalmente traslacional. No es recomendable aplicar este método en estructuras localizadas en zonas de alta peligrosidad sísmica. [20]

### **2.1.6.2 Modal espectral.**

Esta metodología es la más usada a nivel mundial ya que existe facilidad al momento de generar el espectro sísmico, tomando en cuenta que el espectro sísmico generado por los códigos o normas son espectros envolventes que representan los sismos del lugar donde se va a realizar la edificación, por lo que no presenta mayor dificultad como es el caso de los acelerogramas. [21]

Este método es ventajoso para determinar los desplazamientos y fuerzas actuantes, con la particularidad de que determina solo los valores máximos en cada modo de vibración de cada piso. Para determinar el valor probable de desplazamientos y fuerzas se realiza la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o la combinación cuadrática completa con los valores máximos de cada modo. [21]

Al efectuarse un análisis de los modos de vibración en el sistema estructural es posible obtener un periodo de vibración mucho más aproximado que aquel que se obtiene mediante fórmulas empíricas establecidas en los códigos, mismas que utilizan a la altura de la edificación como la única variable inmersa en el periodo de vibración, sin tomar en cuenta parámetros como las dimensiones en planta, el material y la irregularidad tanto en planta como en elevación del sistema estructural adoptado.

Por estos motivos, el análisis modal espectral resulta ser un método muy apropiado para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura, lo cual permite dimensionar los elementos estructurales para que se acoplen a esas circunstancias dinámicas, con la limitante de que este análisis únicamente funciona para un comportamiento elástico, siendo necesario empezar a utilizar metodologías mucho más profundas que consideren la no-linealidad de la estructura y sus componentes.

### **2.1.6.3 Análisis estático no lineal (Pushover).**

Es un análisis inelástico por medio de un incremento gradual de la fuerza lateral aplicada provocando el aumento de las fuerzas internas de los elementos como los desplazamientos. Este método tiene su mayor uso en la verificación del diseño dado

que muestra la rotación plástica de la estructura por medio de las rótulas plásticas que se forman en la misma. [22]

Básicamente la terminología Pushover se traduce como “hacer caer” o “empujar hasta que se caiga”, lo cual denota la aplicación de cargas de manera monotonica en la estructura hasta que esta llega al colapso, considerando que los elementos estructurales pierden su rigidez inicial a medida que se plastifican por el incremento gradual de la carga lateral.

Aplicando este método se obtiene la curva de capacidad de la estructura, que relaciona el desplazamiento con el cortante basal, obteniendo así información del comportamiento de la misma mediante desplazamientos monitoreados por medio de un punto de control que se ubica generalmente en el centro de masas del ultimo nivel de la edificación lo cual hace posible determinar el momento en el cual la estructura llega al colapso, por lo que podemos decir que el análisis Pushover es un buen indicador del desempeño sísmico de la estructura. [22]

A partir de la curva de capacidad es posible determinar el punto de desempeño de la estructura por medio de la metodología propuesta por ATC-40 y FEMA 440, descrita como el espectro de capacidad de linealización equivalente, el cual se desarrolla a partir de un periodo efectivo y un amortiguamiento efectivo. Este método se realiza de manera iterativa hasta definir un punto que interseque con la curva de capacidad, obteniéndose así el punto de desempeño que verifica que los elementos no sean dañados más allá de los límites admisibles para cada nivel de desempeño. [23]

Aunque el análisis Pushover presenta ventajas muy importantes para la evaluación estructural, es necesario también mencionar que existen limitantes para su aplicación. Generalmente se recomienda que este método sea aplicado en estructuras inferiores a los 10 pisos, pues más allá de esto los modos de vibración toman mayor importancia y resulta indispensable efectuar un análisis multimodal que refleje el verdadero comportamiento de la edificación. [23]

#### **2.1.6.4 Análisis dinámico no lineal (Tiempo-Historia).**

Para un análisis no lineal este resulta ser el método más efectivo, pese a su dificultad numérica y el tiempo de cálculo, ya que posee una elevada exactitud en sus resultados y análisis más reales. Dependiendo del nivel de consideración de las no linealidades existen tres categorías.

- **Rigideces laterales de entrepiso de cada marco.**

Inicialmente fue propuesto para sistemas con un solo grado de libertad, pero se puede también aplicar a sistemas con varios grados de libertad. Esta categoría considera diversos efectos no lineales de manera cualitativa, el problema viene dado al momento de estimar las rigideces de entrepiso de una manera precisa por lo que no es posible obtener los efectos a nivel local. [24]

- **Relaciones momento-curvatura para los elementos de cada marco.**

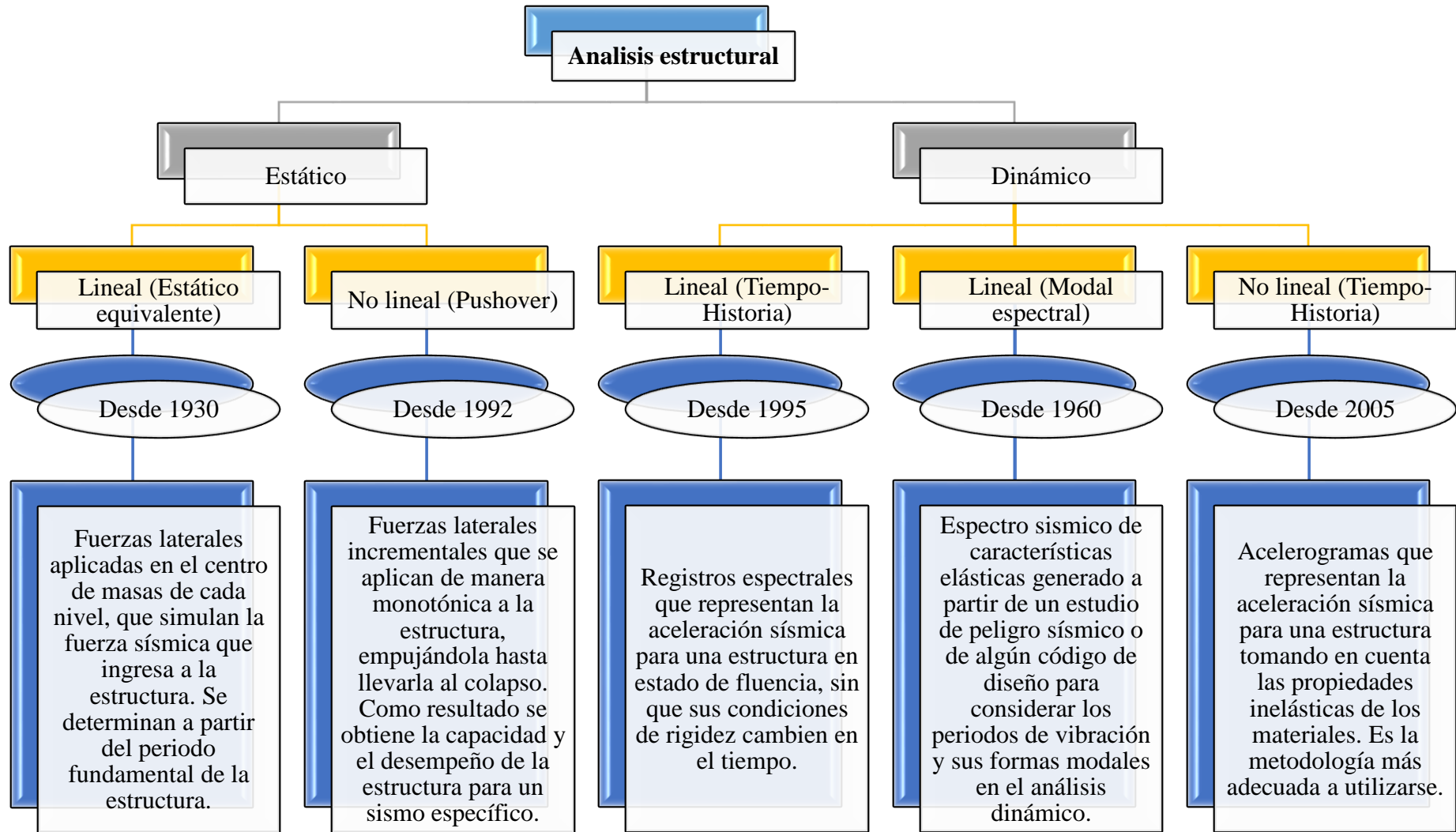
Las secciones que alcanzan el momento de fluencia no son capaces de soportar momentos adicionales por lo cual actúan ante cualquier incremento de carga como una rótula llamada rótula plástica, para mejorar los modelos se considera diagramas momento-curvatura bilineales o multilineales. [24]

- **Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad, y las leyes constitutivas de cada material a nivel diferencial.**

Se incluyen modelos de fibras, los cuales discretizan los elementos para, por medio de interpolaciones de los desplazamientos, conocer el desplazamiento en cualquier sección transversal del elemento de una forma aproximada, por medio de la información obtenida y mediante las leyes esfuerzo-deformación del material para obtener esfuerzos y rigideces, este tipo se lo utiliza en su gran mayoría para investigación y no para diseñar debido a su grado de complejidad. [24]



Fig. 10 Análisis estructural



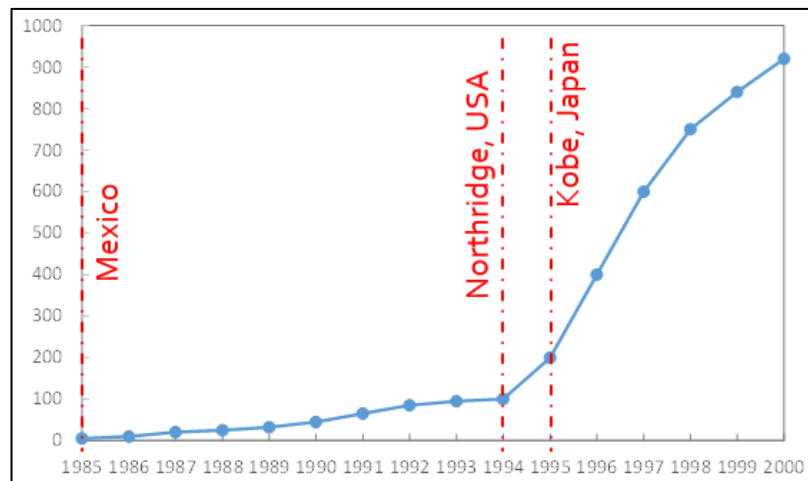
Fuente: Elaboración propia

### 2.1.7 Sistemas de protección sísmica (SPS).

A lo largo del tiempo los análisis estructurales han ido variando desde un análisis estático considerando solo el peso y la ocupación de la estructura hasta un análisis dinámico considerando cargas verticales y cargas horizontales provenientes de sismos o vientos. Desde el punto de vista sísmo resistente se han implementado varias propuestas para mitigar los efectos sísmicos entre los cuales se incluyen los elementos externos a la estructura, como son los sistemas de protección sísmica. [25]

Sin duda alguna, la implementación de los sistemas de control sísmico, como los aisladores de base, empezó a gozar de gran acogida a partir de 1995 después que ocurriese el terremoto de Kobe en Japón, ya que la sociedad pudo comprobar que aquellas edificaciones que contaban con aislamiento basal se comportaron de manera excelente sin sufrir mayores daños durante este evento. De igual manera ocurrió en Estados Unidos después de sufrir los estragos del terremoto de Northridge, como se ilustra en la figura 11. [26]

Fig. 11 Incremento en la aceptación y desarrollo de los sistemas de protección sísmica



Fuente: Ph.D. Héctor Guerrero

El sistema de protección sísmica se basa en el control de desplazamientos de la estructura a través de la modificación de las propiedades dinámicas del edificio; disipación de energía introducida al sistema a partir de dispositivos mecánicos y control con dispositivos que ejerzan fuerzas que contrarresten la acción sísmica. [25]

La base de los sistemas de protección sísmica es disminuir la demanda que sufre la estructura principal de la edificación al momento de movimientos telúricos, ya sea reduciendo la cantidad de energía que ingresa a la estructura como el caso de los aisladores de base, o concentrando gran parte de la demanda en dispositivos que no afecten a la estructura como los disipadores. [27]

De acuerdo al tipo de respuesta que se desea obtener en el comportamiento dinámico de la estructura, se puede hacer uso del sistema de protección sísmica que se desprenden de cada uno de los términos que componen la ecuación del movimiento, como sigue:

Fig. 12 Componentes de la ecuación del movimiento

$$F_{inercia} + F_{disipadoras} + F_{estructura} = F_{externas}$$

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t)$$

Amortiguadores de masa sintonizada

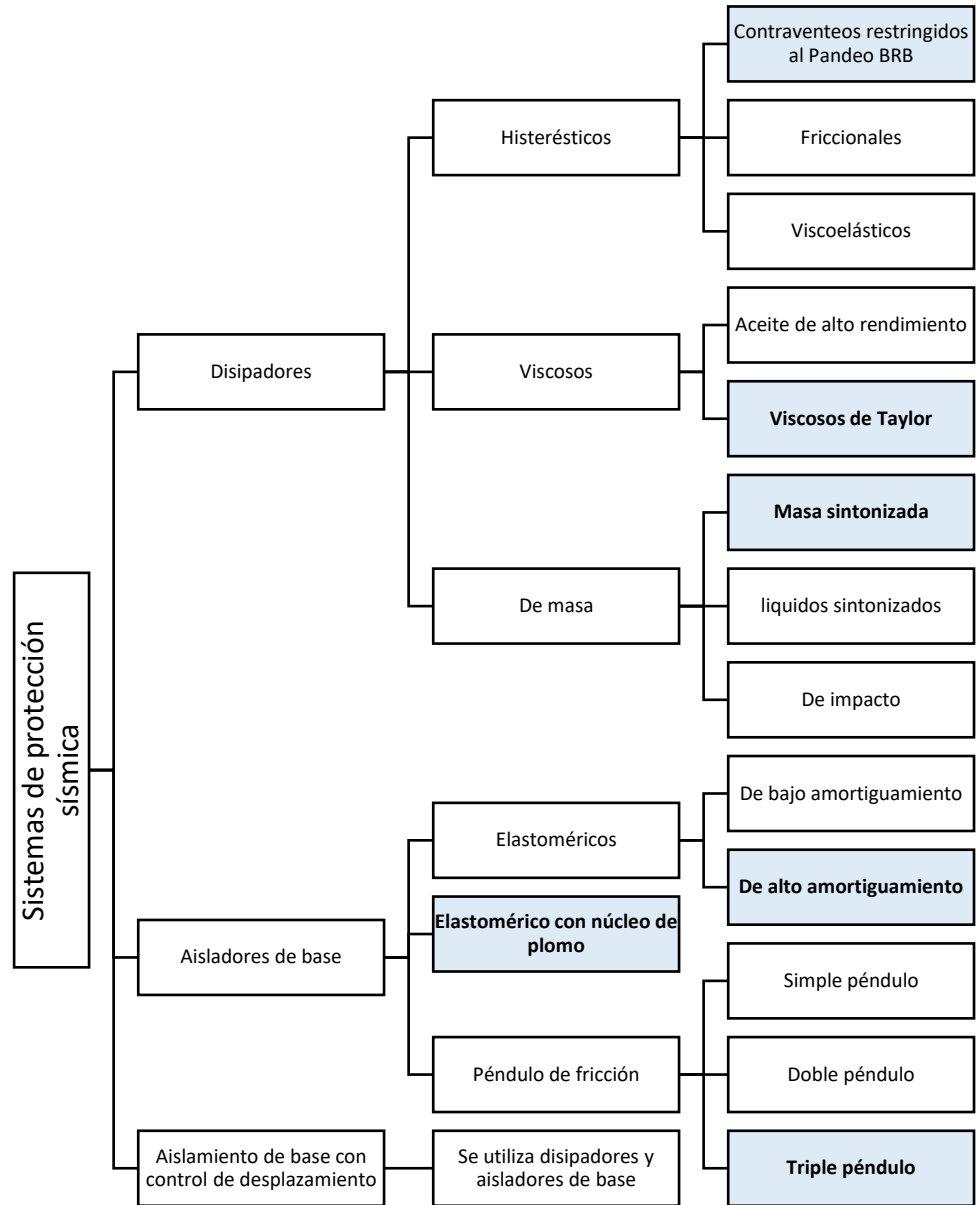
Amortiguadores Viscosos

Amortiguadores histeréticos

Aisladores de base

Fuente: Ph.D. Héctor Guerrero

Fig. 13 Clasificación de los SPS



Fuente: Elaboración propia

### 2.1.7.1 Disipadores sísmicos.

Su principio viene dado por la incorporación de dispositivos de disipación de la energía sísmica. Los disipadores absorben una porción importante de la energía, lo cual permite reducir la demanda sísmica en la estructura principal de la edificación evitando el colapso y minimizando el posible daño estructural.

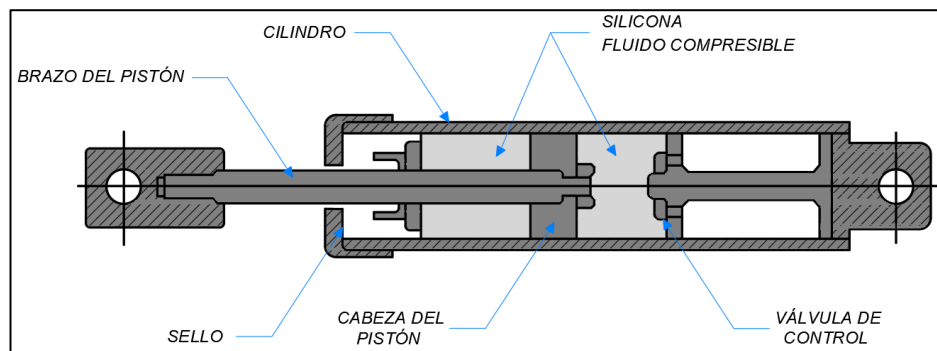
Los disipadores permiten aumentar el nivel de amortiguamiento de la estructura reduciendo la demanda de deformación y esfuerzos producidos, estos dispositivos después del sismo severo pueden ser reemplazados. [28]

#### 2.1.7.1.1 Viscosos de Taylor

Operan con el principio de forzar a un fluido altamente viscoso a pasar a través de orificios el cual disipa energía aplicando una fuerza resistente a un desplazamiento finito la cual actúa en dirección opuesta al movimiento de entrada, esto depende de la velocidad de deformación del dispositivo durante el sismo y la energía que se disipa está directamente proporcional a la viscosidad del fluido. [29]

Para determinar la energía disipada hay que tomar en cuenta el diámetro, longitud e inclinación del disipador con el fin de controlar el paso del fluido ya que su fuerza resistente varía con la velocidad traslacional del disipador de acuerdo a las leyes de la mecánica de fluidos, los disipadores viscosos deben ser capaces de mantenerse en servicio durante extensos períodos de tiempo sin mantenimiento. [25]

Fig. 14 Componentes disipador viscoso



Fuente: Genner Villareal, Ricardo Oviedo

Este tipo de disipadores se activan a desplazamientos pequeños lo cual es ventajoso; otra de sus ventajas es que necesita una mínima fuerza de restauración ya que no existe influencia del medio pudiendo ser por frecuencias o por la temperatura ambiente, incrementando el amortiguamiento entre un 20% y 40% haciendo posible así la reducción de los desplazamientos laterales como se muestra en la figura 9. La principal desventaja que presenta es que puede existir posibles fugas del líquido viscoso, por lo

que es necesario fabricar el cilindro como una sola pieza evitando soldaduras y que sea resistente a los esfuerzos internos. [30]

Es necesario conocer el período límite del disipador ya que si la frecuencia es menor provee sólo amortiguamiento viscoso al modo fundamental por lo que no variará la frecuencia natural de la estructura, en cambio para los modos con frecuencias altas los disipadores aportarán amortiguamiento y rigidez adicional con lo que ayuda a disminuir los desplazamientos en estos modos. [30]

El modelo matemático según Voigt-Kelvin viene dado según la aplicación de un resorte hookeano y un amortiguador newtoniano en paralelo como se muestra en la figura 15; al momento de aplicar un esfuerzo  $\sigma$  la deformación del resorte  $\varepsilon_d$  es la misma que la deformación unitaria del amortiguador  $\varepsilon_s$  y considerando que el esfuerzo total es la suma de los esfuerzos del resorte y amortiguador tenemos que:

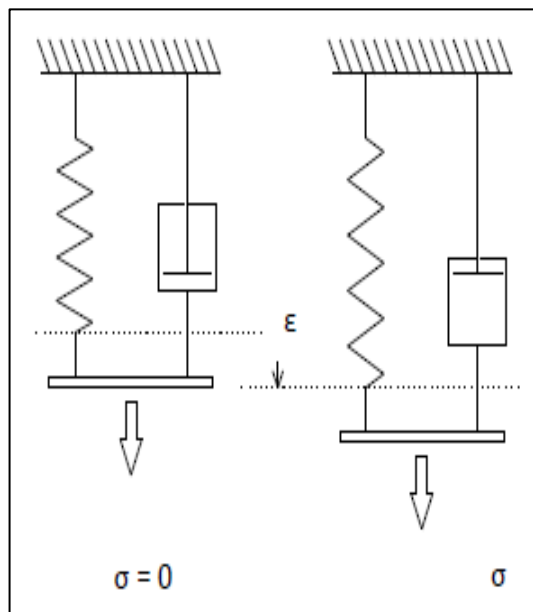
$$\sigma = \sigma_s + \sigma_d = E * \varepsilon + \eta * \dot{\varepsilon}$$

Ec. 2 Modelo de sólido Voigt-Kelvin

Dónde: E es el módulo de elasticidad del resorte y  $\varepsilon$  es su deformación unitaria

$\eta$  es el coeficiente de viscosidad y  $\dot{\varepsilon}$  la deformación unitaria del amortiguador [30]

Fig. 15 Modelo sólido de Voigt-Kelvin



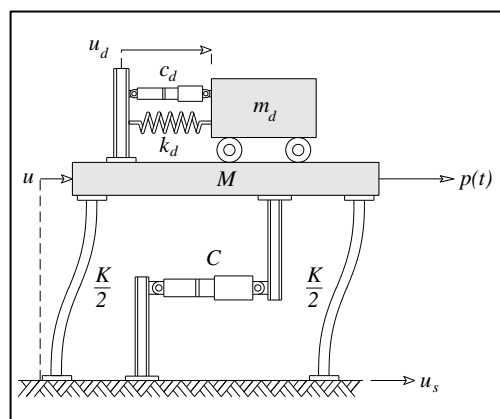
Fuente: Juan Fuentes

### 2.1.7.1.2 Masa sintonizada.

Estos mecanismos de control sísmico son conocidos comúnmente por sus siglas (AMS) y desde su invención por Frahm en 1909, ha llamado la atención de varios investigadores con el afán de mejorar el mecanismo de péndulo invertido con el cual funciona.

Este tipo de disipadores de energía se han convertido en una herramienta ingenieril muy útil compuesto por una masa ( $m$ ), un resorte ( $k$ ) y un amortiguador viscoso ( $c$ ) que se colocan generalmente en los últimos pisos de la edificación, o al menos en aquellos niveles en los cuales se generan las mayores derivas inelásticas, como lo muestra el modelo matemático de la Figura 16.

Fig. 16 Modelo AMS



Fuente: Ricardo Daniel Bassoti

El funcionamiento de los amortiguadores de masa sintonizada consiste en reducir las amplitudes de vibración de la estructura al ajustarse de modo tal que su frecuencia natural de vibración se acople a una frecuencia de vibración problemática en el sistema, haciendo que el dispositivo vibre en resonancia con la edificación, disipando energía gradualmente hasta estabilizarlo. [31]

La masa que compone el disipador es aproximadamente el 0.5% y 2% de la masa total de la estructura en la cual se instala, siguiendo el principio de que, a mayor masa mayor será la cantidad de energía que se disipe.

La rigidez es relativamente baja debido a que el amortiguador intenta sintonizarse a la frecuencia característica del primer o segundo modo de vibración de la estructura, lo cual hace que se analice como un sistema de un grado de libertad en el que el amortiguamiento óptimo que genere el sistema dependerá de la relación entre la masa del AMS y el total de la masa de la estructura; esta relación se encuentra en el rango del 4% y el 10% del amortiguamiento crítico. [31]

**Fig. 17 Amortiguador de masa sintonizada instalado en el nuevo edificio de la Cámara Chilena de la Construcción**



**Fuente:** Revista en Concreto – CChC

Una de las principales ventajas que presenta la implementación de este tipo de dispositivos de control es su bajo costo en relación a otros sistemas disponibles en el mercado. También se caracteriza por sus múltiples aplicaciones en construcciones existentes, actuando incluso como “refuerzo estructural” al reducir el grado de vulnerabilidad sísmica y probabilidad de falla de la edificación. [32]

A pesar de que se ha comprobado totalmente la eficacia de los sistemas AMS para la acción del viento, aun es objeto de discusión el papel que desempeñan frente a acciones sísmicas, pues de acuerdo a ciertas investigaciones realizadas por Villaverde & Koyoama se obtuvo que el esfuerzo de corte en la base se reduce hasta un 40% cuando la respuesta se genera en el rango elástico, mientras que los estudios efectuados por Soto-Brito & Ruiz muestran que la influencia de los amortiguadores de masa sintonizada no contribuyen en nada a la respuesta de la estructura al presentar un comportamiento inelástico. [33]



En cambio, las desventajas que presenta el sistema podrían interferir en su aplicación, pues debido a la magnitud de la masa que se requiere para hacer que el péndulo entre en resonancia con la estructura se necesitará de un gran espacio para su instalación. En otros escenarios en cambio será necesario implementar un sistema de múltiples masas sintonizadas, lo cual encarece el proyecto y altera la distribución arquitectónica.

#### **2.1.7.1.3 Contraventeos de pandeo restringido (BRB).**

El primer registro que se tiene referente a disipadores de tipo BRB tiene que ver con varios trabajos investigativos de carácter experimental efectuados en Japón en el año de 1971. [8] Estos trabajos se enfocaron en definir un adecuado confinamiento al núcleo para que el disipador no se pandee, pues antes de esta fecha se tiene constancia que en las estructuras se incorporaban riostras metálicas con el único fin de aportar rigidez global al pórtico y no la de disipar energía.

No fue sino hasta finales de los años setenta, en Nueva Zelanda y Estados Unidos simultáneamente, cuando los disipadores restringidos al pandeo se utilizaron ya en estructuras reales con excelentes resultados [34], tras lo cual se empieza a divulgar estos conocimientos a nivel mundial.

Actualmente los países pioneros en el diseño y desarrollo de disipadores BRB son: Japón, Estados Unidos, Nueva Zelanda e Italia, conociéndose que la primera patente para estos dispositivos se efectuó en Japón a cargo de la empresa Nipón Steel.

El concepto básico que gobierna el funcionamiento de los disipadores BRB hace que estos adopten el pseudónimo de “fusibles sísmicos”, pues tienen el objetivo de consumir energía sísmica y disiparla a manera de calor mediante la plastificación del metal, llegando incluso a fallar y destruirse totalmente, para que el sistema resistente principal de la estructura compuesto básicamente por vigas y columnas, se mantenga en el rango elástico y no sufra daño alguno.

## Características generales

Uno de los dispositivos empleados para la disipación de energía a nivel mundial que funciona a base del comportamiento histerético de su componente principal, son las riostras restringidas al pandeo.

Básicamente consisten en barras diagonales con un núcleo de acero que trabaja muy bien a tracción, pero que a compresión no se comporta adecuadamente y dan lugar al pandeo. Para corregir este desperfecto en el acero se utilizan camisas metálicas rellenas con concreto o mortero de resistencias aceptables, rodeando al núcleo principal para mantenerlo estable en compresión y evitar así el pandeo por efectos de esbeltez como se muestra en la figura 18. Por tal razón, este tipo de disipadores adoptan el nombre de contraventeos de pandeo restringido, denotándolo generalmente por sus siglas en inglés BRB (*Buckling Restrained Braces*).



**Fuente:** Román Cancelado

**Segmento sin restricción al pandeo que no fluye:** Se encuentran en los extremos del disipador fuera de la camisa metálica; su principal función es unir el dispositivo con la estructura ya sea con pernos, pasadores o soldadura sobre platinas. Es de mayor sección transversal en comparación del núcleo ya que debe ser capaz de prevenir el pandeo por si solo manteniéndose en el rango elástico durante el sismo. [35]

Para que no exista una concentración de esfuerzos existe una zona de transición para aumentar la sección transversal del núcleo dentro de la camisa metálica. Esta zona no está diseñada para fluencia. [35]

**Núcleo:** Es la sección de acero diseñado para que fluya bajo cargas cíclicas, conociéndose que la principal fuente de disipación de energía se obtiene mediante la deformación inelástica del acero. El acero utilizado debe ser de alta ductilidad y con esfuerzo a la fluencia normado, siendo el más utilizado el acero A36. [35]

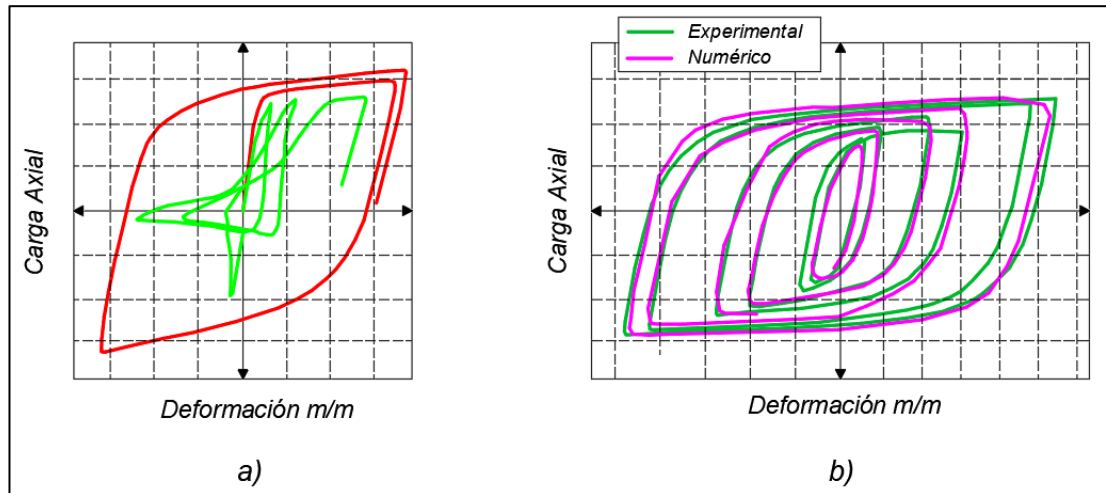
**Capa Aislante:** Sirve para evitar la adherencia entre el material de relleno y el núcleo de tal manera que no existe una transferencia de esfuerzos, lo que evita que la resistencia a la compresión sea mayor a la resistencia a la tensión; de igual manera previene el desgaste del núcleo por rozamiento con el material de relleno. Esta capa debe estar compuesta por un material lubricante y cauchos de diferente dureza para permitir la expansión del núcleo de acero. [36]

**Material de relleno y camisa de acero:** Como material de relleno se utiliza por lo general mortero de baja densidad o concreto que permite la restricción del pandeo del núcleo, debe soportar los esfuerzos inducidos por la barra y se recomienda utilizar una resistencia a la compresión de 30 MPa como mínimo. [37]

La camisa de acero no resiste ningún tipo de carga axial; a pesar de eso el dimensionamiento viene dado para que su carga de pandeo elástico sea mayor o igual a 1.5 veces la carga de pandeo elástico del núcleo. [36]

El principio fundamental de restringir el pandeo es evitar que el dispositivo se degrade rápidamente al momento de la compresión como es el caso de contraventeos tradicionales como se indica en la figura 19 (a). Los dispositivos BRB son capaces de alcanzar ductilidades altas y mantienen unos ciclos histeréticos amplios, estables y simétricos tanto a tensión como compresión, como se muestra en la figura 19 (b). [38]

Fig. 19 a) Comportamiento de riostras convencional (Color rojo) y con pandeo restringido (Color verde) b) Comportamiento histerético disipadores BRB



Fuente: Guillermo Coeto, Ph.D. Héctor Guerrero

Aunque son muchos los beneficios que recibe un sistema estructural al combinarse con contraventeos restringidos al pandeo, se debe mencionar que también pueden existir razones desfavorables por las cuales no se podrían implementar estos dispositivos en una edificación. Es por eso que se pretende detallar algunas de las ventajas y desventajas más conocidas para este tipo de sistemas de protección sísmica.

### Ventajas

- Existe una gran variedad de secciones que podrían utilizarse para el núcleo del disipador, lo cual hace posible fabricar disipadores de diversas longitudes de acuerdo a la necesidad de la estructura. Se conoce que el disipador BRB más largo del mundo mide 21 metros de longitud. [39]
- La fabricación de este tipo de disipadores es sencilla y con materiales económicos y de fácil adquisición.
- Su instalación es rápida y sencilla, permitiendo que la reposición de estos elementos por daños o defectos sea efectuada por cualquier persona sin la necesidad de requerir mano de obra calificada.

- La variación de los ciclos de histéresis no supera el orden del 15%, lo que significa que poseen un mecanismo de disipación estable y aceptado por las normas de diseño que abarcan la utilización de estos sistemas de protección sísmica.

### **Desventajas**

- El tiempo de vida útil de los disipadores podría ser relativamente corto al efectuarse una mala implementación del material desmoldante, dando lugar a la inclusión de agua y aire hacia el núcleo, generando procesos de oxidación.
- Lastimosamente no existe un parámetro definido específicamente para determinar de manera experimental o numérica el momento en el cual los disipadores deben ser reemplazados, lo que representaría incertidumbres en su comportamiento para futuros eventos sísmicos de magnitudes relevantes.
- Los disipadores BRB no son aplicables para todo tipo de estructuras, pues la implementación de los mismos representaría un incremento desmedido en el costo final de la construcción, siendo necesario así efectuar un análisis costo-beneficio para determinar si es viable o no incluir estos dispositivos en ciertas edificaciones.
- Los dispositivos que recaen directamente a la cimentación provocarán que las zapatas se traccionen debido a la posición diagonal con la cual descargan la energía sísmica absorbida, siendo necesario incrementar las dimensiones de esas zapatas para contrarrestar aquellos efectos de tensión.

### **Configuraciones**

Cuando se requiere implementar un disipador BRB en una estructura hay que definir el lugar en el cual se instalará, así como la posición que mejor contribuya a obtener resultados óptimos.

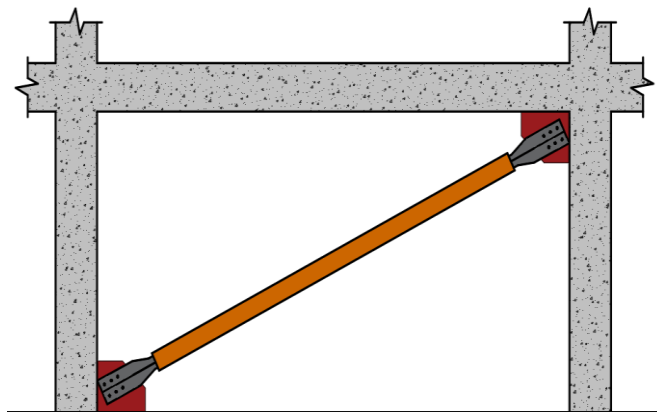
Existen diversas formas en las cuales se pueden colocar estos dispositivos, las mismas que definirán el rendimiento con el que actúen, así como los problemas que se podrían presentar en la parte arquitectónica.

Entre las configuraciones más comunes para la aplicación de estos dispositivos en edificaciones tenemos las siguientes:

**a) Configuración Diagonal**

En esta posición, el dispositivo se conecta directamente entre dos nudos de los entrepisos consecuentes, formando una diagonal dentro del pórtico. Esta configuración resulta ser la más económica pues emplea un solo núcleo de acero en el sistema global; sin embargo, resulta ser la menos eficiente ya que únicamente utiliza la componente horizontal de la barra para disipar energía existiendo así mayor probabilidad de pandeo al cubrir mayores longitudes en comparación con otras configuraciones. [40]

**Fig. 20 Configuración Diagonal**



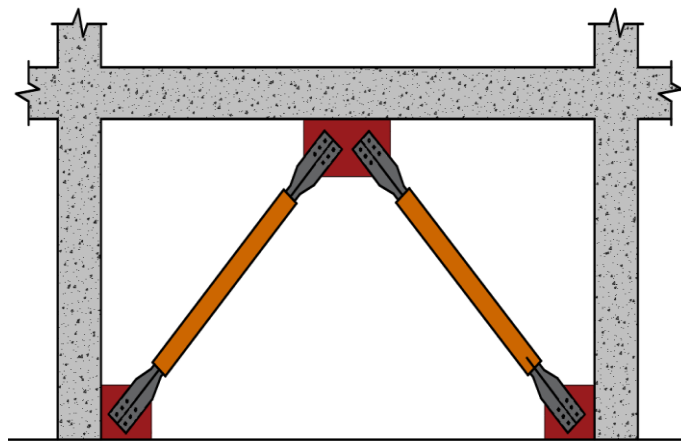
**Fuente:** Elaboración propia

**b) Configuración Chevron**

Esta configuración se distingue principalmente por la manera en la cual se dispone, pues se utilizan dos disipadores que se colocan a partir de los nudos inferiores de un entrepiso hasta llegar a la parte central de la viga del entrepiso superior.

Por medio de este arreglo se consigue una eficiencia del 100% en los dispositivos pues se logra que uno de los dispositivos trabaje a tracción, mientras que el otro trabaja a compresión, logrando así anular las componentes respectivas de la carga axial que fluyen a través de los núcleos. [40] [34]

**Fig. 21 Configuración Chevron**

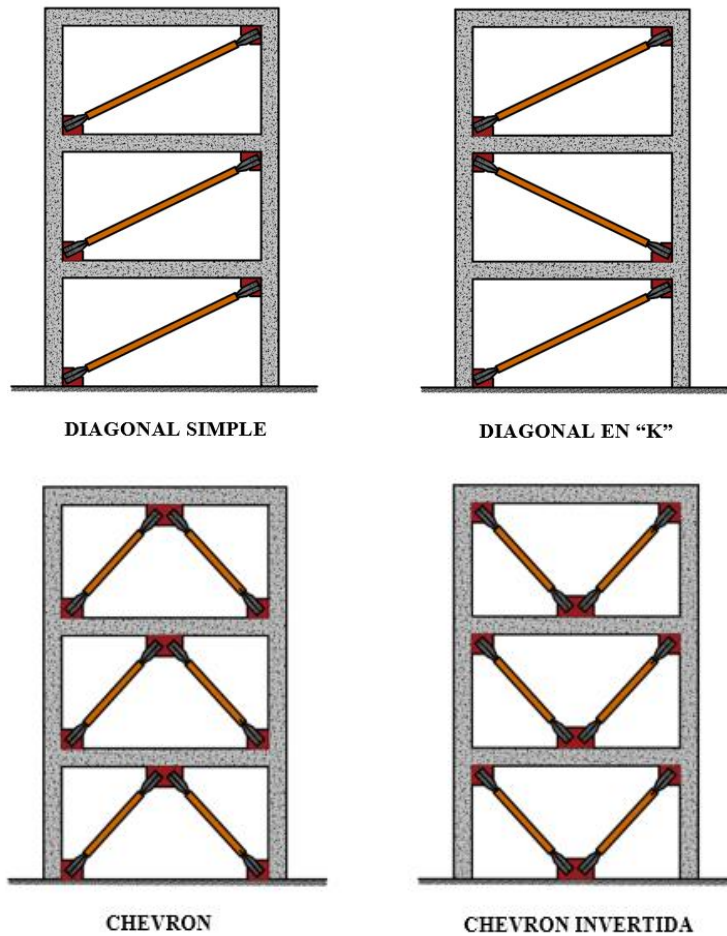


**Fuente:** Elaboración propia

A partir de estos dos tipos de configuración detallados anteriormente se pueden conseguir múltiples arreglos que surgen a partir de varias combinaciones. Para el caso general de las diagonales, estas pueden colocarse alternadamente de derecha a izquierda o viceversa de acuerdo a la necesidad del proyecto, buscando simetría y estabilidad en los análisis preliminares a efectuarse en la estructura.

En el caso de la configuración Chevron se puede realizar una variante a manera de “V invertida” con el propósito de comparar las ventajas y desventajas que se obtienen en cada una de estas disposiciones. En la figura 22 se detallan estos arreglos.

Fig. 22 Configuraciones más comunes empleadas en disipadores BRB



Fuente: Elaboración propia

## Conexiones

Independientemente de la configuración que se adopta para los disipadores BRB, es necesario definir el tipo de conexión que requerirá el sistema, pues de esta dependerá el correcto funcionamiento del núcleo de acero con relación al pórtico en el cual se encuentra.

El diseño de la conexión toma mucha importancia, ya que esta zona debe mantenerse elástica todo el tiempo y rigidizar adecuadamente los extremos de los disipadores para que no se origine pandeo local. [36]



Por lo general se refuerzan los extremos con rigidizadores de acero para contrarrestar la concentración de esfuerzos generados en el cambio de sección.

Otro parámetro muy importante relacionado a la conexión es el lugar y la forma de vincular el dissipador al pórtico, teniendo antecedentes experimentales de que esta debe realizarse directamente a la unión viga-columna para transferir los esfuerzos en estos puntos de descarga y no generar fuerzas cortantes innecesarias en vigas o columnas cercanas. [41]

En este trabajo investigativo se detallarán los tipos de conexiones más empleadas en la generación del vínculo del dissipador con el pórtico teniendo así la siguiente clasificación:

**a) Conexión Apernada**

Este tipo de conexión es la más usada y consiste en unir el dispositivo a los nudos de la estructura mediante placas y pernos que las atraviesan. El espesor de las placas, así como la cantidad de pernos a utilizarse dependerá del cálculo que justifique una resistencia superior a la que se tendrá en el núcleo. [42]

La principal ventaja que se obtiene al emplear esta conexión es facilitar el remplazo del dissipador cuando este se encuentre dañado debido a algún evento sísmico anterior, conociéndose también que en este tipo de conexión se generan pequeños saltos en el cambio de dirección de aplicación de las cargas producto de las perforaciones que se efectúan en la placa, lo cual produce pérdidas momentáneas de rigidez. [43]

En la figura 23 se muestra este tipo de conexiones.

**Fig. 23 Conexión apernada**



**Fuente:** José Espinoza Bravo

## **b) Conexiones Rotuladas**

Para este caso se considera que el disipador BRB se conecta a una placa por medio de un pasador a manera de articulación como se muestra en la figura 24. Esto le permite tener cierta libertad para girar, lo cual se presenta como una ventaja debido a que esta articulación elimina la probabilidad de momentos generados por las derivas de piso, pero provoca ciertos índices de degradación de rigidez en el comportamiento del dispositivo cuando este se somete a cargas laterales. [42]

**Fig. 24 Conexión rotulada**



**Fuente:** José Espinoza Bravo

### c) **Conexión Soldada**

Esta conexión se asemeja mucho más a la de tipo apernada, con la excepción de que se sustituyen los pernos por cordones de soldadura con gargantas y longitudes calculadas de acuerdo a la resistencia que se requiere obtener.

Se cataloga como la conexión menos utilizada debido a las diversas dificultades que se presentan en la parte de montaje y facilidad para poder cambiar los disipadores cuando estos se deterioren por acciones sísmicas. [42]

**Fig. 25 Conexión soldada**

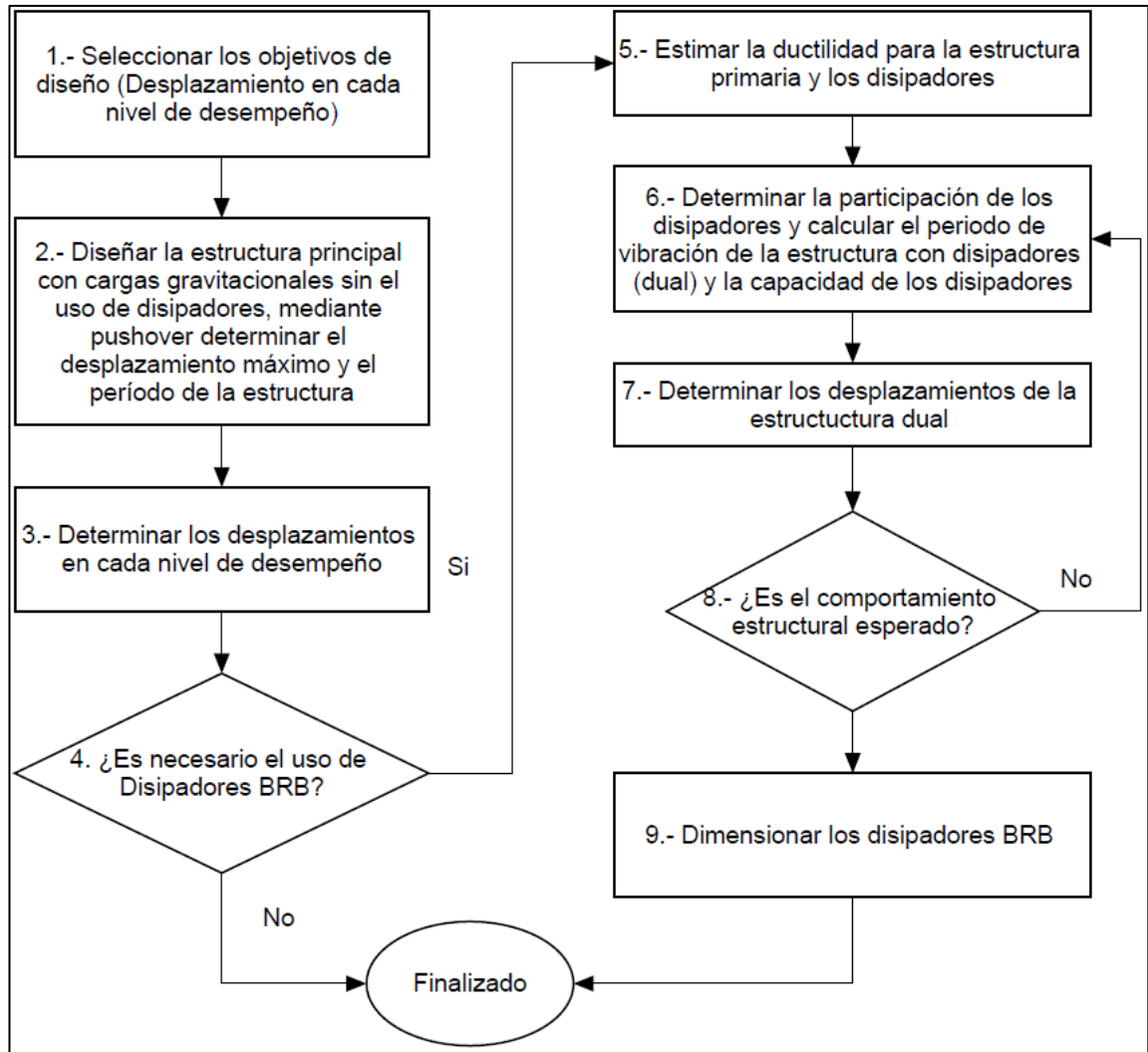


**Fuente:** José Espinoza Bravo

### **Parámetros de diseño.**

A continuación, se muestra un diagrama de flujo el cual indica cuales son los pasos a seguir para el diseño de los disipadores BRB propuesto por el PhD. Héctor Guerrero, en el capítulo 4 se realizará el diseño detallando cada paso.

Fig. 26 Diagrama de flujo diseño BRB



Fuente: Ph.D. Héctor Guerrero

### 2.1.7.2 Aisladores de Base.

El aislamiento basal se considera una estrategia de ingeniería muy útil para el diseño, pues se fundamenta en la implementación de dispositivos que se colocan entre la cimentación y la superestructura, permitiendo así que esta se desacople inmediatamente de cualquier movimiento que se genere en el suelo en el cual se encuentra. [11]

Básicamente estos dispositivos presentan una elevada rigidez al desplazamiento vertical, mientras que de manera horizontal se desplazan fácilmente, lo cual evita el ingreso repentino a la estructura de la energía liberada en un sismo. Es así que, al reducir

la demanda sísmica, ya no será necesario buscar resistencia en los elementos estructurales mediante secciones sobredimensionadas, considerándose como algo favorable en un proyecto de gran envergadura.

Existen dos factores fundamentales que influyen directamente en la efectividad del sistema de aislamiento basal para que este puede desempeñarse de manera adecuada. Estos factores son: el tipo de suelo y la altura de la edificación.

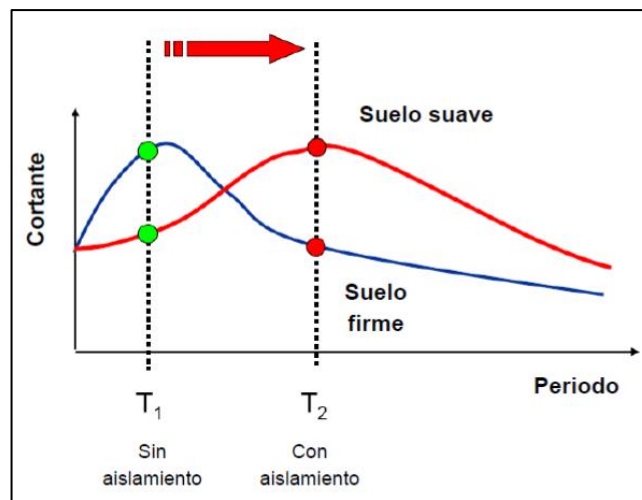
El suelo en el cual se levanta la estructura definirá el tipo de mecanismo de control sísmico que se podría emplear, pues se conoce que para suelos blandos o con resistencias muy bajas a los esfuerzos laterales, no se recomienda utilizar aisladores de base pues el efecto de sitio en esa zona incrementará las frecuencias generadas por el sismo, incrementando incluso el periodo de la estructura, así como los desplazamientos laterales de manera excesiva hasta que los aisladores pierden su capacidad de carga vertical. [44]

Respecto a la altura de las edificaciones, esta juega un papel muy importante en el comportamiento dinámico del sistema estructural adoptado, pues aquellas construcciones muy altas presentan elevada flexibilidad, por lo cual no sería apropiado incluir sistemas de aislamiento basal sin antes lograr que esta se vuelva más rígida.

Las estructuras que obtienen mayores beneficios al utilizar aislamiento de base son aquellas que, al no ser muy altas, tienen una rigidez aceptable. Este parámetro está directamente relacionado con el tipo de suelo ya que en suelos blandos se generan periodos de vibración más extensos que los que se esperan en suelos rígidos, lo cual podría llegar a igualar el periodo de vibración propio de las estructuras muy altas, generando así el fenómeno de resonancia. [45]

Para entender de mejor manera el comportamiento de las estructuras durante un sismo en función de la altura y del tipo de suelo en el cual se construya, se presenta la figura 27, la cual muestra la respuesta del suelo en una estructura con aislamiento en la base cuando el suelo es blando (línea roja); así también se aprecia la reducción de la fuerza cortante en la estructura cuando esta se encuentra aislada en la base y construida en suelo firme (línea azul). [45]

Fig. 27 Respuesta de estructuras aisladas en suelos diferentes



Fuente: Meza & Sánchez FEMA 2000

En la actualidad existen varios tipos de aisladores de base, la mayoría de los cuales se encuentran patentados, pero en este trabajo investigativo se abordarán únicamente los casos más notorios de aisladores elastoméricos y de péndulo de fricción, debido a que son estos los que actualmente se están empleando en el Ecuador.

#### ➤ **Elastomérico de alto amortiguamiento. (HDRB)**

Los aisladores de base inicialmente empezaron a fabricarse a partir de cauchos naturales, para después dar el gran salto a la implementación de cauchos sintéticos, como el neopreno, capaces de soportar grandes cargas y elevadas temperaturas.

Es así que surge la necesidad de mejorar los valores de rigidez y amortiguamiento en estos dispositivos, por lo cual se comienza a combinar los elastómeros con sustancias químicas específicas, como aceites y resinas, formando una especie de sándwich al alternar capas de goma de alto amortiguamiento con láminas de acero de espesor uniforme entre cada capa de goma utilizada.

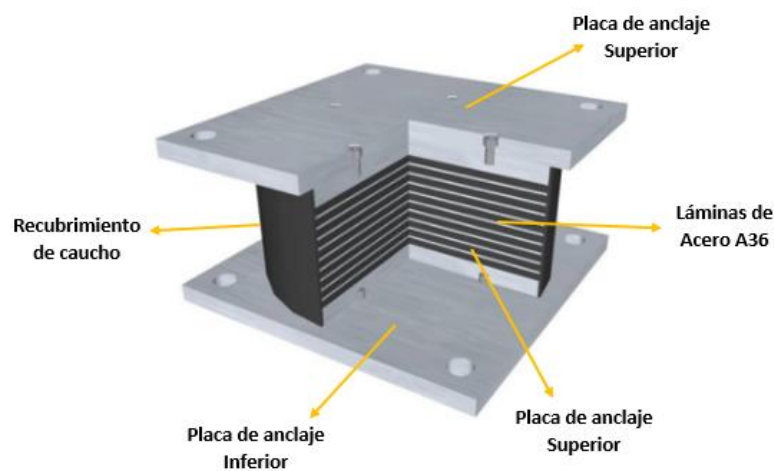
Las capas de goma y acero son unidas entre sí para formar un solo elemento con flexibilidad en el plano horizontal y una elevada rigidez en el sentido vertical, mediante un proceso de vulcanizado por un tiempo estimado entre 4 y 8 horas a una temperatura

cercana a los 140 °C, siendo la goma aquella que contribuye significativamente al amortiguamiento efectivo de la estructura ya que mientras más gruesas sean estas capas, mayor flexibilidad y libertad de movimiento presentará la edificación. [13] [26]

Esta configuración particular de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento hace que las láminas de goma que van intercaladas con las de acero, se deformen en el plano horizontal para que la estructura pueda desplazarse lateralmente ante cualquier evento sísmico, a su vez que las láminas de acero evitan que el elastómero se hinche, manteniendo así una rigidez vertical adecuada ante cargas de servicio. [13]

Básicamente la mayoría de aisladores de base se fabrican de manera cilíndrica debido a que siempre será una incógnita el sentido en el cual llega el sismo a la estructura, por lo que las propiedades geométricas del aislador, al ser las mismas en cualquier dirección, no se verán afectadas ya que los esfuerzos se repartirán uniformemente en toda el área de contacto. A continuación, se muestra un esquema general de los aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB) en la Figura 28:

**Fig. 28** Aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDRB)



Fuente: Sistema de Protección Sísmica Elastec

### **Características generales de los aisladores de alto amortiguamiento (HDRB)**

- El espesor de las capas de caucho varía, normalmente, entre los 8 mm y 20 mm, mientras que para las capas de acero se encuentra entre 2 mm y 4 mm. [46]

- Los valores de amortiguamiento para este tipo de aisladores varían entre el 10% y el 20%. [46]
- La relación de la deformación lateral entre el espesor de la lámina de caucho alcanza niveles de hasta el 300%. [13]
- El análisis estructural de este tipo de aisladores se realiza como un sistema bilineal cuyas propiedades dependen de la razón de amortiguamiento efectivo y el módulo de deformación (G) teniendo valores que oscilan entre 0.4 MPa y 1.4 MPa. [46]

➤ **Elastomérico con núcleo de plomo.**

### **Historia**

El origen y desarrollo de los aisladores elastoméricos con núcleo de plomo, conocidos mundialmente como LRB por sus siglas en inglés (*Lead rubber bearings*) se remonta a finales de los años 70, específicamente en Nueva Zelanda, cuando investigadores como Robinson y Tucker (1977) realizaron pruebas con un disipador de neopreno zunchado con núcleo de plomo [11], logrando incrementar la capacidad disipativa de los aisladores de manera muy notoria.

Ya en el campo aplicativo, se conoce que el primer edificio en construirse con aisladores elastoméricos con núcleo de plomo fue la estación de policía de William Clayton en Wellington Nueva Zelanda, cuya construcción se terminó en el año de 1981. [9] Por esta razón, múltiples investigadores denominan a este tipo de dispositivos de control sísmico como aisladores N-Z.

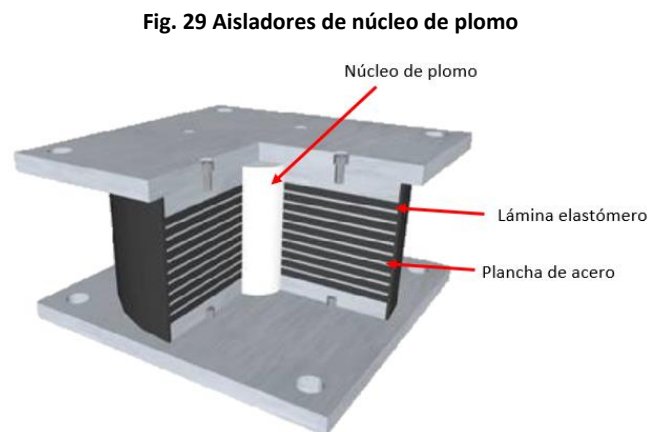
Existen casos emblemáticos plasmados en la historia sísmica mundial que corroboran el excelente comportamiento que presentan los aisladores LRB frente a sismos severos. Un claro ejemplo de esto es el Teaching Hospital de la Universidad de South California en los Ángeles (EEUU), construido sobre 81 apoyos elastoméricos y 68 aisladores con núcleo de plomo, que ubicado a 36 Km del epicentro del terremoto de Northridge (1994) no sufrió daños estructurales ni en su contenido, manteniéndose totalmente operativo todo el tiempo. En cambio, un hospital cercano a este que no contaba con



aislamiento de base sufrió daños significativos que terminaron en la suspensión de sus actividades, registrándose daños valorados en más de 400 millones de dólares. [47]

### Características generales

Son aisladores de goma de bajo amortiguamiento colocado en forma de láminas las cuales se encuentran adheridas a planchas de acero permitiendo así aumentar la rigidez vertical. Para evitar que el aislador sufra deformaciones considerables bajo cargas gravitacionales y aumentar el amortiguamiento de la estructura se incorporó un núcleo de plomo como se indica en la figura 29 [48] [1]



Fuente: Mageba

El uso del núcleo de plomo viene dado por las propiedades mecánicas que posee como es la baja tensión de fluencia aproximadamente 10 MPa a temperatura ambiente, produciendo ciclos histeréticos estables. [13]

El núcleo de plomo aporta apenas el 10% de su rigidez post-fluencia, pero ayuda a controlar la rigidez inicial debido a su gran rigidez inicial al corte que es cercano a 130MPa, la fuerza de fluencia, y el desplazamiento de fluencia del aislador lo que ayuda a disminuir los desplazamientos por pequeños sismos y por acción del viento. [49] [50]

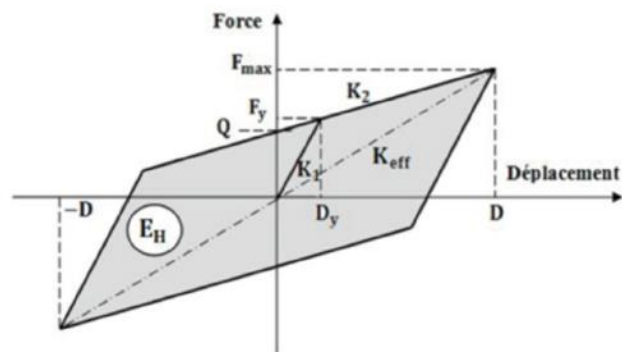
El amortiguamiento fluctúa entre el 15% al 30%. Se logra este incremento por el uso del núcleo de plomo que al deformarse durante el sismo genera deformaciones

plásticas y disipa la energía en forma de calor; luego del sismo el aislador vuelve a su posición original gracias al elastómero y el núcleo se recrystaliza logrando así estar listo para un nuevo sismo. [51]

### Propiedades mecánicas

Debido a la combinación de elastómero con el núcleo de plomo se considera que la histéresis es una superposición de la rigidez inicial (elástica) y la rigidez inelástica (post-fluencia). La primera viene dada por el núcleo de plomo y la segunda por el elastómero [52], por lo que se considera un comportamiento histérico empleando la aproximación bilineal como se muestra en la figura 30.

Fig. 30 Aproximación bilineal de un comportamiento de la ley histérica expresada en fuerza-desplazamiento

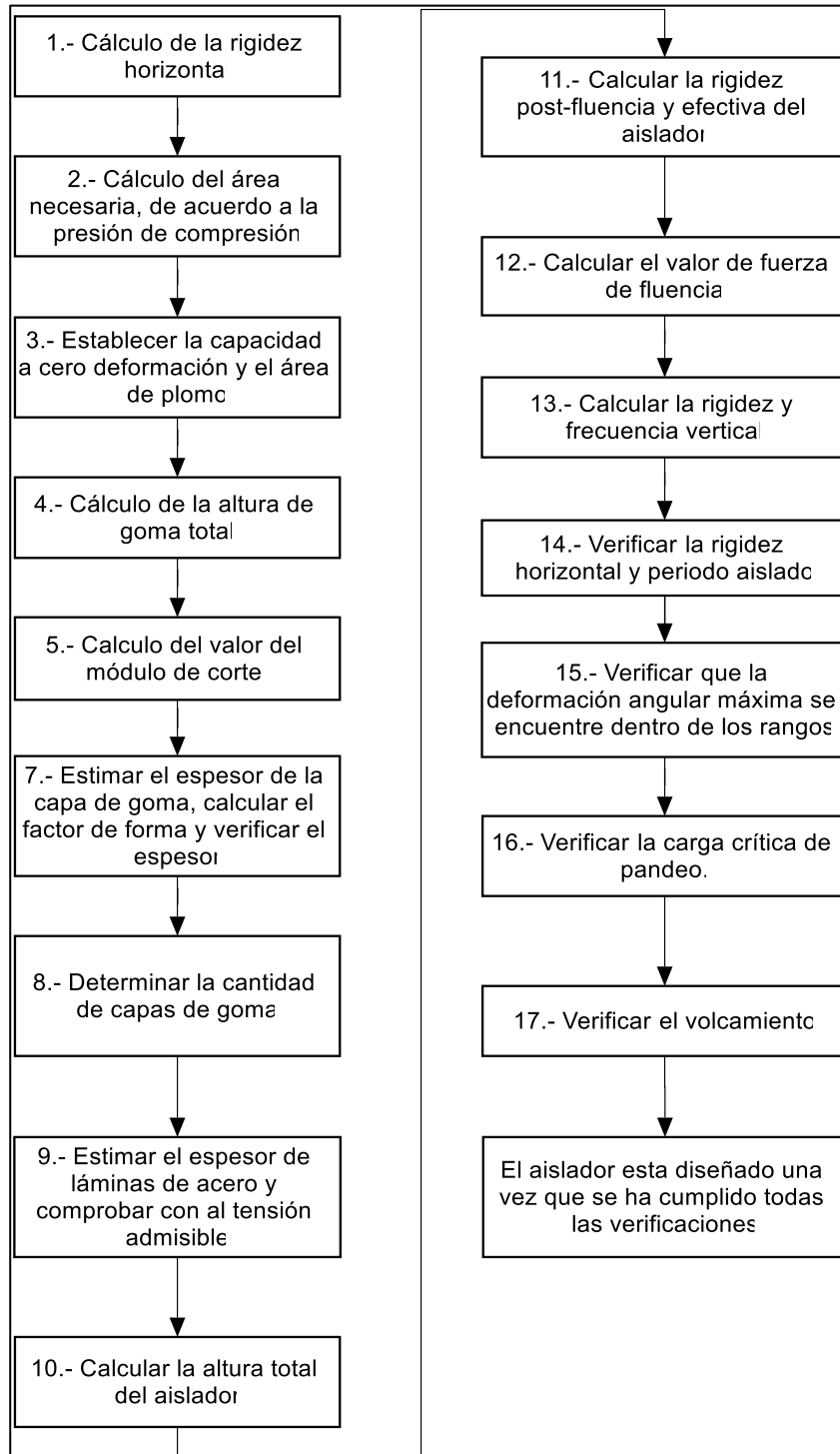


Fuente: Zellat & Kadril

La aproximación bilineal viene expresada por los siguientes componentes: Desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ), desplazamiento de diseño del aislador ( $D$ ), energía disipada por el ciclo de histéresis correspondiente al desplazamiento de diseño ( $E_H$ ), fuerza de fluencia ( $F_y$ ), fuerza gravitacional que representa además la resistencia característica y la fuerza de fluencia del núcleo de plomo ( $Q$ ), fuerza de cortante máximo que corresponde al desplazamiento de diseño ( $F_{max}$ ), rigidez elástica o rigidez de descarga en un ciclo ( $K_1$ ), rigidez post-fluencia ( $K_2$ ), rigidez efectiva del aislador ( $K_{eff}$ ) y factor de amortiguación efectiva ( $\beta_{eff}$ ). [53]. En el capítulo IV se mostrará las fórmulas de cálculo de manera detallada.

A continuación, se expone un diagrama de flujo correspondiente a la secuencia lógica establecida para el diseño de aisladores de base del tipo elastomérico con núcleo de plomo:

**Fig. 31 Diagrama de flujo del diseño del aislador LRB**



Fuente: Jaime Arriagada

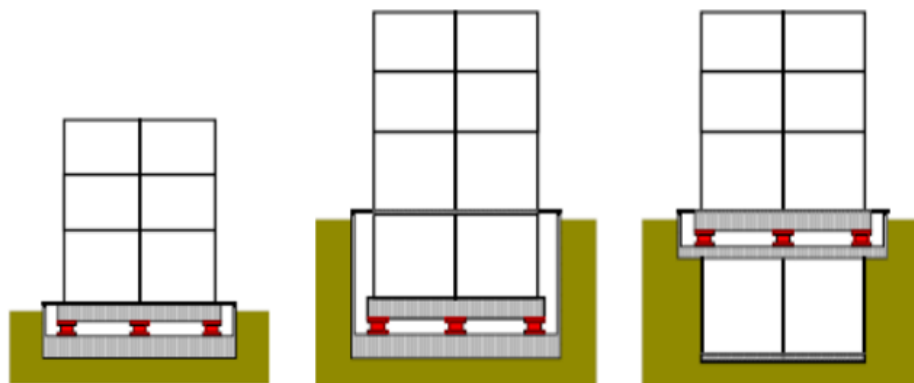
## Ubicación e Instalación de los LRB

Debido a que los aisladores LRB pueden ser empleados en cualquier tipo de estructura, la ubicación de los mismos podrá variar de acuerdo al uso específico que se le desee dar. Esto a su vez provocará que los procesos de montaje e instalación varíen en cierta forma para cada caso de estudio que se requiera efectuar.

Básicamente los aisladores de base se colocan entre la cimentación y la superestructura, pero se han comenzado a instalar también en niveles superiores con el propósito de aislar solo un piso específico debido al contenido de gran valor que podría contener en su interior o simplemente por falta de espacio para efectuar las actividades pertinentes para instalar los aisladores.

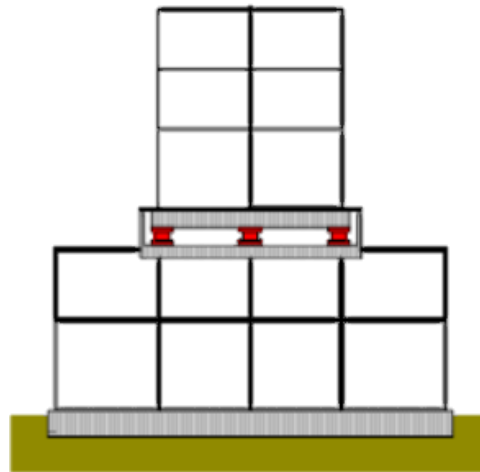
En las figuras 31 y 32 se muestran varias alternativas existentes para ubicar un aislador de base de acuerdo a la disponibilidad del espacio y a los requerimientos del proyecto.

Fig. 32 Ubicación de los aisladores de base



Fuente: Juan Andrés Oviedo

Fig. 33 Ubicación de los aisladores de base en superestructura



Fuente: Juan Andrés Oviedo

Los aisladores deben colocarse en puntos de fácil acceso para efectuar tareas de mantenimiento e inspección. Además, es necesario considerar que existirán desplazamientos importantes (entre 40 y 60 cm) para poder diseñar sistemas de tuberías, ductos y redes de distribución de agua, gas o cualquier otro suministro de tal forma que estos puedan desplazarse a la par de la estructura durante un evento sísmico sin que resulten afectados. Para esto será necesario utilizar materiales flexibles para formar las tuberías y ductos que atraviesen la zona no aislada con la superestructura, pues parte del significado de “total operatividad” incluye contar de manera continua con todos los servicios básicos en una edificación. [47]

Una vez definidos los puntos en los cuales se van a colocar los aisladores es necesario llevar a cabo un adecuado proceso para su montaje e instalación. Aunque podrían presentarse ciertas variaciones en este particular debido a las configuraciones propias de un proyecto o a la experiencia del personal a cargo del proceso, existen recomendaciones para efectuar estas labores de manera segura, mismas que se exponen a continuación:

- 1) Una vez construidos los elementos que conforman la sub estructura en la cual se asentarán los aisladores se procede a dejar embebidos anclajes en el concreto que servirán como punto de arranque y sujeción de las placas del aislador.

**Fig. 34 Anclajes en el pedestal del aislador**



**Fuente:** Diego Taboada

- 2) Inmediatamente se procede a vaciar el concreto en el lugar especificado para formar un pedestal en el cual se asentará el aislador.

**Fig. 35 Hormigonado del pedestal**



**Fuente:** Diego Taboada

- 3) Una vez que el hormigón ha fraguado se da lugar al izaje del aislador por medio de grúas o dispositivos manuales que faciliten la manipulación del aislador de base.

**Fig. 36 Izaje del aislador**



**Fuente:** Diego Taboada

- 4) Finalmente es necesario efectuar el montaje de los aisladores sobre el pedestal acoplándolos a los anclajes que fueron embebidos inicialmente.

**Fig. 37 Montaje y sujeción del aislador al pedestal**



**Fuente:** Diego Taboada

### **Ventajas y Desventajas de la utilización de aisladores de base (LRB)**

Tomando en cuenta distintos factores que influyen en el comportamiento, costo y beneficio de la implementación de dispositivos de aislamiento en la base, resulta necesario también hacer mención de algunas de las limitaciones que podría presentar una estructura equipada con aisladores de núcleo de plomo, por lo cual se detalla a continuación los beneficios y limitantes más relevantes a tomarse en cuenta antes de decidirse por la utilización de estos mecanismos en una edificación:

## **Ventajas**

- Representa una solución económicamente viable frente a otros aisladores sísmicos que cuaduplican su valor.
- El núcleo de plomo hace posible soportar hasta 100 ciclos de carga con deformaciones entre 25% y 200%
- La relación de la deformación lateral respecto del espesor del caucho puede alcanzar valores de 150% para sismo de diseño y hasta 250% para sismo máximo probable.
- A diferencia de los disipadores BRB, este tipo de aisladores no interfieren en el diseño arquitectónico propuesto ya que se encontrarán ocultos en la base.

## **Desventajas**

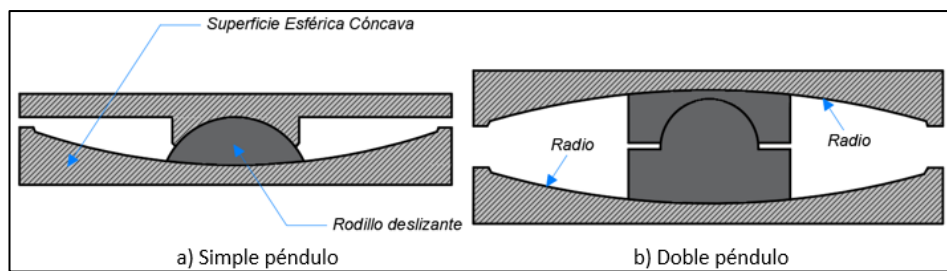
- Este tipo de aisladores no pueden ser empleados en edificaciones con una relación altura/ancho muy alta, ya que representaría un incremento desmedido de esfuerzos en flexión.
- La instalación de aisladores en estructuras existentes resulta ser un procedimiento de gran complejidad en comparación con la sencillez que representa instalar disipadores BRB en estructuras existentes.
- Desde su invención no han existido mayores avances en el desarrollo de los sistemas LRB en comparación con aisladores de fricción que han evolucionado notoriamente.
- Utilizar este tipo de aisladores podría retrasar en gran medida el avance de la obra, pues se estima que su fabricación y ensayos respectivos toman un tiempo estimado entre 3 y 6 meses.



➤ **Friccionante triple péndulo.**

Los aisladores de triple péndulo son la sucesión del péndulo de fricción con simple curva, el cual consta de un control deslizante sobre una superficie esférica cóncava trabajando como un péndulo simple, figura 38 (a) y del péndulo de fricción con doble curvatura que consta de dos superficies paralelas cóncavas separadas por un dispositivo deslizante, figura 38 (b). [54]

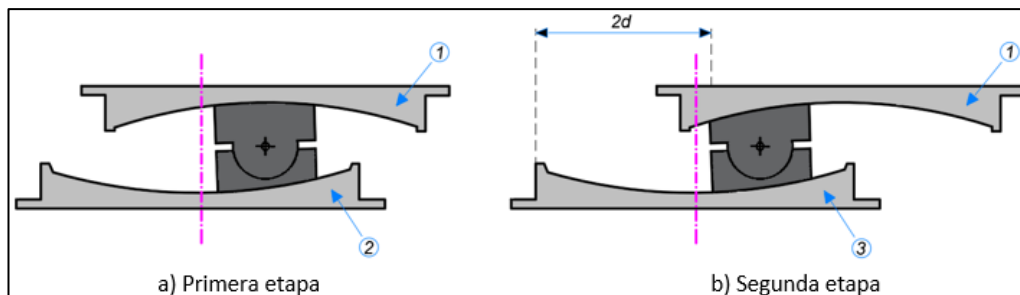
**Fig. 38 Aisladores de fricción de primera y segunda generación**



Fuente: Morgan & Mahin

El doble péndulo funciona en tres etapas; en la primera etapa supone una fuerza lateral menor a la fuerza de fricción del dispositivo por lo que no se activa el mecanismo y el edificio se comportaría de manera normal. La segunda etapa supone una fuerza lateral que supera la fuerza de fricción produciendo un movimiento inicial que genera pequeños desplazamientos, como se aprecia en la figura 39 (a). Para que solo se realice el movimiento en una de sus superficies cóncavas los coeficientes de fricción de sus superficies son diferentes siendo uno de ellos el que presenta mayor fricción. En la tercera etapa finalmente se produce el movimiento de todo el dispositivo, alcanzando el desplazamiento máximo; figura 39 (b). [55]

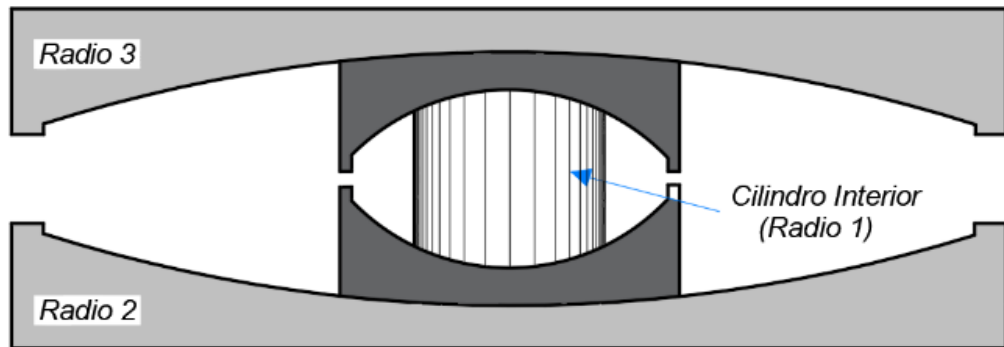
**Fig. 39 Desplazamientos doble péndulo**



Fuente: Constantinou

El aislador triple péndulo se conforma de dos superficies cóncavas exteriores y un cilindro interior con un bajo coeficiente de fricción funcionando como un deslizador interno considerado como el primer mecanismo de péndulo. [13]

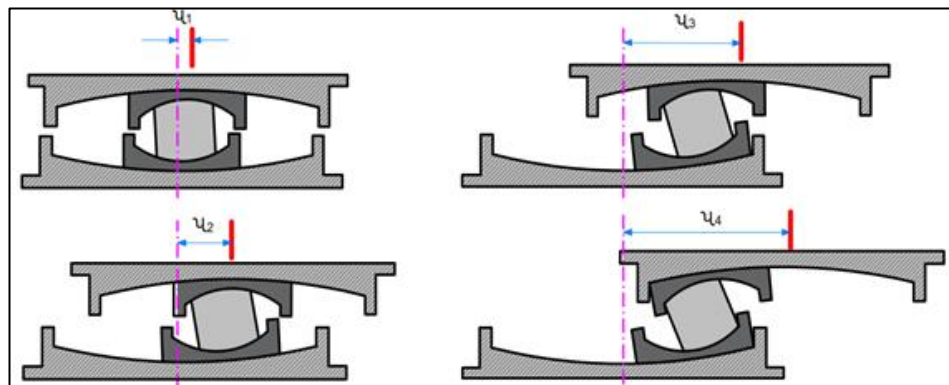
Fig. 40 Triple péndulo friccionante



Fuente: Morgan & Mahin

El dispositivo funciona en tres etapas al igual que el doble péndulo; en la primera etapa el deslizador interno se activa durante los sismos leves, en la segunda etapa se desplaza el péndulo en su superficie inferior frente a sismos de diseño y en su tercera etapa existe un desplazamiento del dispositivo en su superficie superior. Esta última etapa se activa frente al sismo máximo considerado, considerando que en las dos primeras etapas se minimiza la participación de los modos de la estructura y se reduce la fuerza de y por lo tanto también se reducirán los desplazamientos. [13]

Fig. 41 Desplazamientos triple péndulo friccionante en cada una de sus etapas



Fuente: Morgan & Mahin

## **Características generales de los aisladores friccionante de triple péndulo**

- Mientras más grande es el desplazamiento del dispositivo, la longitud del péndulo es mayor por lo que aumenta el amortiguamiento de la estructura disminuyendo la fuerza sísmica [13]
- Trabaja a diferentes esfuerzos sísmicos teniendo diferentes propiedades para cada sollicitación sísmica. [13]

### **2.1.8 Normativa**

#### **Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC 2015 DS)**

En el capítulo 8 de la presente establece para el diseño de sistemas de protección sísmica tanto para aislamiento sísmico como para disipación de energía se utilice los requisitos mínimos a las especificaciones del capítulo 13 y 15 del BSSC “NEHRP Recommended Provisions and Commentary for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures” (FEMA 450) [2]

El espectro de diseño debe referirse a un terremoto con un período de retorno de 475 años, mientras que el espectro considerado máximo se refiere a un período de retorno de 2500 años

El parámetro SD1 corresponde a la aceleración espectral para  $T=1s$ , para un período de retorno de 475 años y el parámetro SM1 corresponde a la aceleración espectral para  $T=1s$ , para un período de retorno de 2500 años

#### **American Society of Civil Engineers (ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associates Criteria for Buildings and Other Structures)**

Cada estructura aislada sísmicamente se deberá diseñarse en concordancia con los requerimientos de la sección 17 de la presente Norma. [56]

- **Factor de importancia**

Se deberá tomar el factor de importancia de 1 para toda estructura aislada sísmicamente, sin tener en cuenta su categoría de riesgo asignada. [56]

- **Separación de los edificios**

La separación mínima entre la estructura aislada y los muros circundantes u otras obstrucciones fijas no deberán ser menores que el desplazamiento máximo total. [56]

- **Componentes en o encima de la interface de aislación**

Los elementos de las estructuras aisladas sísmicamente y los componentes no estructurales, o partes de los mismos, que están en o sobre la interface de aislación deberán diseñarse para resistir una fuerza sísmica lateral total igual a la respuesta dinámica máxima del elemento o del componente en consideración. [56]

- **Historias del movimiento del terreno**

Los movimientos del terreno deberán consistir de pares de componentes de aceleración horizontal del movimiento del terreno desarrollados por la sección 16.1.3.2 de la ASCE 7 excepto que 0.2T y 1.5T deberá reemplazarse por 0.5T y 1.5T. [56]

- **Procedimiento de análisis**

- **Fuerza Lateral Equivalente**

El procedimiento de la fuerza lateral equivalente de la sección 1.5 es permitida de usarse para el diseño de una estructura aislada sísmicamente siempre que:

1. La estructura esté localizada en un sitio con  $S_1$  menor que 0.60g
2. La estructura esté localizada en una Clase de Sitio A, B, C o D.

3. La estructura por encima de la interface de aislación sea menor que o igual a cuatro pisos o 65 pies (19.8m) de altura estructural,  $h_n$ , Medida desde la base como se define en la sección 11.2 de la ASCE 7
4. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo,  $T_M$ , sea menor que o igual a 3.0s
5. El período efectivo de la estructura aislada en el desplazamiento máximo, sea mayor que tres veces el período elástico con base fija de la estructura por encima del sistema de aislación.
6. La estructura por encima del sistema de aislación sea de configuración regular.
7. El sistema de aislación reúna todos los siguientes criterios:
  - a. La rigidez efectiva del sistema de aislación en el desplazamiento de diseño sea mayor que un tercio de la rigidez efectiva al 20% del desplazamiento
  - b. El sistema de aislación sea capaz de producir una fuerza de restauración.
  - c. El sistema de aislación no limita el desplazamiento del sismo considerado máximo a menos del desplazamiento máximo total. [56]

○ **Procedimiento Espectro de Respuesta**

El análisis espectro de respuesta no deberá usarse para el diseño de estructuras aislada sísmicamente a menos que:

1. La estructura esté localizada en una Clase de Sitio A, B, C o D.

2. El sistema de aislación reúna el criterio del ítem 7 del procedimiento por fuerza lateral equivalente [56]

- **Procedimiento Historia de Respuesta**

El procedimiento historia de respuesta está permitido para el diseño de cualquier estructura aislada sísmicamente y deberá usarse para el diseño de todas las estructuras aisladas sísmicamente.

1. La estructura esté localizada en una Clase de Sitio A, B, C o D.
2. El sistema de aislación reúna el criterio del ítem 7 del procedimiento por fuerza lateral equivalente [56]

### **American Institute of Steel Constructions (AISC 341-16 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings)**

Los pórticos con arriostres de pandeo restringidos BRBF (Buckling-Restrined Braced Frames) deberán ser diseñados de conformidad a la sección F4 del presente código [57]

Esta sección es aplicable a pórticos con arriostres fabricados especialmente conectados concéntricamente a las vigas y columnas. Excentricidades menores que el peralte de la viga están permitidos si el miembro resultante y las fuerzas de conexión son abordados en el diseño y no cambian la fuente esperada de capacidad de deformación inelásticas.

Los BRBF diseñados en concordancia con estas disposiciones se espera que proporcionen capacidad de deformación inelástica significativa a través principalmente de la fluencia del arriostre en tensión y en compresión. El diseño de los arriostres deberá proporcionar el desempeño requerido por las secciones F4.5b.1 y F4.5b.2 del Código, y demostrar esta conformidad cuando sea requerido por la Sección F4.5b.3 del Código. Los arriostres deberán ser diseñados, ensayados y detallados para

acomodar las deformaciones esperadas. Las deformaciones esperadas son aquellas correspondientes a una deriva de piso de al menos el 2% de la altura de piso o dos veces la deriva de piso de diseño, cualquiera que sea el mayor, además de las deformaciones del arriostre que resultan de la deformación del pórtico debido a las cargas de gravedad. [57]

## **2.2 Hipótesis**

La implementación de aisladores con núcleo de plomo o disipadores del tipo contraventeos de pandeo restringido BRB aumenta los niveles de desempeño en estructuras esenciales influyendo directamente en la relación costo/beneficio.

## **2.3 Señalamiento de las variables de la hipótesis.**

### **2.3.1 Variable Independiente**

Implementación de aisladores con núcleo de plomo o disipadores del tipo contraventeos de pandeo restringido BRB.

### **2.3.2 Variable Dependiente**

- Niveles de desempeño en estructuras esenciales
- Relación costo beneficio

## **CAPÍTULO III**

### **METODOLOGÍA DE TRABAJO**

#### **3.1. Tipo de investigación**

##### **3.1.1 Nivel Exploratorio**

La primera etapa que se efectuó en el presente trabajo investigativo fue de carácter exploratorio, pues se obtuvo toda la información necesaria para detallar cada uno de los componentes y procesos indispensables para el desarrollo del tema propuesto.

Gran parte de la información recopilada referente a disipadores de energía sísmica, así como de aisladores de base, se han obtenido a partir de artículos científicos, libros y trabajos de titulación que han desarrollado proyectos experimentales, sustentando el adecuado comportamiento de estos dispositivos; también se han utilizado códigos y normas nacionales e internacionales como NEC-2015, FEMA 450, NCh2475, ATC-40, ASCE 7-10, UBC-97 y visión 2000, para complementar los antecedentes que contribuyen al análisis de estructuras equipadas con sistemas de protección sísmica mediante la metodología Pushover y análisis no lineal Tiempo-Historia.

##### **3.1.2 Nivel Descriptivo**

Mediante la información recopilada para llevar a cabo el estudio propuesto se procederá a describir los parámetros inmersos en el análisis estático y dinámico no lineal a través de un análisis Pushover y un análisis tiempo – historia respectivamente, efectuados en el software de diseño ETABS 2016 aplicando normas internacionales específicas para el diseño de sistemas de protección sísmica en estructuras de hormigón armado.



### **3.1.3 Nivel Explicativo**

Una vez realizado el diseño de los aisladores de base con núcleo de plomo (LRB) y los disipadores restringidos al pandeo (BRB), incorporándolos a una estructura de tipo esencial se realizará una comparación de los resultados obtenidos por medio de los métodos descritos anteriormente para establecer diferencias en el comportamiento que presenta el sistema estructural equipado con los sistemas de protección sísmica propuestos en este estudio, definiéndose así la influencia directa que estos llegan a tener en el costo final de la edificación.

## **3.2. Población y muestra**

### **3.2.1. Población**

El universo está conformado por la edificación de siete plantas de tipo esencial destinada a ser utilizada como hospital en la ciudad de Manta, en Manabí.

### **3.2.2. Muestra**

La edificación que será objeto de estudio en el presente trabajo investigativo se levanta en un área de construcción de más de 24000 m<sup>2</sup>.

La estructura se diseñará en hormigón armado, con losas alivianadas bidireccionales en todos sus niveles.

### 3.3. Operacionalización de variables

#### 3.3.1 Variable Independiente.

Implementación de aisladores con núcleo de plomo o contraventeos de pandeo restringido BRB.

Tabla 1 Variable independiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítem	Técnicas e Instrumentos
El uso de sistemas de protección sísmica como disipadores BRB y aisladores de base LRB ayudan a mejorar el comportamiento dinámico de la estructura ante el sismo máximo esperado.	Disipadores BRB	Amortiguamiento	¿Cuál es el aumento del amortiguamiento en la estructura al incluir disipadores BRB?	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investigación Experimental</li> <li>• Análisis de Resultados</li> </ul>
		Periodo de Vibración	¿Cómo influye el uso de disipadores en el periodo de vibrar de la estructura?	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investigación Experimental</li> <li>• Análisis de Resultados</li> </ul>
	Aisladores LRB	Histéresis	¿Existe degradación en los ciclos histeréticos del aislador?	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investigación Experimental</li> <li>• Análisis de Resultados</li> </ul>
		Derivas de Piso	¿Cuál es la disminución de las derivas de piso con el uso de aisladores de base LRB?	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Investigación Experimental</li> <li>• Análisis de Resultados</li> </ul>

Fuente: Elaboración propia

### 3.3.2 Variable Dependiente.

Niveles de desempeño en estructuras esenciales

Tabla 2 Variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítem	Técnicas e Instrumentos
Los niveles de desempeño son los posibles estados de daño de la edificación analizada para niveles de amenaza sísmica específicos.	Niveles de Desempeño	Cortante Basal	¿Cuál es el cortante basal máximo con el que la estructura se mantendrá en el nivel de desempeño correspondiente a ocupación inmediata?	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de Resultados</li> </ul>
		Desplazamiento	¿Cuál es el desplazamiento máximo a partir del cual la estructura deja de ser operacional?	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de Resultados</li> </ul>

Fuente: Elaboración propia

Relación costo beneficio

Tabla 3 Variable dependiente

Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítem	Técnicas e Instrumentos
La relación costo beneficio se establece en función de la inversión inicial, evitando inversiones considerables a largo plazo.	Costo	Inversión Inicial	¿Cuál es aumento inicial en la construcción de edificaciones con SPS?	<ul style="list-style-type: none"> <li>Análisis de Resultados</li> </ul>
	Beneficio	Vulnerabilidad Sísmica	¿Cuál es la reducción que experimenta la estructura en los índices de vulnerabilidad esperados frente a eventos sísmicos?	<ul style="list-style-type: none"> <li>Observación</li> </ul>

Fuente: Elaboración propia

### 3.4. Plan de recolección de información.

Tabla 4 Plan de recolección de información

Preguntas Básicas	Explicación
1. ¿Para qué?	Determinar el comportamiento sísmico dinámico de una estructural esencial equipada con aisladores de base con núcleo de plomo (LRB) o disipadores de pandeo restringido (BRB).
2. ¿De qué personas u objetos?	De una edificación de hormigón armado de ocho plantas destinada a utilizarse como el hospital General de la ciudad de Manta en Manabí.
3. ¿Sobre qué aspectos?	Establecer las diferencias principales que sobresalen en la edificación respecto a periodos de vibración, derivas de piso, efectos P- $\Delta$ , reacciones, niveles de desempeño y dimensiones de los elementos estructurales al efectuar un análisis dinámico no lineal tiempo-historia.
4. ¿Quién?	Egdo. Angel Ismael Torres Reino Egdo. Christian Nicolás Ruiz Carrillo
5. ¿A quiénes?	A una edificación de hormigón armado de tipo esencial
6. ¿Dónde?	En la biblioteca de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato
7. ¿Cómo?	Se realizará la cuantificación de cargas respectivas, así como el pre diseño y diseño de todos los elementos estructurales de la edificación; posterior a esto se diseñarán los dispositivos de protección sísmica y se analizará el efecto que tienen los mismos en el sistema estructural mediante el programa especializado ETABS 2016, para finalmente establecer conclusiones coherentes en función del comportamiento de la estructura en cada caso particular de análisis.

Fuente: Elaboración propia

### **3.5. Plan procesamiento y análisis**

#### **3.5.1. Plan de Procesamiento de la Información**

##### **❖ Planos Arquitectónicos**

- Alturas de entrepiso
- Peralte de la losa
- Distribución de vigas y columnas
- Distribución de paredes
- Inclusión de escaleras en el modelo estructural
- Definición de ductos en las losas

##### **❖ Estructuración**

- Desalineación máxima permisible en ejes de 10%
- Controlar la separación mínima entre columnas para evitar la concentración excesiva de rigidez

##### **❖ Pre-dimensionamiento Estructural**

- Determinación de la sección de vigas principales y secundarias
- Determinación del área bruta de columnas centrales, de lindero y de esquina
- Determinación del peralte necesario en la losa

##### **❖ Cargas de diseño**

- Carga viva para hospitales según NEC 2015
- Carga muerta por peso propio de la estructura
- Carga muerta adicional por acabados y mampostería
- Carga sísmica aplicada en todas las direcciones de la edificación

### **3.5.2. Plan de Análisis e Interpretación de Resultados**

#### **❖ Análisis estructural**

- Aplicación del análisis estático no lineal Pushover
- Aplicación del análisis dinámico no lineal Tiempo Historia
- Determinación de periodos de vibración
- Definición de efectos torsionales
- Efectos P- $\Delta$
- Desplazamientos
- Derivas de piso
- Niveles de desempeño sísmico
- Histéresis de los sistemas de protección sísmica
- Energía disipada con sistemas de protección sísmica

#### **❖ Diseño estructural sismo resistente**

- Diseño de vigas
- Diseño de columnas
- Diseño de aisladores LRB
- Diseño de disipadores BRB

#### **❖ Análisis comparativo**

- Estructural
- Costo / Beneficio

## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS**

#### **4.1 RECOLECCIÓN DE DATOS**

##### **4.1.1 Planos Arquitectónicos**

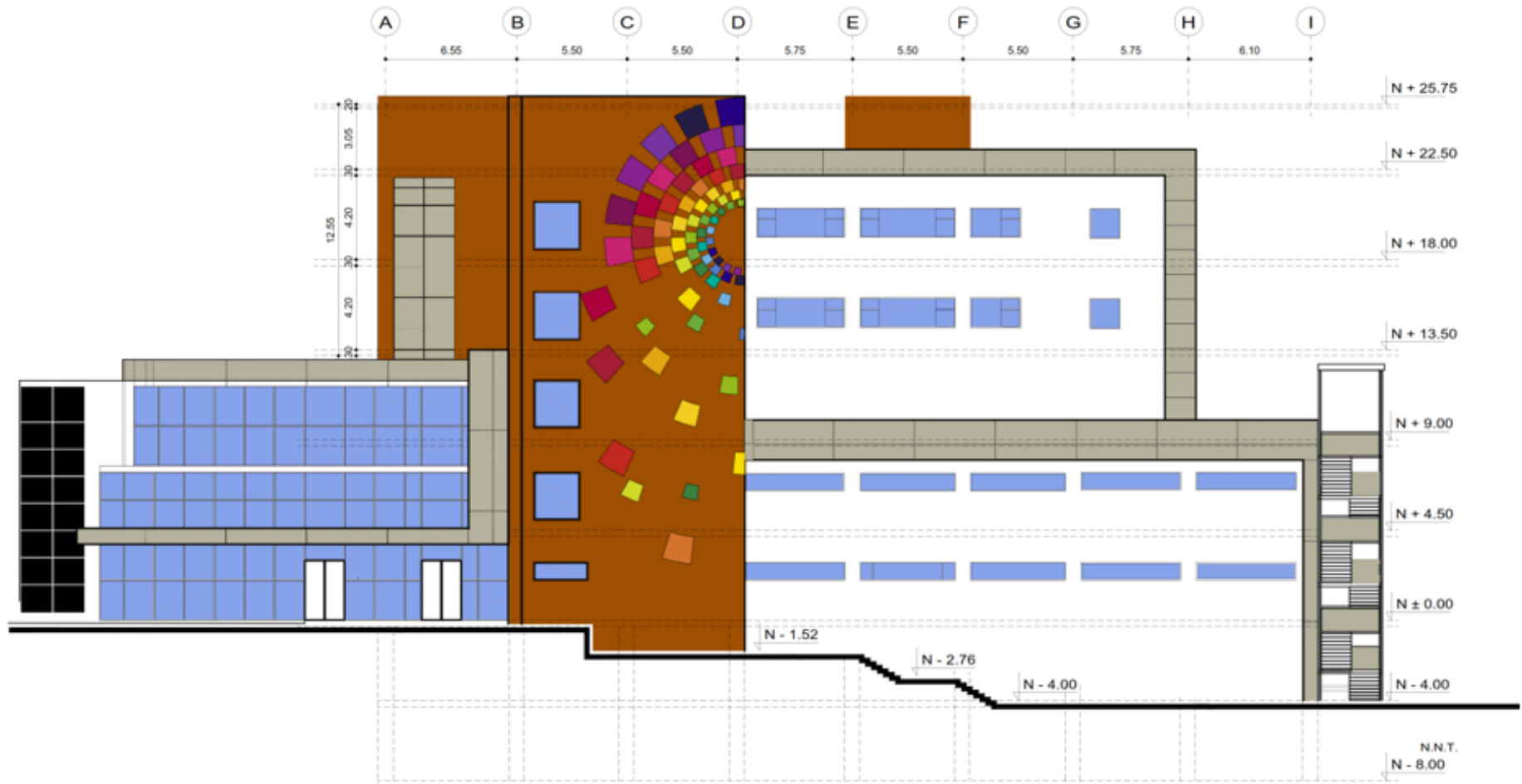
De acuerdo a la metodología establecida en el capítulo anterior, se procedió a obtener los respectivos planos arquitectónicos del hospital general de Latacunga, pues la magnitud del mismo hará posible visualizar de mejor manera el cumplimiento de la hipótesis planteada en el inicio de la presente investigación.

Los planos arquitectónicos fueron proporcionados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano bajo el compromiso de confidencialidad de los autores del presente trabajo de investigación, debido a las diversas políticas de privacidad gubernamentales referentes a la utilización de toda información relacionada con el diseño, planificación y construcción de estructuras hospitalarias.

La distribución arquitectónica que contempla el proyecto muestra que existen cargas gravitacionales representativas en cada uno de los niveles, por lo cual se ha decidido efectuar una cuantificación de cargas minuciosa para cada tablero con el propósito de simular de manera aproximada a la realidad el comportamiento de la estructura tanto de manera convencional como con los distintos sistemas de protección sísmica propuestos en la presente investigación.

Así también, una de las particularidades que presenta el proyecto arquitectónico a utilizarse son dos subsuelos que estarán destinados para estacionamiento. Al contar con muros de sótano confinando a dos de los niveles inferiores en la estructura se podrá analizar cuál es la influencia de estos en el análisis dinámico tiempo – historia y poder así decidir en qué nivel colocar los aisladores de base.

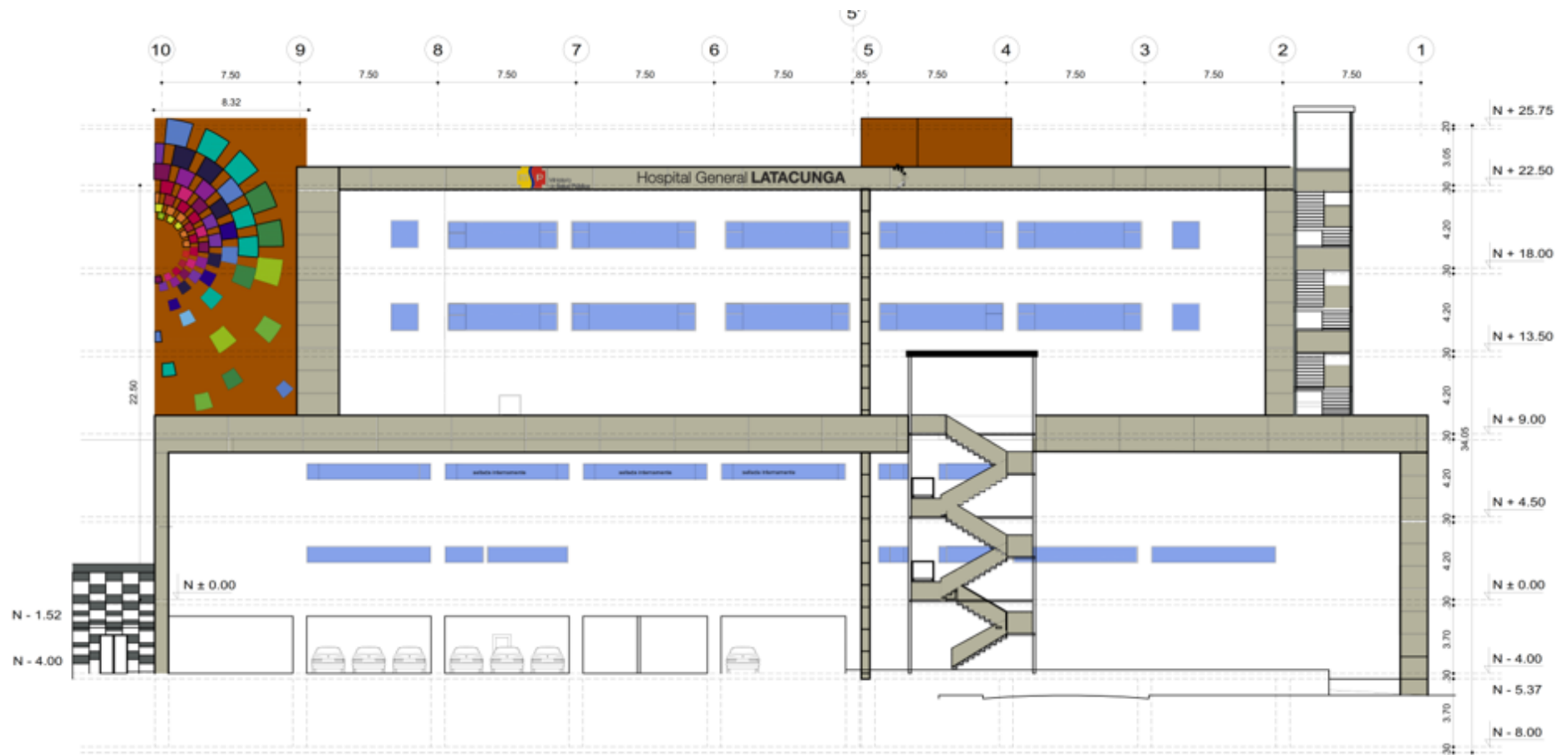
Fig. 42 Fachada Frontal



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano)

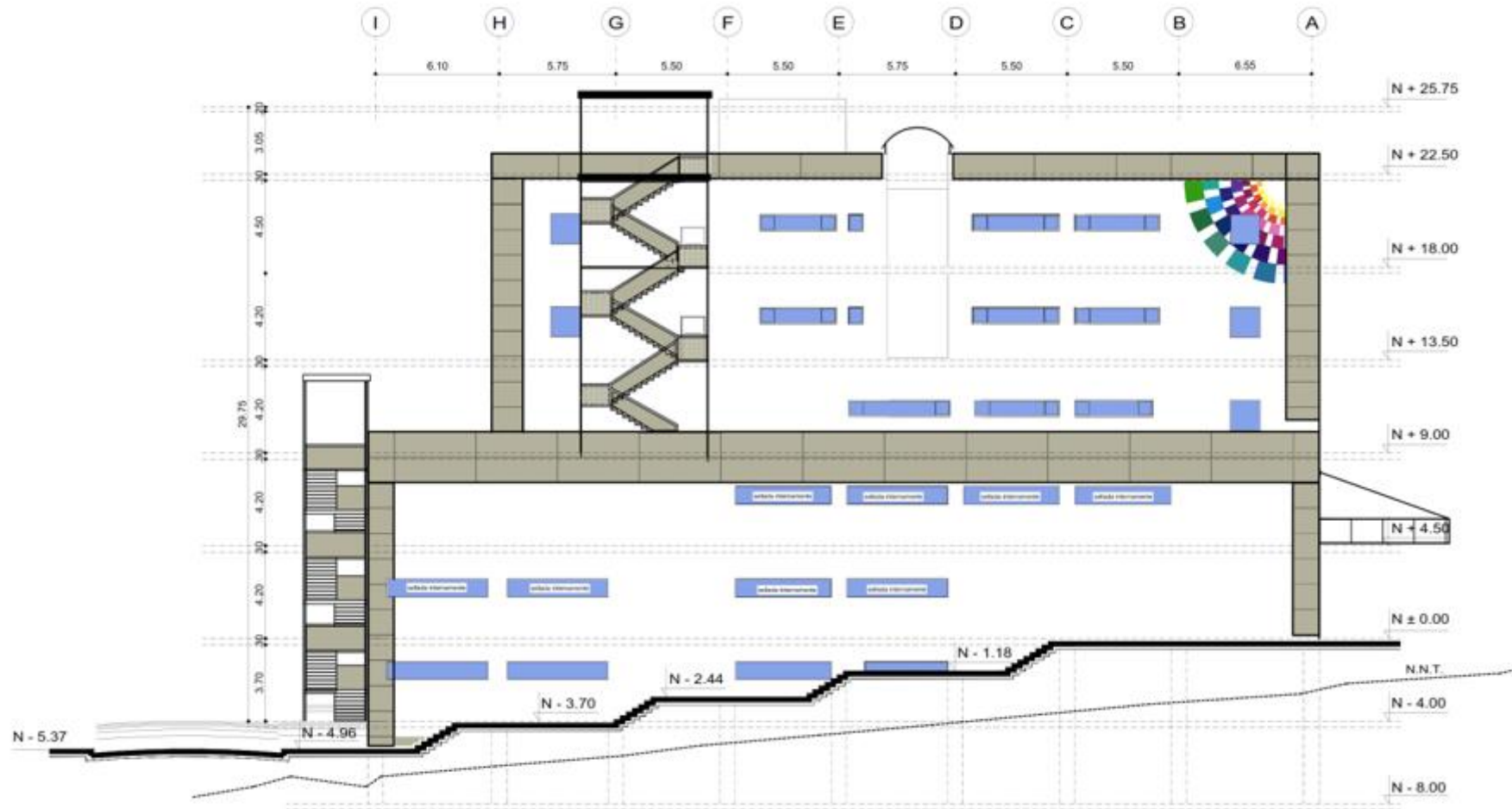


Fig. 43 Fachada Posterior



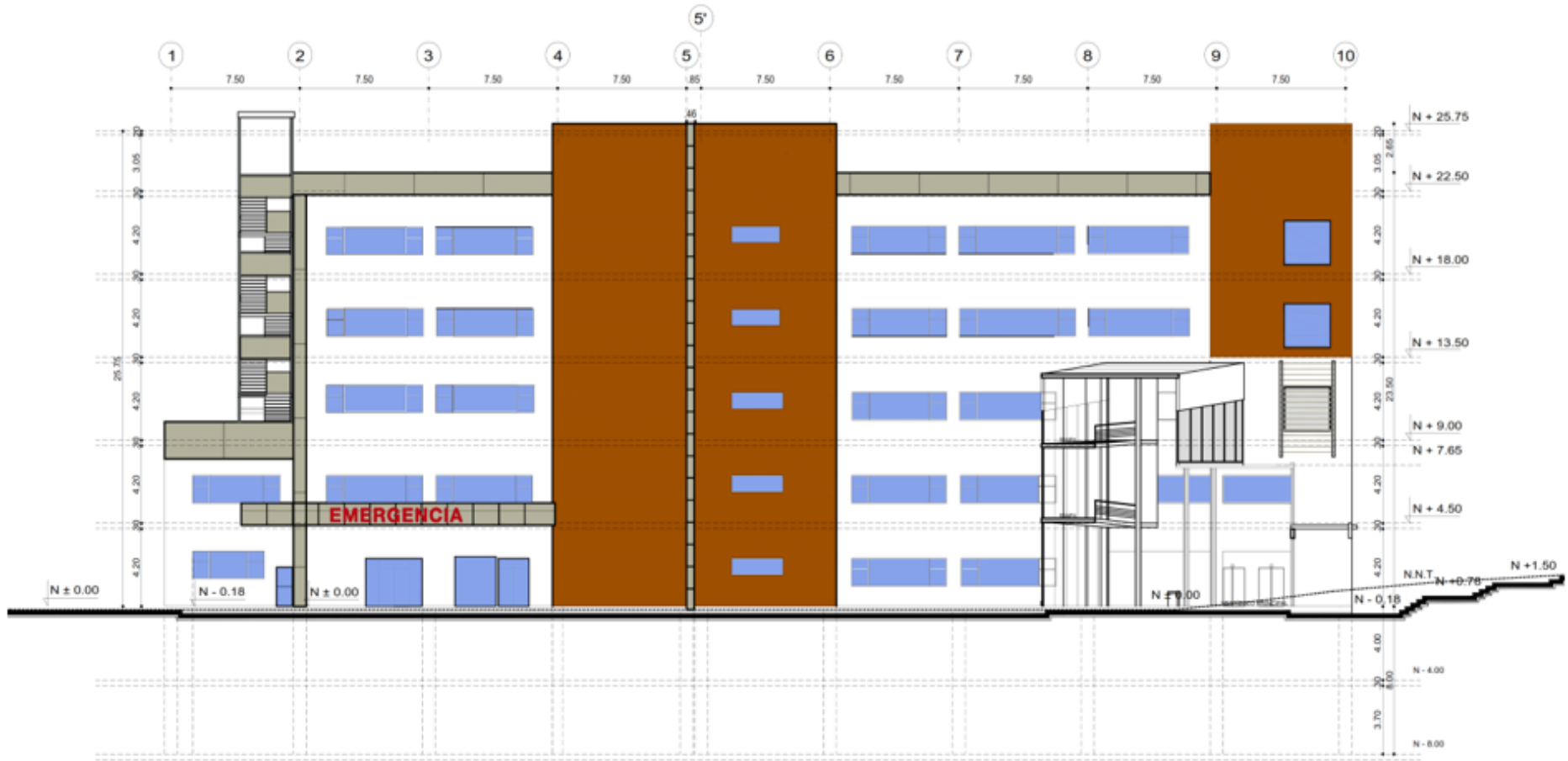
Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

Fig. 44 Fachada Lateral Derecha



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

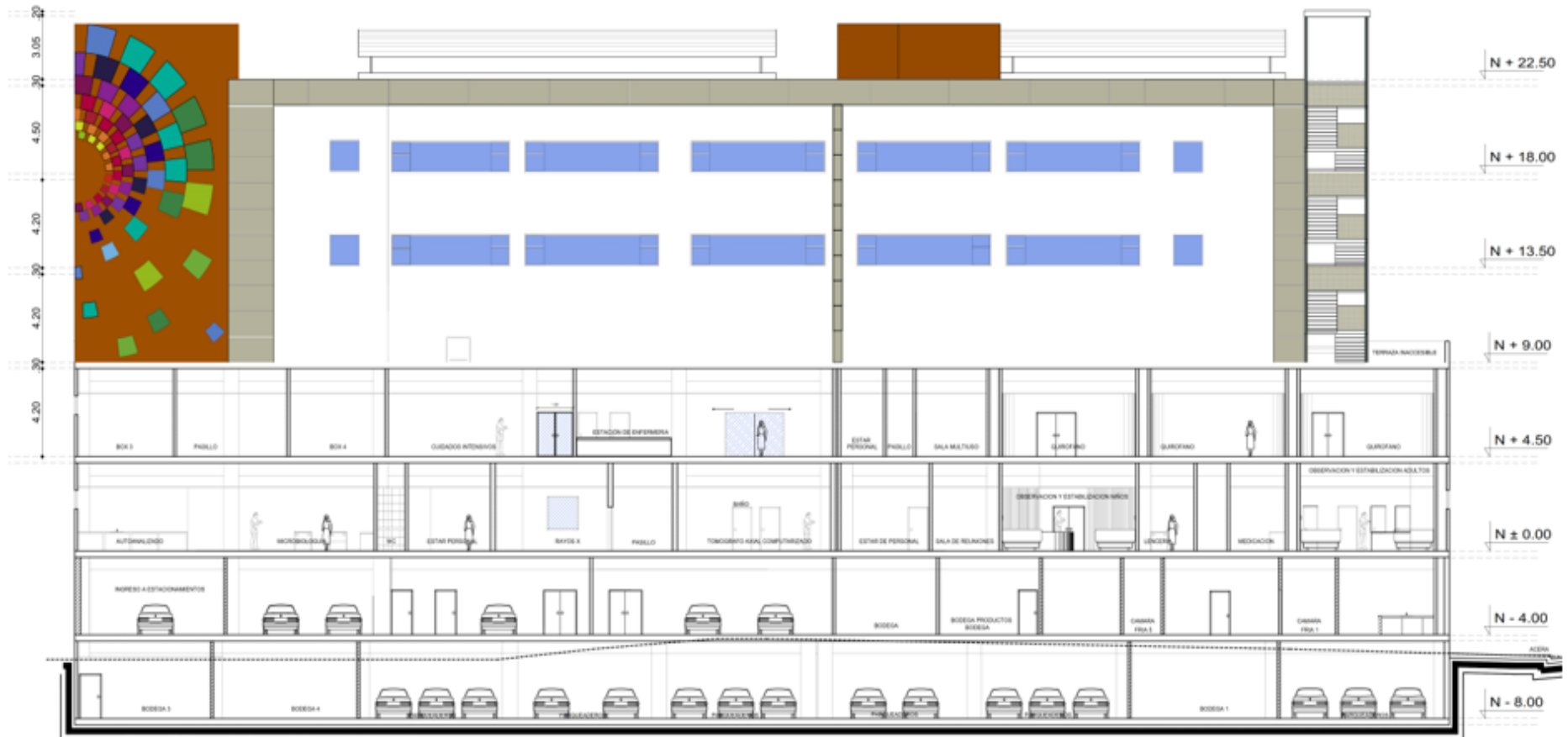
Fig. 45 Fachada Lateral Izquierda



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

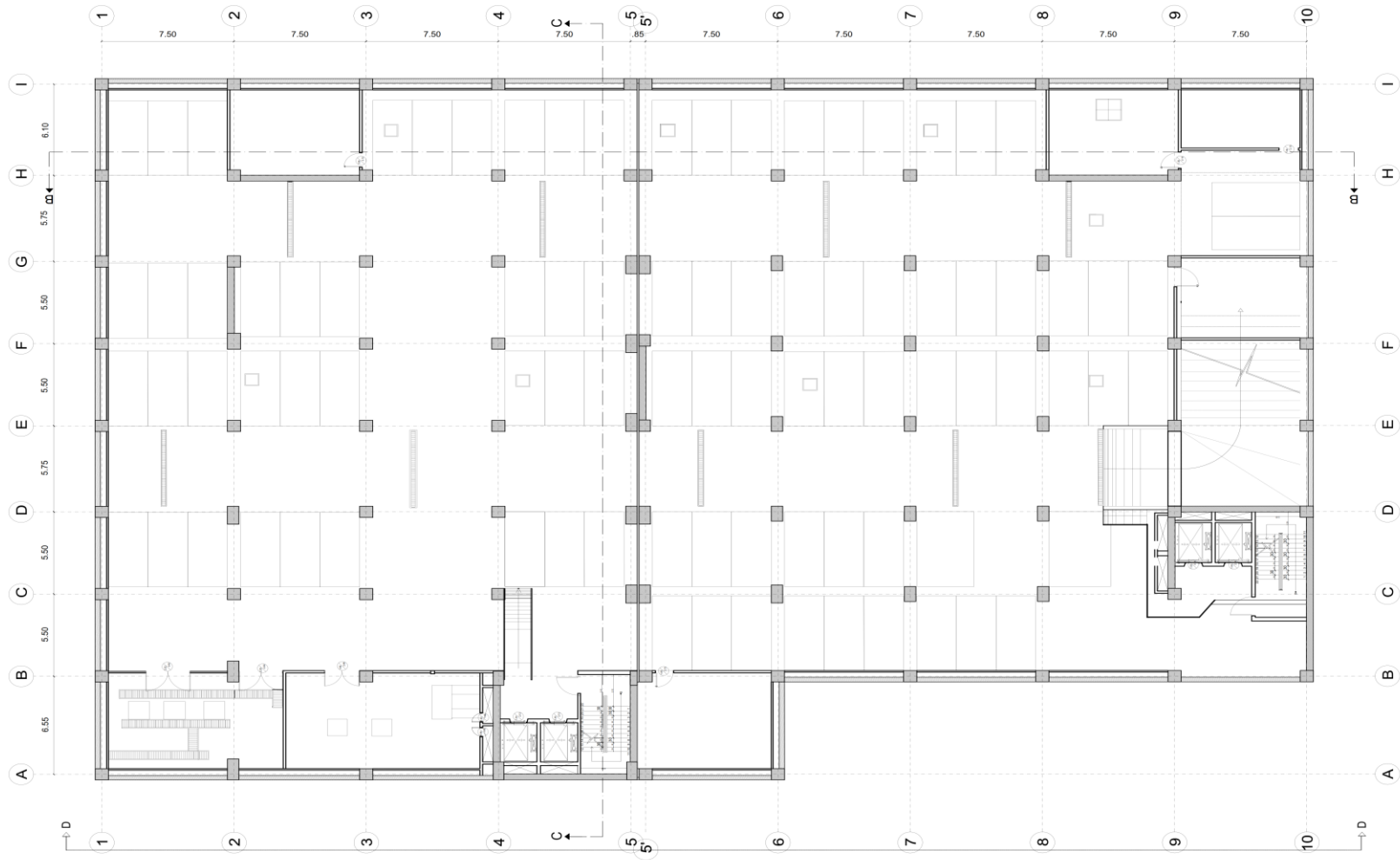


Fig. 47 Corte B - B



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

Fig. 48 Planta de Subsuelo Nv – 8.00



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

Fig. 49 Planta de Subsuelo Nv – 4.00



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano



Fig. 50 Planta Baja Nv + 0.00



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano



**Fig. 51 Planta Alta Tipo**



Fuente: Cuerpo de Ingenieros del Ejército Ecuatoriano

#### 4.1.2 Estudio Geotécnico y de Suelos para Manta

Para efectuar un análisis estructural bajo condiciones reales debido a la importancia de la estructura a considerarse, es necesario tomar en cuenta todos los parámetros definidos a partir de un estudio geotécnico del suelo en el cual se desea implantar la edificación. Es así que se ha decidido tomar en consideración los resultados obtenidos en los ensayos efectuados por las empresas consultoras SUBTERRA y CONGEOTEC S.A.

Estos resultados se expresan debidamente en las siguientes conclusiones establecidas por los consultores:

- El subsuelo del sitio hasta la profundidad explorada, está conformado por suelos limosos y arcillosos, de alta, mediana y baja plasticidad, con consistencias que varía de firme a muy firme; hasta las profundidades de entre 6.50 y 7.50m. Seguidamente y hasta las profundidades explorada, es decir entre 15m y 10m, se encuentran suelos arenosos, no plásticos y de compacidad densa a muy densa.
- Se detectó la presencia del nivel freático al término de las perforaciones, en una profundidad de entre -5.80m. y -5.30m; que tomando como referencia la cota topográfica, corresponde a  $N = + 5.80$ .
- El área destinada a la ubicación del proyecto, fue estudiada con el método de refracción sísmica, según lo recomendado en la norma ASTM D-5777. En la interpretación de los resultados, se concluye que el perfil sísmico del suelo es tipo "D".
- El cálculo de la capacidad admisible del suelo, se la determinó por medio de la ecuación general de capacidad de carga (Meyerhof 1963). El resultado obtenido de la capacidad admisible del suelo es  $q_a = 14.17 \text{ Ton/m}$ .
- Se realizó además un análisis de licuación, del cual se concluye que el riesgo de licuación es bajo para un sismo de magnitud 7.5 con aceleración máxima de

terreno PGA de 0.50g ya que el Numero de Severidad de Licuación (LSN) <15 en la zona de análisis.

- Finalmente se pudo determinar que los estratos de suelo analizado tienen un valor de cohesión de  $C_u = 2.70 \text{ T/m}^2$ , un peso volumétrico de  $\gamma = 1.75 \text{ T/m}^3$  y un ángulo de fricción interna de  $\phi = 14^\circ$

#### **4.1.3 Estudio de Peligro Sísmico para Manta**

Así también, se consideró necesario utilizar valores de aceleración sísmica derivados de un estudio de peligro sísmico probabilista, pues en el pasado sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales se demostró que los valores de aceleración máxima definidos por la NEC 15 no cubren en su totalidad a gran parte de la región costera del Ecuador. Además, la importancia de la estructura que se analizará amerita determinar valores verdaderos de aceleración sísmica para un correcto escalado de los acelerogramas a utilizarse en el análisis.

A continuación, se resume los aspectos principales señalados en el estudio de peligro sísmico probabilista para Manta elaborado por el Ing. Msc. Alex Villacrés para el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, respectivamente:

- El estudio de refracción sísmica confirma que se trata de un suelo rígido tipo D con velocidades de ondas sísmicas de corte  $V_s$  entre 260 m/s y 340 m/s. Según el estudio de vibración ambiental, su periodo fundamental de vibración es de 0.20 segundos.
- Los sismos capaces de generar intensidades iguales o mayores a VII en la escala de Mercalli modificada en Manta son solo los sismos de subducción y los sismos ocasionados por fallas locales, según se ha observado de la sismicidad histórica y contemporánea, así como de los modelos de peligro sísmico. Sin embargo. El sismo el sismo frecuente con periodo de retorno  $T_r = 72$  años (probabilidad de excedencia del 50% en 50 años) corresponde a una intensidad mínima de VII en la misma escala.

- La NEC-15 incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza a la zona VI. Dicho valor corresponde a un sismo raro con probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y periodo de retorno  $Tr = 475$  años. En el presente estudio, se ha encontrado que para Manta se debe considerar un valor de 0.71g para el mismo sismo. El 16 de abril de 2016 el nivel pico de aceleraciones en superficie alcanzados en Pedernales fue igual a 1.41g.
- A fin de lograr dicho resultado, se recomienda enfáticamente limitar el valor del factor de reducción de respuesta elástica a  $R = 6$ .

Además de estas conclusiones y recomendaciones se adjuntan varias tablas y gráficos referentes a los resultados obtenidos en el estudio de peligro sísmico efectuado en Manta, los mismo que se muestran a continuación:

**Tabla 5 Valores para la elaboración del espectro elástico en Manta (Ing. Alex Villacrés)**

Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de Retorno $Tr$ (años)	Sismo	Z (g)	$\eta$	Fa	Fd	Fs	To	Tc	TL	Sa (g)
50%	72	Frecuente	0.14	1.80	1.60	1.62	1.02	0.10	0.57	3.89	0.40
20%	225	Ocasional	0.38	1.80	1.25	1.28	1.19	0.12	0.67	3.07	0.86
10%	475	Raro	0.71	1.80	1.12	1.11	1.40	0.14	0.76	2.66	1.43

**Fuente:** Estudio de adaptabilidad para la rehabilitación y reconstrucción de la infraestructura afectada por el sismo del 16 de abril del 2016 en el aeropuerto internacional Eloy Alfaro de la ciudad de Manta (Ing. Alex Villacrés, M.Sc.)

**Tabla 6 Comparación de valores de aceleración superficie - roca en Manta (Ing. Alex Villacrés)**

Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de Retorno $Tr$ (años)	Aceleración Pico en superficie en el sitio (g)	Aceleración Pico en roca en el sitio (g)
50%	72	0.23 g	0.14 g
20%	225	0.49 g	0.38 g
10%	475	0.80 g	0.71 g

**Fuente:** Estudio de adaptabilidad para la rehabilitación y reconstrucción de la infraestructura afectada por el sismo del 16 de abril del 2016 en el aeropuerto internacional Eloy Alfaro de la ciudad de Manta (Ing. Alex Villacrés, M.Sc.)

**Tabla 7 Desagregación del peligro sísmico para diferentes periodos de retorno en Manta**

<b>Probabilidad de excedencia en 50 años</b>	<b>Periodo de Retorno Tr (años)</b>	<b>Tasa anual de excedencia (v)</b>	<b>Intensidad MMI</b>	<b>Aceleración del suelo en superficie</b>
50%	72	0.01389	8.42	226 cm/s <sup>2</sup>
20%	225	0.00444	9.72	479 cm/s <sup>2</sup>
10%	475	0.00211	10.57	783 cm/s <sup>2</sup>

**Fuente:** Estudio de adaptabilidad para la rehabilitación y reconstrucción de la infraestructura afectada por el sismo del 16 de abril del 2016 en el aeropuerto internacional Eloy Alfaro de la ciudad de Manta (Ing. Alex Villacrés, M.Sc.)

#### **4.1.4 Consideraciones generales para el análisis estructural**

Para llevar a cabo el análisis de las estructuras tanto de base fija como de base aislada y con disipadores sísmicos, se tomarán en cuenta varios parámetros referentes a cargas y materiales que serán constantes para todos los análisis.

##### **4.1.4.1 Estructuración**

- Los ejes del proyecto son uniformes y simétricos, cumpliendo así con lo que se recomienda en ACI 318 -14; Sección 8.10.2.4 evitando tener columnas desalineadas respecto a sus ejes en un valor superior al 10%.
- Las longitudes de luces contiguas del proyecto tienen dimensiones semejantes en sus dos direcciones, cumpliendo así lo establecido en ACI 318-14; Sección 8.10.2.2, en donde se recomienda que las longitudes de luces contiguas medidas centro a centro de los apoyos en cada dirección, no deben diferir en más de un tercio de la luz crítica.

##### **4.1.4.2 Materiales**

La estructura que se analizará se ha concebido en hormigón armado, por lo cual se especifican las características principales de sus componentes:

- *Hormigón*  $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- *Acero*  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### **4.1.4.3 Cuantificación de Cargas**

Las principales solicitaciones que actuarán en la estructura serán de origen gravitacional y sísmico, por lo cual se detallan a continuación la estimación de estas cargas y sus componentes:

##### **4.1.4.3.1 Cargas Gravitacionales**

Se considerarán como cargas gravitacionales a todas aquellas solicitaciones que se originan del peso propio de los materiales empleados en la construcción, sus ocupantes y el mobiliario de la edificación que actúan en el sentido de la gravedad. Estas cargas generalmente son permanentes pues no sufren cambios representativos en su magnitud a través del tiempo, pudiendo ser estables en toda la vida útil de la estructura (carga muerta) o transitorias en el mismo periodo (carga viva).

- **Carga Muerta**

Se derivan del peso de la estructura, el peso de los acabados de construcción y del peso propio de las paredes que servirán como divisiones de los ambientes arquitectónicos. Todas las cargas muertas se han cuantificado a base de una hoja electrónica desarrollado en Excel, considerando de manera inicial una losa de 25 cm de espesor debido a las luces y cargas representativas que contempla el proyecto, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 8 Peso propio de una losa de 25 cm

PESO PROPIO DE LOSA POR m <sup>2</sup>				e =	25
Acabados de Entrepiso		BALDOSA - CERÁMICA		1800	
Elemento	Dimensiones (m)			Peso Específico (kg/m <sup>3</sup> )	Peso/m <sup>2</sup>
	Esesor	Longitud	Altura		
Peso propio loseta	0.05	1	1	2400	120
Nervios	0.10	3.6	0.20	2400	172.8
Alivianamientos	8			8	64
Alisado superior	1	0.025	1	1900	47.5
Alisado inferior	1	0.02	1	1900	38
Acabados	1	0.02	1	1800	36
<b>TOTAL</b>					<b>478.30</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9 Cuantificación de carga pared tipo 1

PARED TIPO 1		
<i>Pared Completa Interior para Separación de Ambientes</i>		
BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN	Altura (m)	Espesor (m)
1200	4.20	0.15
<b>Peso. Propio (Kg/m)</b>	<b>756.00</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Cuantificación de carga pared tipo 2

PARED TIPO 2		
Pared + Ventana para Fachadas, Interiores o tarjetas de baño		
MAMPOSTERÍA O MATERIAL DIVISORIO		
BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN	Altura (m)	Espesor (m)
1200	3.06	0.15
VIDRIO		
VIDRIO TEMPLADO	Altura (m)	Espesor (m)
2800	1.14	0.01
<b>Peso. Propio (Kg/m)</b>	<b>582.72</b>	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11 Cuantificación de carga pared tipo

<b>PARED TIPO 3</b>		
Pared + Recubrimiento para Fachadas o Zonas Protegidas (Quirófanos)		
<b>MAMPOSTERÍA O MATERIAL DIVISORIO</b>		
<b>BLOQUE HUECO DE HORMIGÓN</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Espesor (m)</b>
1200	4.20	0.15
<b>RECUBRIMIENTO (PROTECCIÓN)</b>		
<b>ALUMINIOS</b>	<b>Altura (m)</b>	<b>Espesor (m)</b>
2700	1.80	0.01
<b>Peso. Propio (Kg/m)</b>	<b>804.60</b>	

Fuente: Elaboración propia

- **Carga Viva**

Se estima que el peso propio de personas, animales y muebles actué durante toda la vida útil de la edificación. Para el caso de hospitales se espera que existan diferentes valores para carga viva, pues los ambientes que componen un hospital básicamente son: salas de espera, quirófanos, laboratorios, oficinas, bodegas, salas de archivo, salas de pacientes, corredores, escaleras y rutas de escape, así como estacionamientos para ambulancias y demás.

A continuación, se resumen los valores utilizados para el análisis estructural para carga viva establecidos en NEC-SD-CG- 2015:

Tabla 12 Carga Viva de acuerdo a NEC-SD-CG-2015

<b>N°</b>	<b>Ocupación o Uso</b>	<b>C. Uniforme (Kg/m<sup>2</sup>)</b>
1	Áreas de Circulación Vehicular	1200
2	Áreas de Recepción	480
3	Asientos fijos - Áreas de Reunión	290
4	Baños de uso masivo - Públicos	300
5	Bodegas de Almacenamiento Livianas	600
6	Bodegas de Almacenamiento Pesadas	1200
7	Comedores	480
8	Corredores Pisos Superiores	400
9	Corredores Primer Piso	480
10	Cubiertas destinadas para áreas de paseo	300
11	Cubiertas Inaccesibles - Inclinadas y Curvas	70
12	Escaleras y Rutas de Escape	480
13	Laboratorios - Hospitales	290



14	Morgue	600
15	Oficinas	240
16	Sala de Operaciones - Hospitales	300
17	Sala de Pacientes - Hospitales	200
18	Sala de Quirófano - Hospitales	290
19	Salas de Archivo y Computación	480

Fuente: Elaboración propia

- **Carga Sísmica**

La carga sísmica está representada por la carga reactiva (W) por sismo, la misma que se acompaña de un coeficiente sísmico y se distribuye de manera lineal o exponencial para cada nivel de la estructura. Además, es necesario conformar un espectro sísmico que represente la aceleración característica del sitio en el cual se desea implantar el proyecto.

Respecto a la carga sísmica reactiva, se ha decidido considerar el peso muerto de la estructura más un 25% de la carga viva pues en hospitales se utilizan equipos electrónicos y mecánicos de gran valor económico, sumado a que se espera contar todo el tiempo con personas en la edificación, teniendo así la siguiente expresión:

$$W = D + 0.25L$$

**Ec. 3 Carga Sísmica**

Donde:

W= Peso sísmico

D= Carga muerta

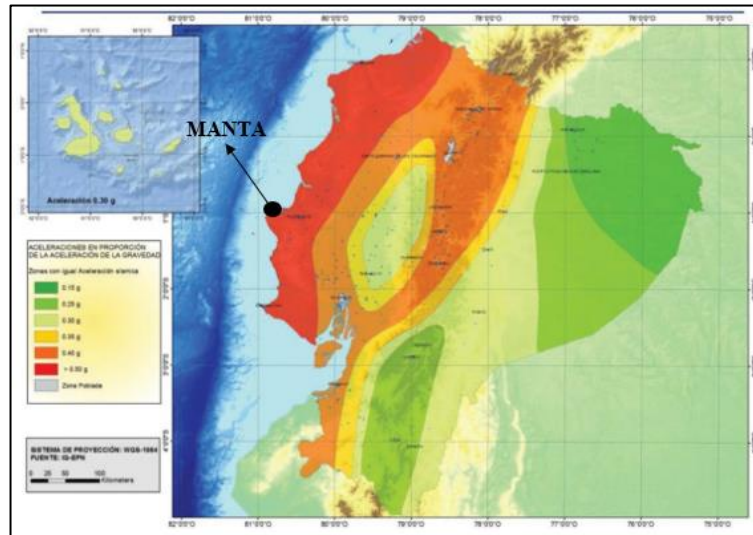
L= Carga Viva [2]

- **Zonificación Sísmica y factor de zona Z**

La actual norma ecuatoriana de construcción contempla un mapa de zonificación sísmica que representa la máxima aceleración esperada en roca para el sismo de diseño, expresada en fracciones de la gravedad. Para el caso en estudio, la estructura se implantará en Manta, correspondiéndole una zona de alto riesgo sísmico como es la zona VI. Debido a que la norma específica que en esta zona se esperan aceleraciones

mayores a 0.50 g, se ha decidido utilizar los valores de aceleración determinados mediante el estudio de peligro sísmico detallado en 4.1.3.

**Fig. 52 Ecuador, zonas sísmicas para propósito de diseño y valor Z**



Fuente: NEC-SD-DS-2015

- **Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd, Fs**

Al existir un estudio de peligro sísmico para Manta, se utilizarán los coeficientes de perfil de suelo establecidos en dicho estudio para un suelo tipo D, que en este caso coinciden con los coeficientes establecidos en la norma ecuatoriana.

**Tabla 13 Coeficientes de perfil de suelo obtenidos mediante estudio de peligro sísmico**

Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de Retorno Tr (años)	Sismo	Z (g)	$\eta$	Fa	Fd	Fs	To	Tc	Tl	Sa (g)
50%	72	Frecuente	0.14	1.80	1.60	1.62	1.02	0.10	0.57	3.89	0.40
20%	225	Ocasional	0.38	1.80	1.25	1.28	1.19	0.12	0.67	3.07	0.86
<b>10%</b>	<b>475</b>	<b>Raro</b>	<b>0.71</b>	<b>1.80</b>	<b>1.12</b>	<b>1.11</b>	<b>1.40</b>	<b>0.14</b>	<b>0.76</b>	<b>2.66</b>	<b>1.43</b>

Fuente: Estudio de adaptabilidad para la rehabilitación y reconstrucción de la infraestructura afectada por el sismo del 16 de abril del 2016 en el aeropuerto internacional Eloy Alfaro de la ciudad de Manta (Ing. Alex Villacrés, M.Sc.)

- **Cortante basal de diseño**

Este valor se aplicará en una dirección específica al nivel de la base de la estructura y se lo determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ISa(Ta)}{\emptyset_p * \emptyset_e * R}$$

Ec. 4 Cortante basal de diseño

Donde:

- I = Importancia de la estructura
- Sa = Aceleración espectral
- $\emptyset_p$  = Coeficiente de irregularidad en planta
- $\emptyset_e$  = Coeficiente de irregularidad en elevación
- R = Coeficiente de reducción de respuesta estructural [2]

- **Factor de Importancia I**

Al tratarse de una estructura para uso hospitalario esta se clasifica como una estructura esencial y se adopta el valor respectivo para este tipo de estructuras. Pero es importante aclarar que, al hacer uso de valores de aceleración provenientes de un estudio de peligro sísmico específico para Manta, se utilizará únicamente un valor de importancia **I = 1.0**

Fig. 53 Tipo de uso, destino e importancia de la estructura

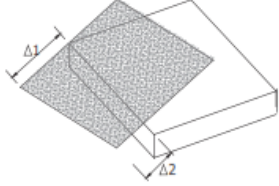
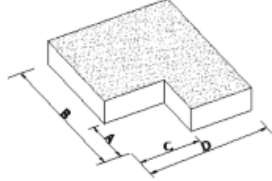
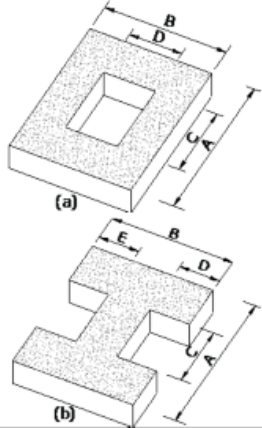
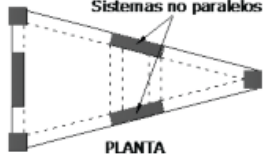
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SD-DS-2015

- **Irregularidades en la estructura**

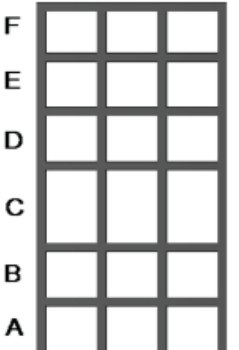
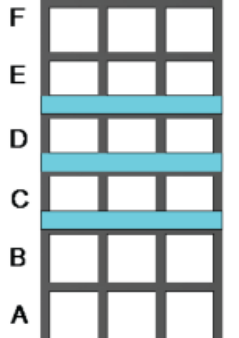
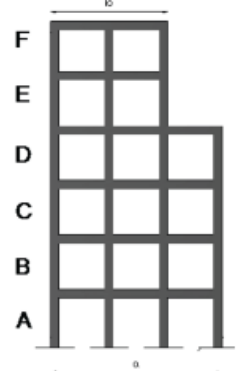
Estos coeficientes se estimarán a partir de la configuración tanto en planta como en elevación de la estructura, con el propósito de efectuar un incremento en la fuerza sísmica, de tal forma que se consigan secciones de vigas y columnas que contrarresten estas fuerzas laterales.

Fig. 54 Coeficientes de irregularidad en planta

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_{PT}=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p><b>Tipo 3 -Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>[Cx D + Cx E] &gt; 0.5Ax B</math></p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_{PT}=0.9</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SD-DS-2015

Fig. 55 Coeficientes de irregularidad en elevación

<p><b>Tipo 1 - Piso flexible</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  Rigidez <math>K_c &lt; 0.70</math> Rigidez <math>K_D</math>  Rigidez <math>&lt; 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p><b>Tipo 2 - Distribución de masa</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_E</math> ó  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p><b>Tipo 3 - Irregularidad geométrica</b>  <math>\phi_{Ei}=0.9</math>  <math>a &gt; 1.3 b</math></p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los atillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SD-DS-2015

- **Coeficiente R**

El coeficiente de reducción de respuesta estructural para la estructura que se sustentará en pórticos dúctiles de hormigón armado, tendrá un valor de **R = 6** de acuerdo al estudio de peligro sísmico detallado en 4.1.3.

- **Espectro de respuesta elástico e inelástico de aceleraciones**

En la Tabla 14 se resumen los parámetros recopilados y calculados que interfieren en la conformación del espectro elástico e inelástico de aceleraciones de acuerdo a NEC-SD-DS:

**Tabla 14 Parámetros para conformación del espectro inelástico**

<b>ESPECTRO DE DISEÑO NEC-SD-DS 2015</b>	
<b>Zona Sísmica Z</b>	0.71
<b>Importancia (I)</b>	1.0
<b>Respuesta Estructural (R)</b>	6
<b>Conf. Planta <math>\phi_p</math></b>	0.9
<b>Conf. Elevación <math>\phi_e</math></b>	0.9
<b>Altura de la edificación <math>h_n(m)</math></b>	22.50
<b>Tipo de Estructura</b>	H.A SIN MUROS
<b>Tipo de Suelo</b>	D
<b>Amplificación Espectral (<math>\eta</math>)</b>	1.80
<b>Fa</b>	1.12
<b>Fd</b>	1.11
<b>Fs</b>	1.40
<b>Ct</b>	0.055
<b><math>\alpha</math></b>	0.9
<b>Periodo Fundamental T(s)</b>	0.9064
<b>To</b>	0.1388
<b>Tc</b>	0.7631
<b>Tmax (1.3T)</b>	1.178
<b>r</b>	1
<b>Sa</b>	1.2051
<b>Sa (Modal)</b>	1.4314
<b>V</b>	0.2480
<b>V (Modal)</b>	0.2945
<b>k</b>	1.203

Fuente: Elaboración propia

Para efectuar el análisis modal espectral y diseño de los elementos estructurales de hormigón armado se utilizará un espectro elástico reducido en un valor de seis veces sus aceleraciones para conformar un espectro inelástico correspondiente a un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 15 Datos de espectros Elástico e Inelástico para  $T_r=475$  años

<b>ESPECTROS PARA <math>T_r = 475</math> años (Probabilidad anual de excedencia 0.00211)</b>		
<b>Periodo T(s)</b>	<b>Espectro Elástico</b>	<b>Espectro Inelástico</b>
<b>T (s)</b>	<b>Sa (g)</b>	<b>Sa (g)</b>
0.00	0.7952	0.1636
0.20	1.4314	0.2945
0.40	1.4314	0.2945
0.60	1.4314	0.2945
0.80	1.3654	0.2809
1.00	1.0923	0.2248
1.20	0.9103	0.1873
1.40	0.7802	0.1605
1.60	0.6827	0.1405
1.80	0.6068	0.1249
2.00	0.5462	0.1124
2.20	0.4965	0.1022
2.40	0.4551	0.0936
2.60	0.4201	0.0864
2.80	0.3901	0.0803
3.00	0.3641	0.0749
3.20	0.3413	0.0702
3.40	0.3213	0.0661
3.60	0.3034	0.0624
3.80	0.2874	0.0591
4.00	0.2731	0.0562
4.20	0.2601	0.0535
4.40	0.2483	0.0511
4.60	0.2375	0.0489
4.80	0.2276	0.0468
5.00	0.2185	0.0450

Fuente: Elaboración propia

Para la verificación del desempeño estructural se utilizarán espectros elásticos de aceleraciones para periodos de retorno de  $T_r = 475$  años y  $T_r = 2500$  años, respectivamente, los mismos que se aplicarán para la estructura convencional empotrada en la base, así como para los modelos correspondientes a la estructura con disipadores sísmicos y con aisladores de base.

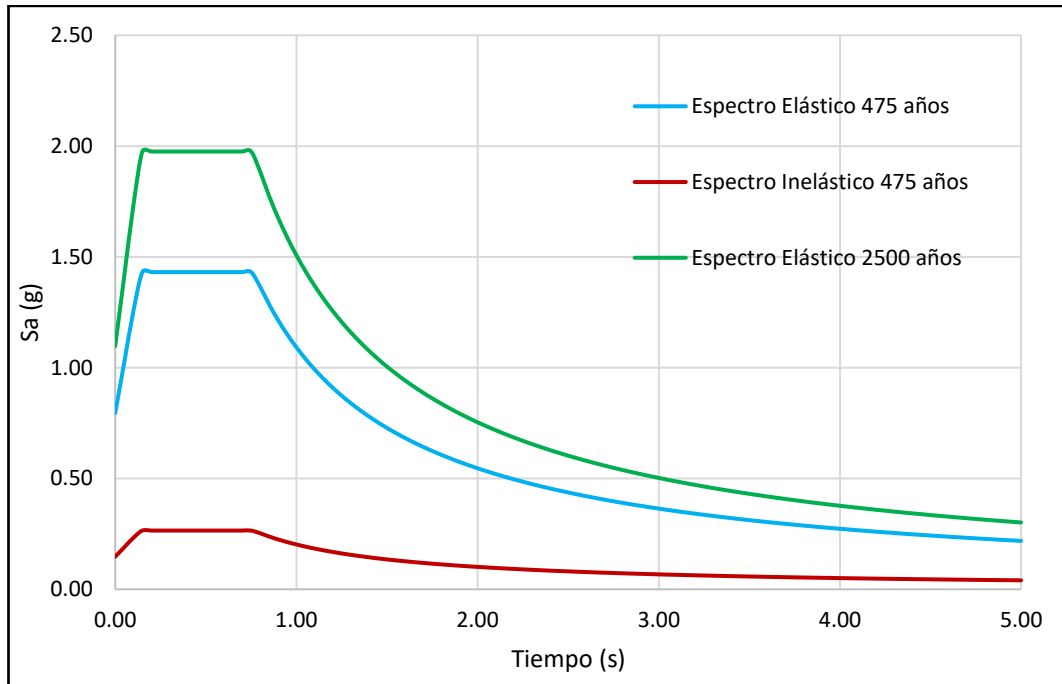


Tabla 16 Datos de espectros Elástico e Inelástico para  $T_r=2500$  años

<b>ESPECTRO ELÁSTICO <math>T_r = 2500</math> años (Probabilidad anual de excedencia 0.0004)</b>	
<b>Periodo T (s)</b>	<b>Espectro Elástico</b>
<b>T (s)</b>	<b>Sa (g)</b>
0.00	1.0976
0.20	1.4140
0.40	1.7305
0.60	1.9757
0.80	1.9757
1.00	1.9757
1.20	1.9757
1.40	1.9757
1.60	1.9757
1.80	1.9757
2.00	1.9757
2.20	1.9757
2.40	1.9757
2.60	1.9757
2.80	1.9757
3.00	1.9757
3.20	1.8846
3.40	1.7738
3.60	1.6752
3.80	1.5870
4.00	1.5077
4.20	1.4359
4.40	1.3706
4.60	1.3110
4.80	1.2564
5.00	1.2062

Fuente: Elaboración propia

Fig. 56 Espectros de diseño y desempeño de acuerdo a NEC-SD-DS



Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4.4 Predimensionamiento de elementos estructurales

Los elementos estructurales se han dimensionado inicialmente mediante las fórmulas establecidas en ACI 318 -14 para dimensiones mínimas en función de deflexiones máximas admisibles para vigas y losas. Para el caso de columnas se han utilizado las ecuaciones propuestas por el código mencionado anteriormente para elementos centrales, de lindero y esquineros.

Para mayor información respecto a los procedimientos de predimensionamiento estructural se recomienda revisar [4] y [9].

A continuación, se resumen las dimensiones de los elementos estructurales que se utilizarán de manera tentativa en el modelo inicial:

Tabla 17 Elementos a utilizar en estructura con base fija

<b>Elementos Tipo Frame</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Sección</b>	<b>Unidad</b>
Vigas sentido X-X	0.85 x 0.85	m
Vigas sentido Y-Y	0.80 x 0.80	m
Vigas Secundarias	0.25 x 0.30	m
Vigas en Tapa grada	0.30 x 0.30	m
Columnas	1.00 x 1.00	m
<b>Elementos Tipo Shell (Membrana)</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Espesor</b>	<b>Unidad</b>
Losa Nervada Bidireccional	0.30	m
Losa Nervada Bidireccional Nv + 22.50	0.20	m
Losa Maciza para gradas	0.20	m
Losa Maciza para rampa vehicular	0.25	m
<b>Elementos tipo Wall (Shell Thin)</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Espesor</b>	<b>Unidad</b>
Muros de Sótano	0.30	m

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.4.5 Combinaciones de cargas

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + L + E
- 0.9D + E
- D + L + E
- 0.8D - Qmce

#### 4.1.5 Acelerogramas

Para llevar a cabo un análisis tiempo historia no lineal que refleje un comportamiento real de los miembros estructurales, así como el desempeño de los aisladores y disipadores, se utilizó el número mínimo de registros sísmicos aceptados por la actual Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015), los cuales se resumen a tres pares de registros sísmicos de magnitudes representativas.

Aunque la normativa sugiere realizar un análisis tiempo historia con un número aceptable de siete pares de registros sísmicos reales para obtener mayor exactitud en un resultado promedio que englobe a todos aquellos datos de aceleración, esto no se pudo aplicar en la presente investigación, pues en Ecuador no existen registros sísmicos en abundancia, por lo cual su obtención y respectivo procesamiento aún no se encuentran para libre acceso de la comunidad en general.

Por estos motivos, se consideró necesario buscar registros sísmicos en países vecinos que presenten características similares a las que Ecuador posee en la zona Costera, con el objeto de utilizar aceleraciones reales esperadas en el sitio.

#### **4.1.5.1 Compatibilidad y Selección de Acelerogramas**

Para hacer uso de registros sísmicos debidamente procesados y escalados, se deberá verificar que estos cumplan al menos con los siguientes requisitos de compatibilidad exigidos en la NEC SD-DS-2015:




- Magnitud
- Distancia a la Falla
- Mecanismo de Falla
- Efectos del Suelo (Tipo de Suelo)

Para esta investigación se utilizará el registro sísmico correspondiente al sismo del 16 de abril de 2016 en Pedernales (Ecuador) medido en la Estación de Manta, pues es este el lugar en el cual se desea evaluar el comportamiento sísmico dinámico de la estructura esencial. Para completar el número mínimo de registros sísmicos solicitados por la Normativa Ecuatoriana se han buscado acelerogramas correspondientes a eventos sísmicos ocurridos por régimen tectónico de subducción en países vecinos como Colombia, Perú y Chile ya que presentan condiciones de suelo y mecanismos de falla semejantes a los que se tienen en la región costera del Ecuador.

Al tomar en consideración los requisitos de compatibilidad que habilitan el uso de un registro sísmico para efectuar análisis paso a paso en el tiempo se decidió utilizar los acelerogramas correspondientes a los terremotos del 03 de octubre de 1974 en Lima (Perú) y el del 15 de agosto del 2007 en Pisco (Perú).

En la siguiente tabla resumen se muestra el cumplimiento de los parámetros de semejanza mencionados anteriormente:

**Tabla 18 Características de los sismos a utilizar**

País	Evento Sísmico	Mecanismo de Falla	Estación	Magnitud	Tipo de Suelo	Distancia al epicentro	Profundidad	Aceleración Máxima (gals)		
								N - S	E - O	Z
	<i>Pedernales</i> (16/04/2016)	Subducción Placa Sudamericana y Placa de Nazca	Manta (AMNT)	7.8	D	171.00 km	19.20 km	397.2	514.21	162.13
	<i>Lima</i> (03/10/1974)		Surco (SCO)	8.0	Sedimento Aluvional	163.89 km	21.20 km	192.35	207.12	126.32
	<i>Pisco</i> (15/09/2007)		ICA (ICA2)	8.0	Sedimento Aluvional	120.31 km	22.80 km	272.2	334.1	192.2

Fuente: Elaboración propia

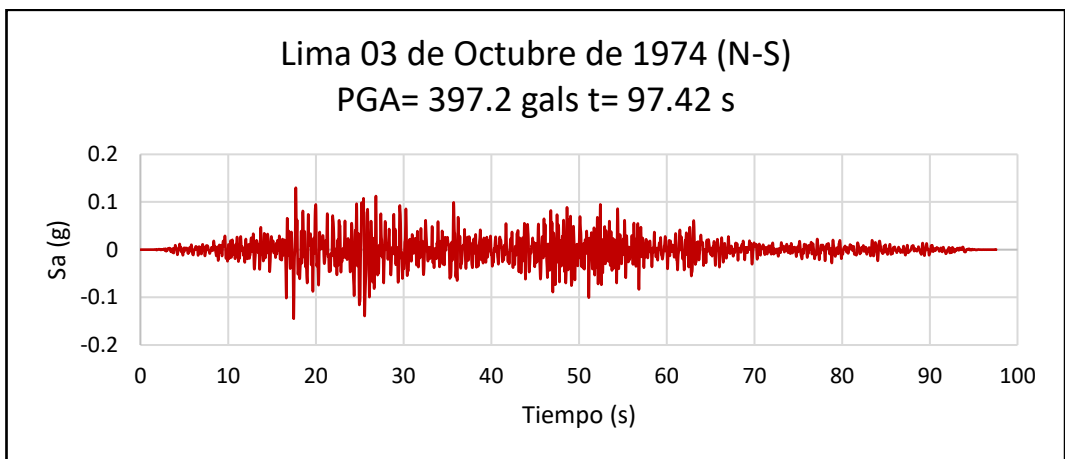
**Tabla 19 Características sismo Lima 1974**

<b><i>CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y DESASTRES</i></b>	
AV. TÚPAC AMARU N° 1150 - Lima 25 - PERÚ Apartado Postal 31-250 Lima 31	
Teléfonos (51 - 1) 482-0777, 482-0804, 482-0790 FAX 481-0170	
e-mail: director@cismid.uni.edu.pe <a href="http://www.cismid.uni.edu.pe">http://www.cismid.uni.edu.pe</a>	
<b><i>DATOS DE LA ESTACIÓN:</i></b>	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN	: ESTACIÓN SURCO
CLAVE DE LA ESTACIÓN	: SCO
LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN	: LAS GARDENIAS/SURCO/LIMA
COORDENADAS DE LA ESTACIÓN:	: 12.13° LAT. S
	: 76.98° LONG. W
TIPO DE SUELO	: Sedimento Aluvional
INSTITUCIÓN RESPONSABLE	: IGP
<b><i>DATOS DEL SISMO:</i></b>	
FECHA DEL SISMO	: 3 de octubre de 1974
HORA EPICENTRO (Local)	: 9:21:34

COORDENADAS DEL EPICENTRO	: 12.279°LAT. S
	: 77.536°LONG. W
<b>COMENTARIOS:</b>	
REGISTRO CORREGIDO EN EL PROGRAMA DEGTRA V.5.1 (ELABORACIÓN PROPIA)	

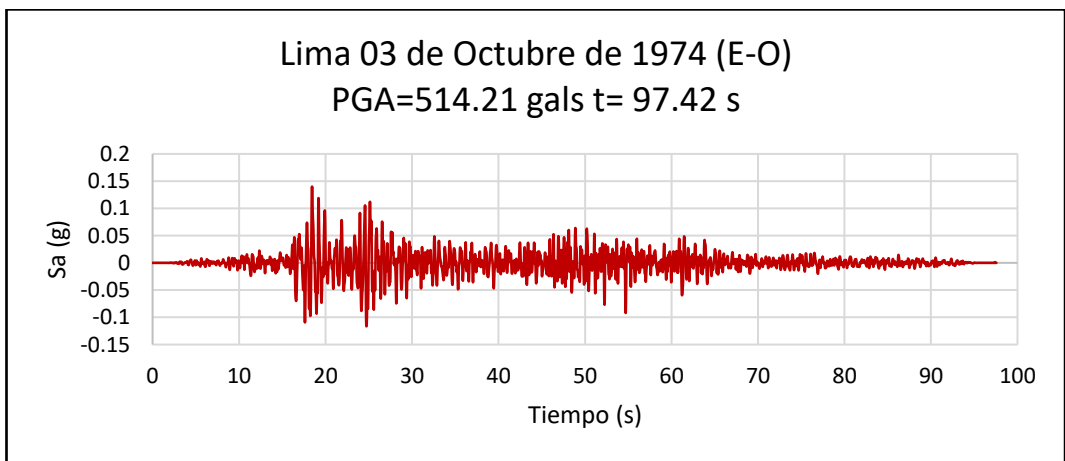
Fuente: Centro Peruano-Japonés de investigaciones sísmicas y desastres

Fig. 57 Registro de Lima componente Norte – Sur (Lima 1974)



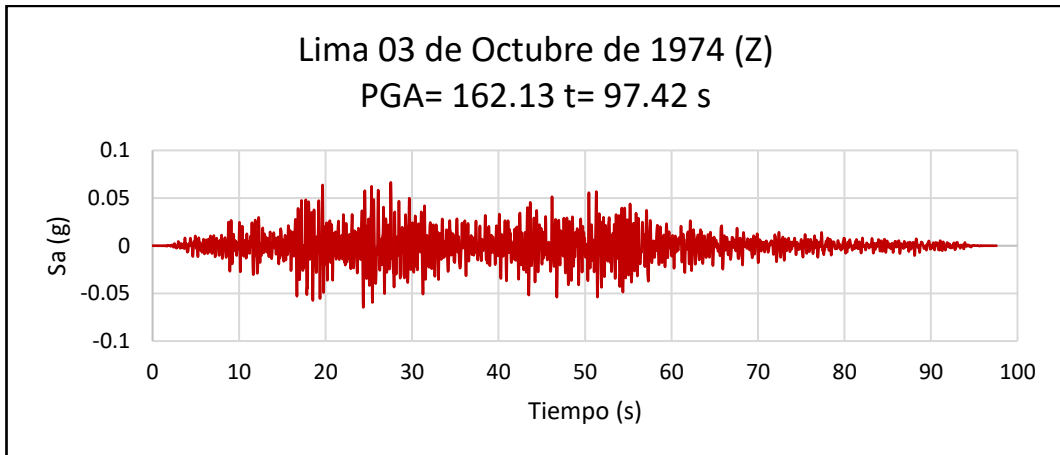
Fuente: Elaboración propia

Fig. 58 Registro de Lima componente Este – Oeste (Lima 1974)



Fuente: Elaboración propia

Fig. 59 Registro de Lima componente Vertical (Lima 1974)



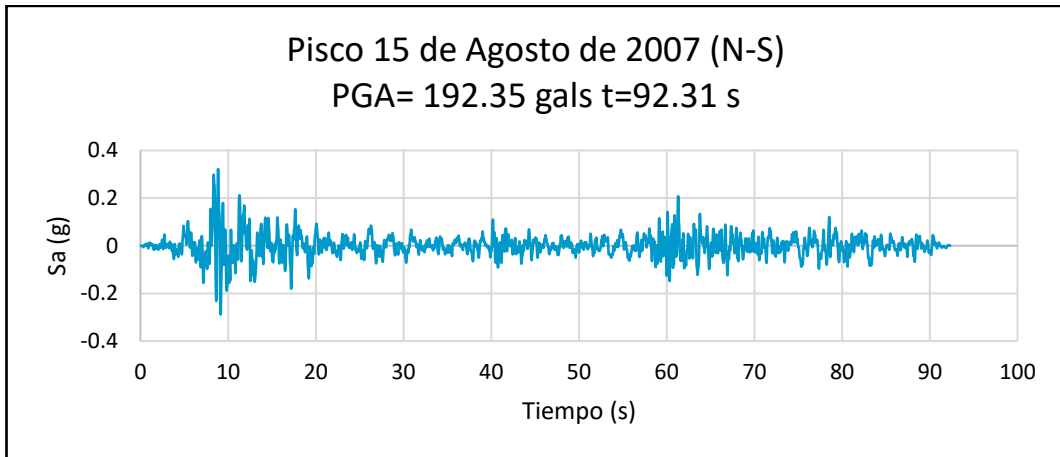
Fuente: Elaboración propia

Tabla 20 Características sismo Pisco 2007

<b><i>CENTRO PERUANO-JAPONÉS DE INVESTIGACIONES SÍSMICAS Y DESASTRES</i></b>	
AV. TÚPAC AMARU N° 1150 - Lima 25 - PERÚ Apartado Postal 31-250 Lima 31	
Teléfonos (51 - 1) 482-0777, 482-0804, 482-0790 FAX 481-0170	
e-mail: director@cismid.uni.edu.pe <a href="http://www.cismid.uni.edu.pe">http://www.cismid.uni.edu.pe</a>	
<b><i>DATOS DE LA ESTACIÓN:</i></b>	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN	: UNICA
CLAVE DE LA ESTACIÓN	: ICA2
LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN	: Universidad Nacional San Luis Gonzaga de Ica
COORDENADAS DE LA ESTACIÓN:	: 14.0887° LAT. S
	: 75.7321° LONG. W
TIPO DE SUELO	: Sedimento Aluvional
INSTITUCIÓN RESPONSABLE	: CISMID-FIC-UNI
<b><i>DATOS DEL SISMO:</i></b>	
FECHA DEL SISMO	: 15 de agosto de 2007
HORA EPICENTRO (Local)	: 18:40:58 (IGP)
COORDENADAS DEL EPICENTRO	: 13.67°LAT. S (IGP)
	: 76.76°LONG. W (IGP)
<b><i>COMENTARIOS:</i></b>	
REGISTRO CORREGIDO EN EL PROGRAMA DEGTRA V.5.1 (ELABORACIÓN PROPIA)	

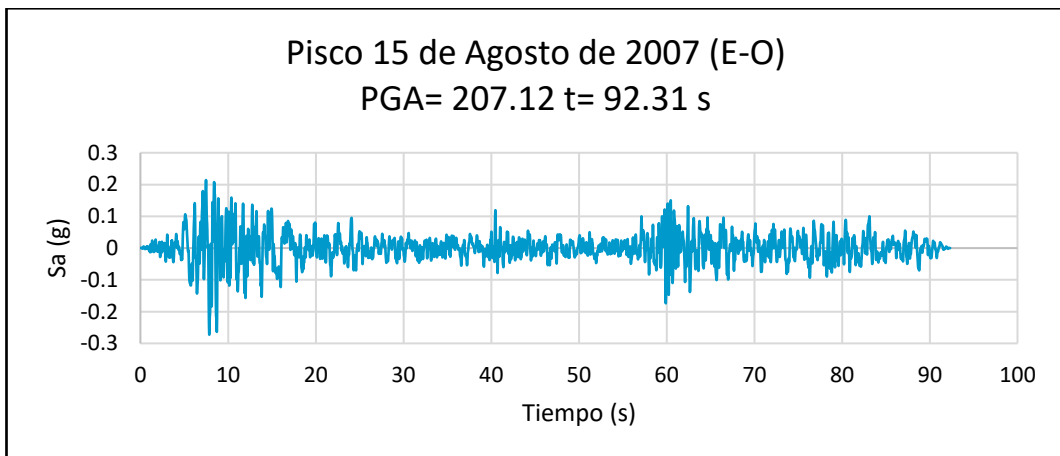
Fuente: Centro Peruano-Japonés de investigaciones sísmicas y desastres

Fig. 60 Registro de Pisco componente Norte - Sur (Pisco 2007)



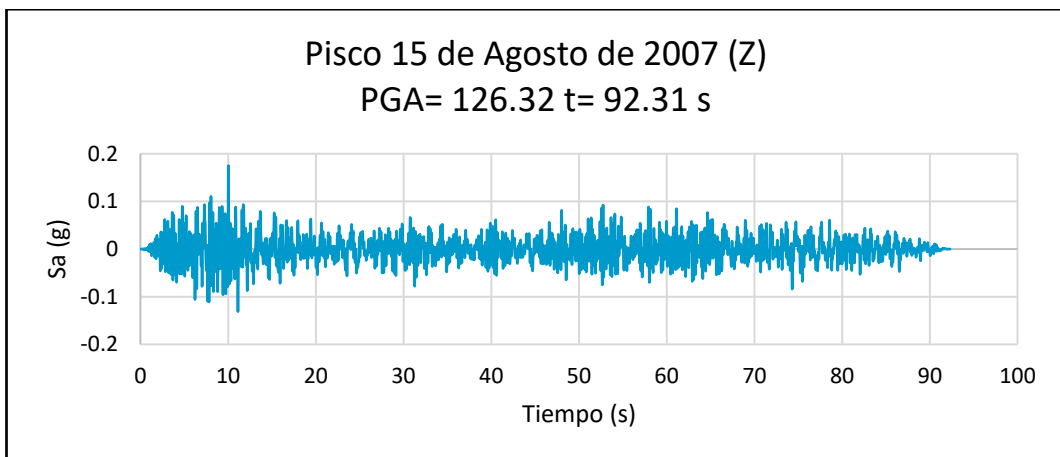
Fuente: Elaboración propia

Fig. 61 Registro de Pisco componente Este - Oeste (Pisco 2007)



Fuente: Elaboración propia

Fig. 62 Registro de Pisco componente Vertical (Pisco 2007)



Fuente: Elaboración propia

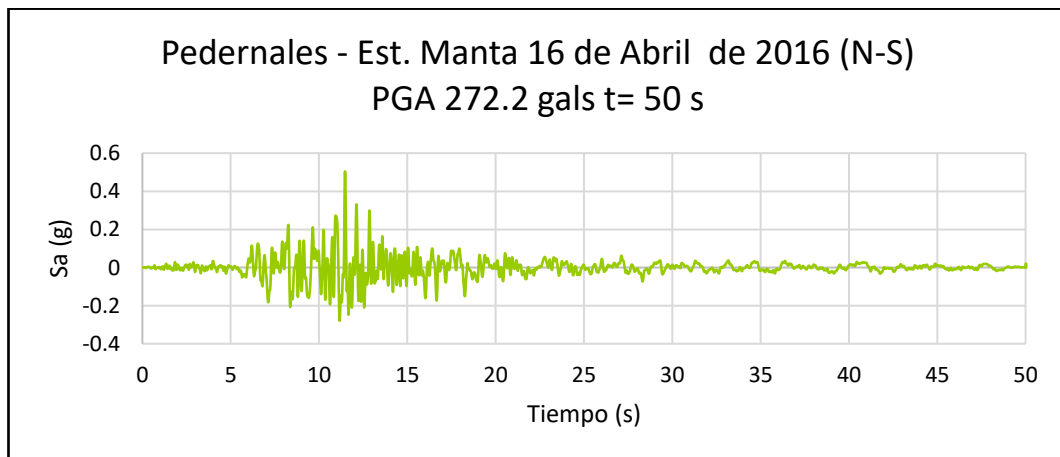


Tabla 21 Características sismo Pedernales 2016

<b>RED NACIONAL DE ACELERÓGRAFOS (RENAC) – INSTITUTO GEOFÍSICO DE LA ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL (IGEPN)</b>	
Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía, Quito 170525	
Teléfonos : (593 2) 222-5655   (593 2) 222-5627	
<a href="http://www.igepn.edu.ec">http://www.igepn.edu.ec</a>	
<b>DATOS DE LA ESTACIÓN:</b>	
NOMBRE DE LA ESTACIÓN	: AMNT0
CLAVE DE LA ESTACIÓN	-----
LOCALIZACIÓN DE LA ESTACIÓN	Manta
COORDENADAS DE LA ESTACIÓN:	: 80°42'25"W
	: 1°00'38"S
TIPO DE SUELO	: D
INSTITUCIÓN RESPONSABLE	: IGEPN
<b>DATOS DEL SISMO:</b>	
FECHA DEL SISMO	: 16 de abril de 2016
HORA EPICENTRO (Local)	: 18:58: 37 (IGEPN)
COORDENADAS DEL EPICENTRO	: 79° 56' 24" W (IGEPN)
	: 76.76°LONG. W (IGEPN)
<b>COMENTARIOS:</b>	
REGISTRO CORREGIDO EN EL PROGRAMA DEGTRA V.5.1 (ELABORACIÓN PROPIA)	

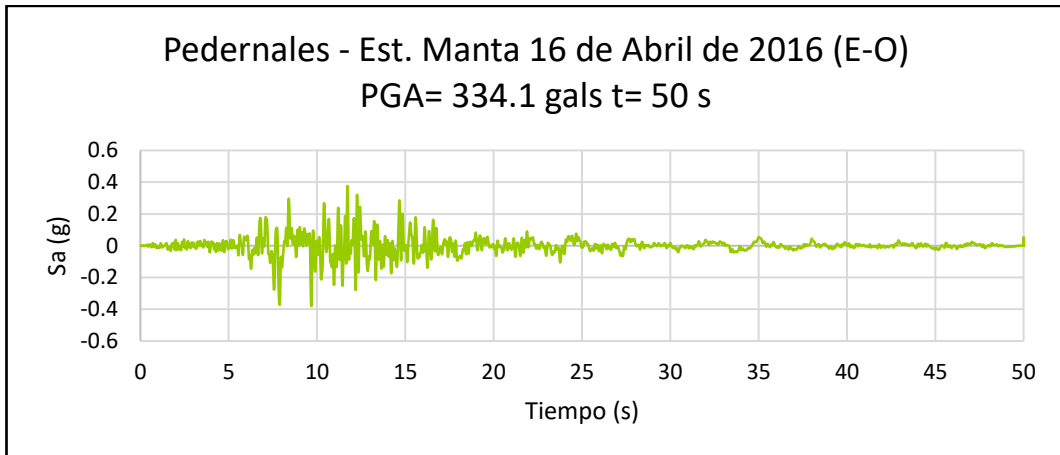
Fuente: Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC) – Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional (IGEPN)

Fig. 63 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Norte - Sur (Pedernales 2016)



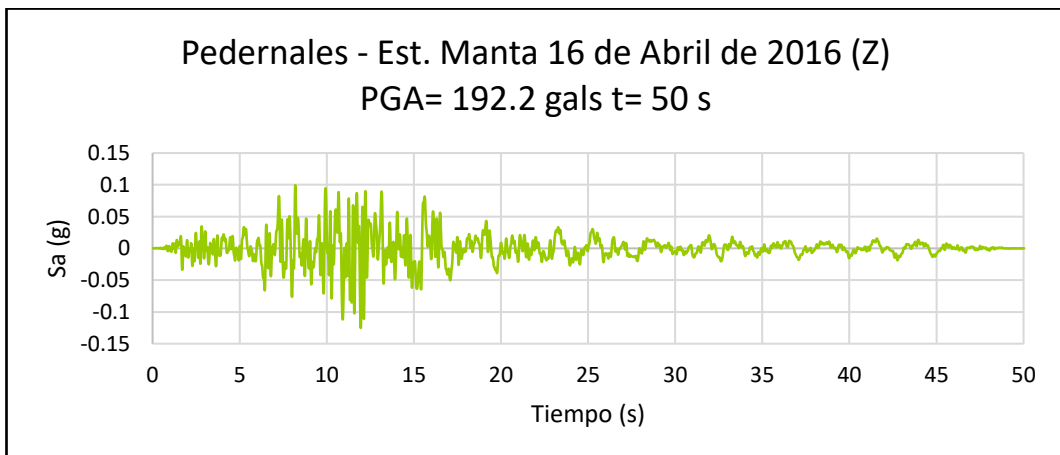
Fuente: Elaboración propia

Fig. 64 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Este - Oeste (Ecuador 2016)



Fuente: Elaboración propia

Fig. 65 Registro de Pedernales - Est. Manta componente Vertical (Pedernales 2016)



Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.5.2 Procesamiento de Acelerogramas

Antes de hacer uso de los acelerogramas seleccionados para llevar a cabo el análisis tiempo historia, es necesario verificar que estos se encuentren correctamente procesados. El procesamiento básicamente consiste en corregir la línea base del registro sísmico obtenido y filtrar aquellos ruidos ajenos al registro original que pudieran estar incluidos accidentalmente en la toma de datos.

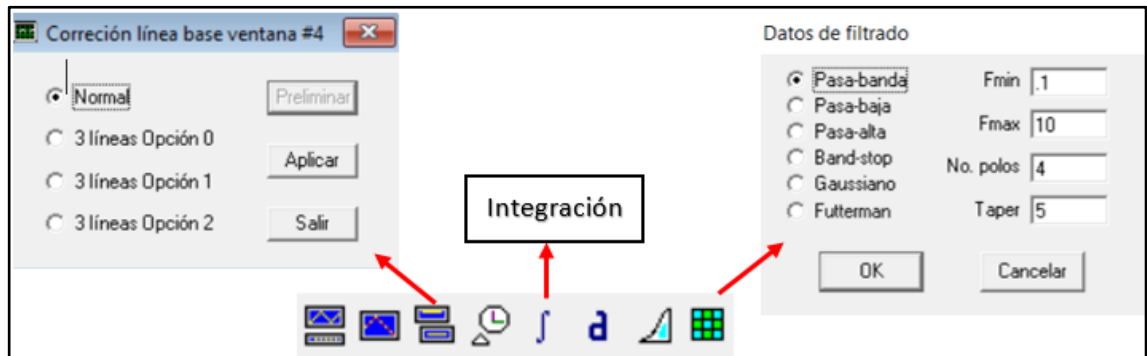
Generalmente estos correctivos son llevados a cabo por personas especializadas en el área de sismología, por lo cual los registros sísmicos que se entregan para efectuar análisis de interés en el área de estructuras se espera se encuentren debidamente

procesados. Pero para validar la situación de los mismos se podría hacer uso de algún software que permita verificar si la línea de ceros no se encuentra desplaza del origen y si no existe alguna distorsión propia de ruido medioambiental en los acelerogramas.

Un programa gratuito y ampliamente utilizado con ese fin es DEGTRA, el cual ha sido desarrollado en la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) y permite determinar si los acelerogramas están listos para ser utilizados en un análisis dinámico. El procedimiento consiste en ingresar el acelerograma de interés y efectuar la corrección de la línea base, así como el filtrado de frecuencias altas y bajas mediante un filtro pasa-banda. Finalmente se debe integrar el acelerograma para convertirlo en velocigrama e integrar una segunda vez para que se transforme en desplazigrama.

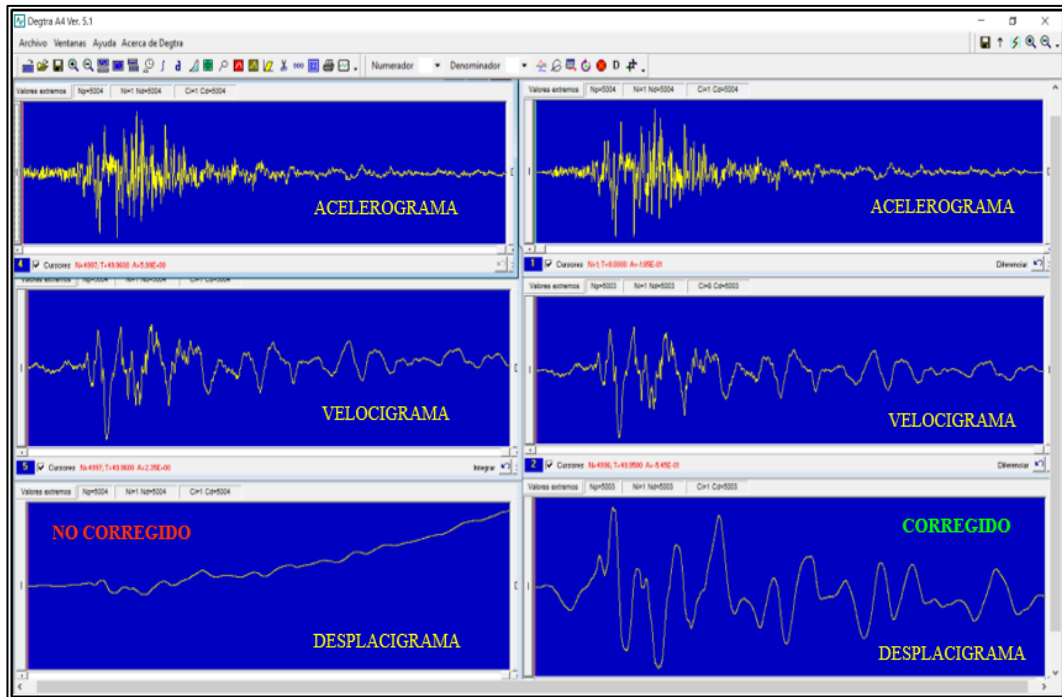
Para poder afirmar que el acelerograma ha sido corregido se debe visualizar que las gráficas tanto para velocidad como para desplazamiento tengan formas sinusoidales, ya que si alguna de estas gráficas tiende a ser una línea recta será un indicativo de que el registro sísmico no ha sido corregido.

Fig. 66 Opciones de corrección y filtrado (DEGTRA V 5.1 - UNAM)



Fuente: Elaboración propia

Fig. 67 Acelerograma corregido y no corregido (DEGTRA V 5.1 - UNAM)



Fuente: Elaboración propia

Para este trabajo investigativo se verificaron los registros de los tres sismos los cuales demostraron que no se encontraron filtrados; se realizó la corrección de línea base y filtro pasa-banda para los tres registros en cada una de sus componentes.

#### 4.1.6 Escalado de Acelerogramas

Los registros sísmicos a emplearse deben estar debidamente escalados de tal forma que las aceleraciones correspondientes a un rango de valores de  $0.2T$  hasta  $1.5T$  superen al valor máximo de aceleración obtenido para un espectro elástico específico tanto para 475 años como para 2500 años.

El escalamiento consiste en amplificar la señal sísmica de un acelerograma original hasta superar alguna aceleración específica que se encuentre en el rango de valores estipulado por las normativas vigentes mediante un factor de escalamiento que, por recomendaciones experimentales, debe ser menor o igual a 4 veces el valor original de aceleración para que esta no pierda su naturaleza de origen. [58]

El factor de escala será un valor numérico que se obtenga del cociente de la intensidad máxima del espectro objetivo y el promedio de aceleraciones del registro sísmico del rango de valores de 0.2 T a 1.5T, como se expresa en la siguiente ecuación:

$$f = \frac{SI_d}{SI_a} < 4.0$$

Ec. 5 Factor de escala acelerograma

Donde:

$f$  = factor de escalamiento.

$SI_d$  = Intensidad máxima del espectro objetivo.

$SI_a$  = Intensidad promedio en 0.2T – 1.5T del acelerograma. [58]

Para obtener valores escalados de aceleración que se ajusten a una forma espectral adecuada y compatible a un espectro objetivo existe la posibilidad de efectuar un ajuste espectral en el dominio de las frecuencias (Ordenadas) o en el dominio del tiempo (Abscisas). Aunque ambas metodologías son aceptadas para efectuar un análisis dinámico lineal o no lineal, se ha optado por efectuar un escalamiento en el dominio del tiempo, pues esta metodología implica mayor precisión en la obtención de resultados.

A continuación, se detalla de forma rápida la base de cada una de estas metodologías.

#### 4.1.6.1 Ajuste en el Dominio de las Frecuencias

Se ajusta el espectro de amplitudes de Fourier, basado en la relación del espectro de respuesta objetivo al espectro de respuesta del movimiento del terreno. El ajuste en el dominio de las frecuencias tiende a incrementar la energía total del movimiento del terreno; el proceso para realizar el ajuste es el siguiente:

1. Generar el espectro de respuesta del registro usando la misma relación de amortiguamiento del espectro de respuesta objetivo.

2. Generar el espectro de amplitudes de Fourier del registro mediante la Transformada Rápida de Fourier.
3. Determinamos el factor de escala para todas las frecuencias en el rango de interés ( $0.2T - 1.5T$ ). El factor de escala viene dado por la división de la aceleración del espectro de respuesta objetivo y la aceleración del espectro de respuesta del registro.
4. Se multiplica las amplitudes de Fourier por los factores de escala para todas las frecuencias en el rango de interés.
5. Para obtener el registro modificado se aplica la Transformada Rápida de Fourier inversa del espectro de amplitudes de Fourier escalado.

#### **4.1.6.2 Ajuste en el Dominio del Tiempo**

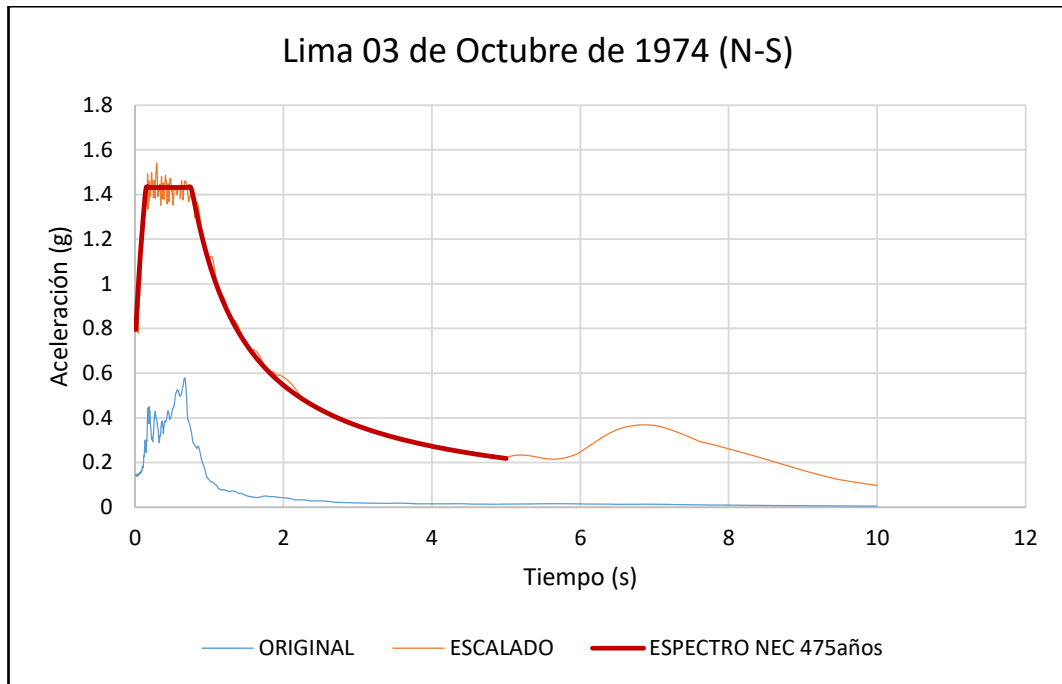
Se considera un mejor enfoque ya que ajusta las series de tiempo de aceleraciones añadiendo ondículas o wavelets. La ondícula es una función matemática que define una forma de onda de una duración limitada que tiene un promedio de cero, su amplitud inicia en cero, crece y decrece nuevamente a cero. Este proceso es más complicado que el ajuste en el dominio de las frecuencias, pero tiene mejor convergencia, por lo cual resulta ser mucho más exacto.

Debido al grado de complejidad que representa aplicar detenidamente esta metodología y al no ser parte de los objetivos de esta investigación, se efectuará el ajuste espectral en el dominio del tiempo mediante la ayuda de un software especializado.

#### 4.1.7 Escalamiento y validación de acelerogramas

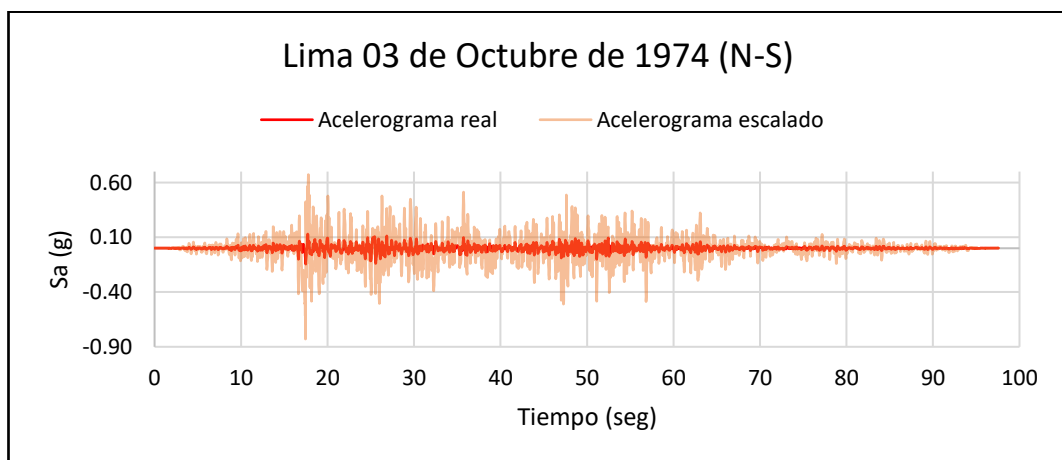
Se procedió a transformar los acelerogramas reales a espectros de respuesta y escalarlos al espectro objetivo mediante el programa especializado en análisis y diseño estructural ETABS V 16.2.0, obteniéndose los siguientes resultados:

Fig. 68 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 N-S



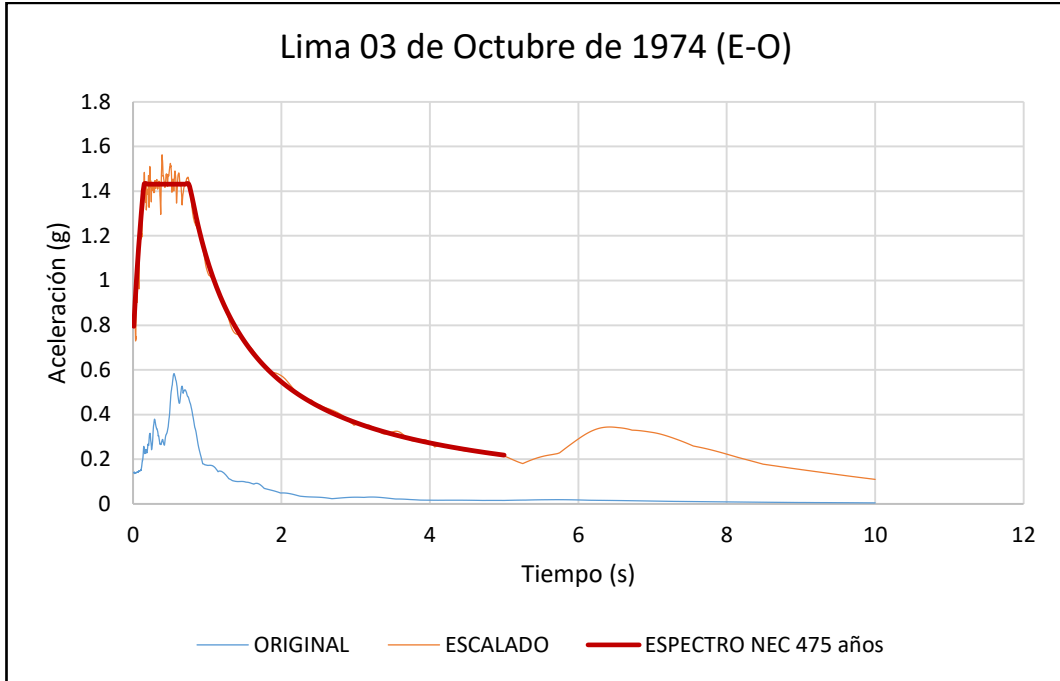
Fuente: Elaboración propia

Fig. 69 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 N-S



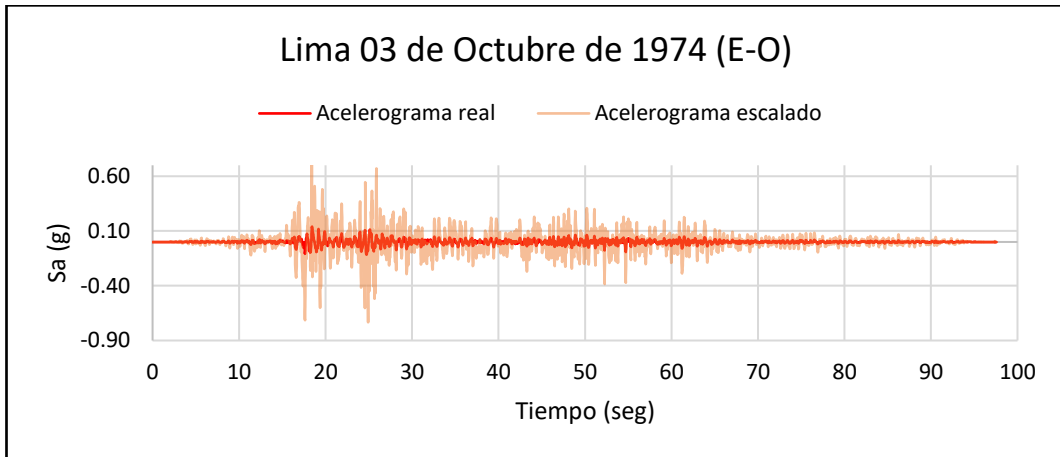
Fuente: Elaboración propia

Fig. 70 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 E-O



Fuente: Elaboración propia

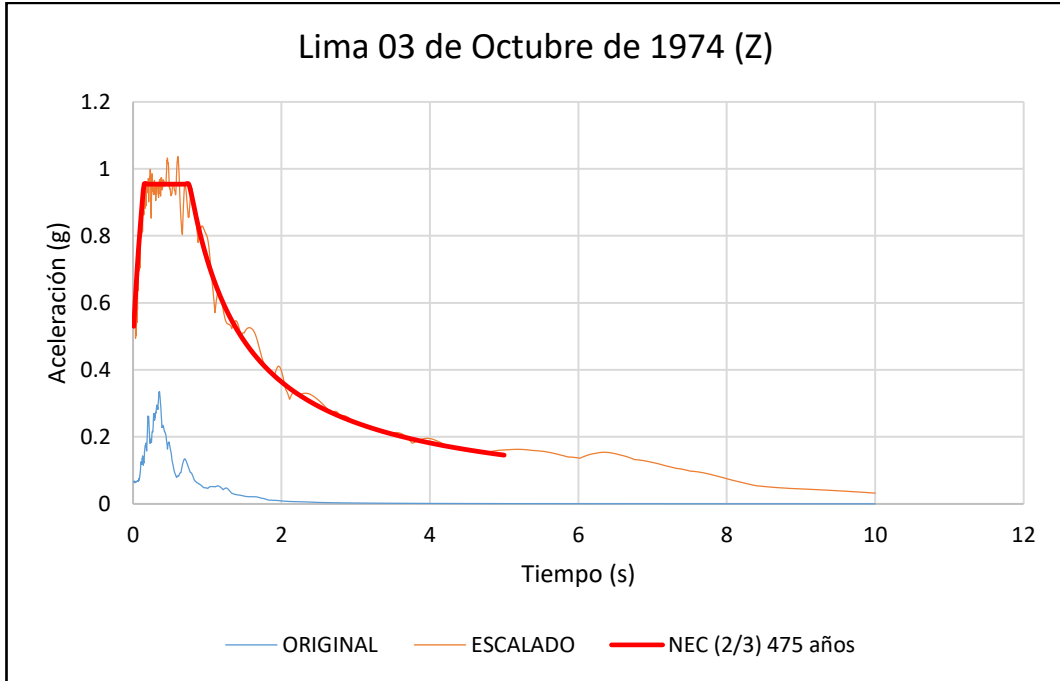
Fig. 71 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 E-O



Fuente: Elaboración propia

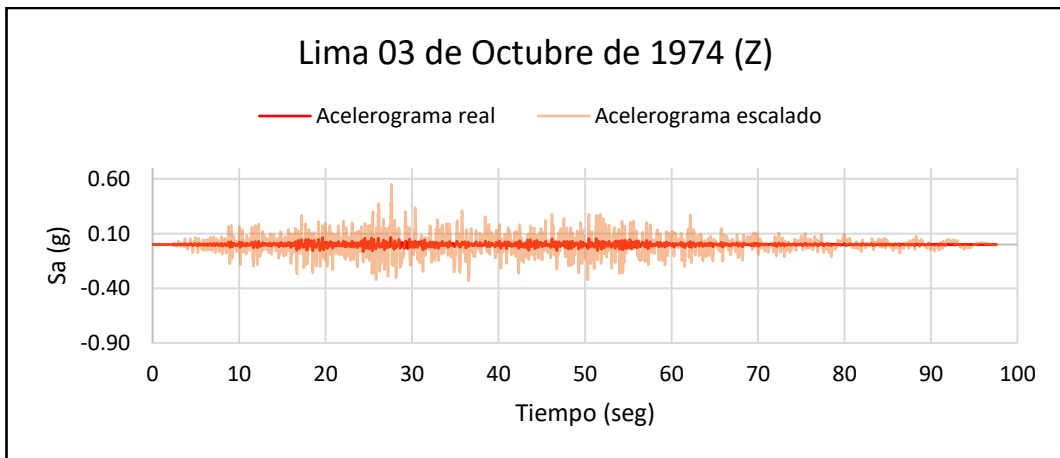


Fig. 72 Espectros de Respuesta del Registro de Lima 1974 Z



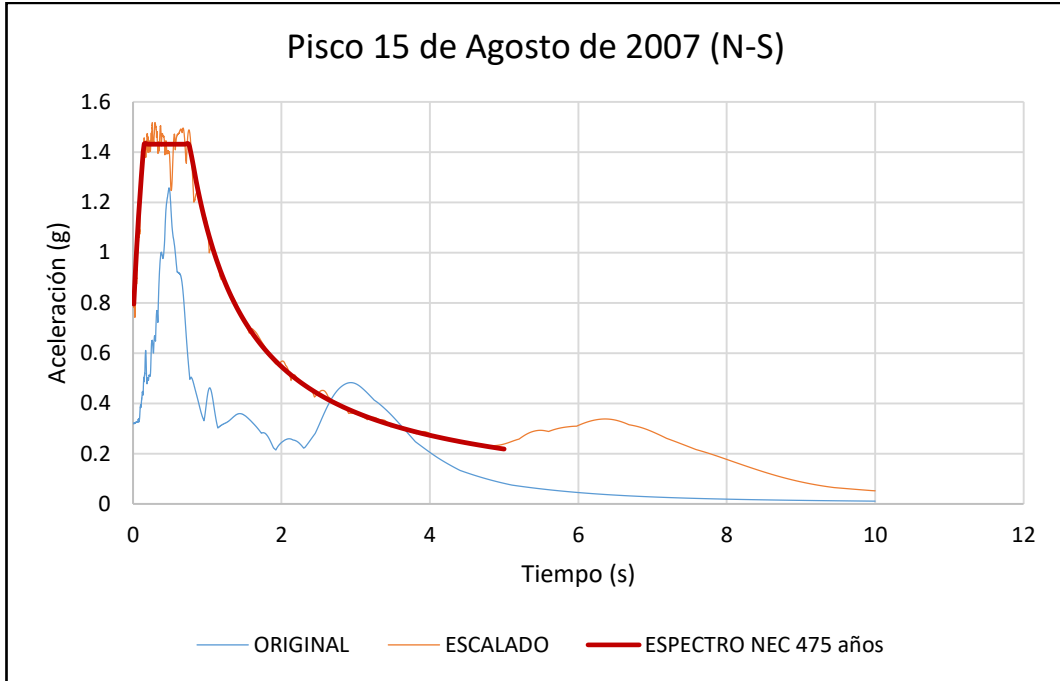
Fuente: Elaboración propia

Fig. 73 Acelerograma Real y Escalado de Lima 1974 Z



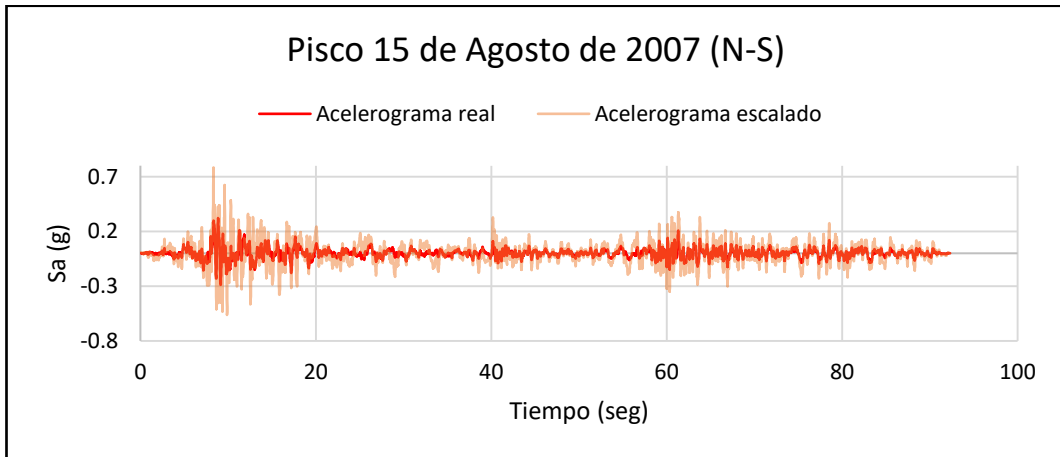
Fuente: Elaboración propia

Fig. 74 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 N-S



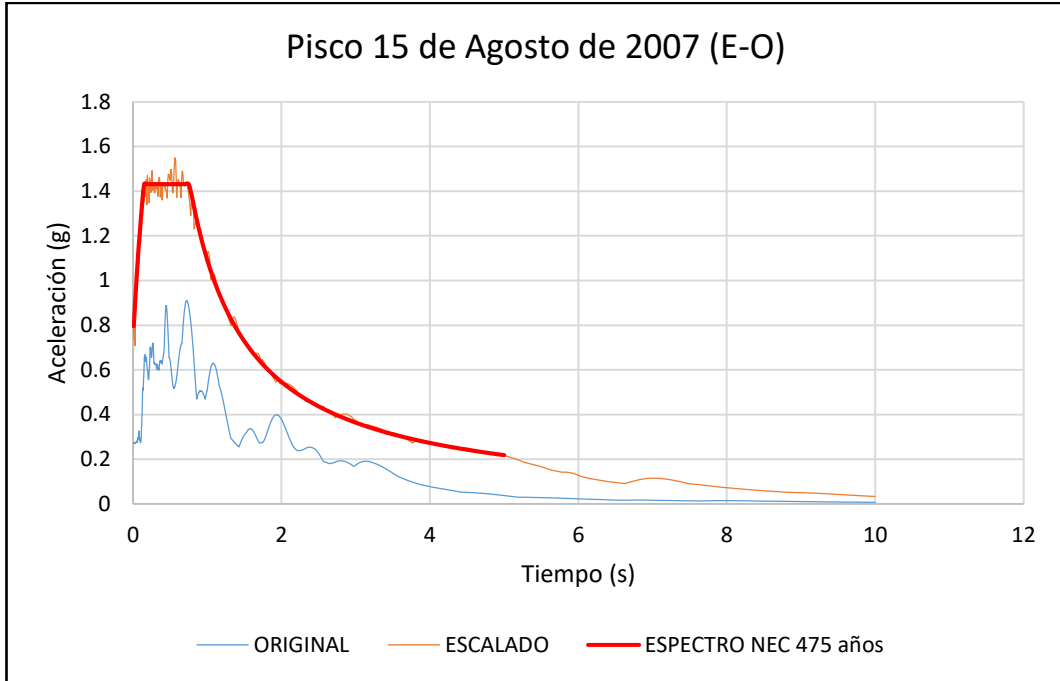
Fuente: Elaboración propia

Fig. 75 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 N-S



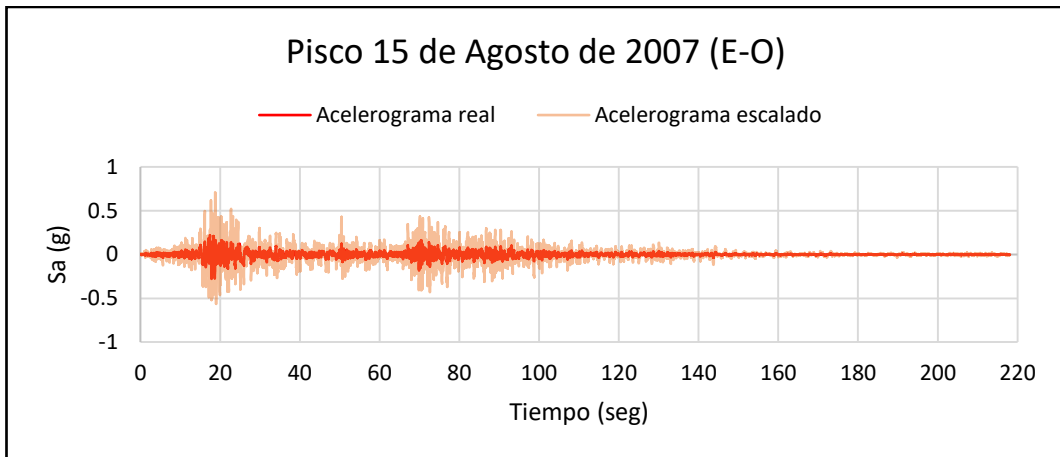
Fuente: Elaboración propia

Fig. 76 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 E-O



Fuente: Elaboración propia

Fig. 77 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 E-O



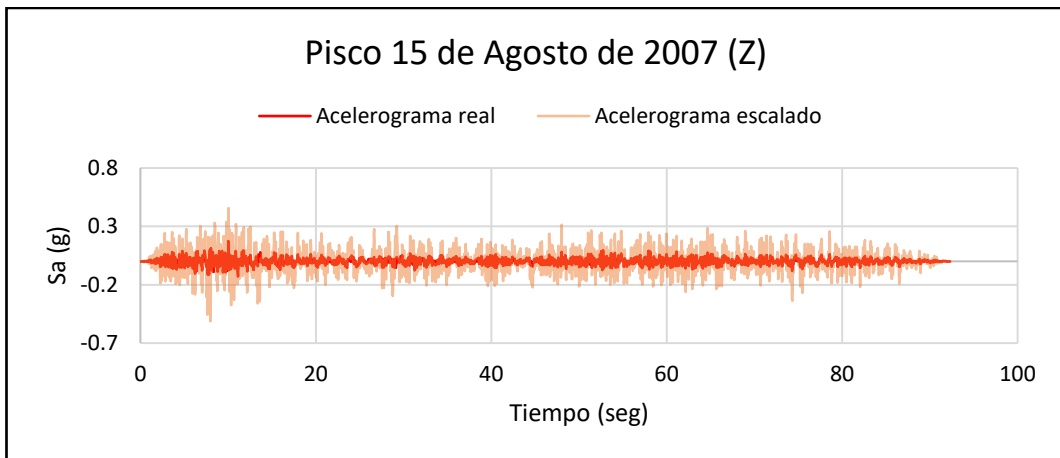
Fuente: Elaboración propia

Fig. 78 Espectros de Respuesta del Registro de Pisco 2007 Z



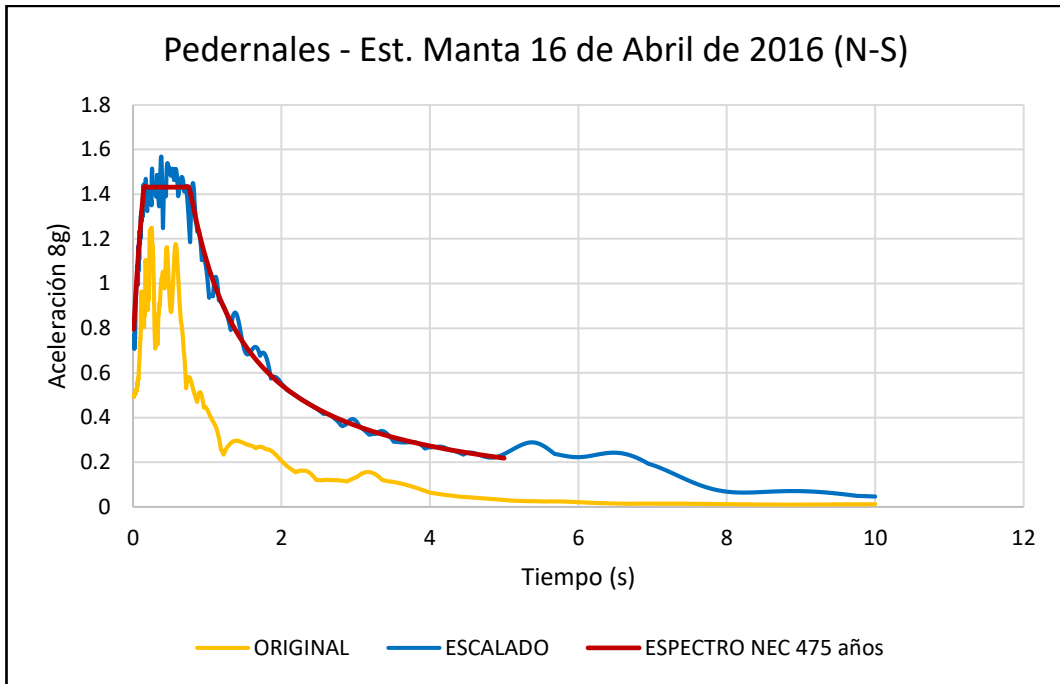
Fuente: Elaboración propia

Fig. 79 Acelerograma Real y Escalado de Pisco 2007 Z



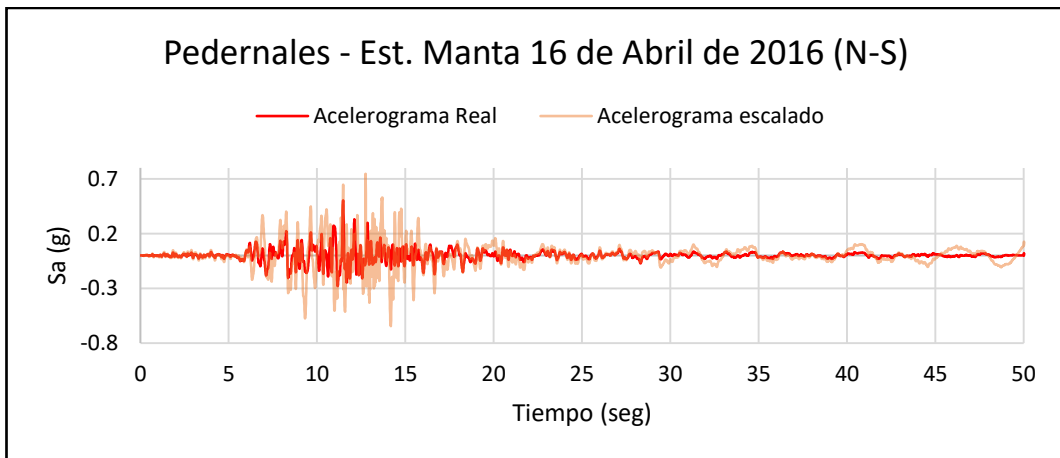
Fuente: Elaboración propia

Fig. 80 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 N-S



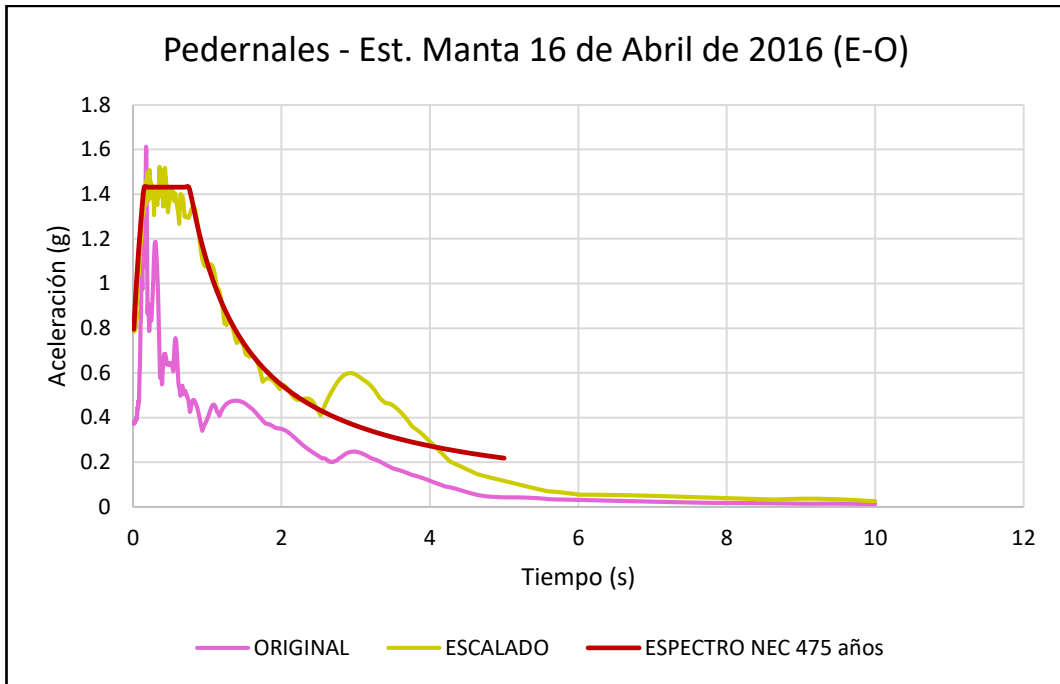
Fuente: Elaboración propia

Fig. 81 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 N-S



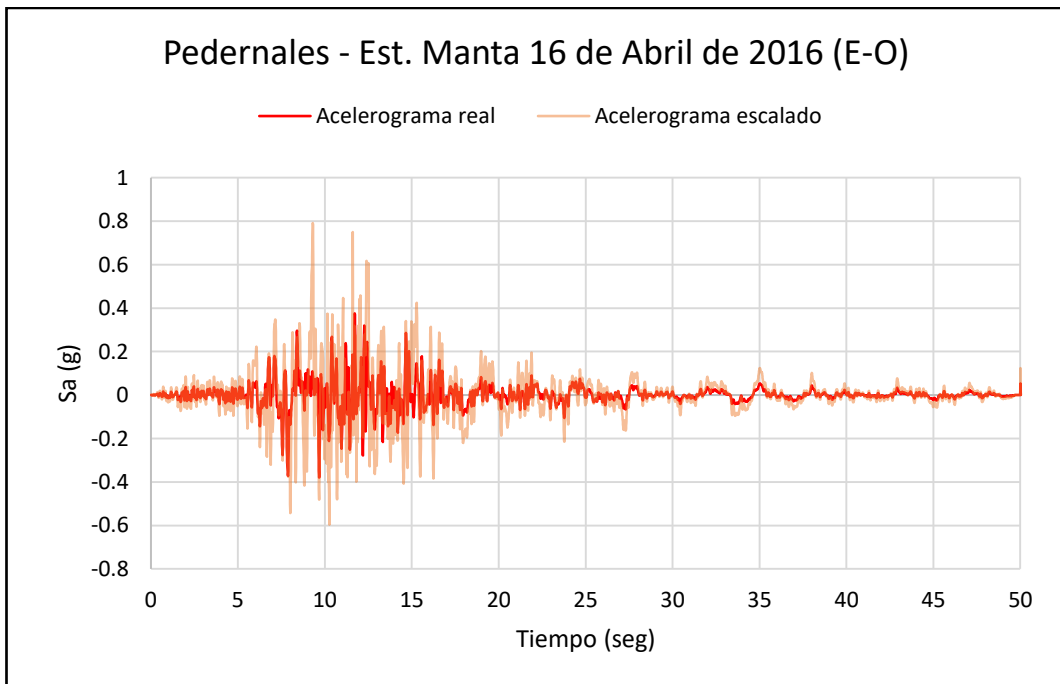
Fuente: Elaboración propia

Fig. 82 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 E-O



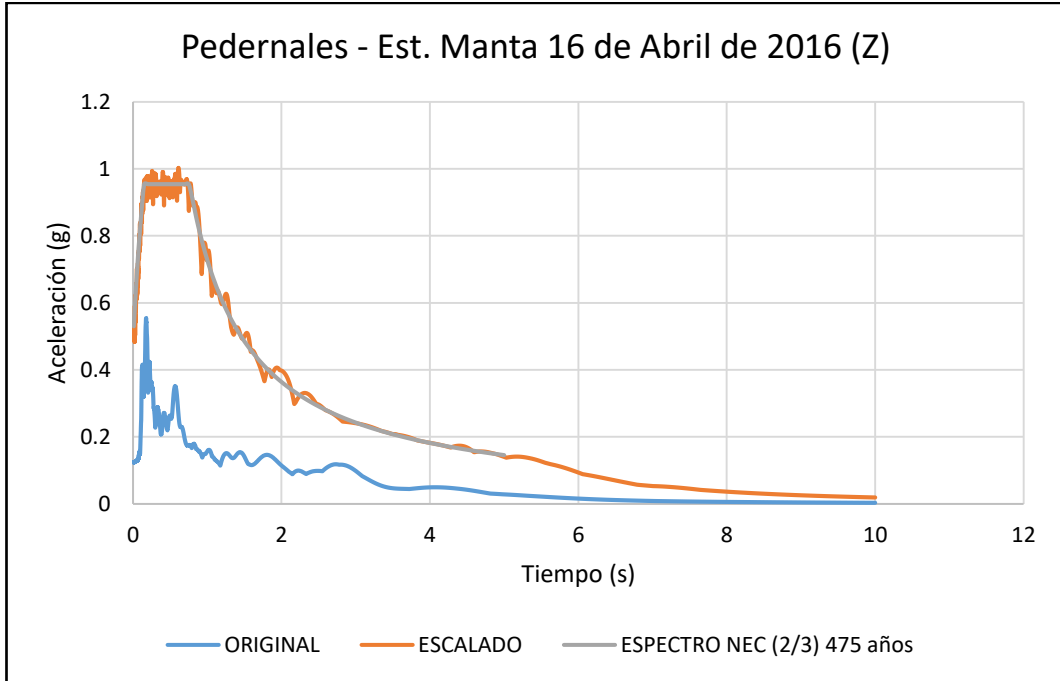
Fuente: Elaboración propia

Fig. 83 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 E-O



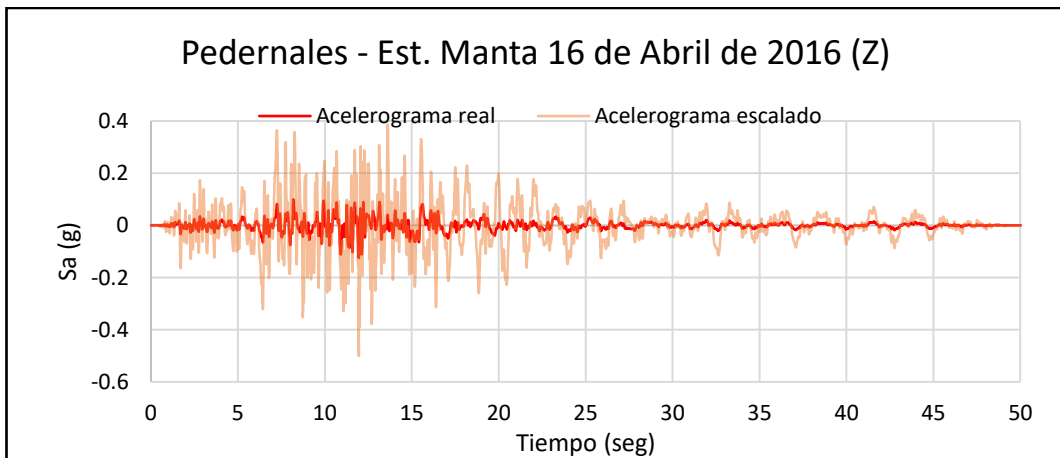
Fuente: Elaboración propia

Fig. 84 Espectros de Respuesta del Registro de Pedernales - Est. Manta 2016 Z



Fuente: Elaboración propia

Fig. 85 Acelerograma Real y Escalado de Pedernales - Est. Manta 2016 Z



Fuente: Elaboración propia

Una vez que se han escalado los registros sísmicos seleccionados, es necesario verificar que el factor de escalamiento utilizado cumpla con la recomendación estipulada anteriormente. Para encontrar la zona de intensidades de interés de acuerdo al rango establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción que va desde  $0.2T$  hasta  $1.5T$ , se utiliza la metodología planteada por la mencionada norma para encontrar un valor aproximado correspondiente al periodo de vibración de la estructura ( $T$ ), el cual se muestra en la siguiente expresión tomada directamente de la NEC-SD-DS:

**Fig. 86 Método 1 para determinar periodos de vibración aproximados**

$T = C_t h_n^\alpha$	
Dónde:	
$C_t$	Coficiente que depende del tipo de edificio
$h_n$	Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.
$T$	Período de vibración

Fuente: NEC-SD-DS 2015

Al ser una estructura sustentada en pórticos especiales de hormigón armado, los coeficientes a emplearse en el cálculo del periodo de vibración serán los siguientes:

**Fig. 87 Coeficientes para determinar periodos de vibración aproximados**

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Estructuras de acero</b>		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SD-DS 2015

Entonces, el periodo de vibración de la estructura será:

$$T = 0.055 * (22.50 \text{ m})^{0.9}$$

$$T = 0.906 \text{ seg.}$$

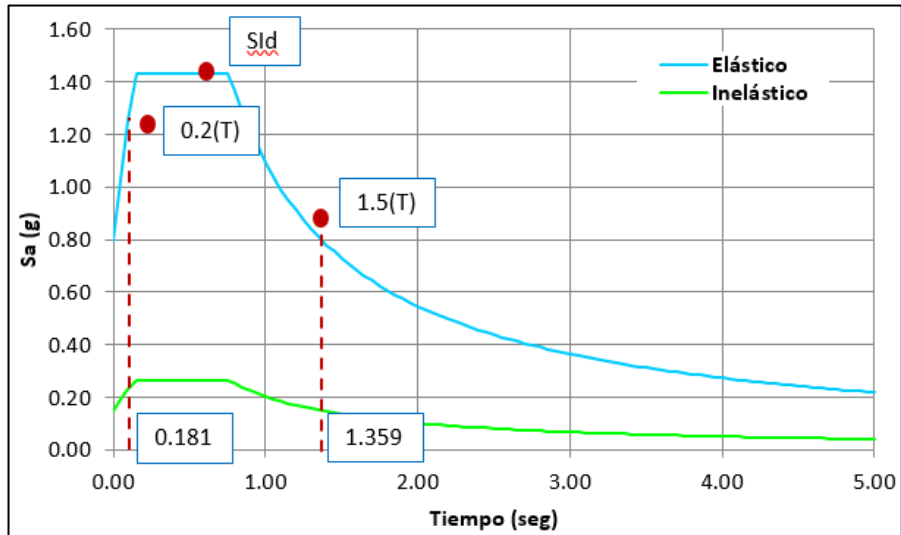
Por lo cual, será necesario tomar en consideración las aceleraciones que se encuentren en el siguiente rango de valores para cada par de acelerogramas:

$$[0.2T - 1.5T]$$



[0.2(0.906) a 1.5(0.906)]  
[0.1812 seg. - 1.359 seg.]

Fig. 88 Espectro Elástico e Inelástico para 475 años (NEC-SD-DS)



Fuente: NEC-SD-DS 2015

La Intensidad Máxima Objetivo (SI<sub>d</sub>) a la cual se llegó en el proceso de escalamiento corresponde al máximo valor de aceleración registrada en la meseta del espectro elástico de 475 años, por lo que se deberá calcular el factor de escalamiento a base de esta intensidad que se expresa en una magnitud de 1.4314 g.

Respecto a las aceleraciones originales (SI<sub>a</sub>) que se encuentran en el rango de tiempo delimitado anteriormente se deberá determinar un valor promedio de todas las aceleraciones que se localicen en esta zona para poder así encontrar el factor de escalamiento correspondiente para cada registro sísmico. A continuación, se demuestra el cumplimiento de esta recomendación en la siguiente tabla resumen.

Tabla 22 Factor de escala de cada registro

Evento Sísmico	Dirección	N° de datos (0.2T - 1.5T)	Sid Espectro 475 años	Sla Promedio (0.2T - 1.5T)	Factor de escala ( $f$ )	Observación $f < 4.0$
Lima	N - S	2401	1.4314	0.388	3.69	<b>Cumple</b>
	E - O			0.376	3.81	<b>Cumple</b>
Pisco	N - S	9560	1.4314	0.718	1.99	<b>Cumple</b>
	E - O			0.636	2.25	<b>Cumple</b>
Pedernales	N - S	2391	1.4314	0.807	1.77	<b>Cumple</b>
	E - O			0.688	2.08	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia

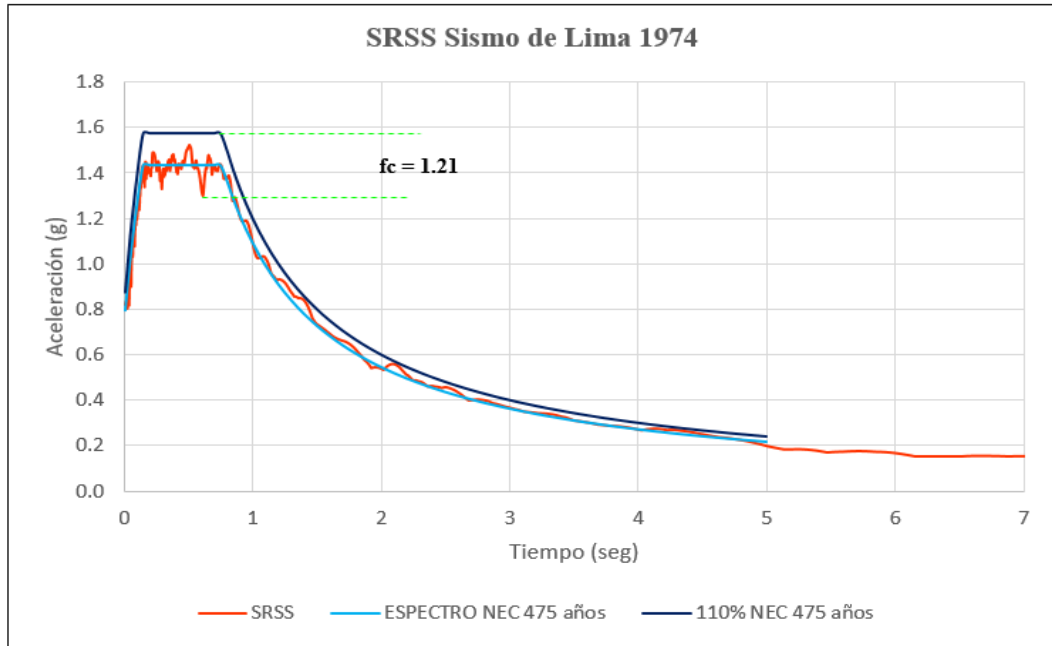
#### 4.1.7 Calibración de acelerogramas escalados de acuerdo a ASCE 7-16

Una de las normativas extranjeras ampliamente utilizadas en Latinoamérica para efectuar análisis paso a paso en el tiempo es la que se ha implementado en el año 2016 a través de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (*ASCE por sus siglas en inglés*), en la cual se definen ciertos parámetros necesarios para que todas las intensidades de un acelerograma sean representativas al momento de efectuar el análisis pertinente.

Básicamente se solicita comprobar que las intensidades, tanto negativas como positivas de los acelerogramas escalados para un espectro objetivo, combinadas de acuerdo a la raíz cuadrada de la sumatoria de los cuadrados (SRSS) de cada par de registros sísmicos superen en su totalidad la meseta del espectro objetivo incrementado al 110%. Además, se requiere verificar que las intensidades negativas y positivas de la combinación SRSS de todos los registros sísmicos en cada una de las direcciones horizontales no se encuentren por debajo de la meseta del espectro objetivo reducido al 90%. [ASCE 7-16]

Para llevar a cabo estos procedimientos será necesario determinar un factor de calibración ( $f_c$ ) que incremente las aceleraciones en la zona de interés, el mismo que deberá multiplicarse por la gravedad para generar casos de carga dinámicos en el software en el cual se efectuará el análisis estructural.

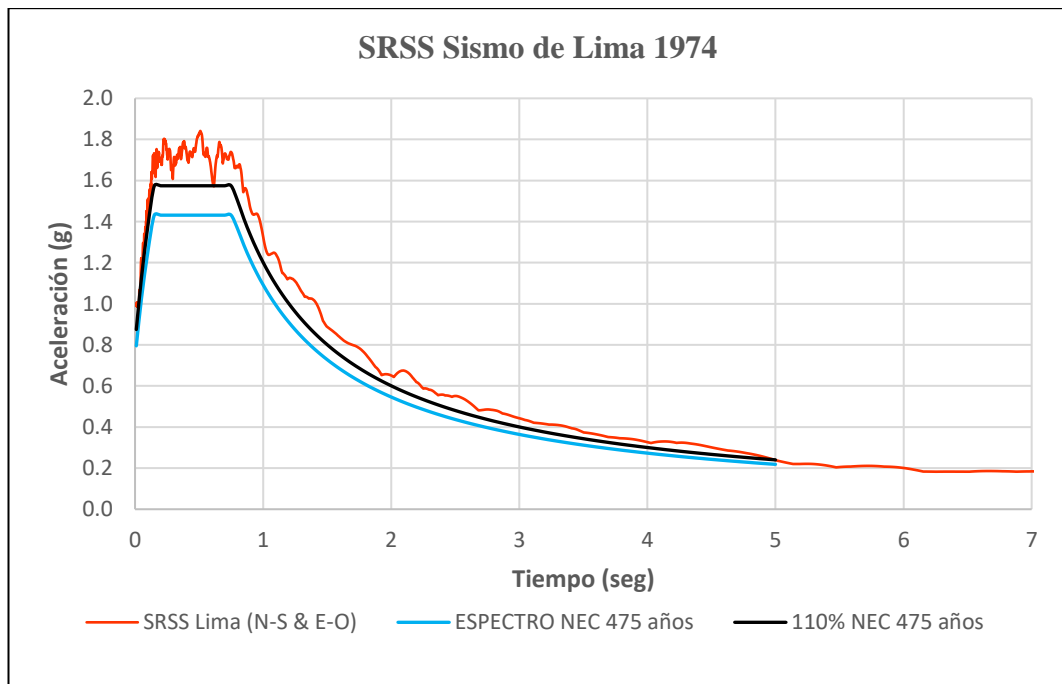
Fig. 89 Combinación SRSS para el sismo de Lima en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

Como se puede observar en la figura 90, se requiere de un factor de calibración de 1.21 en el registro de Lima 1974, para lograr que todas las intensidades de la meseta superen al espectro objetivo incrementado al 110%. A continuación, se procederá a efectuar la calibración respectiva, como se indica en la figura 90:

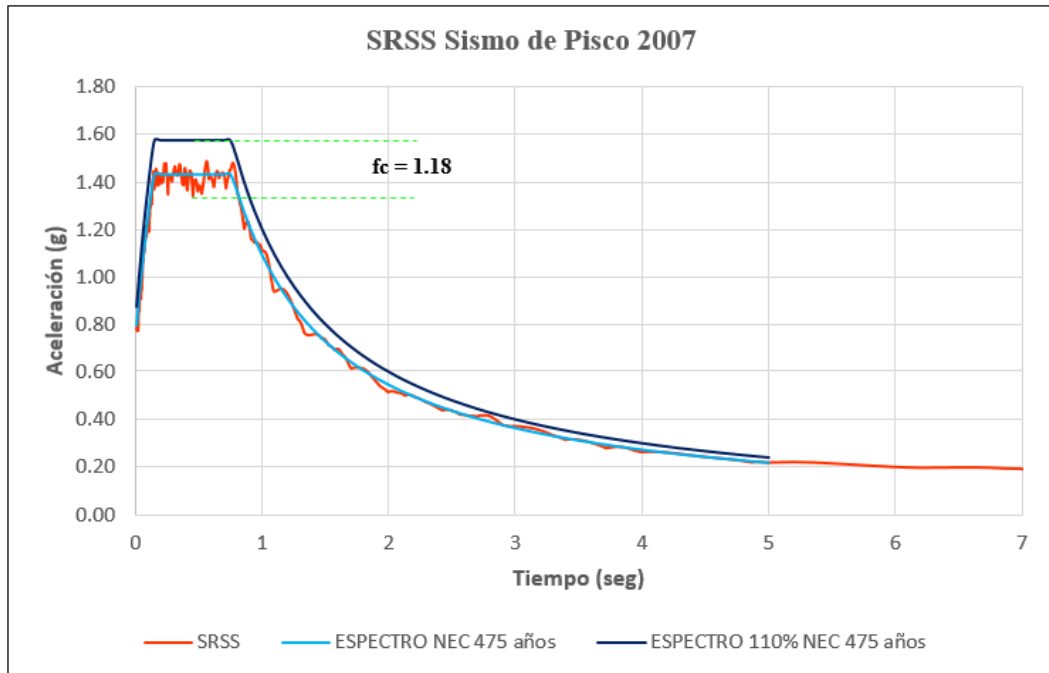
Fig. 90 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Lima en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

De igual manera, se procede a combinar las componentes N-S y E-O de los registros escalados pertenecientes al sismo de Pisco de 2007 mediante la metodología SRSS para verificar si requieren o no de calibración.

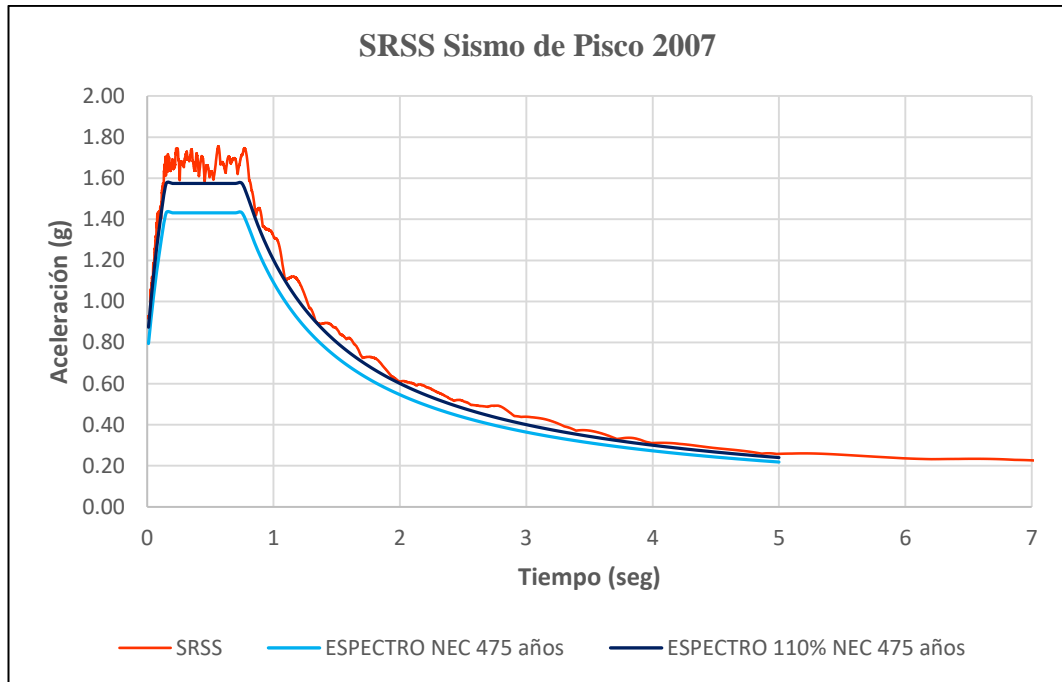
Fig. 91 Combinación SRSS para el sismo de Pisco en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis efectuado para las componentes del sismo de Pisco se requiere calibrar las intensidades con un factor de 1.18, resultado que se refleja en la figura 92.

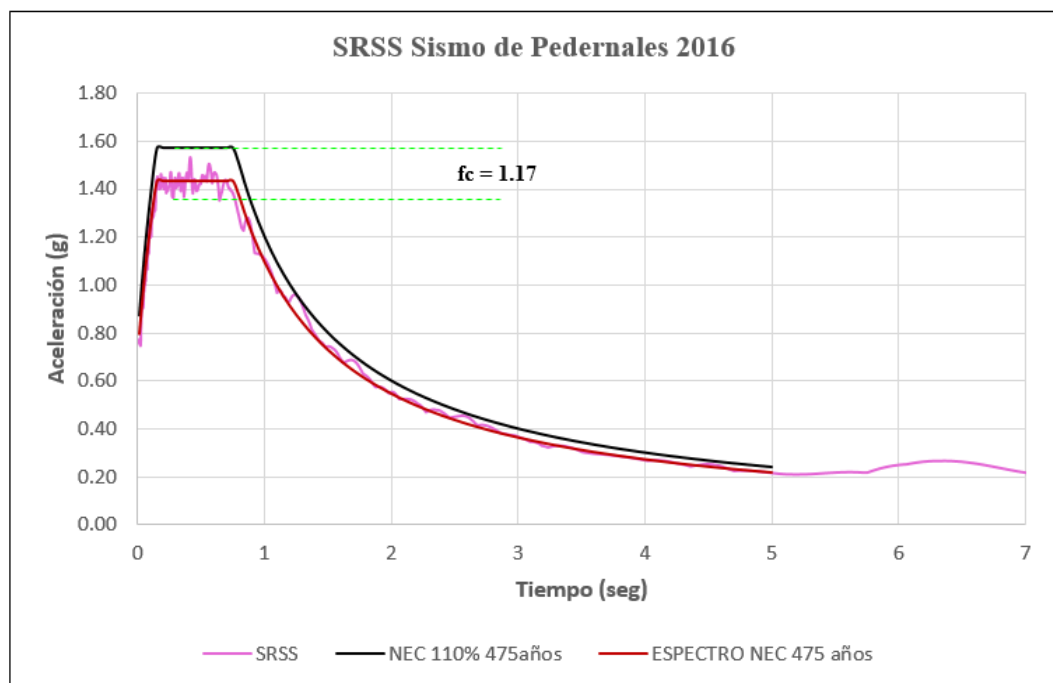
Fig. 92 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Pisco en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

Finalmente se verificará la situación de las componentes horizontales del sismo de Pedernales para definir si requiere o no de calibrar sus intensidades.

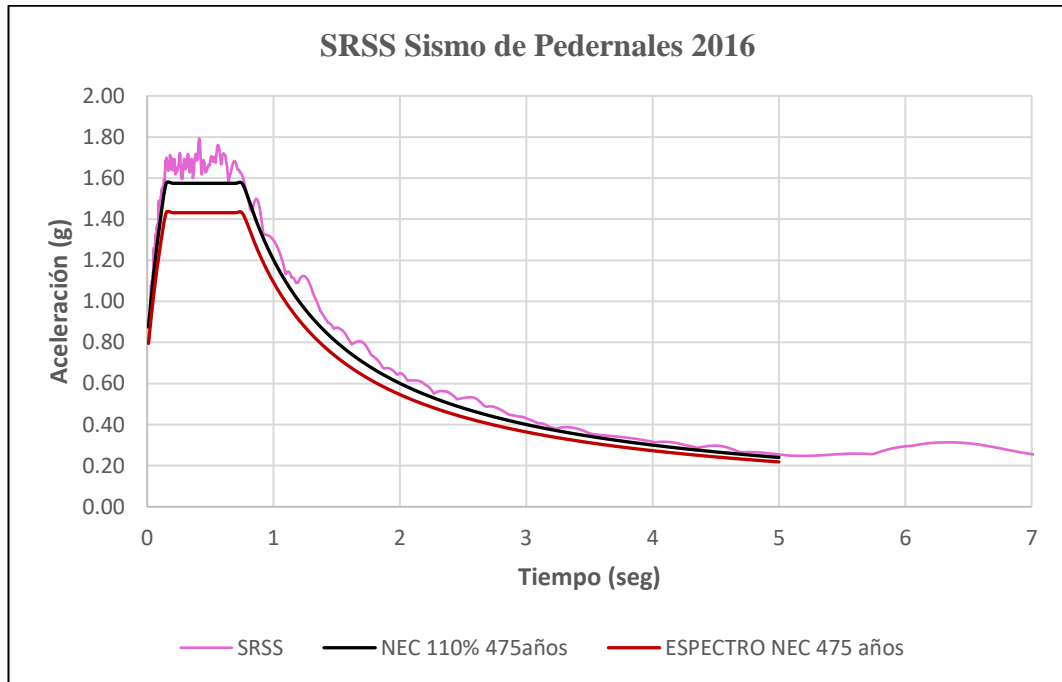
Fig. 93 Combinación SRSS para el sismo de Pedernales en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

Es así que para el sismo de Pedernales se ha definido un factor de calibración de 1.17 con el cual se logrará superar la meseta del espectro incrementado al 110% en el rango de interés.

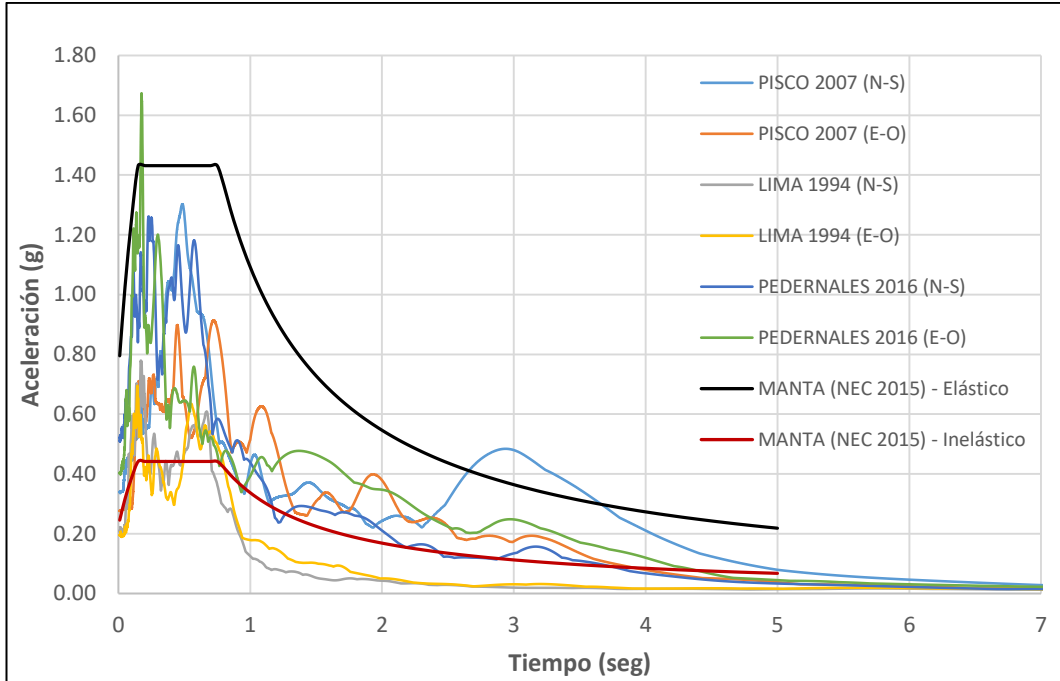
Fig. 94 Combinación SRSS calibrada para el sismo de Pedernales en la dirección N-S y E-O



Fuente: Elaboración propia

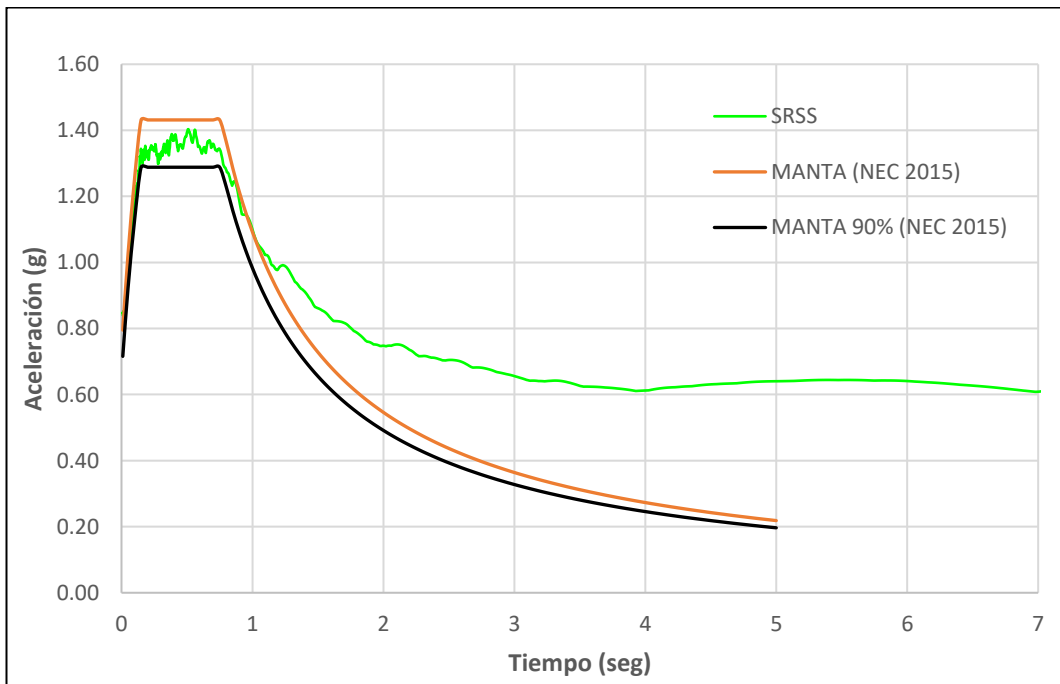
Por último, para poder cumplir con lo especificado en la norma ASCE 7-16 referente a la calibración de registros sísmicos a ser utilizados en un análisis tiempo – historia es necesario combinar todos los acelerogramas correspondientes a los registros sísmicos y compararlos con el 90% del espectro objetivo, como sigue:

Fig. 95 Espectros de respuesta de los registros sísmicos a utilizarse



Fuente: Elaboración propia

Fig. 96 Combinación SRSS de todos los registros sísmicos con espectro 475 años al 90%



Fuente: Elaboración propia

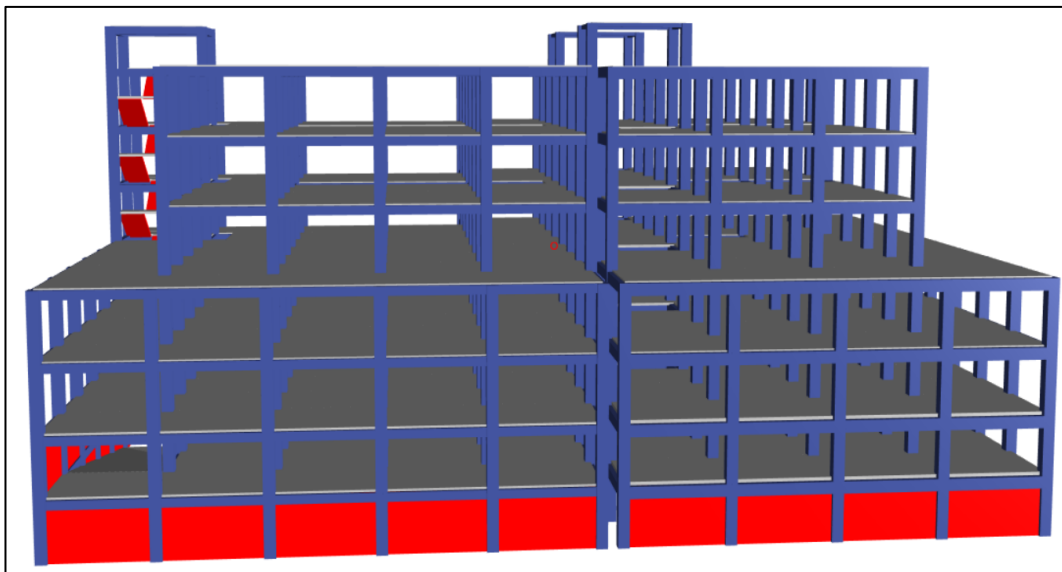
Es así que una vez calibrados los acelerogramas de cada registro y verificando que estos superan el 90% del espectro objetivo se puede mencionar que los acelerogramas están listos para utilizarse con la precaución de ingresar los correspondientes factores

## 4.2 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

### 4.2.1 Resultados de la estructura analizada con base fija

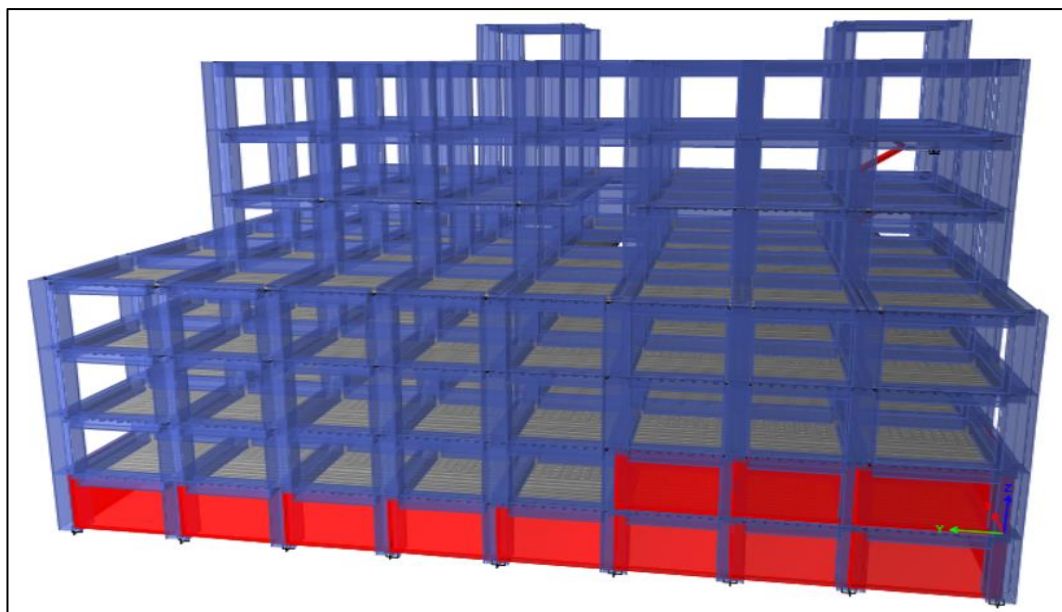
#### 4.2.1.1 Modelación ETABS

Fig. 97 Modelación bloques en conjunto



Fuente: ETABS

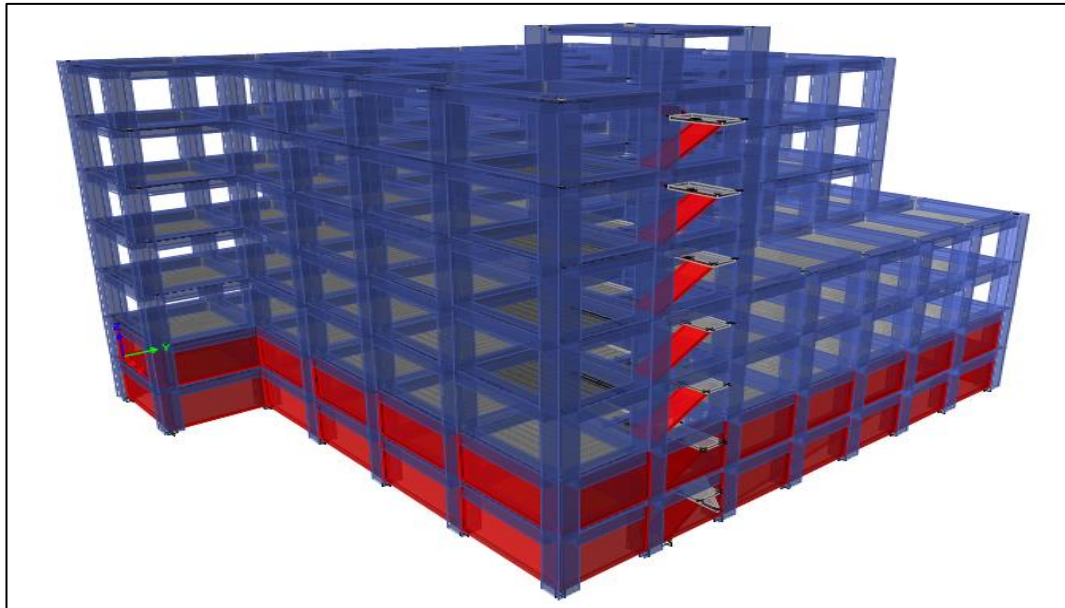
Fig. 98 Modelado Bloque A



Fuente: ETABS



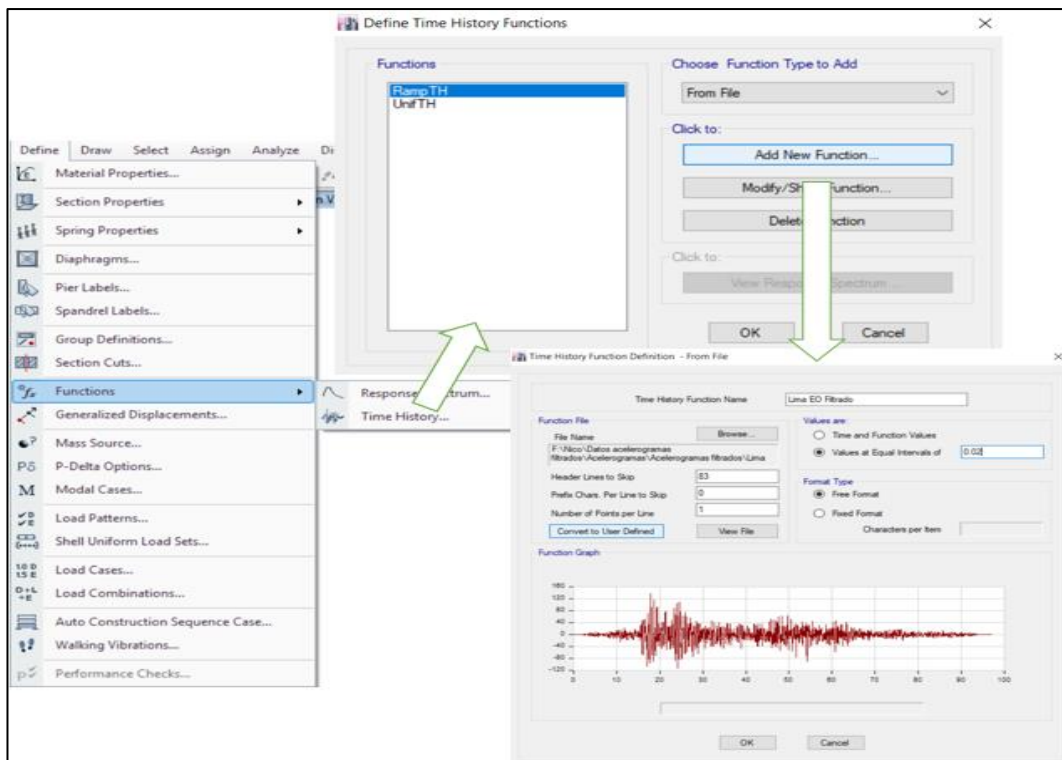
Fig. 99 Modelado Bloque B



Fuente: ETABS

- Ingreso de los registros sísmicos

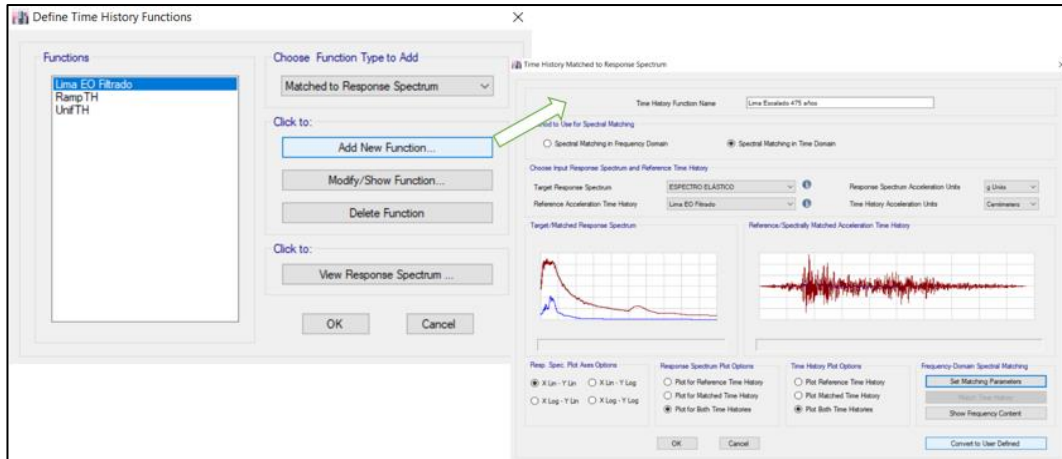
Fig. 100 Ingreso de registros sísmicos en ETABS



Fuente: ETABS

- Ajuste espectral de los registros en el software

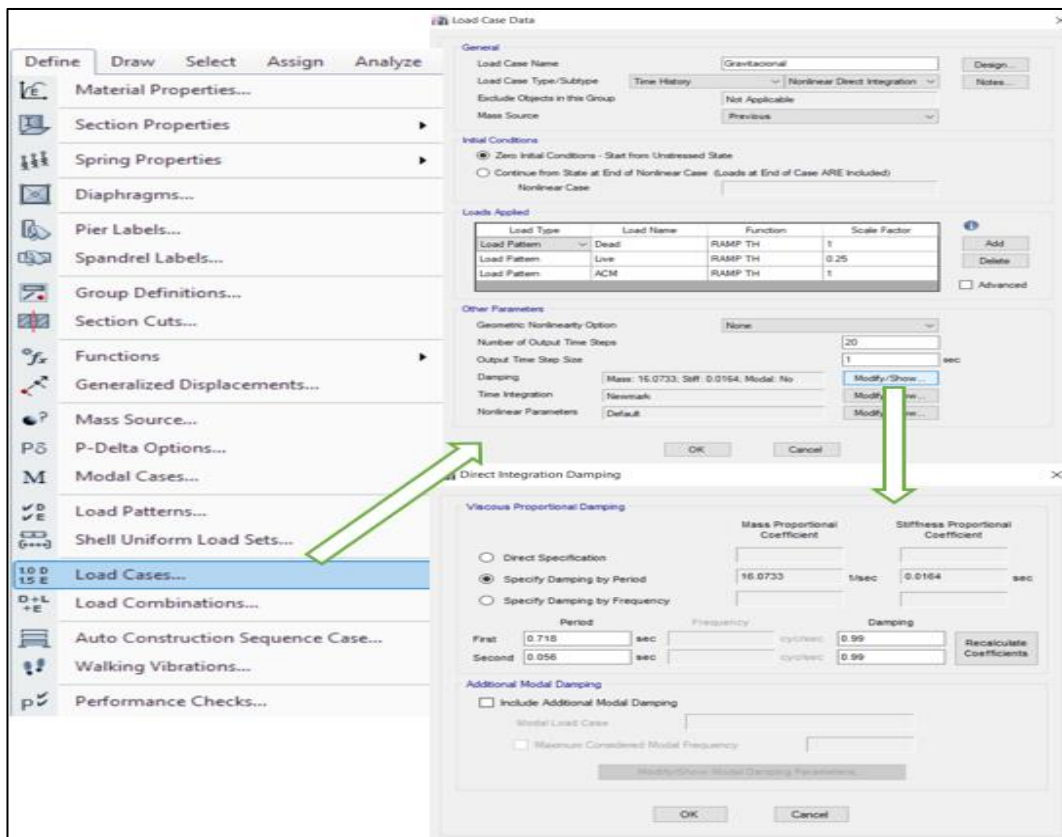
Fig. 101 Ajuste espectral de los registros en ETABS



Fuente: ETABS

- Asignación del caso de carga gravitacional

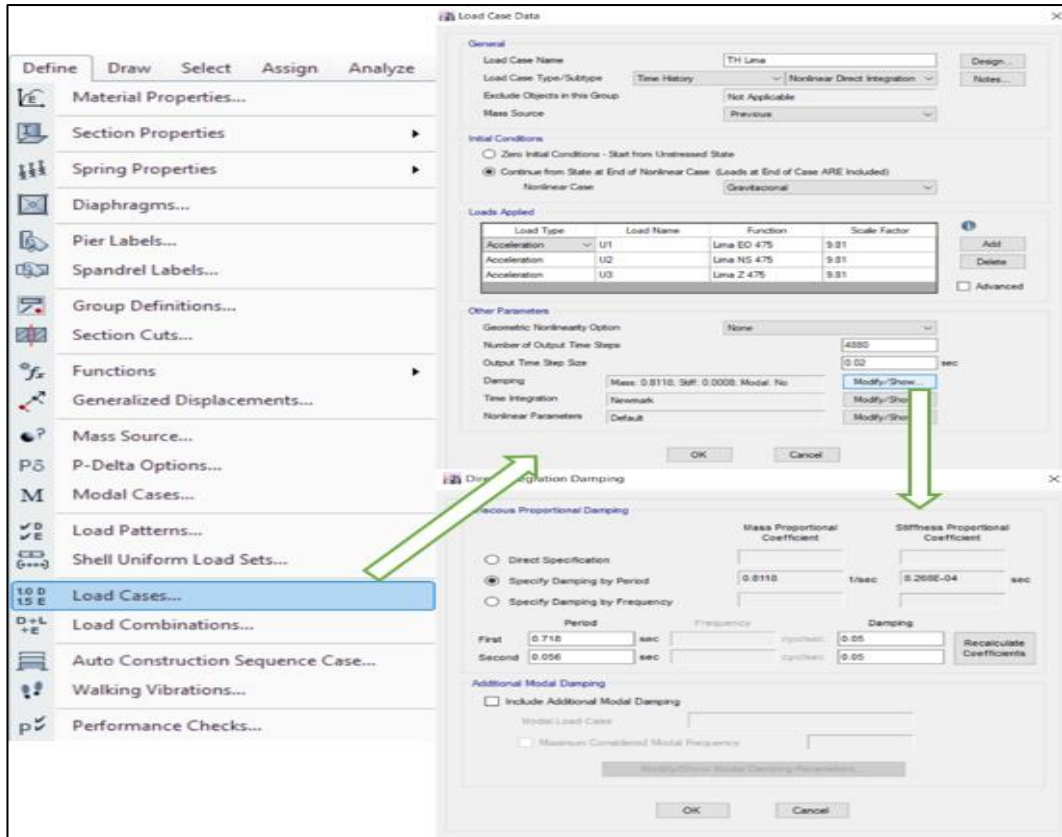
Fig. 102 Caso de carga gravitacional



Fuente: ETABS

- **Asignación del caso de carga Tiempo-Historia**

**Fig. 103** Caso de carga Tiempo-historia



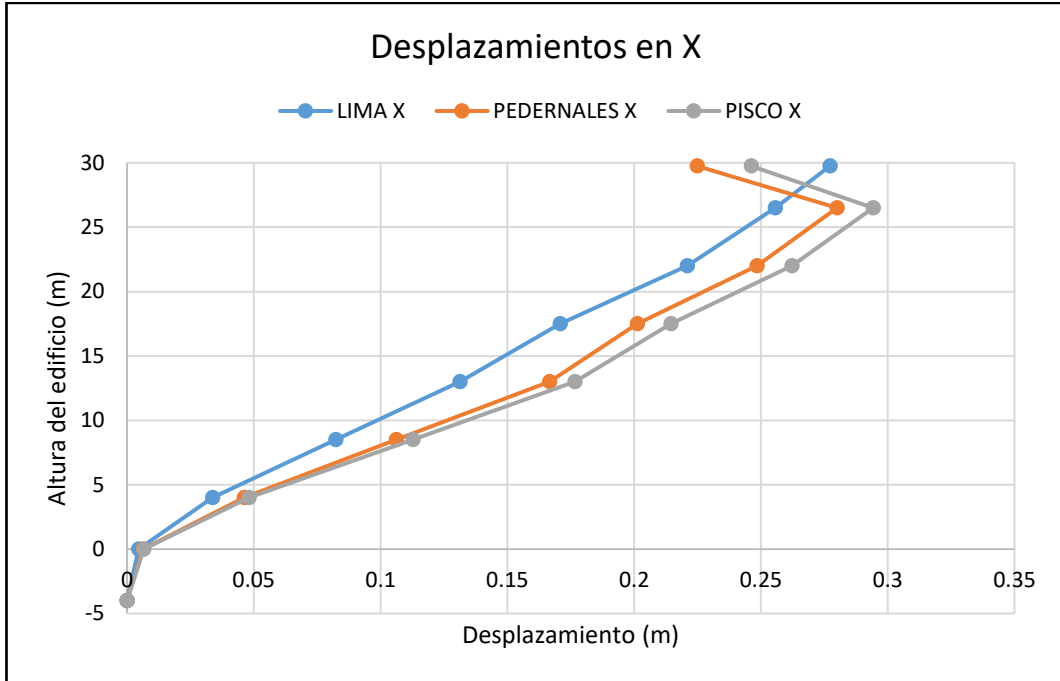
Fuente: ETABS

#### 4.2.1.2 Desplazamientos para casos de carga Tiempo – Historia

Los desplazamientos son un parámetro que se relaciona directamente con el nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales que podría sufrir una edificación durante un sismo, por lo cual es muy importante evaluarlos de acuerdo a registros sísmicos que simulen adecuadamente el movimiento horizontal de la estructura en sus principales direcciones orto poligonales.

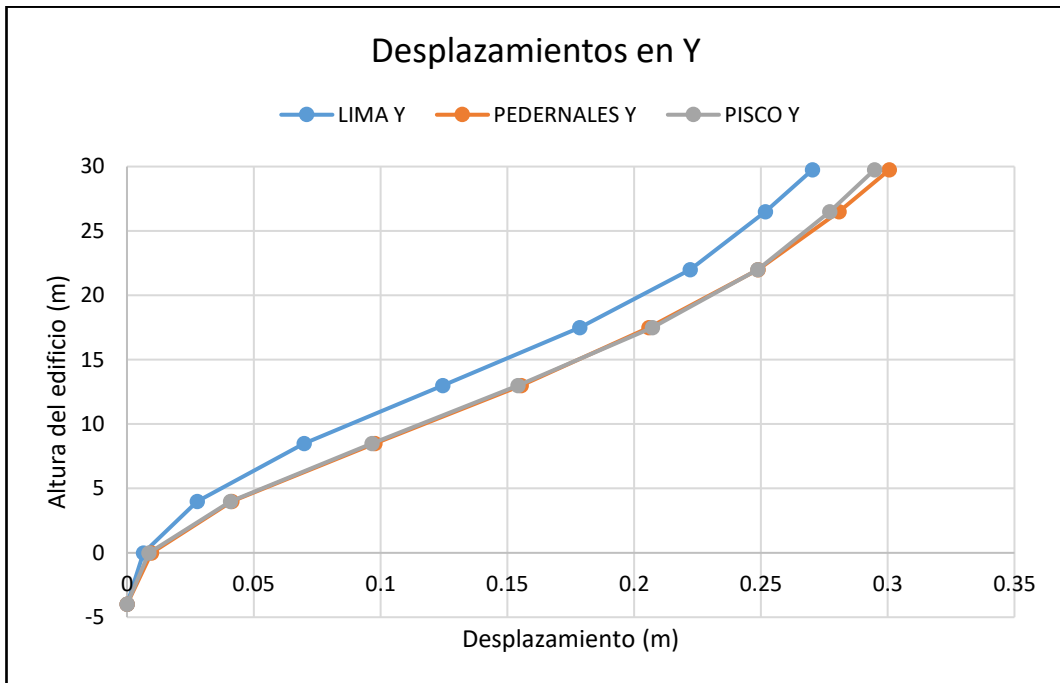
Al utilizarse únicamente 3 pares de registros sísmicos de acuerdo a la normativa vigente en el Ecuador, se deberá asumir los mayores resultados obtenidos en los análisis Tiempo – Historia, los cuales representaran la respuesta estructural en el tiempo.

Fig. 104 Desplazamientos en X bloque A diseño base fija



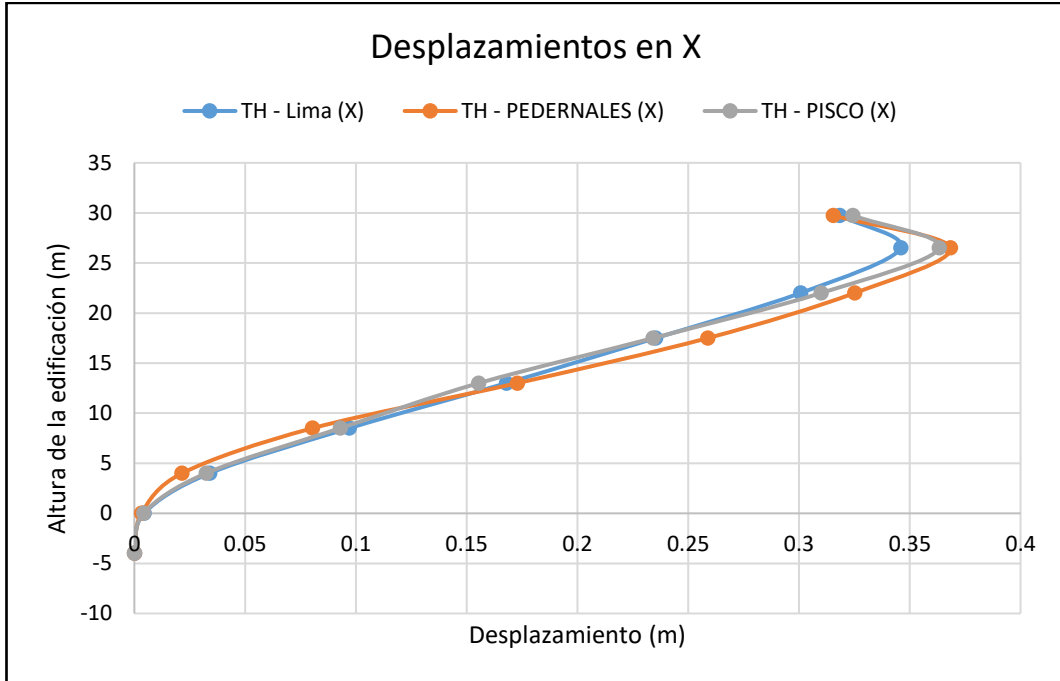
Fuente: Elaboración propia

Fig. 105 Desplazamientos en Y bloque A diseño base fija



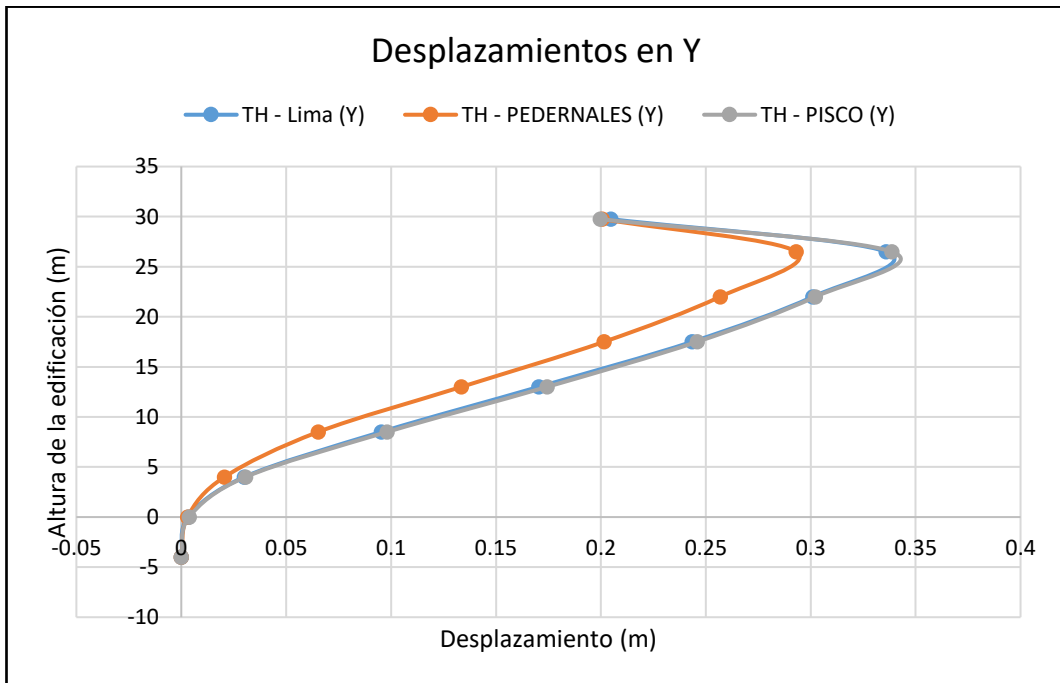
Fuente: Elaboración propia

Fig. 106 Desplazamientos en X bloque B diseño base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 107 Desplazamientos en Y bloque B diseño base fija



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de desplazamientos laterales en la estructura producidos por los registros sísmicos utilizados se ha obtenido un desplazamiento máximo para el bloque

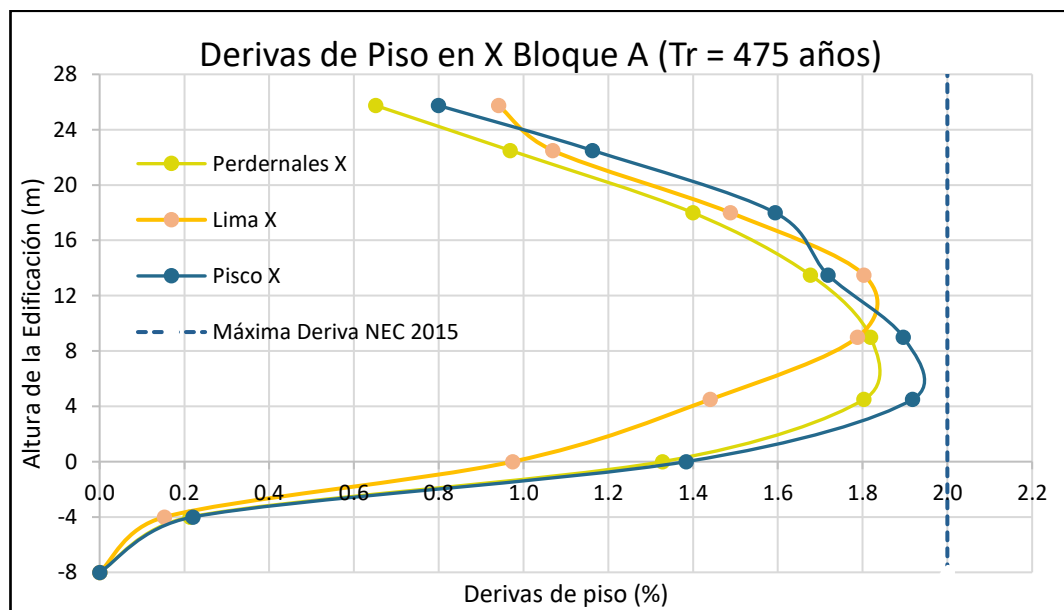
A de 0.29 m debido al registro de Pisco en el eje X, mientras que para el eje Y se produce un desplazamiento máximo de 0.30 m para el acelerograma de Pedernales; para el bloque B de 0.37 m debido al registro de Pedernales en el eje X, mientras que para el eje Y se produce un desplazamiento máximo de 0.34 m para el acelerograma de Pisco.

#### 4.2.1.3 Derivas de piso para análisis Tiempo – Historia

Otra forma de verificar el adecuado comportamiento estructural ante acciones dinámicas es mediante la evaluación de las derivas de piso, pues estas también forman parte de los parámetros a tomarse en cuenta para el dimensionamiento final de los elementos principales resistentes a carga lateral.

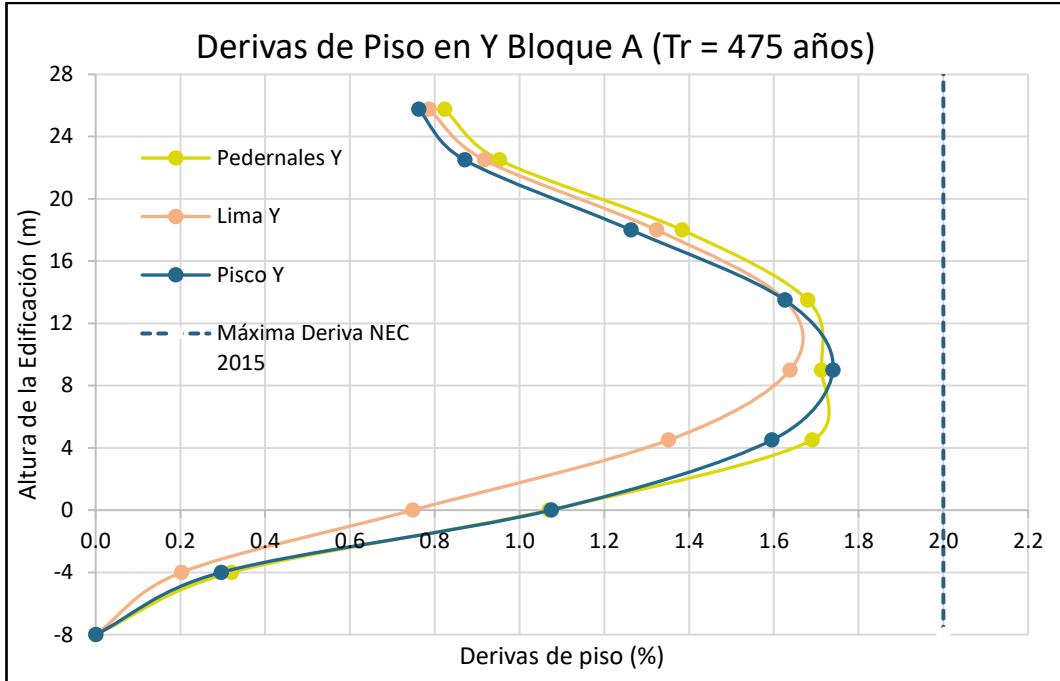
En cada uno de los bloques del modelo analizado se procede a obtener valores correspondientes a las derivas de piso generadas por casos de carga Tiempo – Historia, tomándose el máximo de los valores obtenidos en cada dirección para compararlos con los requerimientos establecidos en la NEC – 15.

Fig. 108 Derivas de piso en X Bloque A Diseño base fija



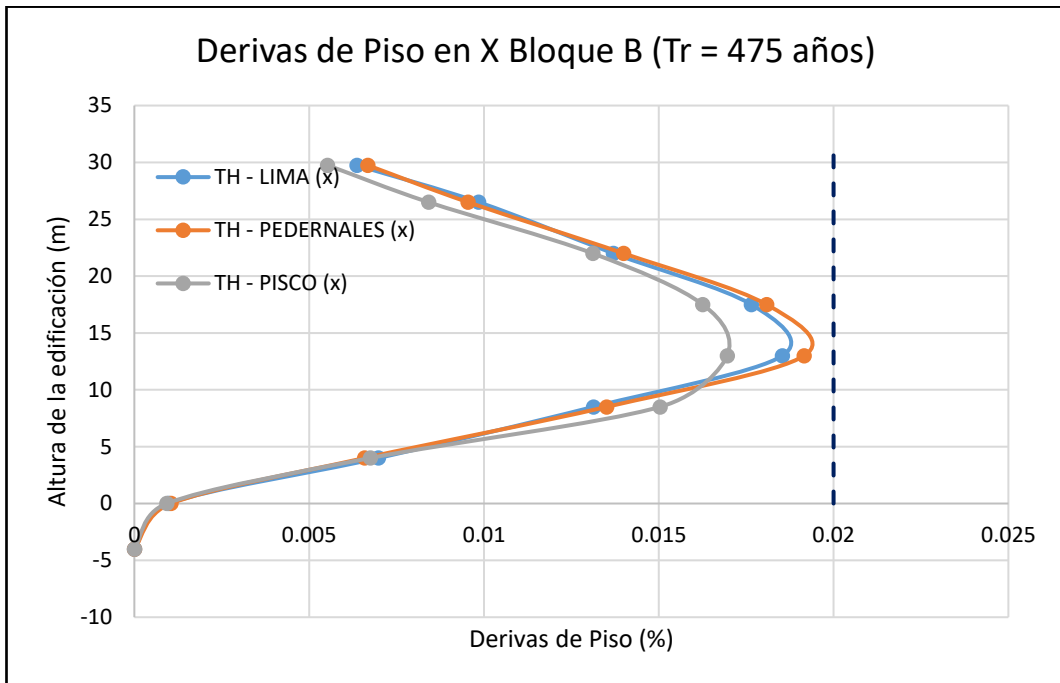
Fuente: Elaboración propia

Fig. 109 Derivas de piso en Y Bloque A Tr=475 años base fija



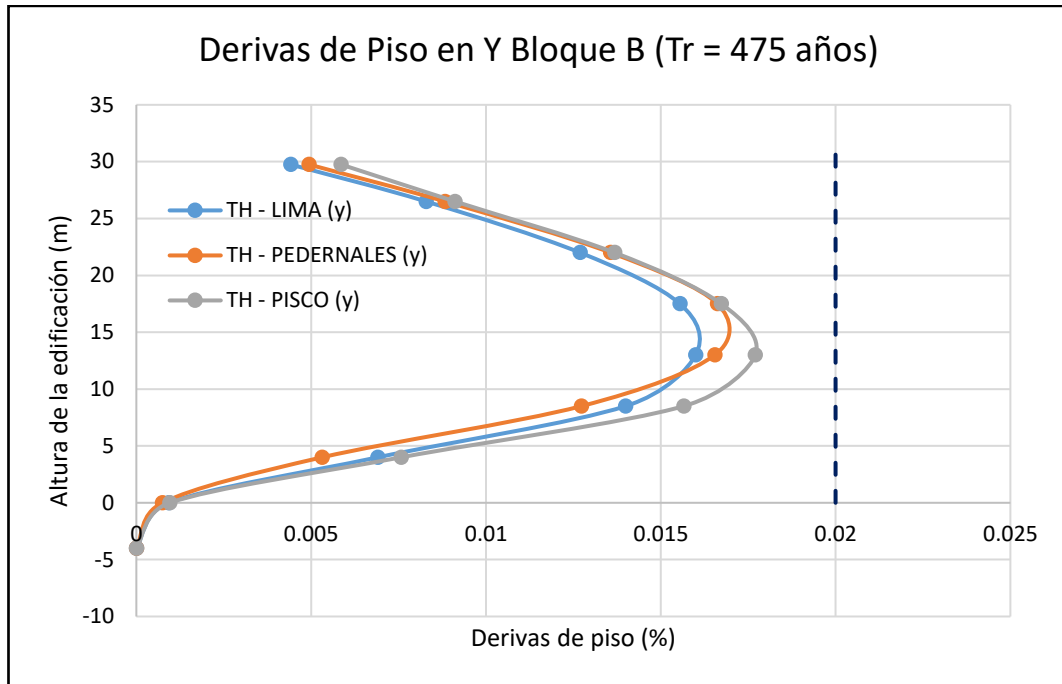
Fuente: Elaboración propia

Fig. 110 Derivas de piso en X Bloque B diseño base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 111 Derivas de piso en Y Bloque B diseño base fija



Fuente: Elaboración propia

Las derivas de piso máximas obtenidas mediante un análisis tiempo – historia en la estructura con base fija para el bloque A son de 1.92% para el eje X mediante el registro de Pisco, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pisco con un valor de 1.74% para el bloque B son de 1.85% para el eje X mediante el registro de Pedernales, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pisco con un valor de 1.72%. En todos casos las derivas son menores al 2% que se establece como valor límite de acuerdo a la Normativa Ecuatoriana.

#### 4.2.1.4 Respuesta en el tiempo para los desplazamientos de la estructura

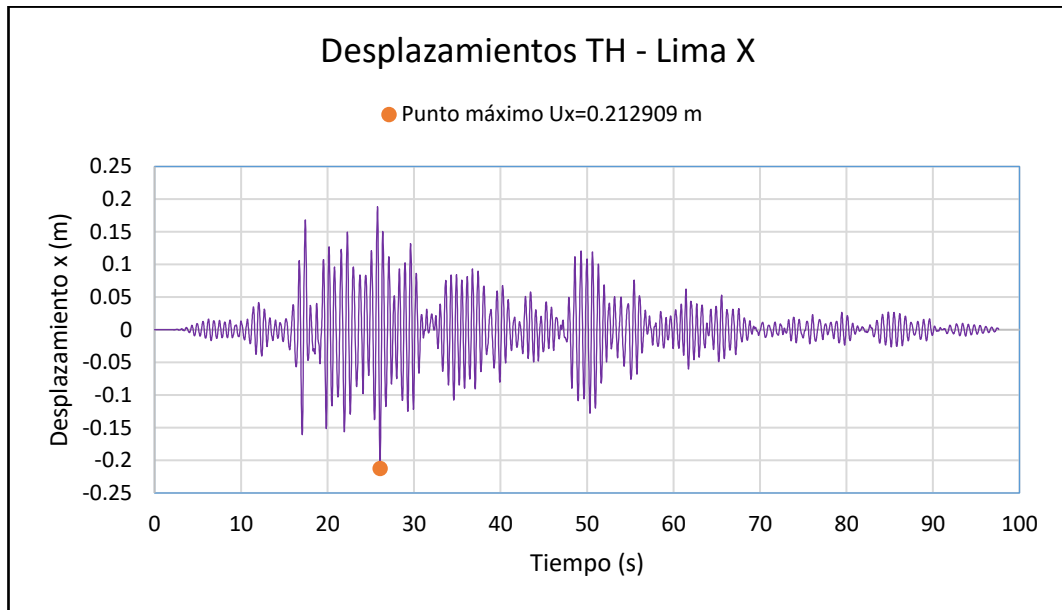
El análisis de desplazamientos mediante casos de carga dinámicos no lineales hace posible definir el comportamiento específico de la estructura en un lapso de tiempo en particular.

Anteriormente se llevó a cabo el análisis de los desplazamientos globales de la estructura para cada uno de los registros sísmicos, conociéndose en primera instancia que los pisos superiores son los que más se desplazan. Pero al definirse un punto específico en estos niveles correspondiente al centro de masas de los mismos se puede



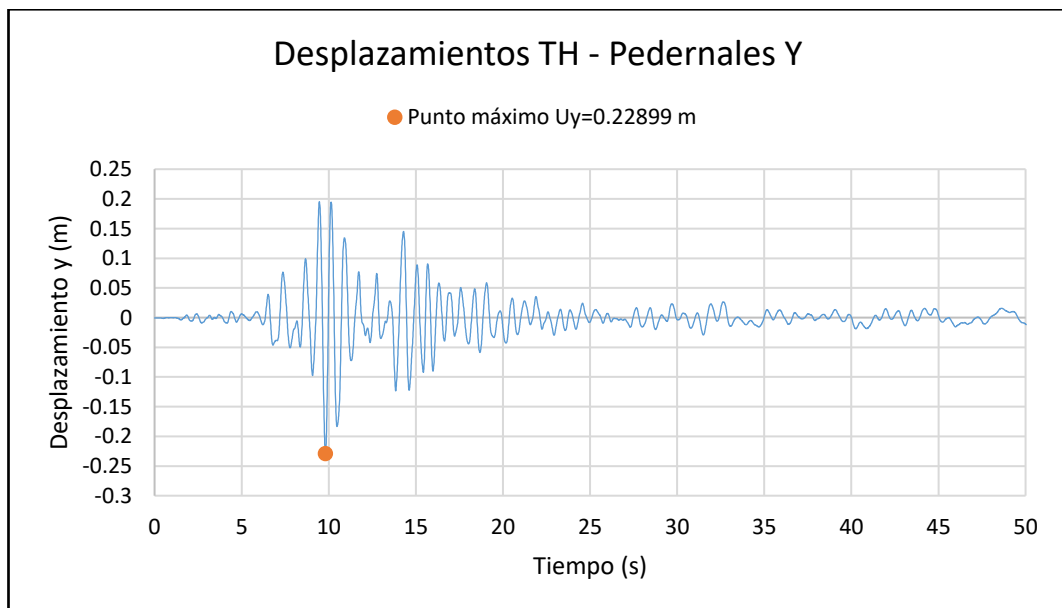
correlacionar aquellos desplazamientos máximos con una duración específica para cada paso de tiempo, siendo posible caracterizar un punto de desempeño en el tramo inelástico de la curva de capacidad de la estructura semejante al procedimiento estipulado para un análisis estático no lineal.

**Fig. 112** Desplazamientos máximos en X Bloque A diseño



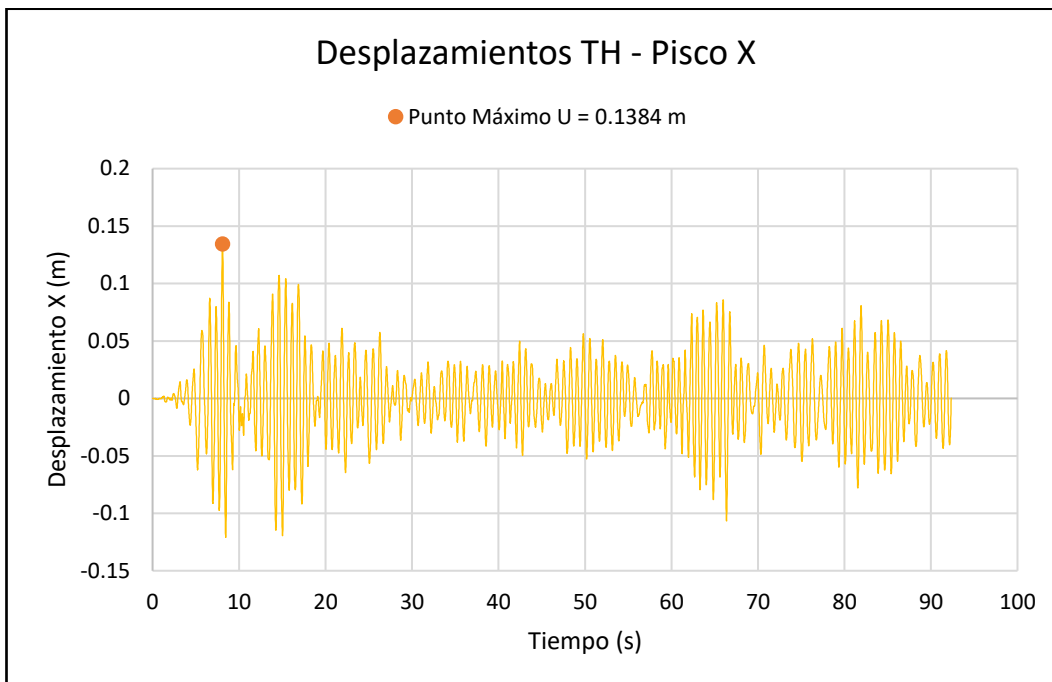
Fuente: Elaboración propia

**Fig. 113** Desplazamientos máximos en Y Bloque A diseño



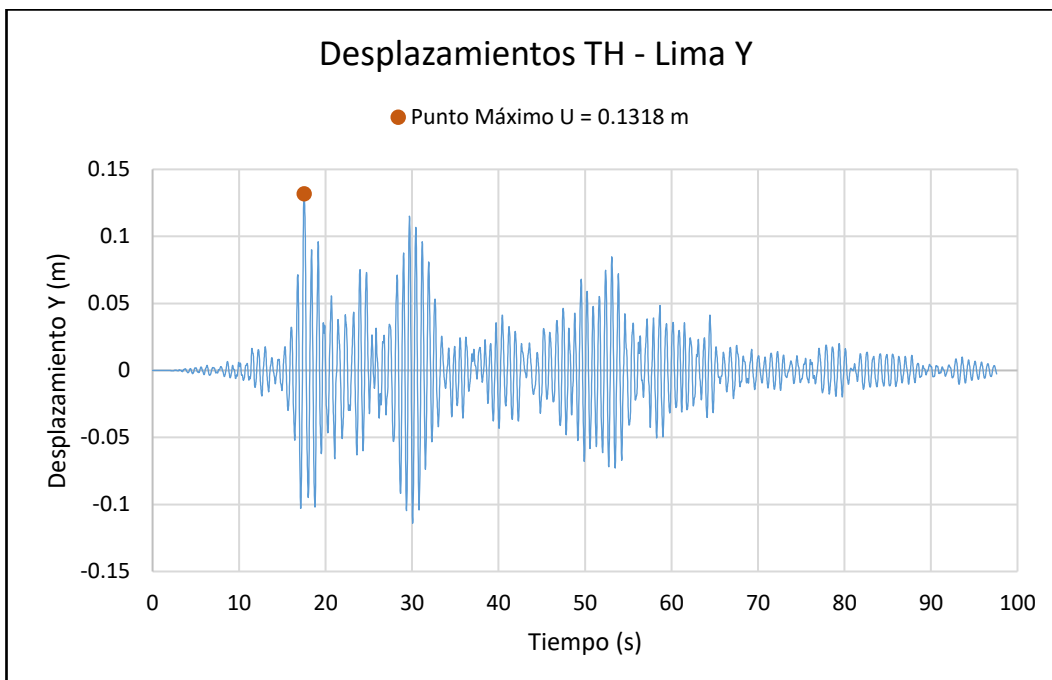
Fuente: Elaboración propia

Fig. 114 Desplazamientos máximos en X Bloque B diseño



Fuente: Elaboración propia

Fig. 115 Desplazamientos máximos en Y Bloque B diseño



Fuente: Elaboración propia

Mediante un análisis dinámico no lineal Tiempo – Historia se pudo obtener la respuesta en el tiempo de la estructura en el centro de masas del piso que sufre mayor desplazamiento lateral, siendo este el que se ubica en el nivel + 13.50, por lo cual se registran desplazamientos máximos para el bloque A de 0.2129 m para el registro de Lima en el eje X y de 0.2290 m para el registro de Pedernales en el eje Y; para el bloque B de 0.1384 m para el registro de Pisco en el eje X y de 0.1318 m para el registro de Lima en el eje Y.

#### **4.2.1.5 Verificación del desempeño estructural mediante tiempo - historia no lineal**

➤ **Desempeño sísmico para el sismo de diseño ( $T_r = 475$  años)**

- **Balance y disipación de energía**

Al efectuarse el desempeño sísmico mediante métodos dinámicos no lineales es posible obtener valores aproximados a la realidad correspondientes a la magnitud de los diferentes tipos de energía que se desarrollan en la estructura cuando la energía sísmica ingresa al sistema. Entre los principales componentes energéticos en una estructura se puede mencionar a la energía cinética, potencial, amortiguamiento global, amortiguamiento viscoso no lineal y finalmente el amortiguamiento histerético no lineal.

La energía cinética es producida por la fuerza de inercia de la masa que a su vez está asociada con la velocidad de la misma, que a través de los movimientos verticales inducidos en la estructura esta se convierte en energía potencial.

Sin embargo, cuando existen movimientos sísmicos muy fuertes la energía disipada se define principalmente por las deformaciones inelásticas (energía histerética) y por el amortiguamiento viscoso del sistema. La energía de histéresis disipada es el parámetro de respuesta estructural asociado con el daño acumulado en la estructura. [59]

Al conocer los distintos valores correspondientes a la energía disipada en la estructura se puede determinar si estos cumplen con la siguiente relación:

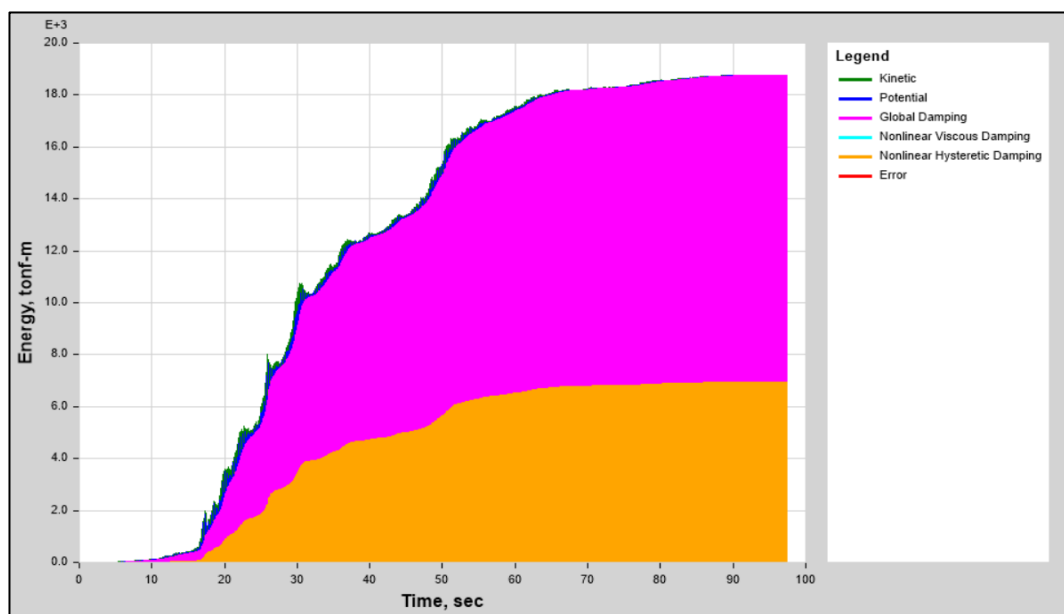
$$Demanda\ sísmica\ de\ energía \leq Suministro\ sísmico\ de\ energía$$

Estableciéndose que la energía que el sismo introduce en la estructura no puede ser mayor que la energía que la estructura es capaz de disipar mediante mecanismos propios de sus componentes o a través de la inclusión de dispositivos viscosos o histeréticos.

Estos parámetros permiten al diseñador determinar si es técnica y económicamente posible equilibrar la energía de entrada solo con comportamiento elástico de la estructura o que tan conveniente es permitir que los elementos ingresen en rangos de inelasticidad para disipar energía a través de un comportamiento histerético de los mismos. [59]

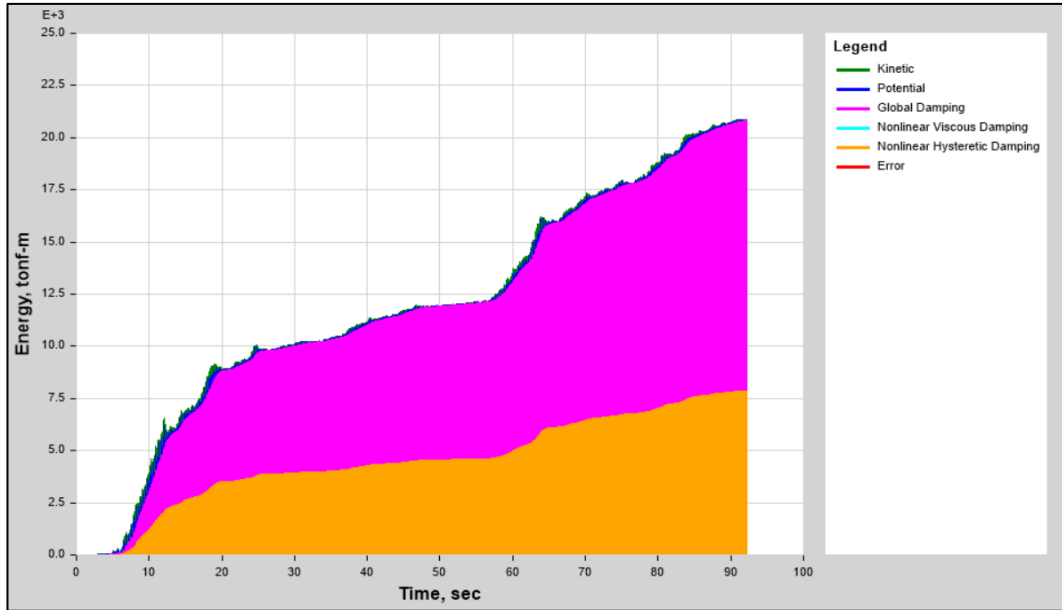
A continuación, se muestran las gráficas de energía generadas para cada registro sísmico en el modelo de base empotrada.

**Fig. 116 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A Desempeño  $T_r=475$  años**



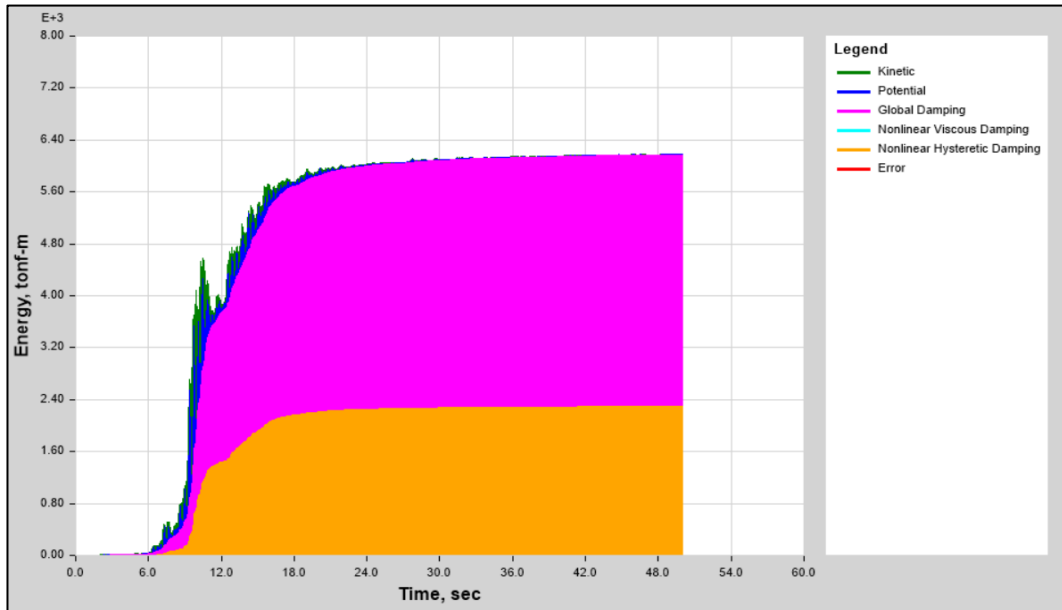
Fuente: ETABS

Fig. 117 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A Desempeño Tr=475 años



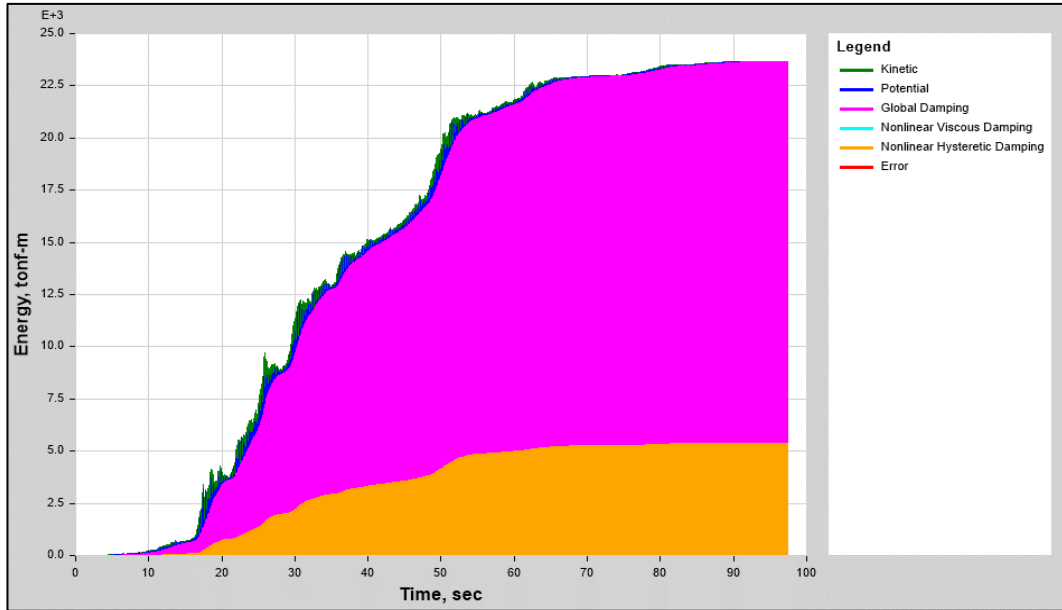
Fuente: ETABS

Fig. 118 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A Desempeño Tr=475 años



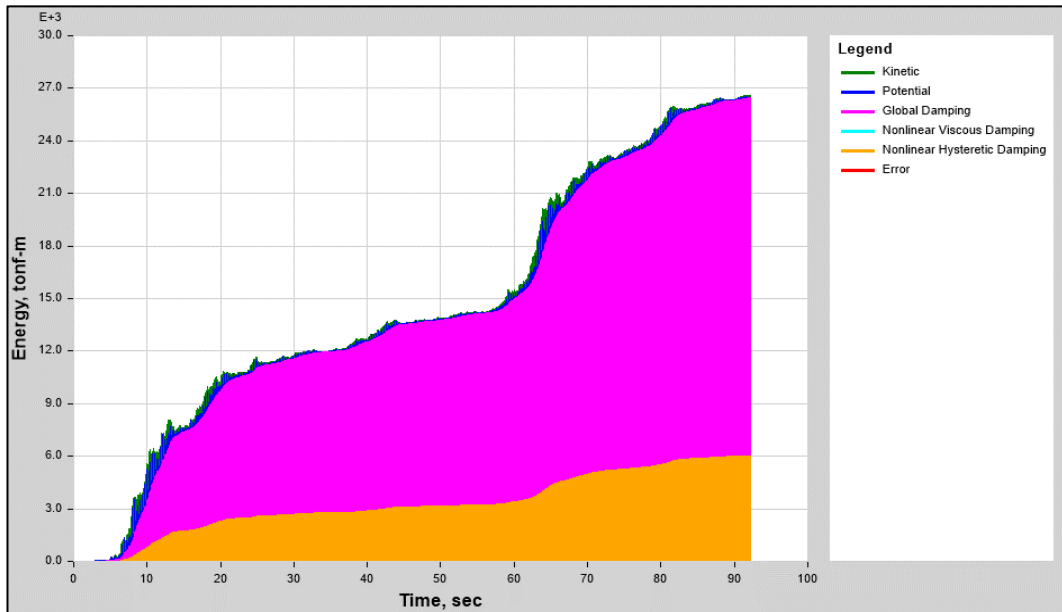
Fuente: ETABS

Fig. 119 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B Desempeño Tr=475 años



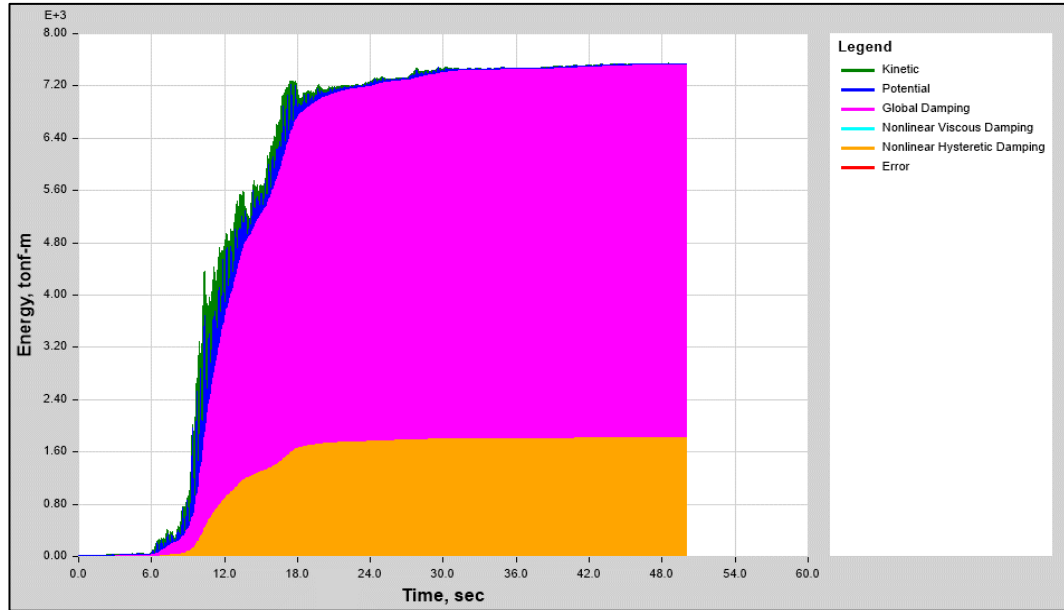
Fuente: ETABS

Fig. 120 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B Desempeño Tr=475 años



Fuente: ETABS

Fig. 121 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B Desempeño Tr=475 años



Fuente: ETABS

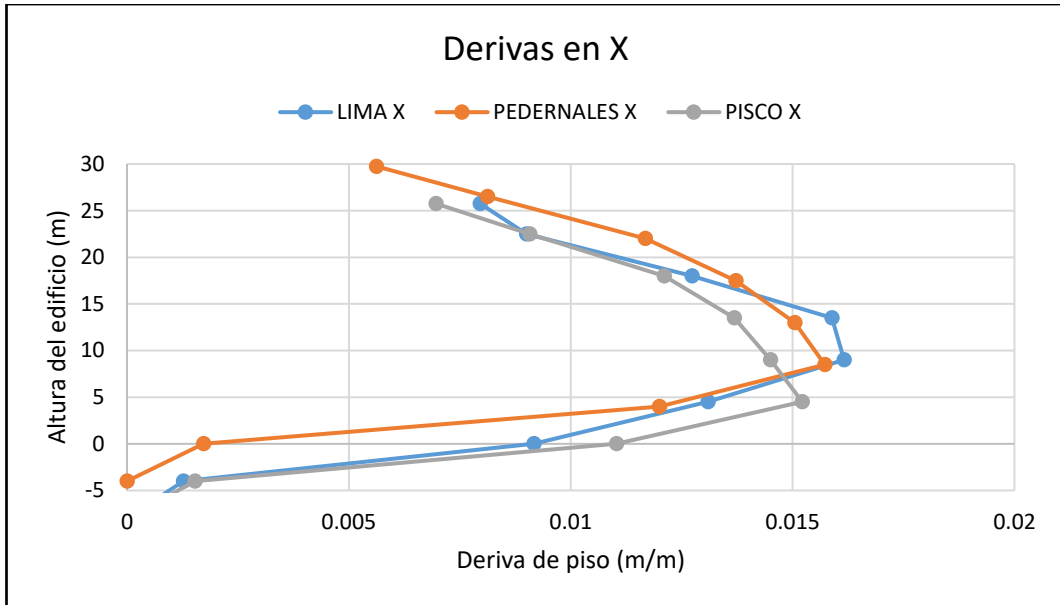
Para el Bloque A la energía disipada mediante comportamiento histerético propio de la estructura para el sismo de diseño es de 6944.17 Tonf-m para el registro de Lima, 2293.13 Tonf-m para el sismo de Pedernales y de 7864.78 Tonf-m para el registro de Pisco.

Para el Bloque B la energía disipada mediante comportamiento histerético propio de la estructura para el sismo de diseño es de 5392.22 Tonf-m para el registro de Lima, 1815.23 Tonf-m para el sismo de Pedernales y de 6016.75 Tonf-m para el registro de Pisco.

Por su parte el amortiguamiento viscoso no lineal contribuye a la disipación de energía en igual magnitud que las que se registran para la parte histerética en los dos bloques.

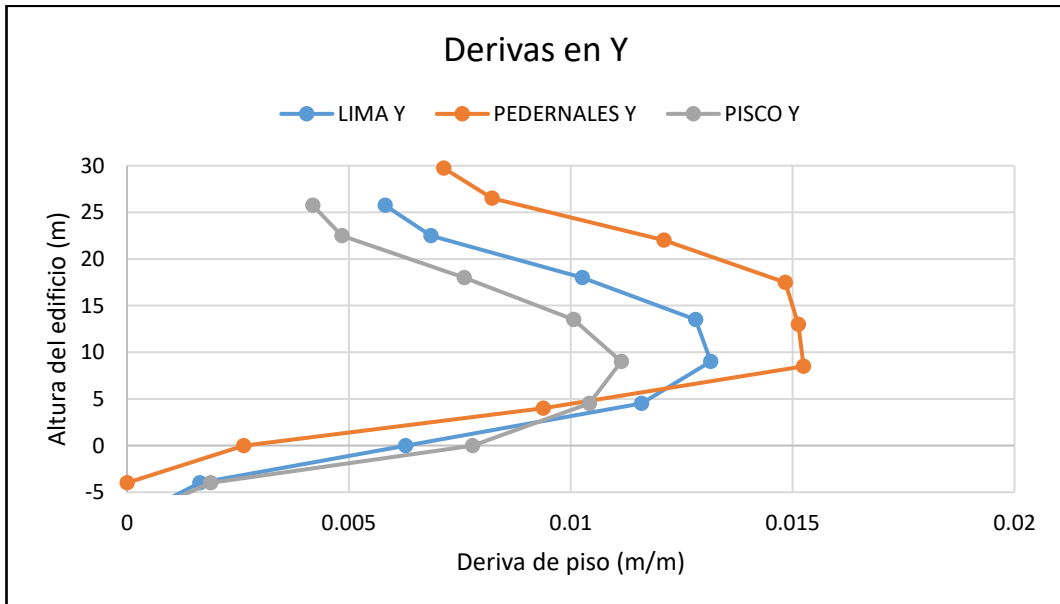
- Derivas de piso para ( $Tr = 475$  años)

Fig. 122 Derivas de piso en X Bloque A Desempeño  $Tr=475$  años base fija



Fuente: Elaboración propia

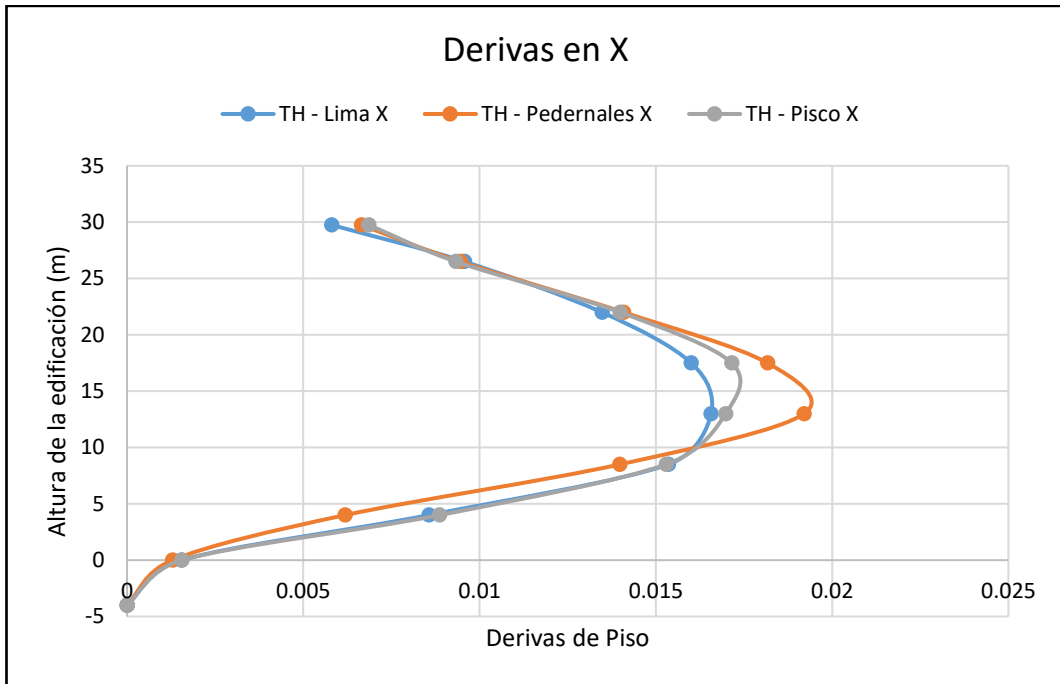
Fig. 123 Derivas de piso en Y Bloque A Desempeño  $Tr=475$  años base fija



Fuente: Elaboración propia

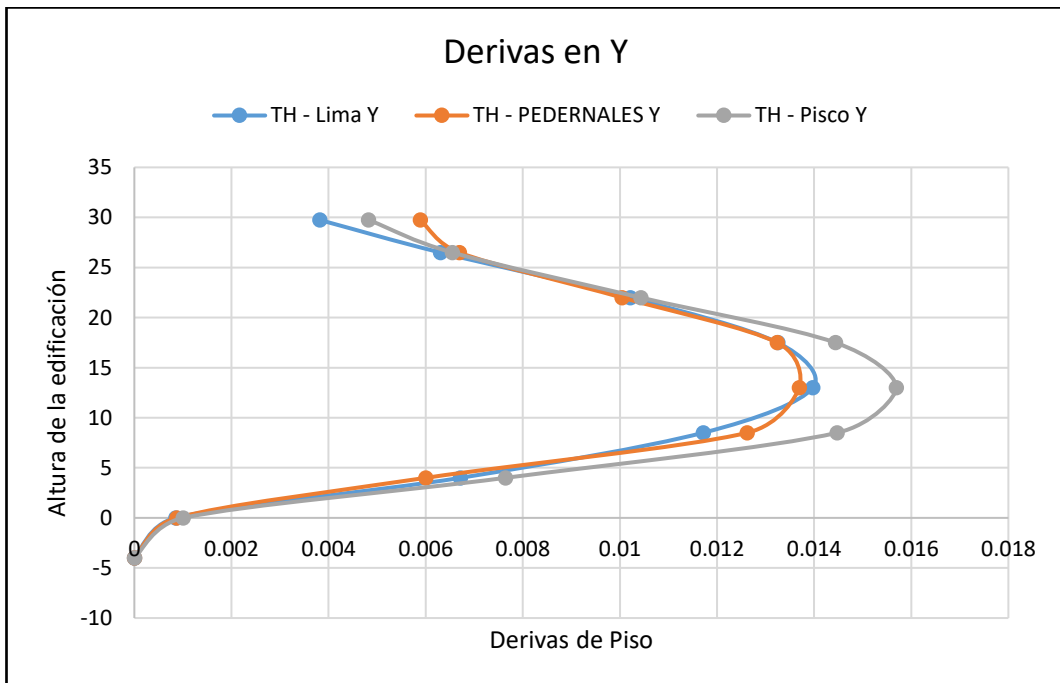


Fig. 124 Derivas de piso en X Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 125 Derivas de piso en Y Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija



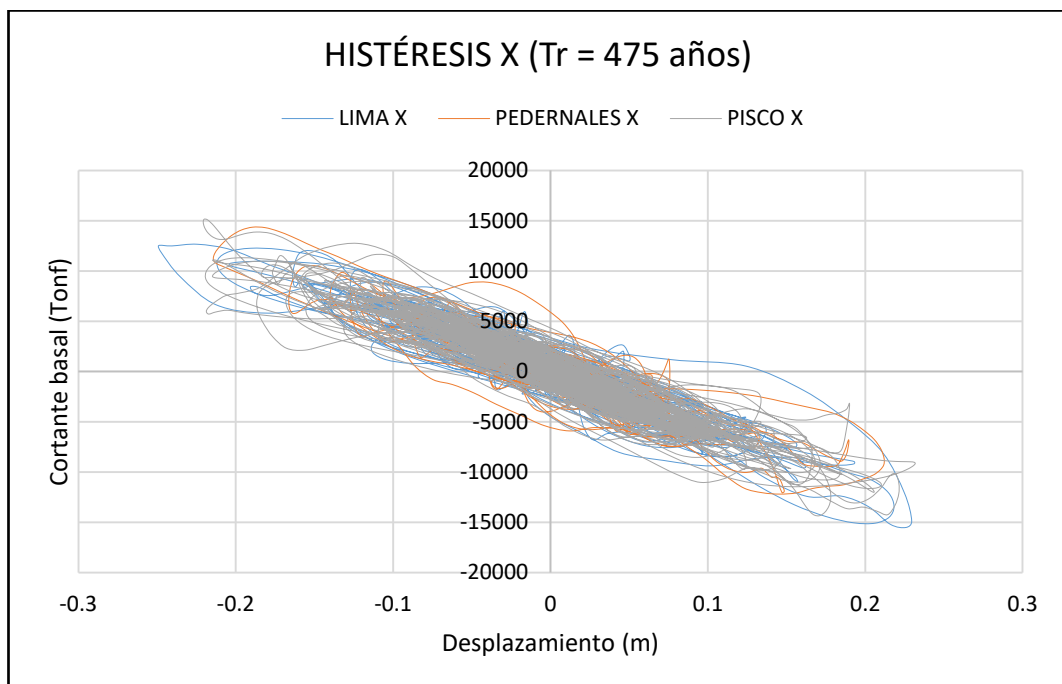
Fuente: Elaboración propia

Al efectuar el desempeño sísmico de la estructura con base fija se obtiene una deriva máxima del bloque A de 1.62% en el sentido X para el registro de Lima y de 1.52% en el eje Y para el registro de Pedernales; para el bloque B de 1.92% en el sentido X para el registro de Pedernales y de 1.57% en el eje Y para el registro de Pisco.

- **Comportamiento Histerético ( $T_r = 475$  años)**

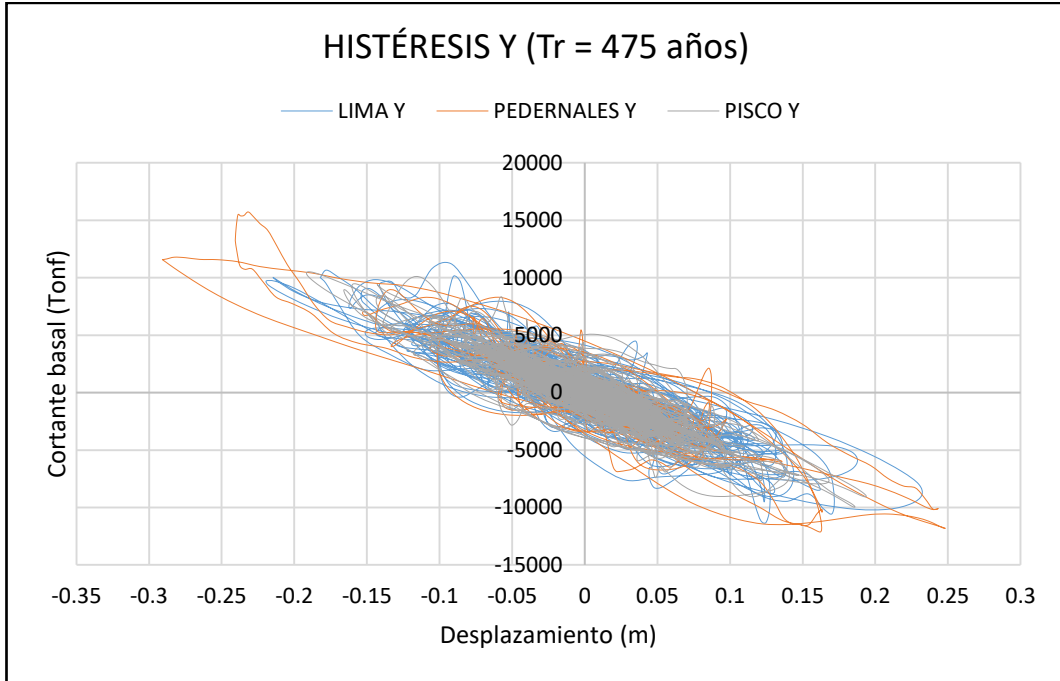
Los lazos de histéresis para cada par de registros sísmicos relacionan un valor de deformación en el eje de las abscisas con un valor de cortante basal en las ordenadas. Mediante estos ciclos histeréticos se podría dar lugar a la interpretación de un punto de desempeño que consiste en el punto correspondiente al mayor desplazamiento positivo o negativo que experimente la estructura con su respectivo cortante basal.

Fig. 126 Histéresis en X Bloque A Desempeño  $T_r=475$  años base fija



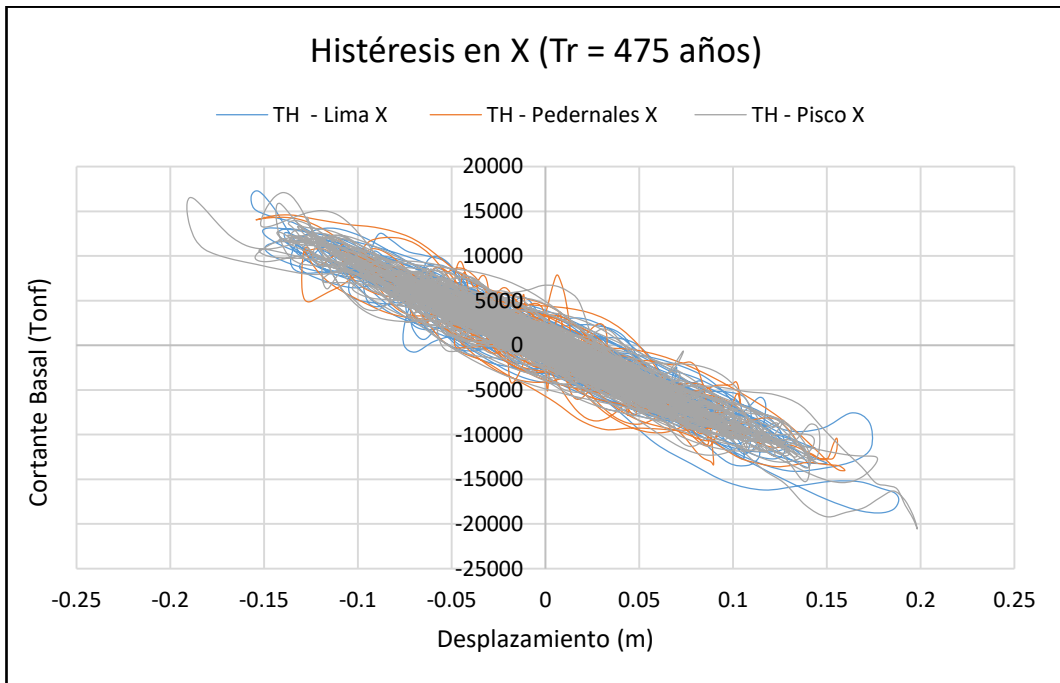
Fuente: Elaboración propia

Fig. 127 Histéresis en Y Bloque A Desempeño Tr=475 años base fija



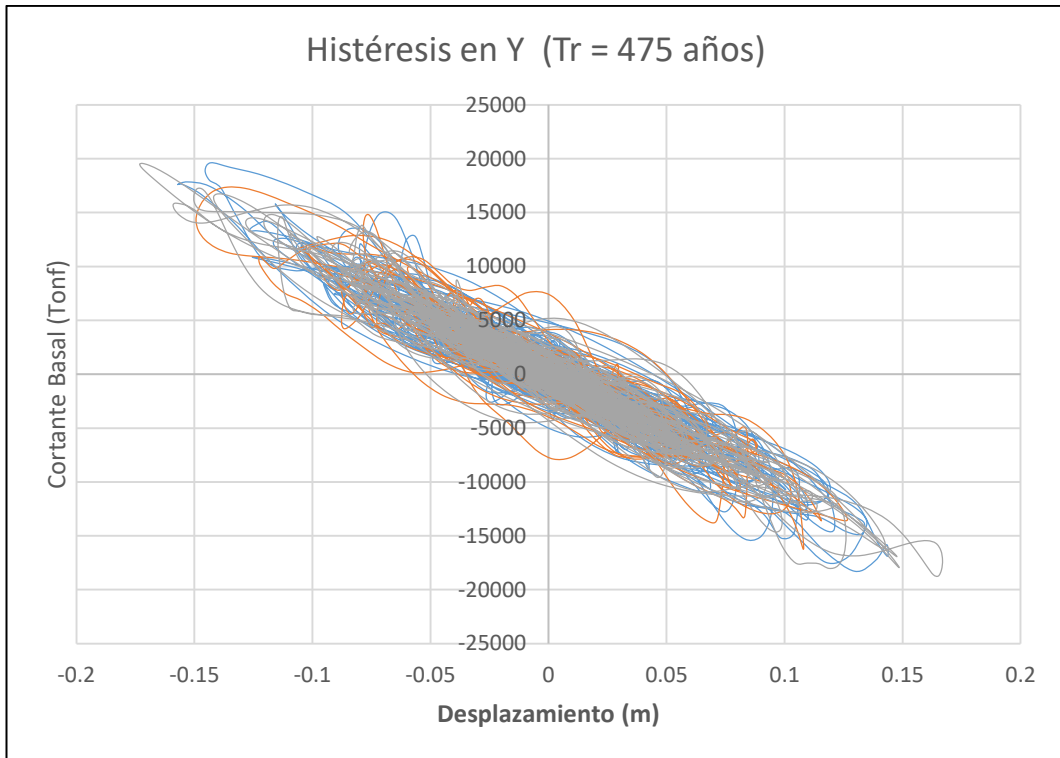
Fuente: Elaboración propia

Fig. 128 Histéresis en X Bloque B Desempeño Tr=475 años base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 129 Histéresis en Y Bloque B Desempeño  $T_r=475$  años base fija

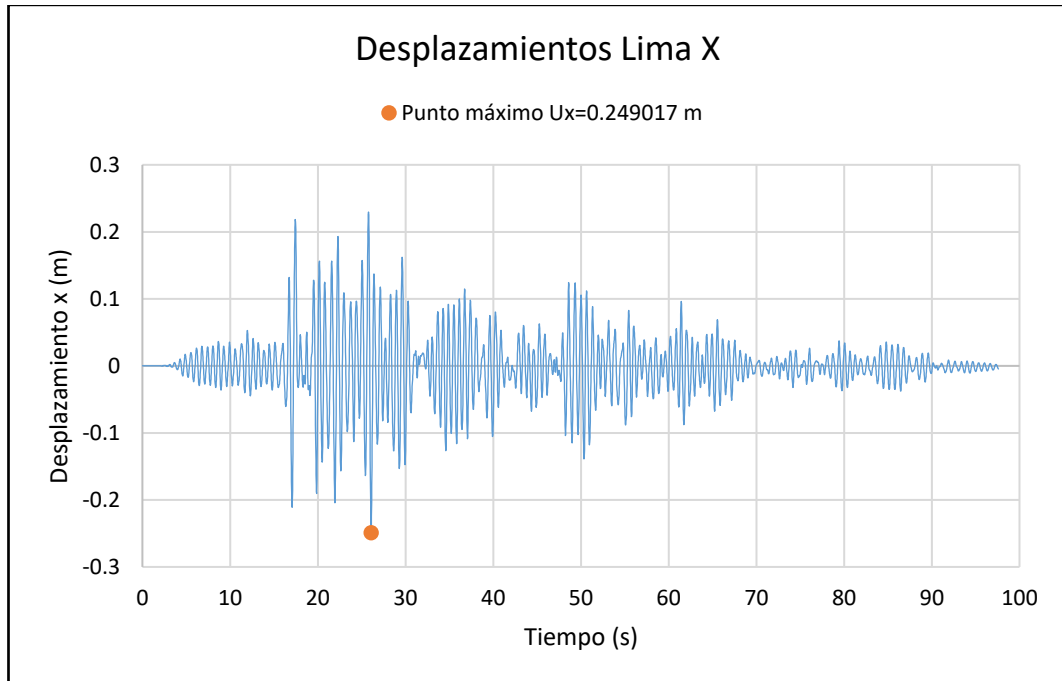


Fuente: Elaboración propia

Como se muestran en las imágenes correspondientes al comportamiento histerético de la estructura convencional, la disipación de energía no se define por ciclos histeréticos constantes y uniformes ya que estos se degradan en cada proceso de carga y descarga simulado por los registros sísmicos utilizados, por lo cual se estimaría que en el mecanismo de disipación de esta energía probablemente se podrían presentar daños en elementos estructurales y no estructurales.

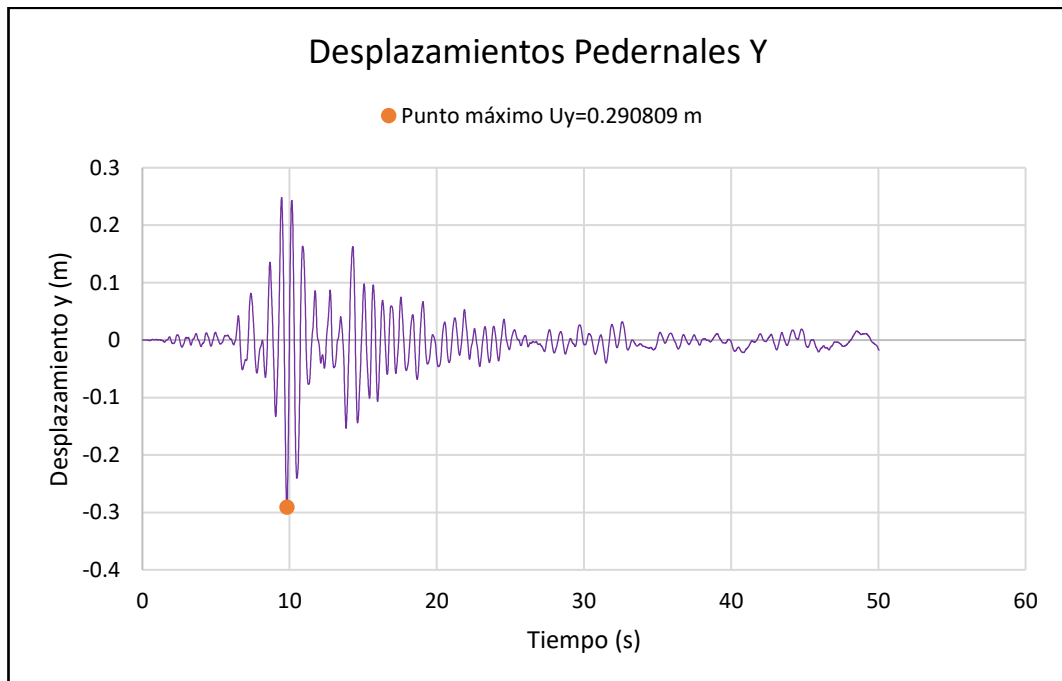
- **Respuesta en el tiempo para los desplazamientos de la estructura**

**Fig. 130** Desplazamientos máximos en X Bloque A Desempeño  $T_r=475$  años



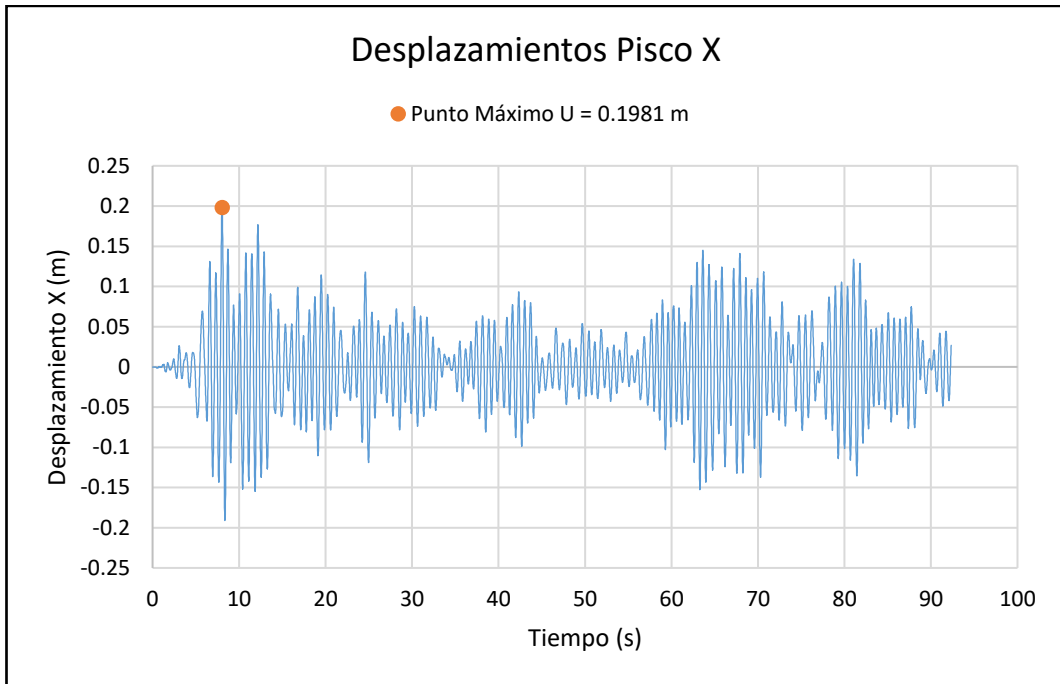
Fuente: Elaboración propia

**Fig. 131** Desplazamientos máximos en Y Bloque A Desempeño  $T_r=475$  años



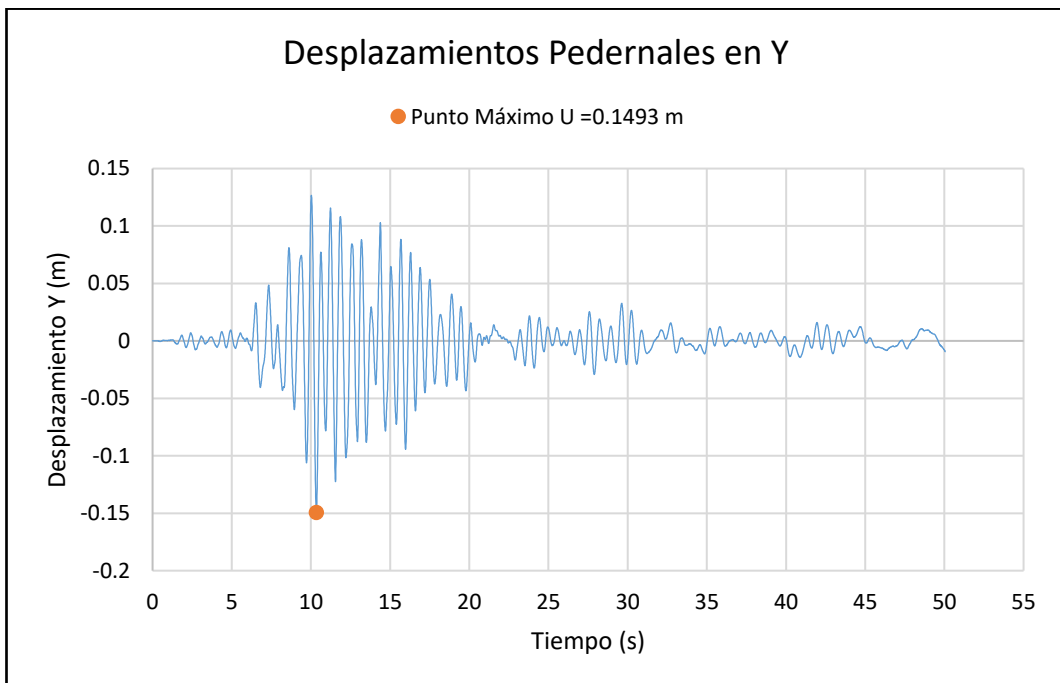
Fuente: Elaboración propia

Fig. 132 Desplazamientos máximos en X Bloque B Desempeño Tr=475 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 133 Desplazamientos máximos en Y Bloque B Desempeño Tr=475 años



Fuente: Elaboración propia

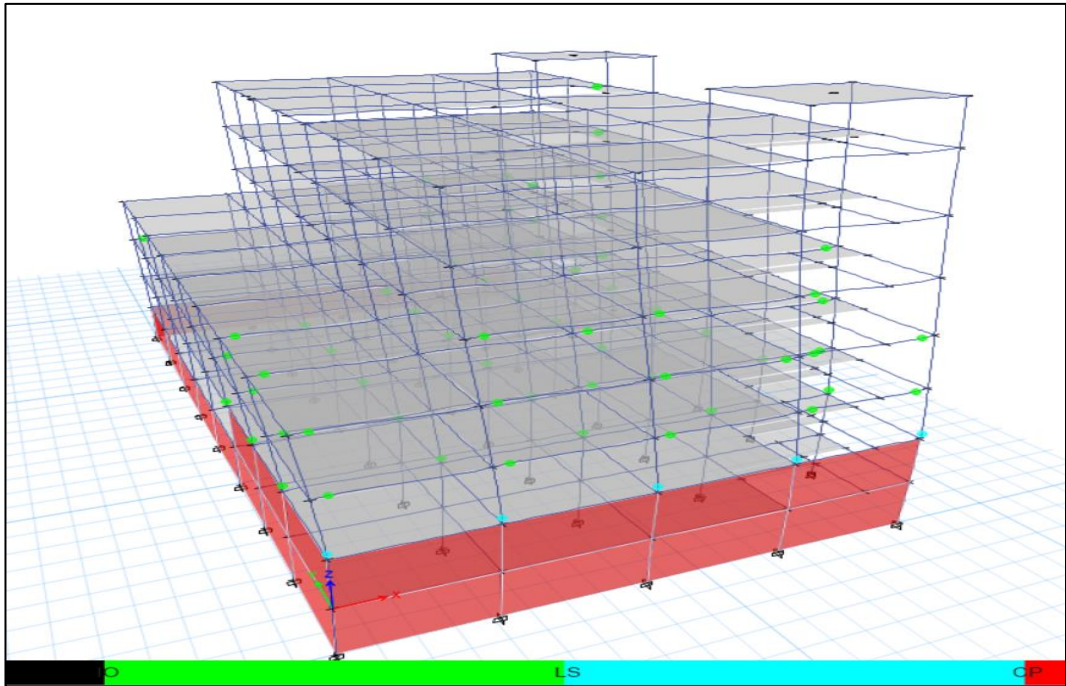
Las respuestas en el tiempo de la estructura respecto a desplazamientos en sus ejes principales se establecen para el bloque A en 0.2490 m para el eje X para el registro de Lima y de 0.2909 m en el eje Y para el registro de Pedernales y para el bloque B en 0.1981 m para el eje X para el registro de Pisco y de 0.1493 m en el eje Y para el registro de Pedernales. Estos valores de desplazamiento son mayores mediante desempeño sísmico ya que se espera la inclusión de la estructura en el rango no lineal.

- **Formación de rótulas plásticas en la estructura (Sismo de Diseño)**

Al efectuarse el desempeño sísmico por análisis paso a paso en el tiempo se manifiesta el comportamiento estructural a través de la formación de rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas, las cuales son indicadores de posibles fallas en estos elementos, y al analizarlas de manera global, se podrá caracterizar el nivel de desempeño que alcanza la edificación, de acuerdo al color con el que se visualicen las rótulas.

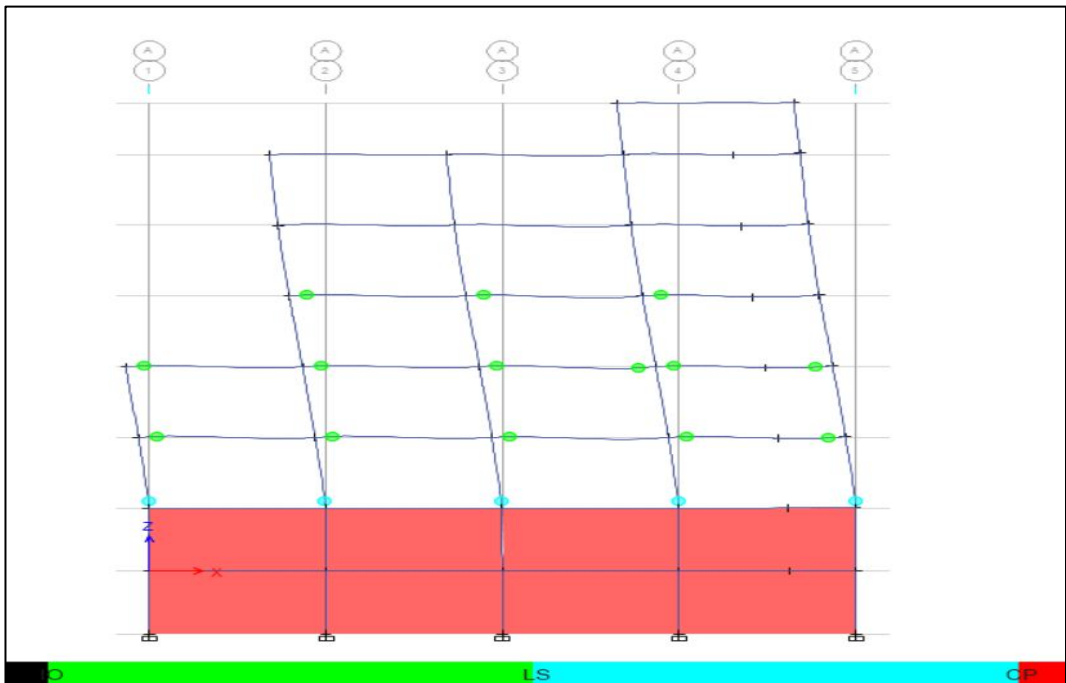
Los elementos estructurales que forman parte de los dos subsuelos presentes en la edificación no han sido considerados para evaluar su desempeño estructural, pues se encuentran totalmente confinados por muros de sótano haciendo así que su desplazamiento sea despreciable.

Fig. 134 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A 3D Desempeño Tr=475años



Fuente: ETABS

Fig. 135 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A Eje A Desempeño Tr=475años

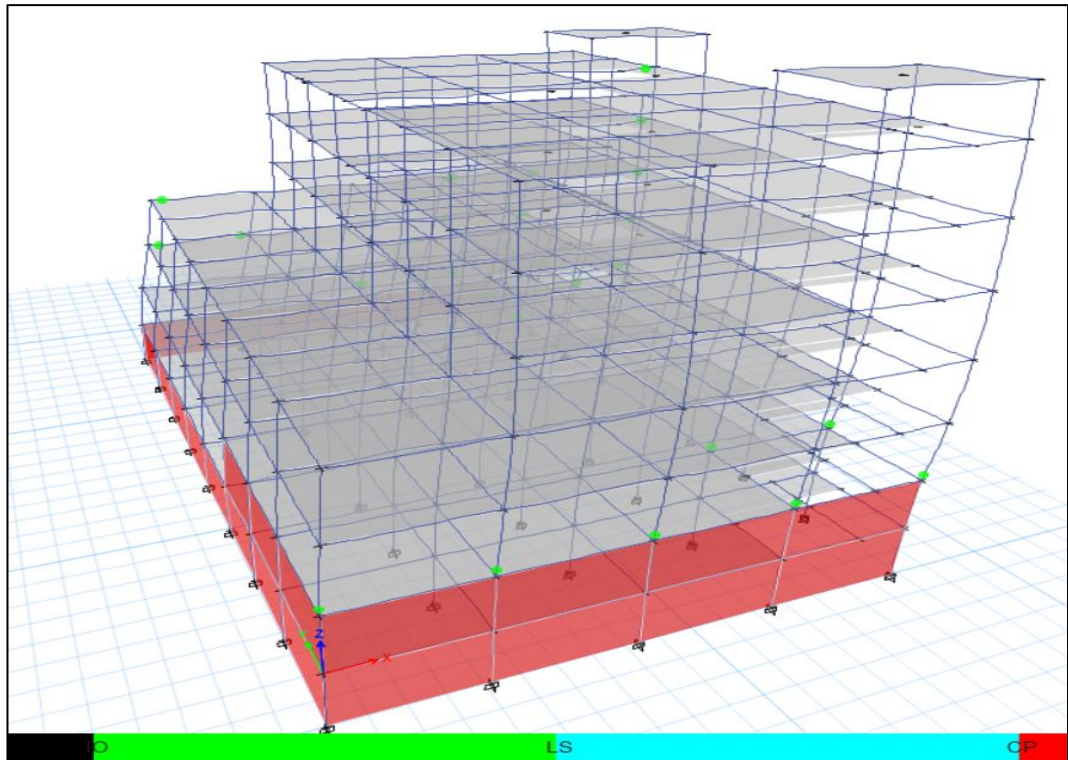


Fuente: ETABS



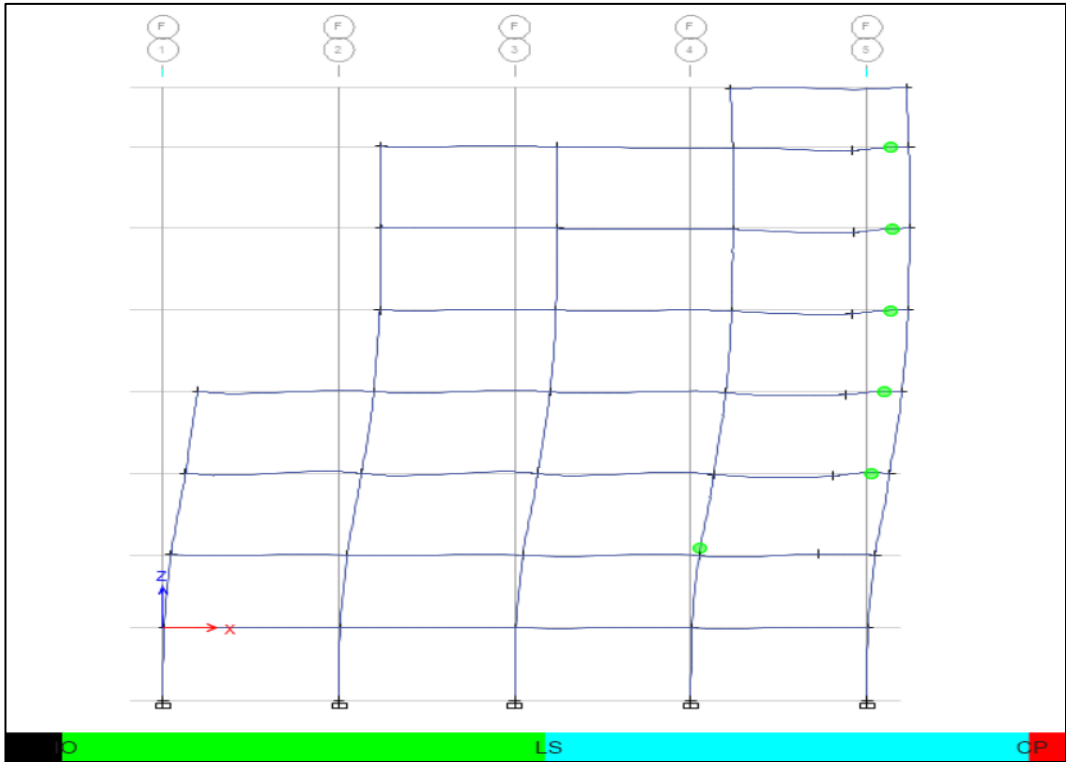
Las rótulas plásticas se forman en pie de columna del eje A del primer N+0.00 en el nivel de desempeño de protección de vida, mientras que los demás elementos se ubican en ocupación inmediata para el registro del sismo de Lima

Fig. 136 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A 3D Desempeño Tr=475años



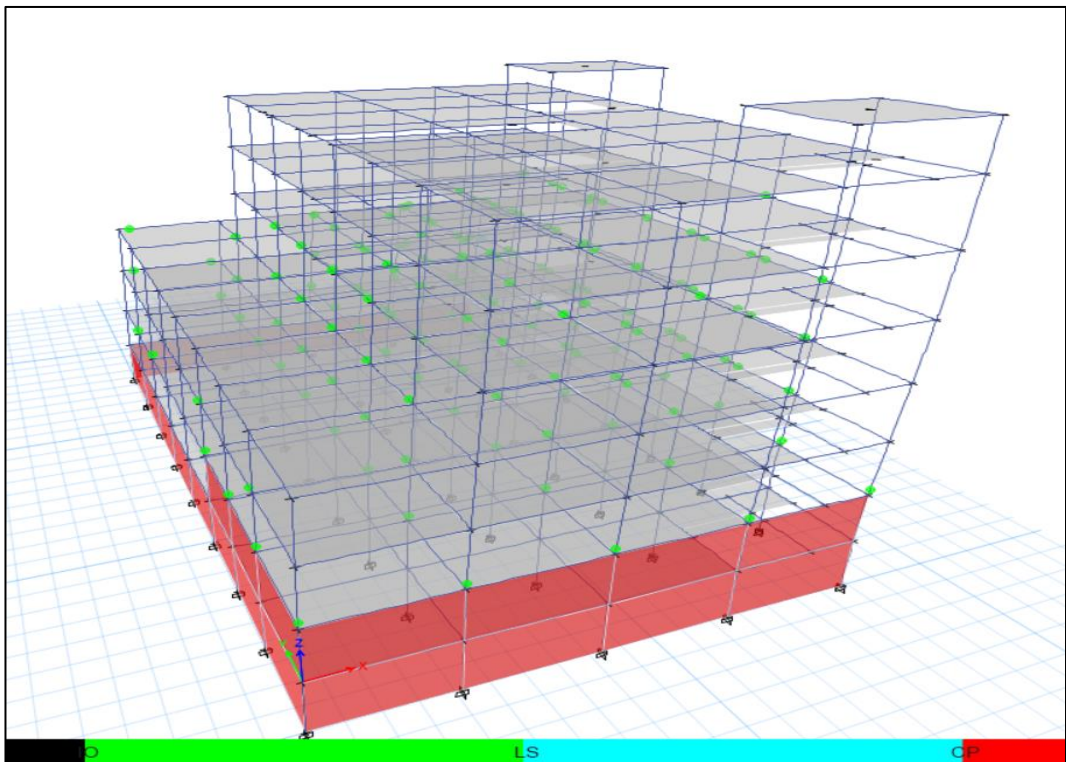
Fuente: ETABS

Fig. 137 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A Eje F Desempeño Tr=475años



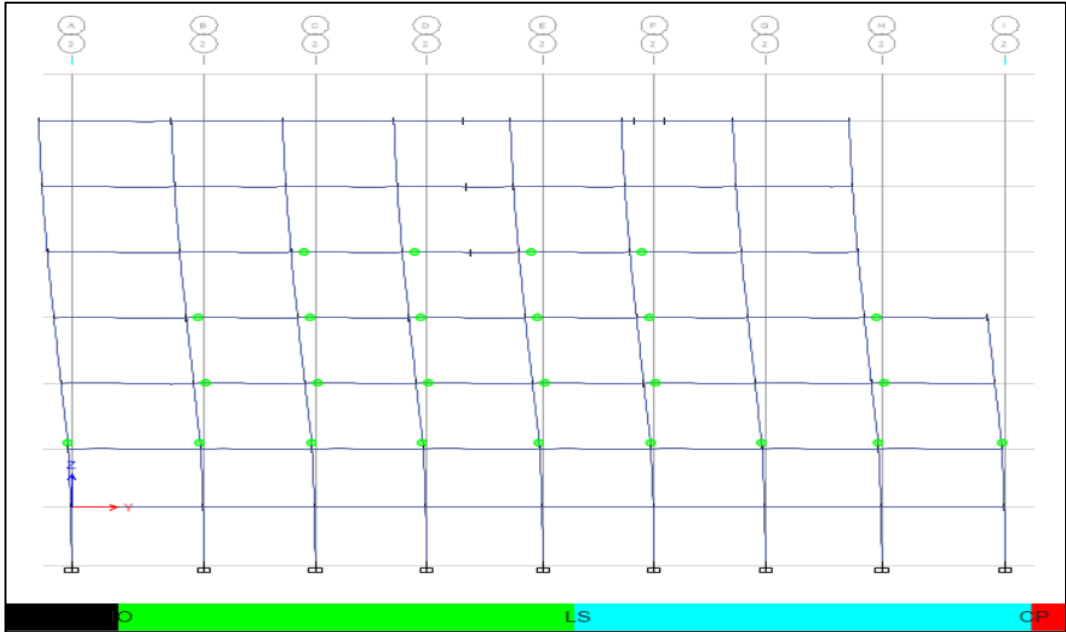
Fuente: ETABS

Fig. 138 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A 3D Desempeño Tr=475años



Fuente: ETABS

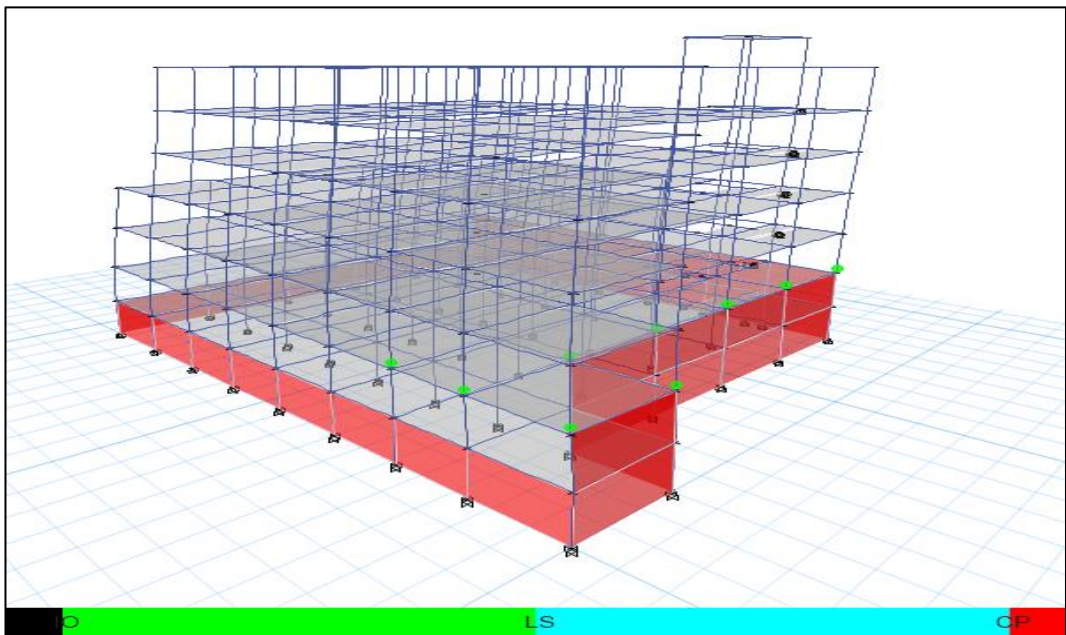
Fig. 139 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A Eje 2 Desempeño Tr=475años



Fuente: ETABS

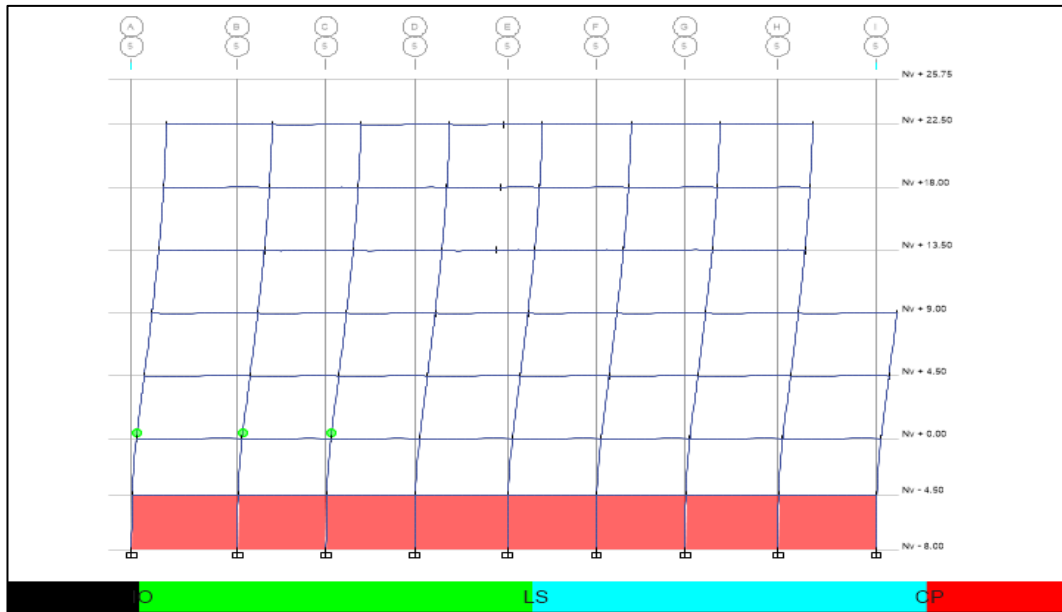
Para el caso de los registros de Pisco y Pedernales las rótulas plásticas se forman en pie de columna y en los extremos de vigas en diferentes niveles; en el nivel de desempeño de ocupación inmediata.

Fig. 140 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B 3D Desempeño Tr=475años



Fuente: ETABS

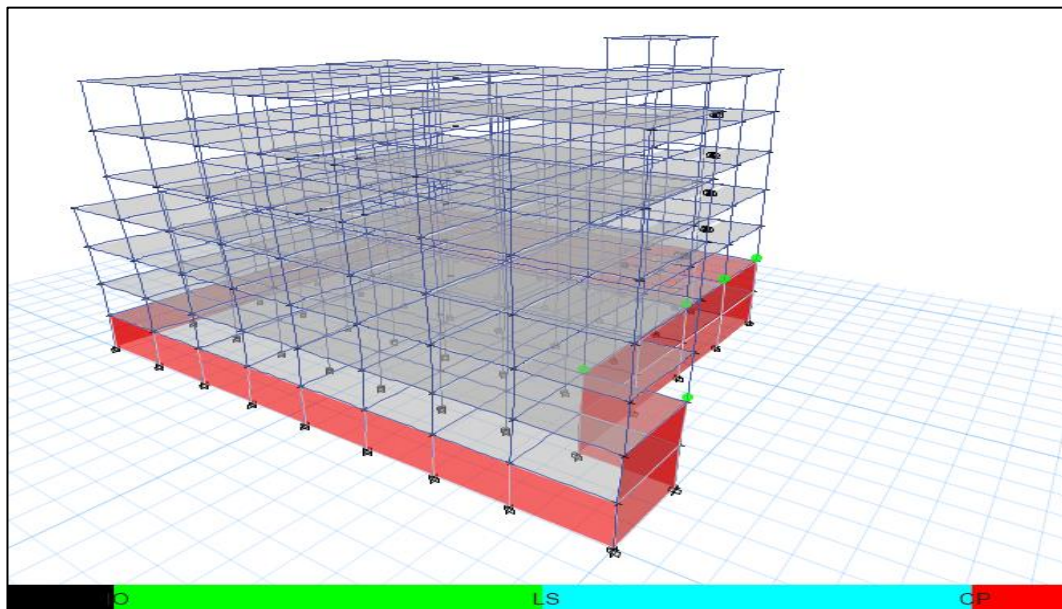
**Fig. 141 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B Eje E Desempeño Tr=475años**



Fuente: ETABS

Las rótulas plásticas se forman en pie de columna del primer nivel y en los extremos de vigas de los dos siguientes niveles para el registro de aceleraciones de Lima, las cuales corresponden a niveles de desempeño de ocupación inmediata y seguridad de vida, respectivamente.

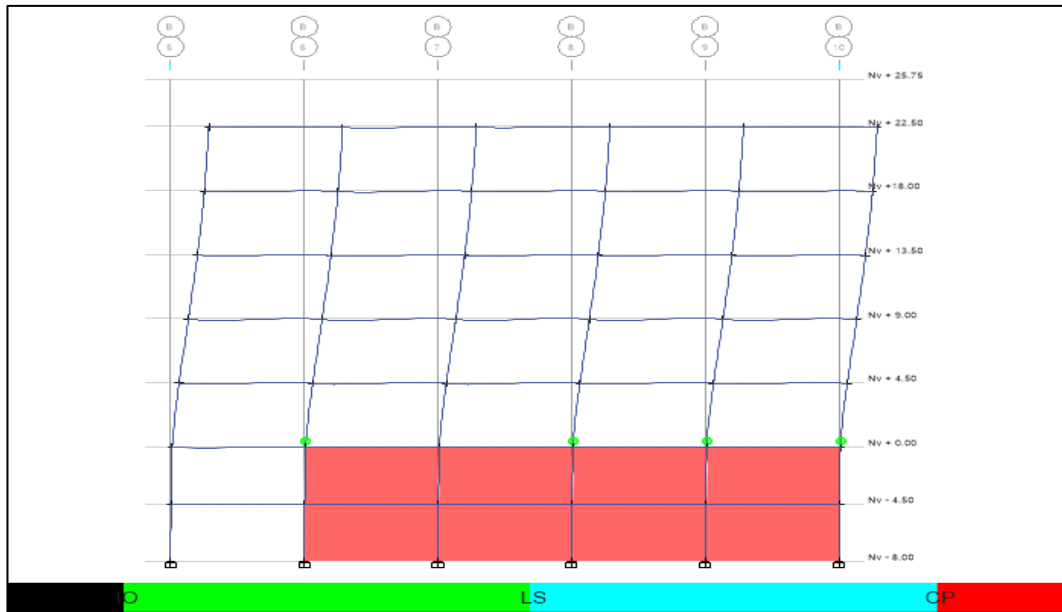
**Fig. 142 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B 3D Desempeño Tr=475años**



Fuente: ETABS



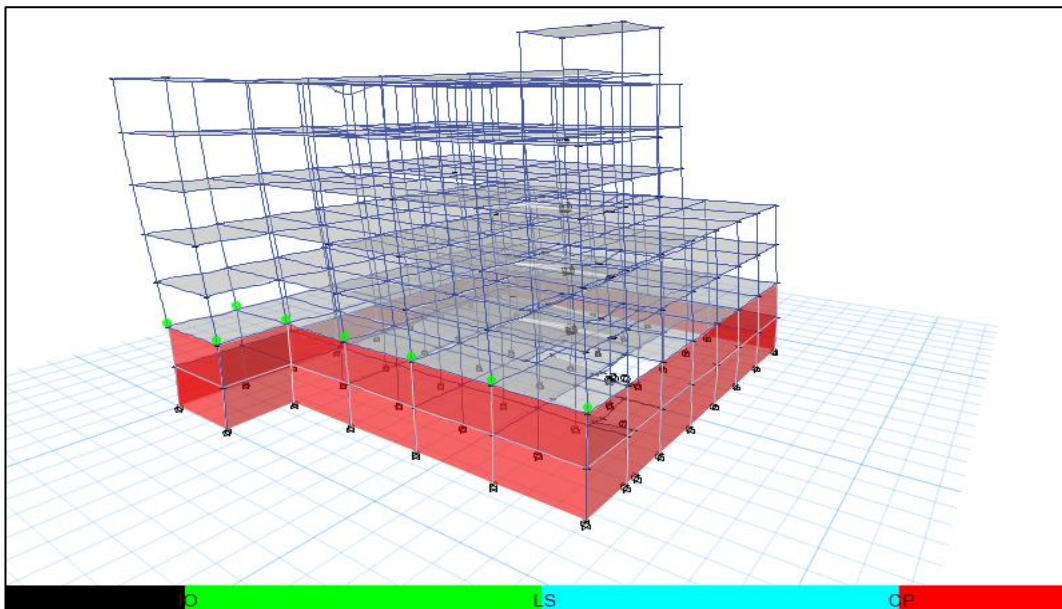
**Fig. 143 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B Eje B Desempeño Tr=475años**



Fuente: ETABS

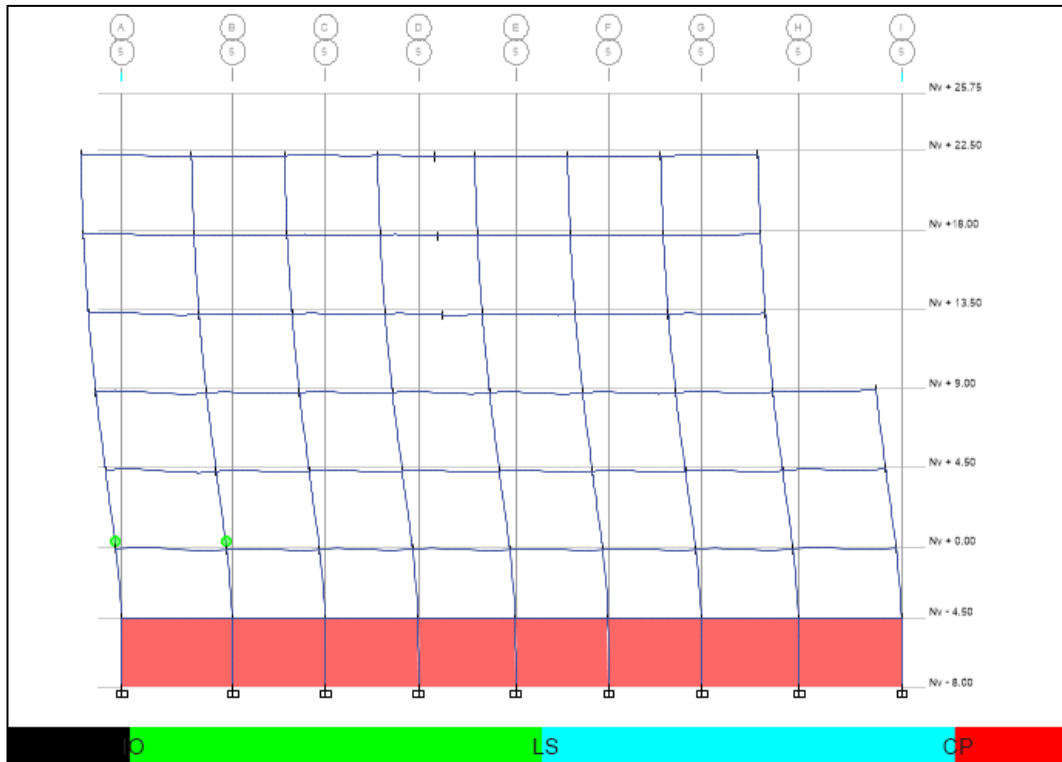
El caso de carga generado a partir del registro de Pisco muestra la formación de rótulas únicamente en el pie de las columnas del primer nivel que corresponden al nivel de seguridad de vida.

**Fig. 144 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B 3D Desempeño Tr=475años**



Fuente: ETABS

Fig. 145 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B Eje 5 Desempeño Tr=475años



Fuente: ETABS

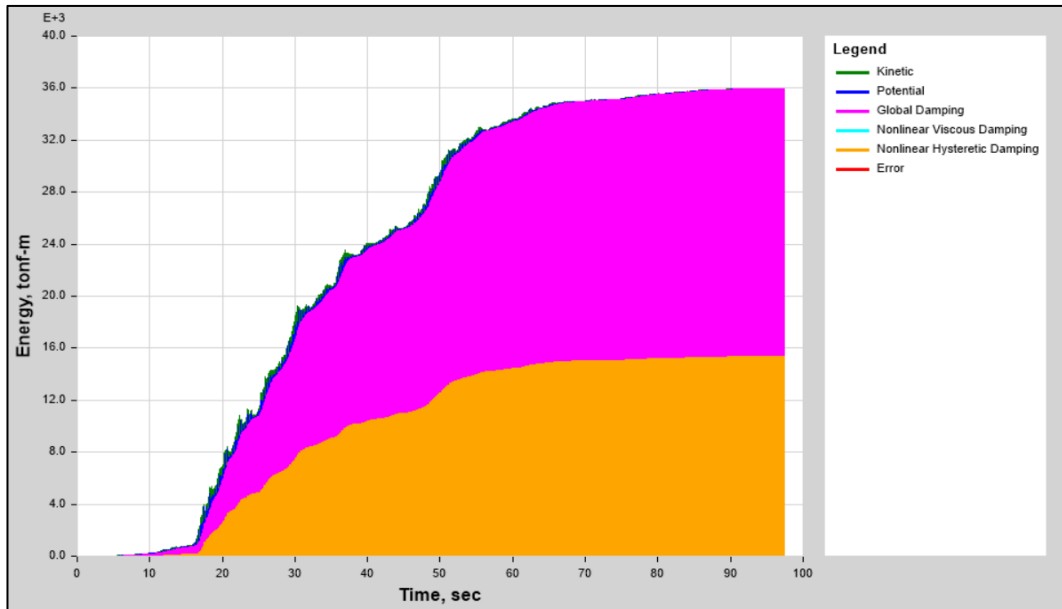
Para el caso de carga correspondiente al registro sísmico de Pedernales se manifiesta la formación de rótulas plásticas en lugares y magnitudes semejantes al caso anterior, pero en esta ocasión la estructura se mantiene en el rango de ocupación inmediata.

De acuerdo a lo que establecen los niveles y objetivos del desempeño sísmico para estructuras esenciales se verifica que la edificación analizada de uso hospitalario no supera el nivel de seguridad de vida que se establece como el límite máximo permisible en este tipo de estructuras ante un terremoto de 475 años de periodo de retorno (sismo de diseño), cumpliendo así con la filosofía de diseño sismo resistente establecida en la NEC.

➤ Desempeño sísmico para el sismo máximo esperado ( $T_r = 2500$  años)

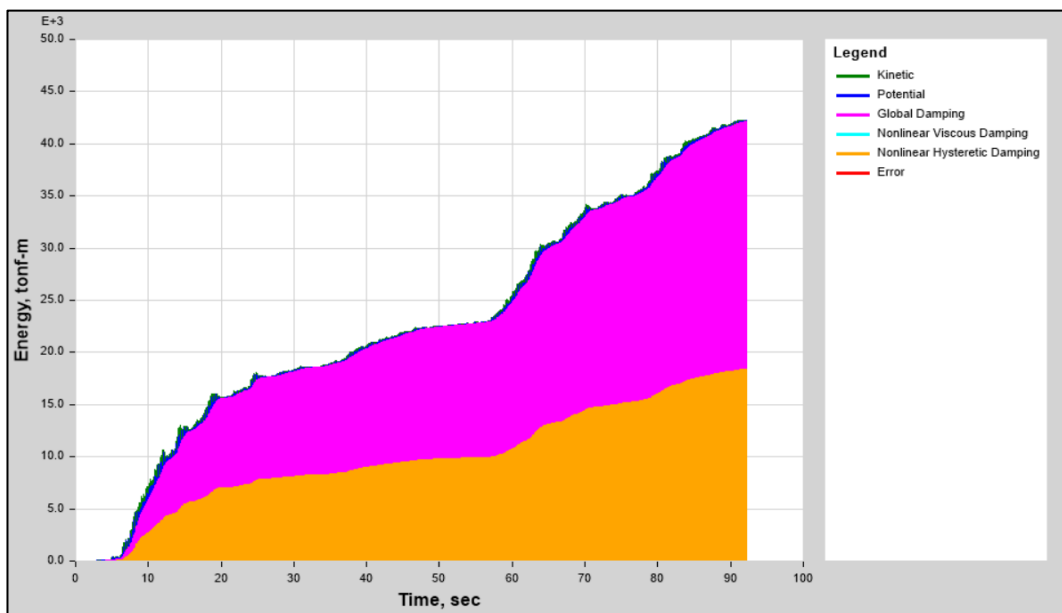
- Balance y disipación de energía

Fig. 146 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A Desempeño  $T_r=2500$  años



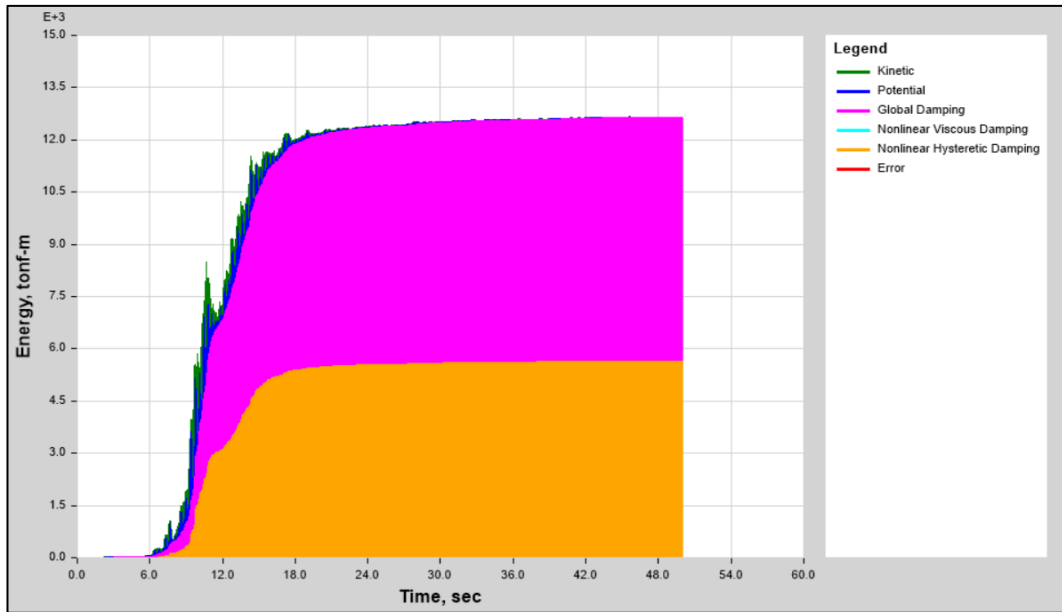
Fuente: ETABS

Fig. 147 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A Desempeño  $T_r=2500$  años



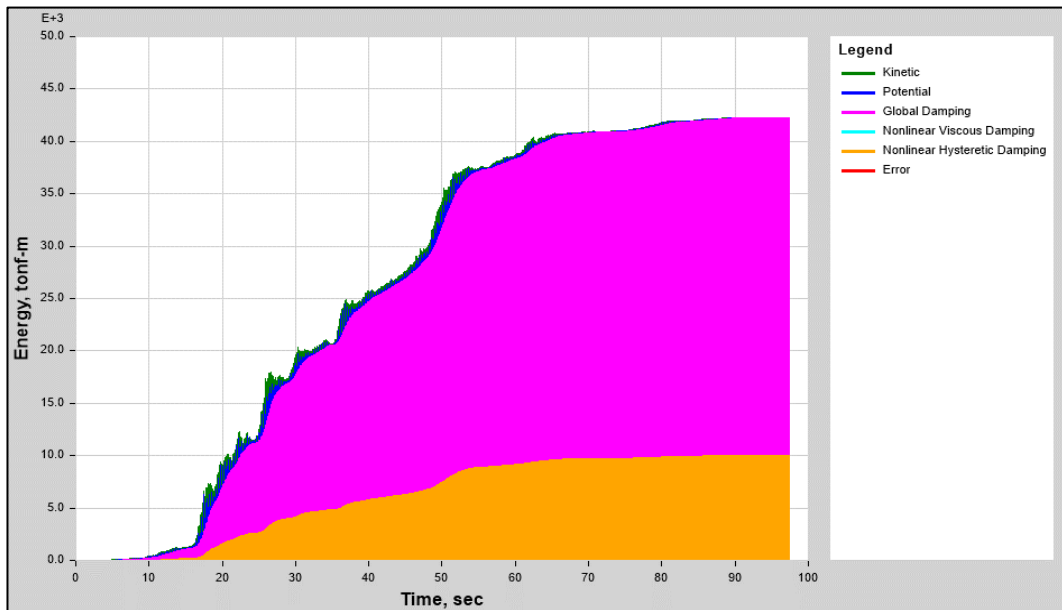
Fuente: ETABS

Fig. 148 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

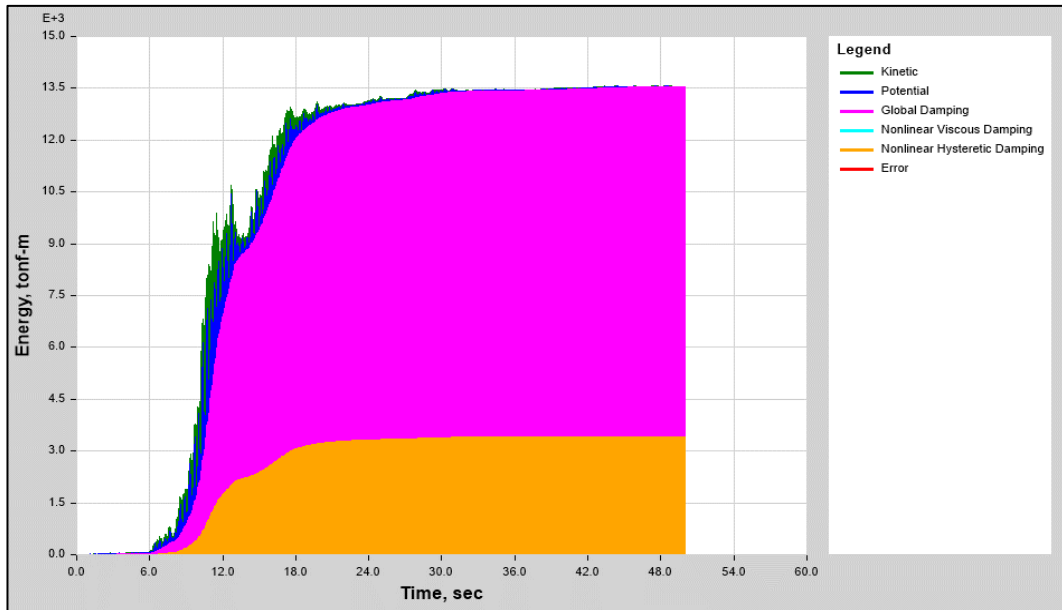
Fig. 149 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

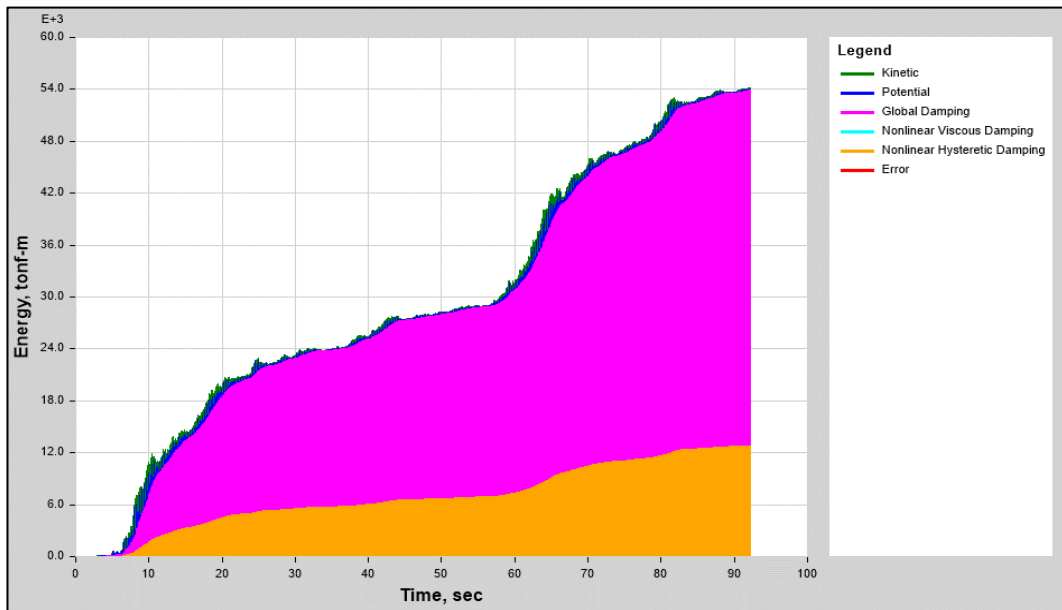


Fig. 150 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Fig. 151 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

La energía disipada mediante comportamiento histerético propio de la estructura del bloque A para el sismo máximo es de 15347.48 Tonf-m para el registro de Lima, 5644.43 Tonf-m para el sismo de Pedernales y de 18376.18 Tonf-m para el registro de Pisco.

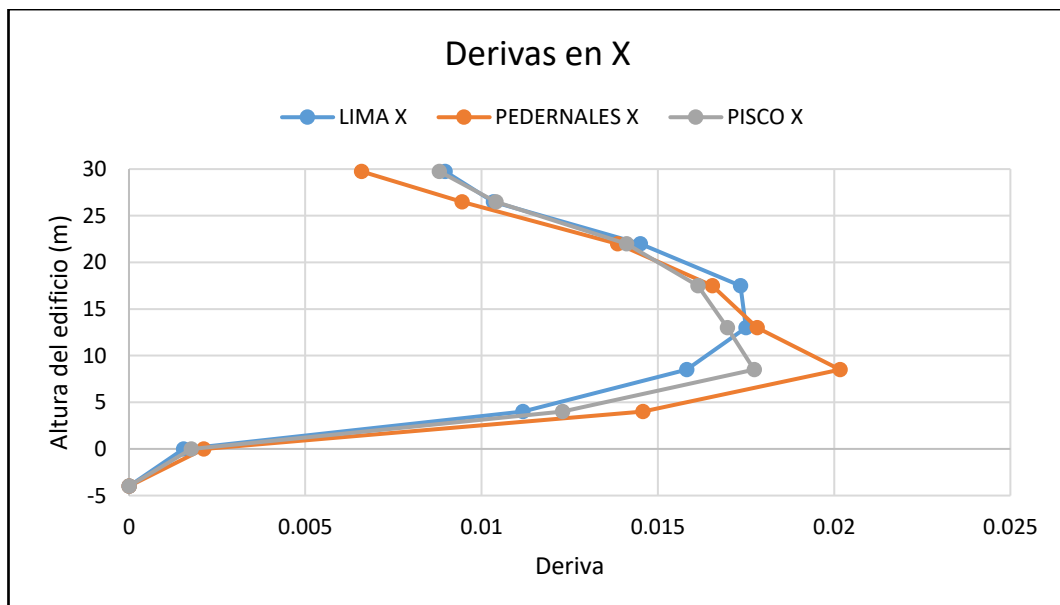
Estas magnitudes representan únicamente el 42.68%, 45.25% y 43.63% de disipación de energía histerética para los registros de Lima, Pedernales y Pisco, respectivamente.

La energía disipada mediante comportamiento histerético propio de la estructura del bloque B para el sismo máximo es de 10029.62 Tonf-m para el registro de Lima, 3420.78 Tonf-m para el sismo de Pedernales y de 12787.22 Tonf-m para el registro de Pisco.

Estas magnitudes representan únicamente el 23.71%, 25.24% y 23.62% de disipación de energía histerética para los registros de Lima, Pedernales y Pisco, respectivamente. Se puede observar la baja capacidad de una estructura con base fija y sin ningún sistema de protección sísmica llegar a desarrollar mecanismos propios de disipación de energía que se consideren como suministros suficientes para balancear la energía que el sismo introduce en la estructura.

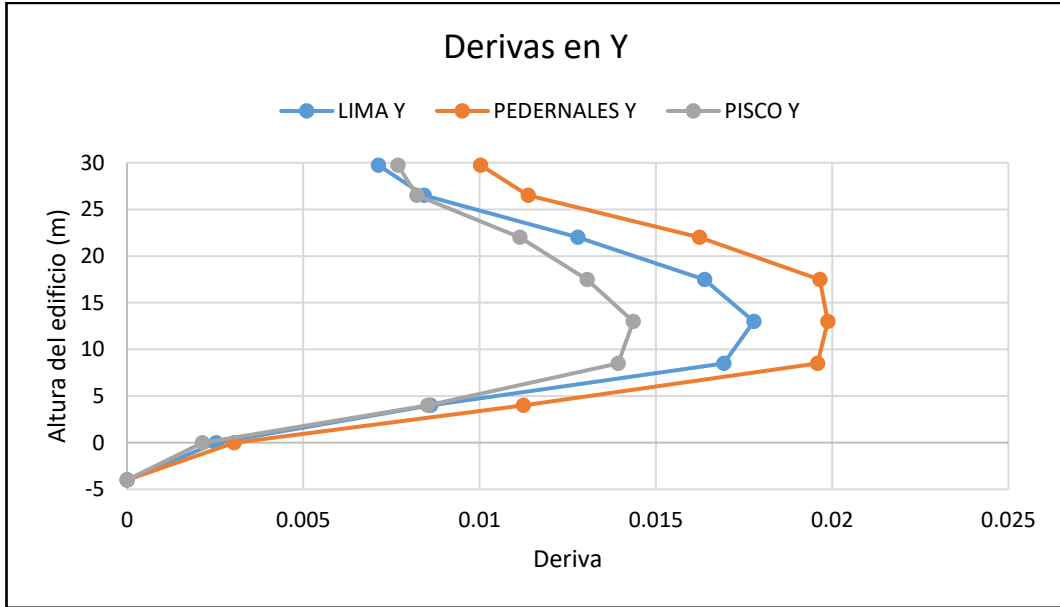
- **Derivas de piso para el sismo máximo ( $T_r = 2500$  años)**

Fig. 152 Derivas de piso en X Bloque A Desempeño  $T_r=2500$  años base fija



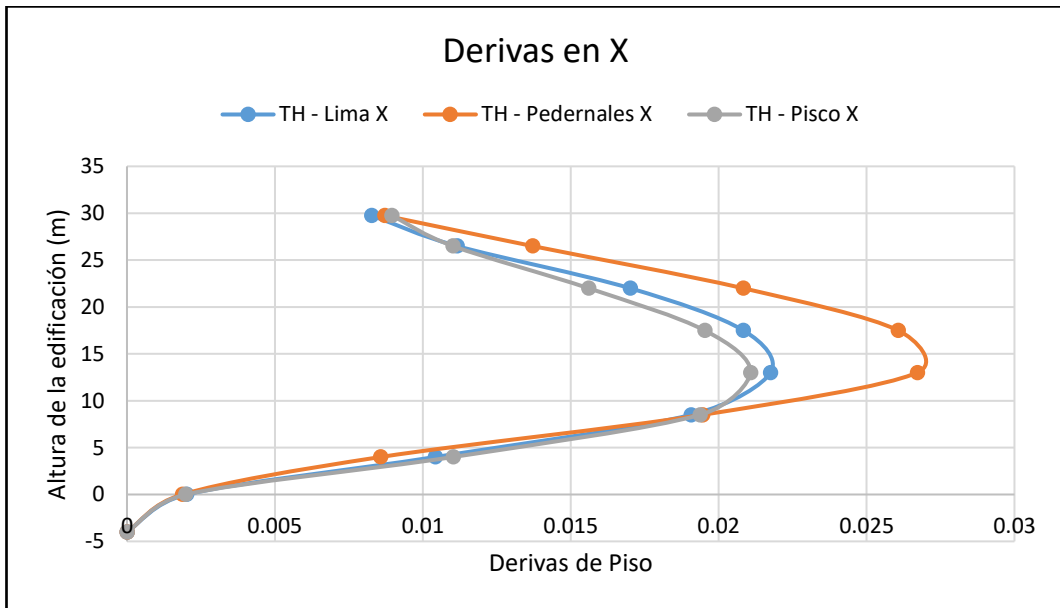
Fuente: Elaboración propia

Fig. 153 Derivas de piso en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija



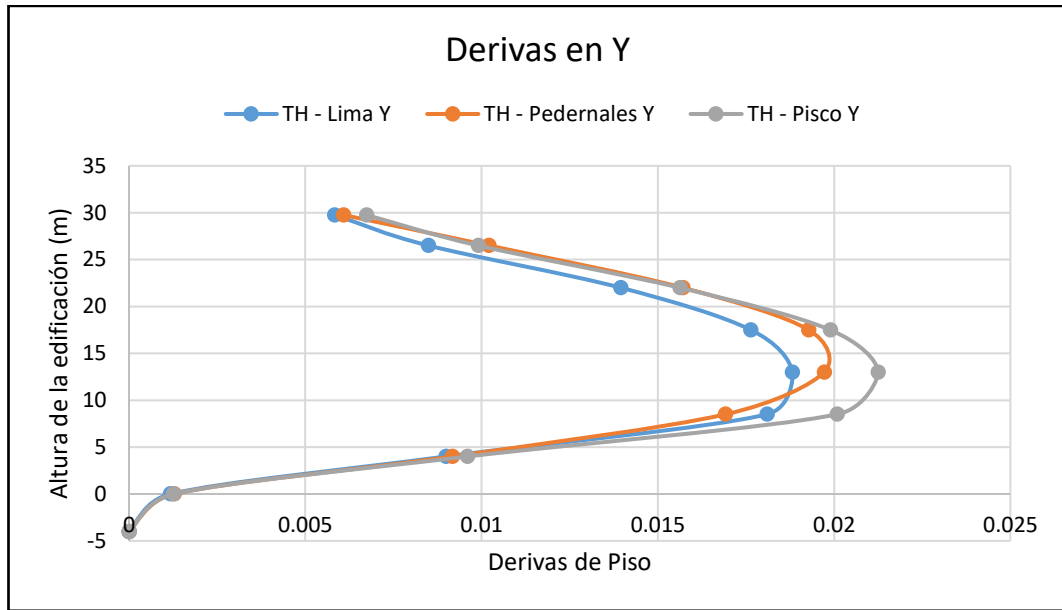
Fuente: Elaboración propia

Fig. 154 Derivas de piso en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 155 Derivas de piso en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija



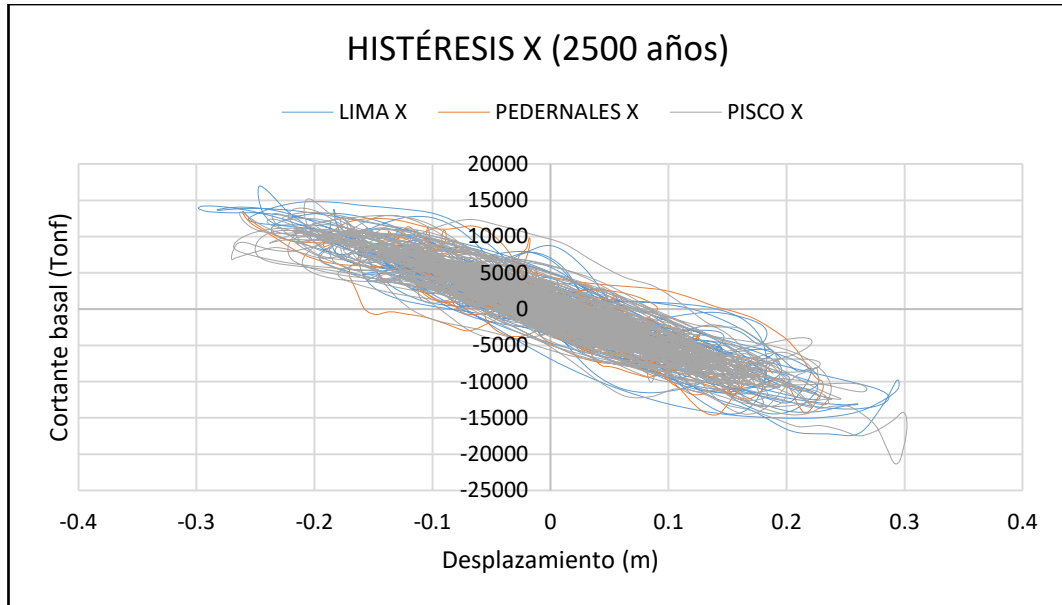
Fuente: Elaboración propia

Mediante el desempeño sísmico efectuado para el sismo máximo (Tr = 2500 años) se obtienen derivas de piso para el bloque A de 2.01% para el registro de Pedernales en el eje X y de 1.99% para el registro de Pedernales en el eje Y, para el bloque B de 2.67% para el registro de Pedernales en el eje X y de 2.15% para el registro de Pisco en el eje Y.

Estos valores superan el límite máximo permitido por la normativa local, pero al tratarse del desempeño de la estructura se considerará el nivel de desempeño correspondiente a estructuras de tipo esencial como parámetro principal para evaluar el grado de funcionalidad de la misma.

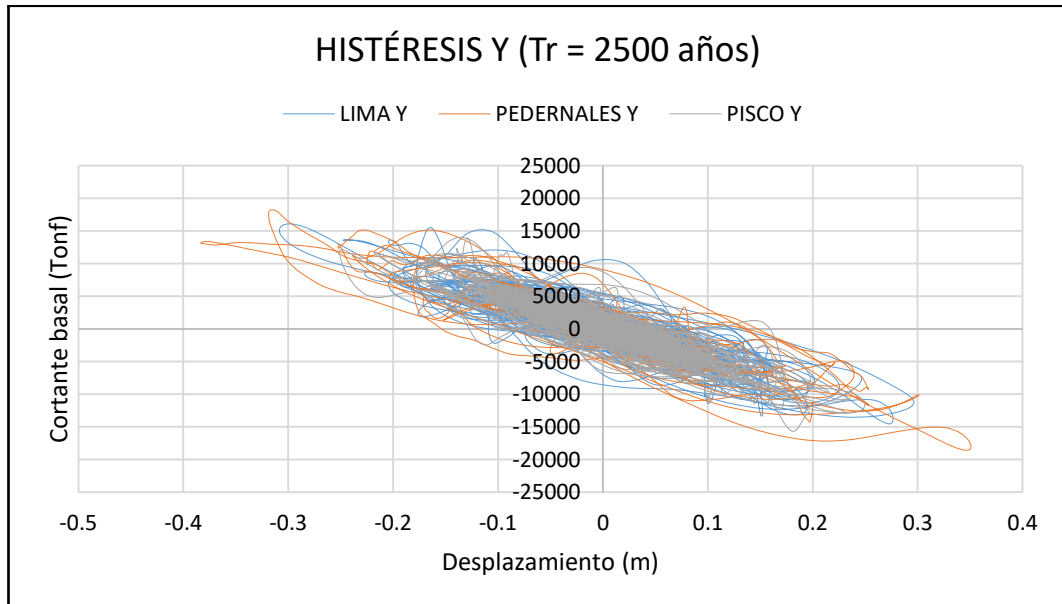
- **Comportamiento Histerético (Tr = 2500 años)**

**Fig. 156 Histéresis en X Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija**



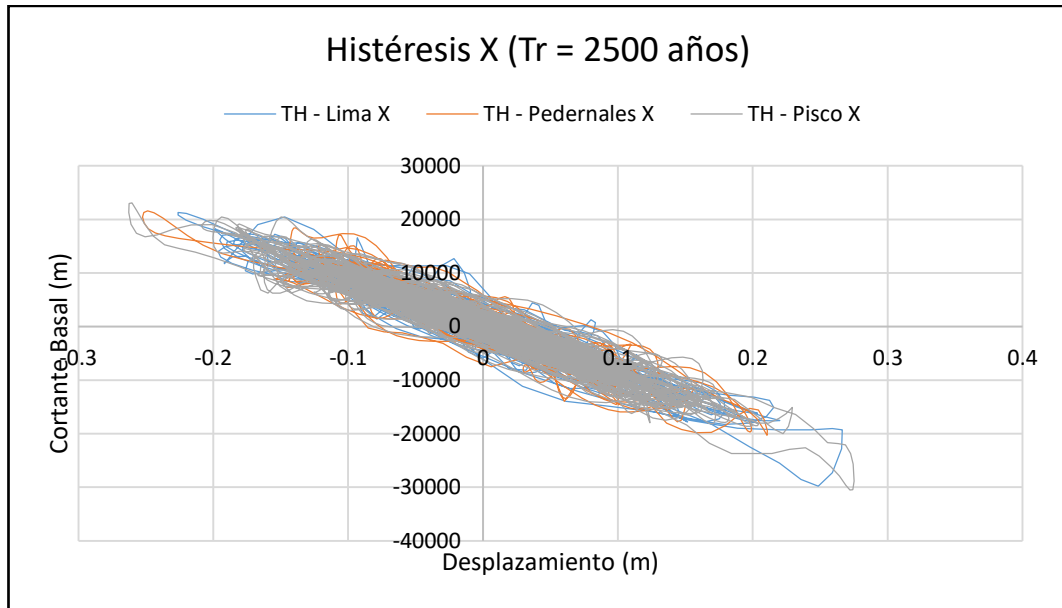
Fuente: Elaboración propia

**Fig. 157 Histéresis en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años base fija**



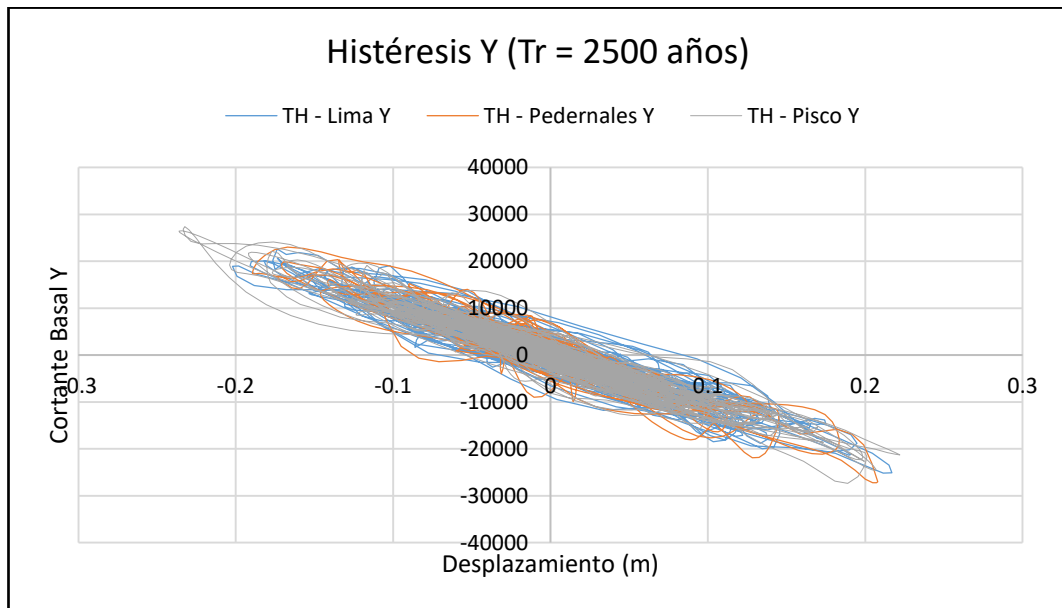
Fuente: Elaboración propia

Fig. 158 Histéresis en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija



Fuente: Elaboración propia

Fig. 159 Histéresis en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años base fija



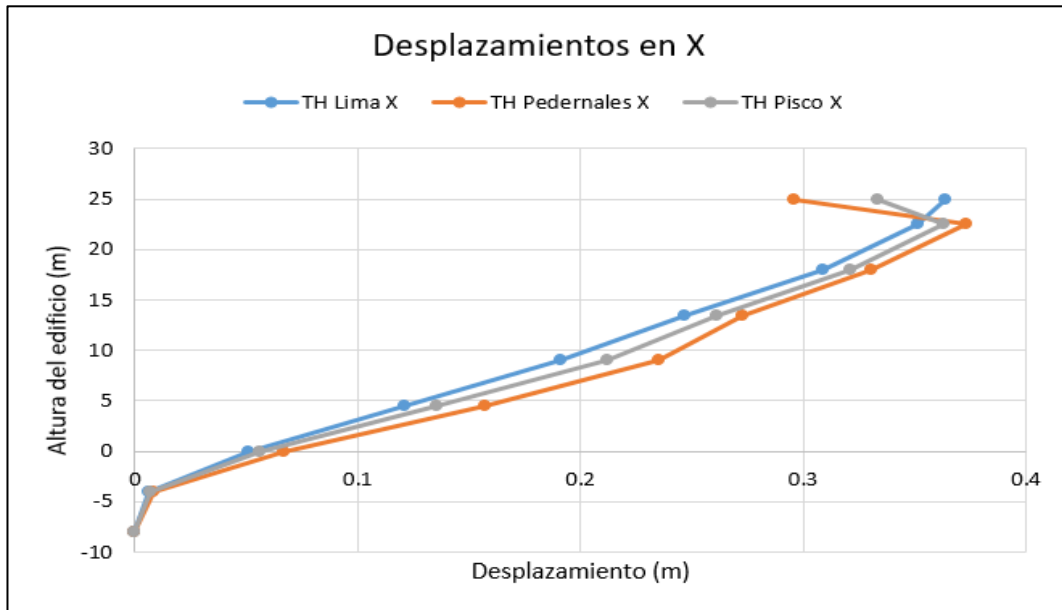
Fuente: Elaboración propia

Las abscisas que conforman el lazo histéretico se incrementan para el desempeño estructural debido a que la aceleración sísmica que ingresa al sistema provoca mayores desplazamientos, pero la trayectoria de la gráfica muestra que el área que se localiza dentro de los lazos histéreticos no representa un correcto mecanismo de disipación de

energía pudiendo ser este un indicador de posibles daños en la estructura analizada para el sismo máximo esperado.

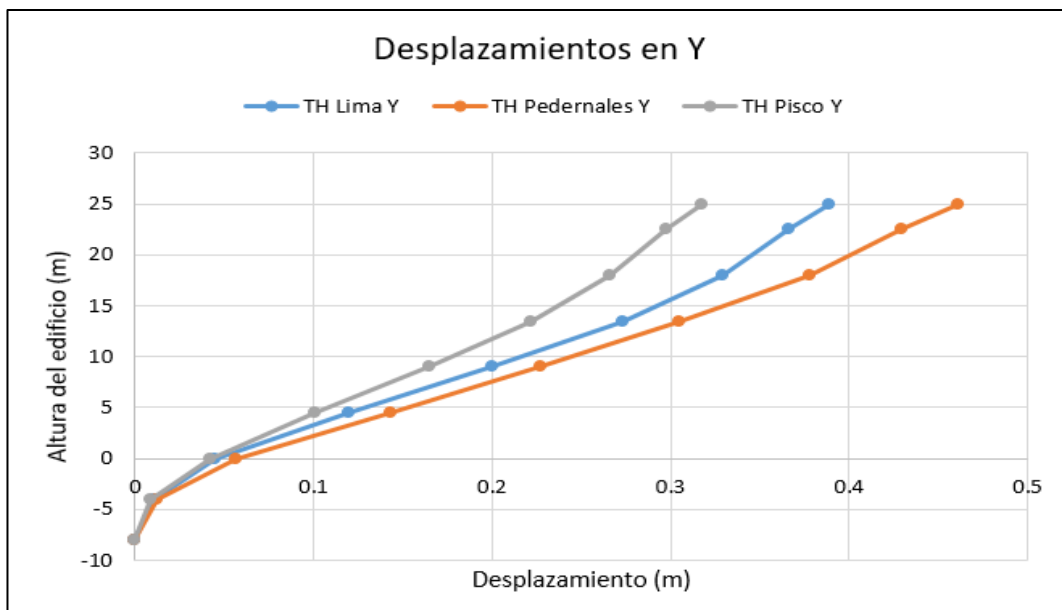
- **Respuesta en el tiempo para los desplazamientos de la estructura**

Fig. 160 Desplazamientos máximos en X Bloque A Desempeño Tr=2500 años



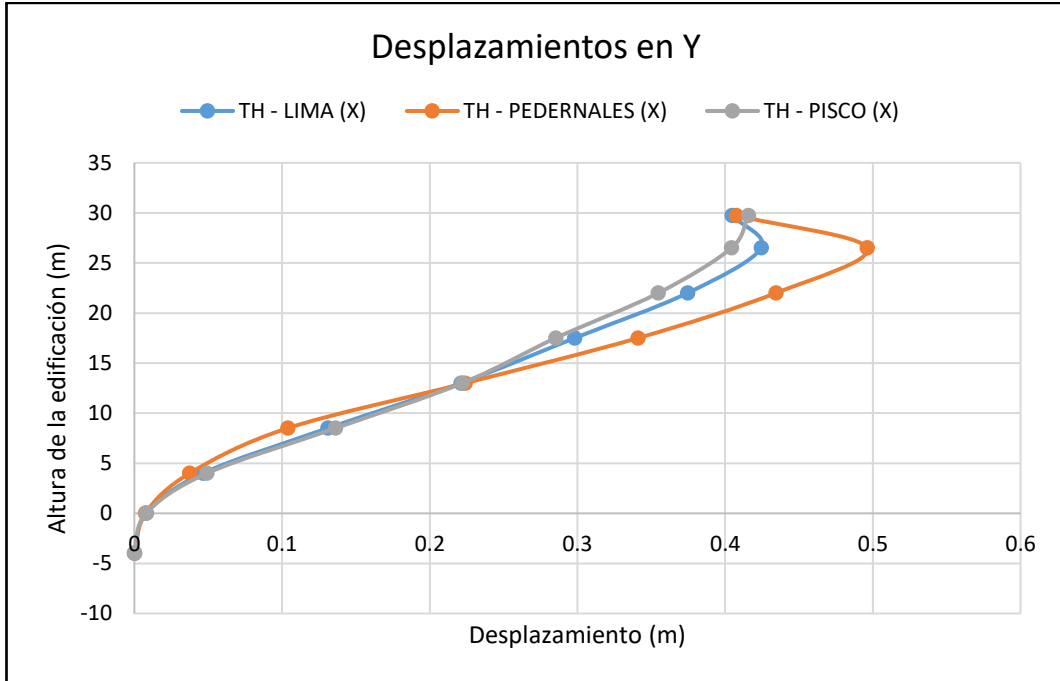
Fuente: Elaboración propia

Fig. 161 Desplazamientos máximos en Y Bloque A Desempeño Tr=2500 años



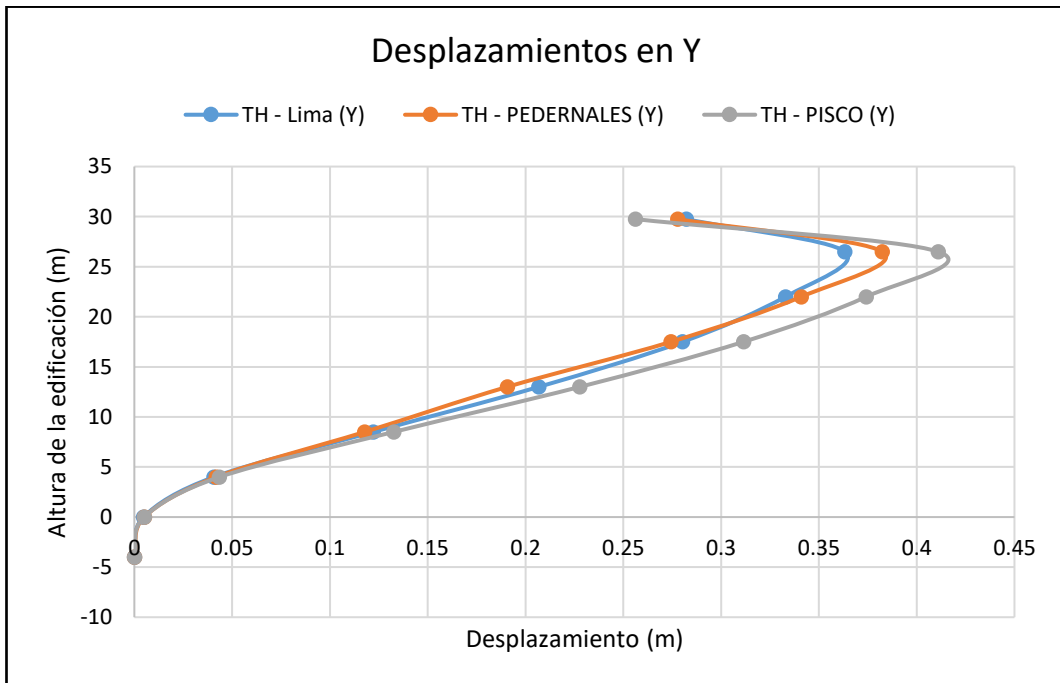
Fuente: Elaboración propia

Fig. 162 Desplazamientos en X Bloque B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 163 Desplazamientos en Y Bloque B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: Elaboración propia

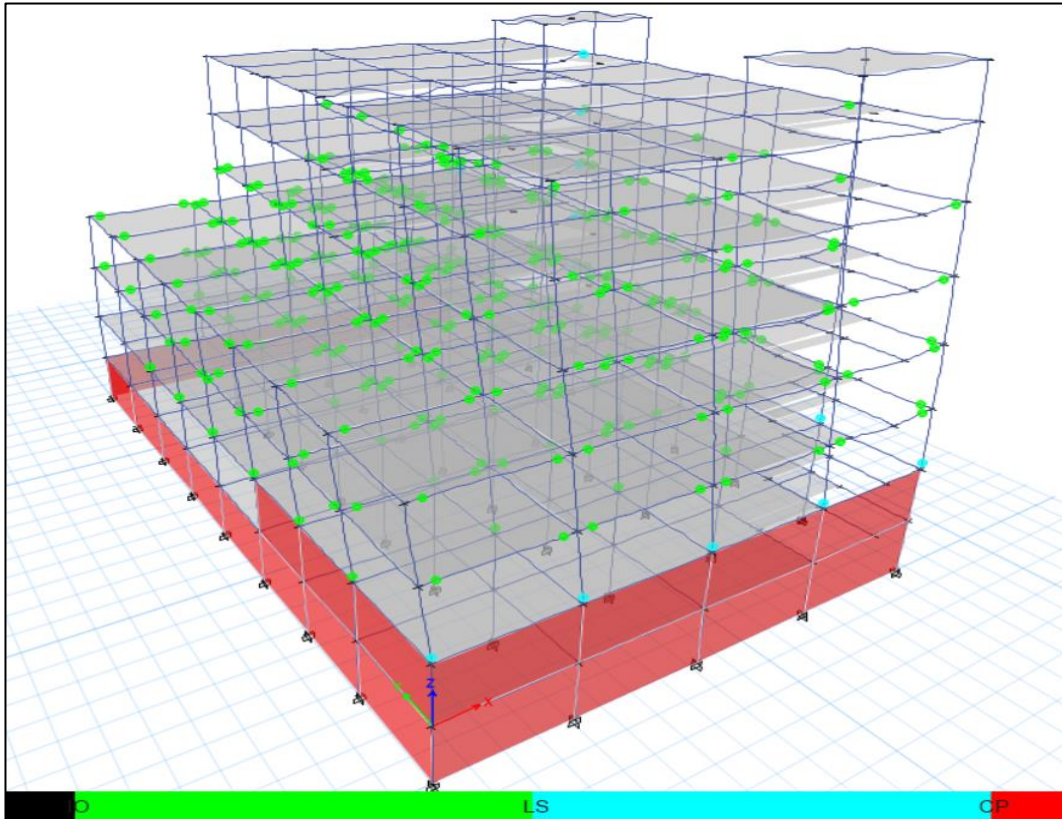
Las respuestas en el tiempo de la estructura respecto a desplazamientos para un sismo considerado máximo  $T_r=2500$  años se establecen para el bloque A en 0.3022 m para



el eje X para el registro de Pisco y de 0.3832 m en el eje Y para el registro de Pedernales y para el bloque B en 0.2750 m para el eje X para el registro de Pisco y de 0.2169 m en el eje Y para el registro de Lima.

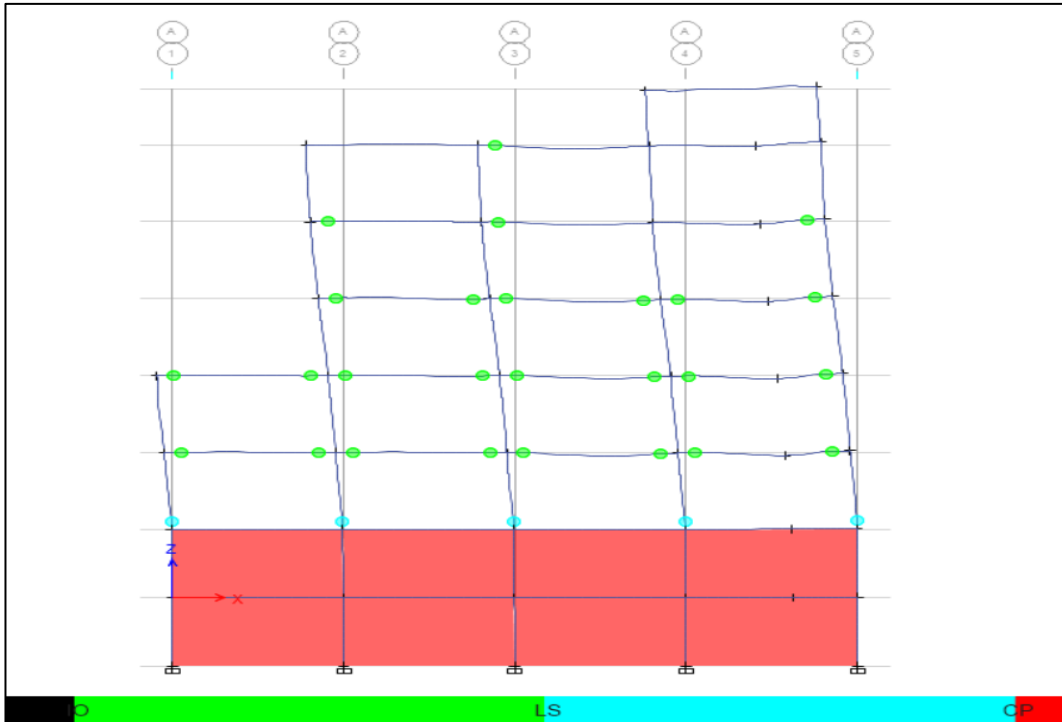
- **Formación de rótulas plásticas en la estructura (Sismo Máximo)**

Fig. 164 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años



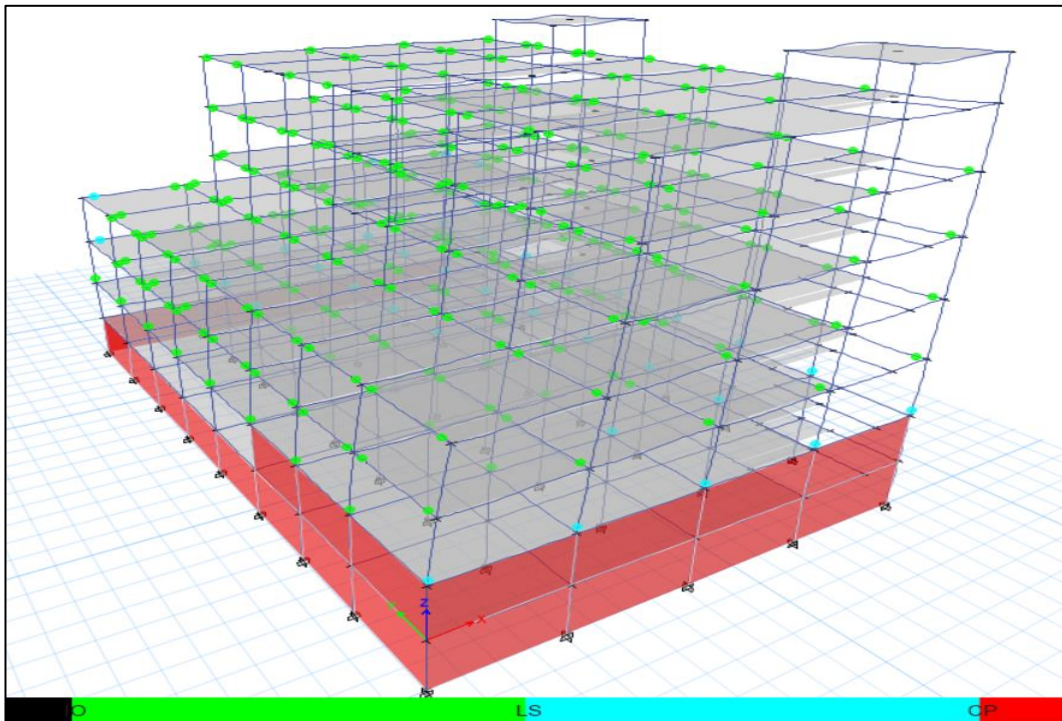
Fuente: ETABS

Fig. 165 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A Eje A Desempeño Tr=2500 años



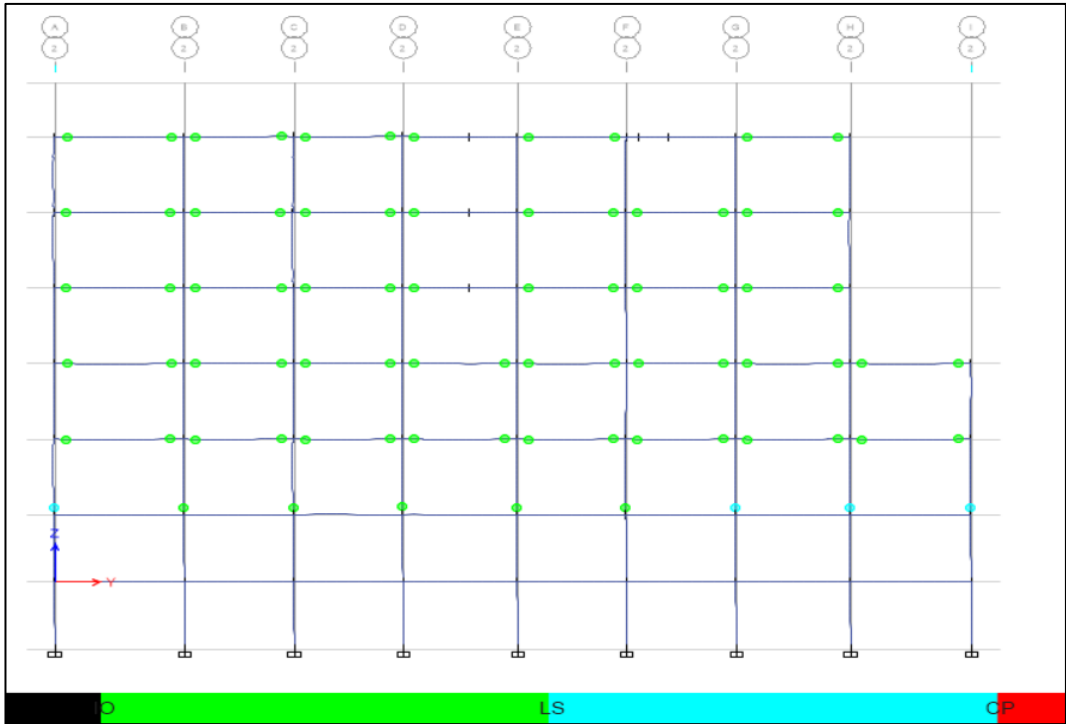
Fuente: ETABS

Fig. 166 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años



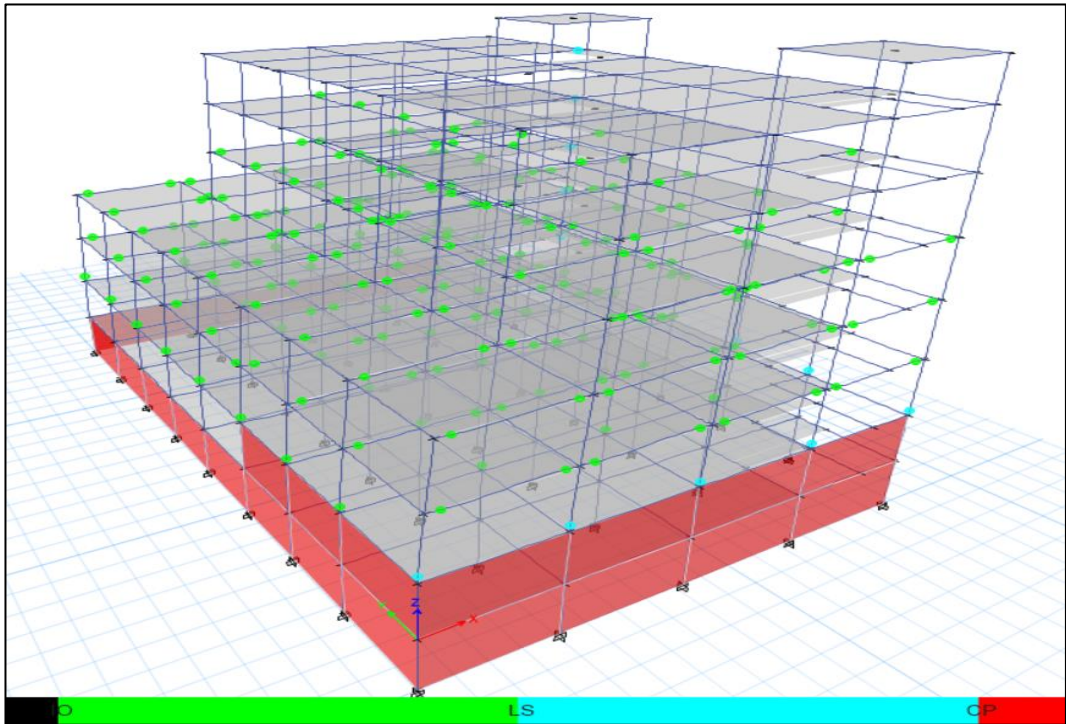
Fuente: ETABS

Fig. 167 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A Eje 2 Desempeño Tr=2500 años



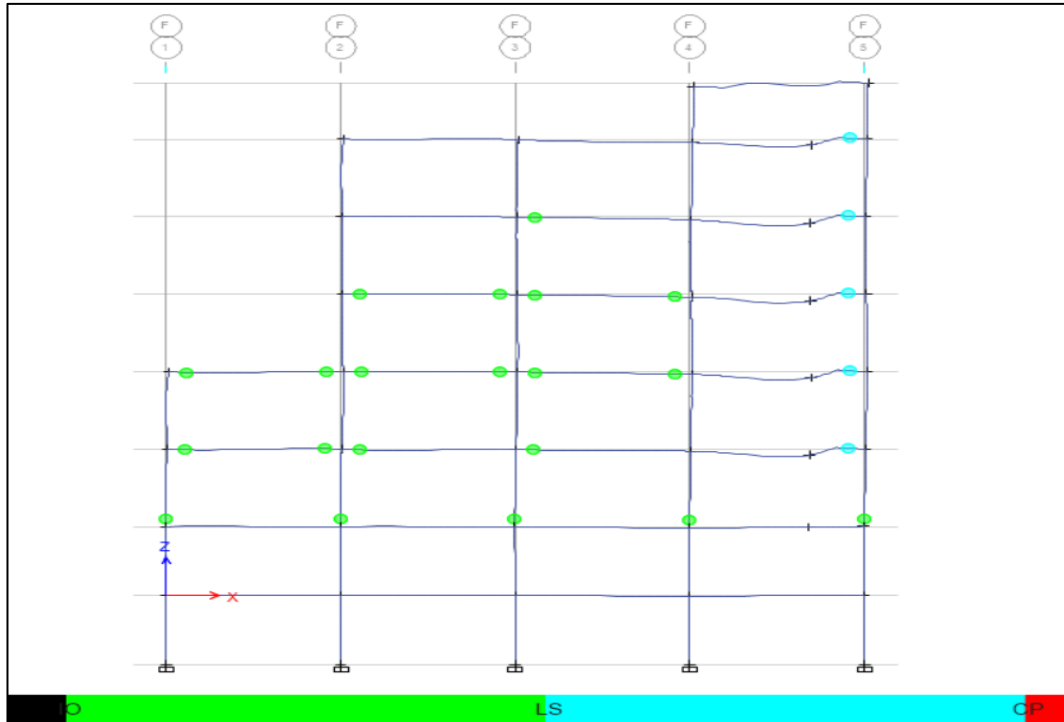
Fuente: ETABS

Fig. 168 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A 3D Desempeño Tr=2500 años



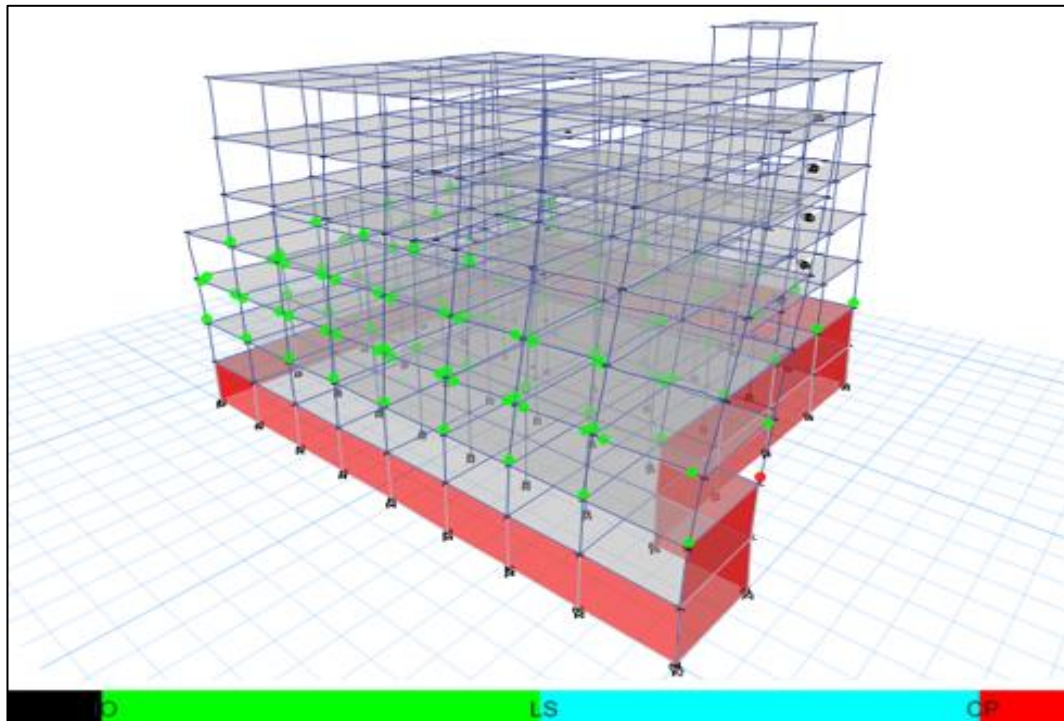
Fuente: ETABS

Fig. 169 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque A Eje F Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

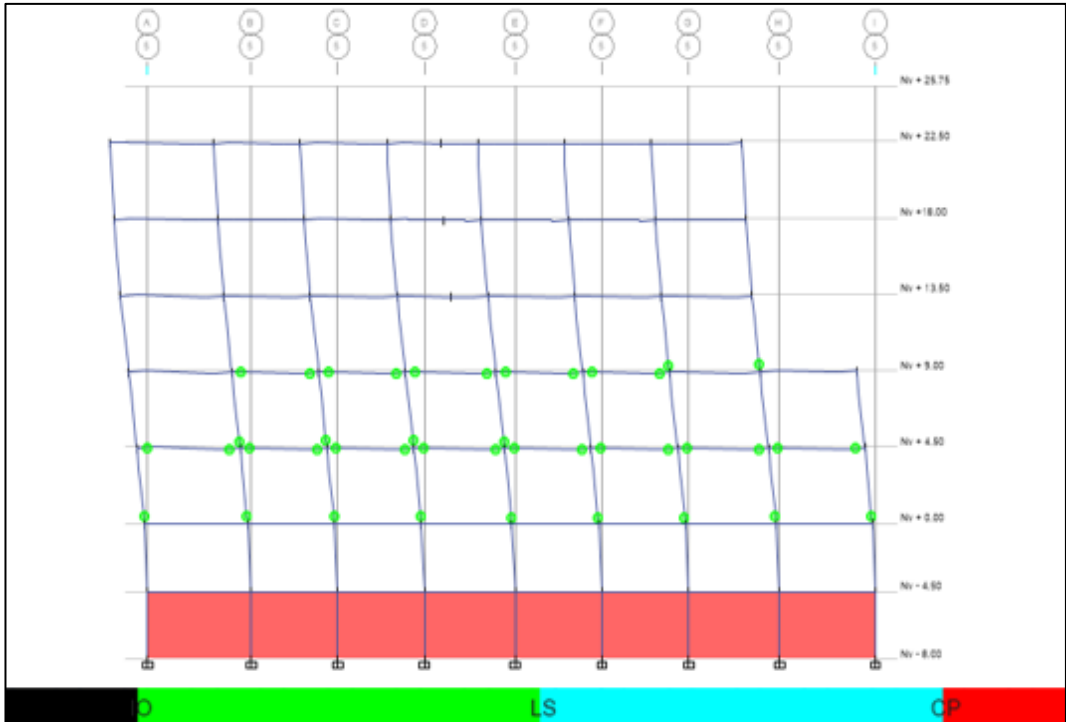
Fig. 170 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B 3D Desempeño Tr=2500años



Fuente: ETABS

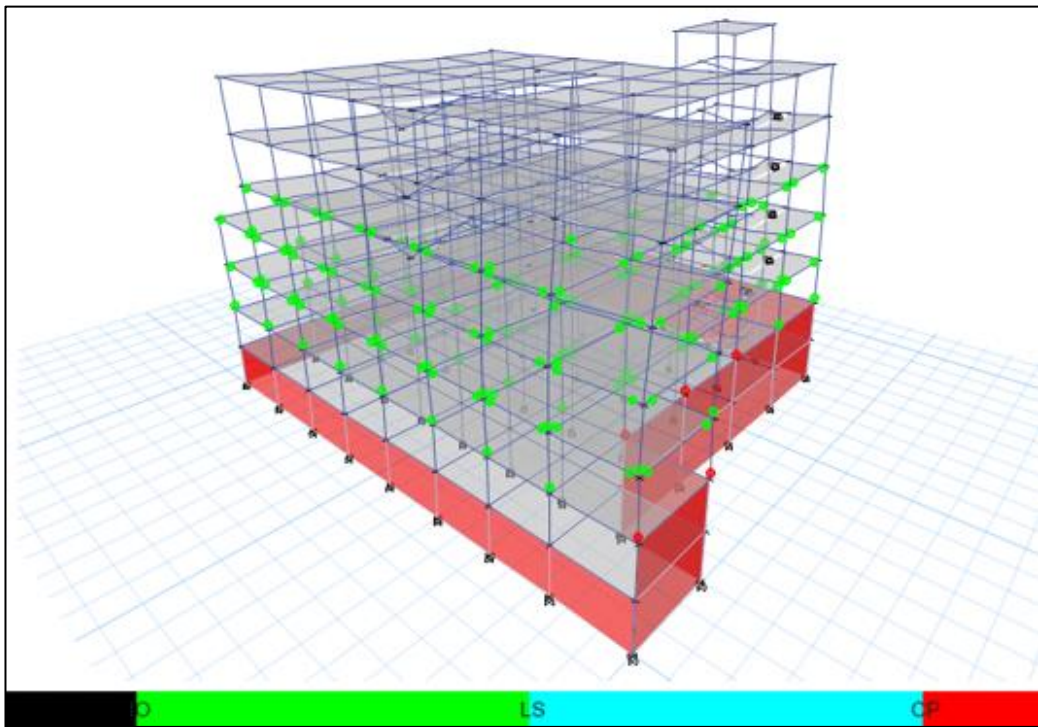


Fig. 171 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque 5 Eje E Desempeño Tr=2500 años



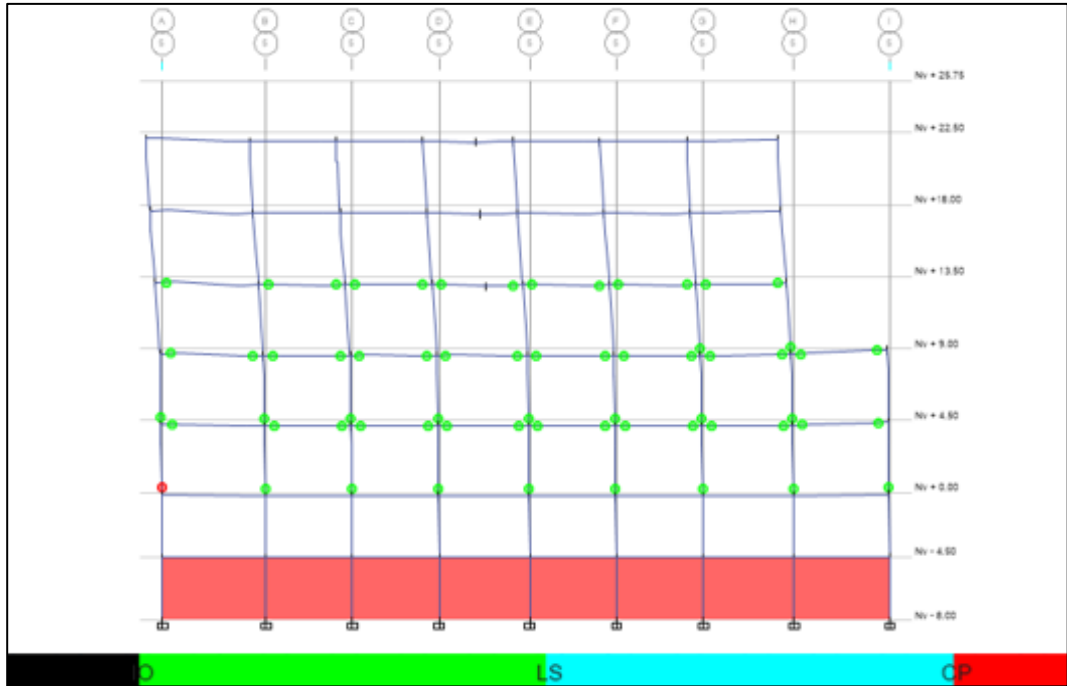
Fuente: ETABS

Fig. 172 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B 3D Desempeño Tr=2500 años



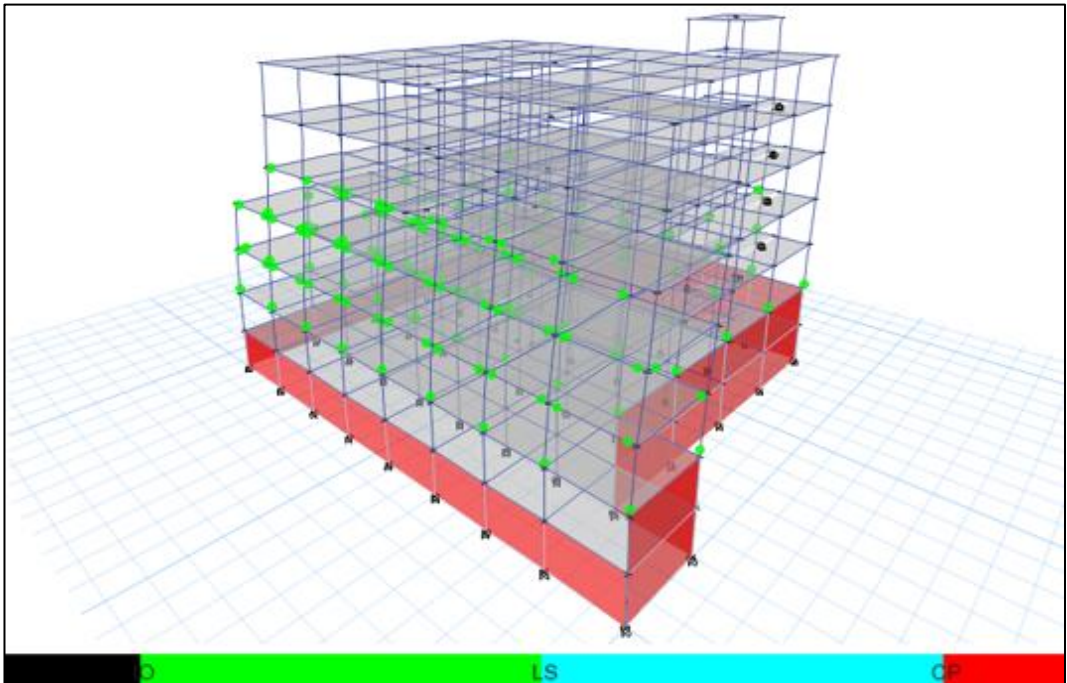
Fuente: ETABS

Fig. 173 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B Eje 5 Desempeño Tr=2500 años



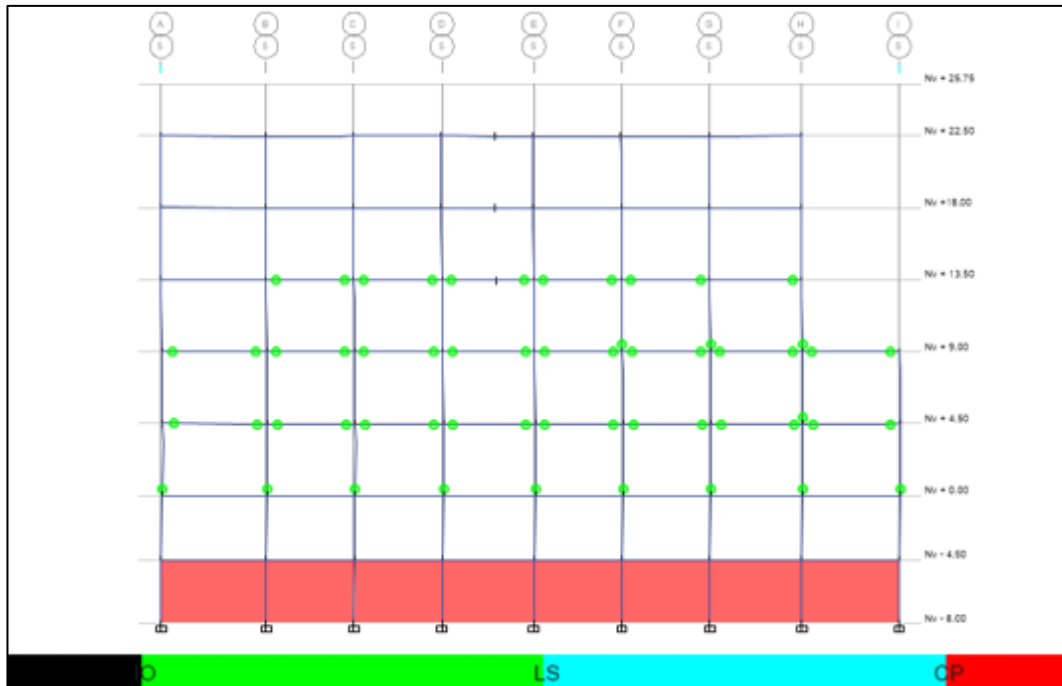
Fuente: ETABS

Fig. 174 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B 3D Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Fig. 175 Formación de rótulas plásticas por TH Pisco Bloque B Eje B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Como se puede observar en el bloque A el nivel máximo de desempeño que se alcanza es de protección de vida en ciertos elementos y en la mayoría de los elementos estructurales se mantienen en el nivel de ocupación inmediata; para el caso del bloque B el nivel de desempeño alcanzado corresponde a prevención del colapso con el registro de pedernales y en los demás registros existen en su mayoría elementos en ocupación inmediata.

Finalmente se argumenta que la estructura analizada en el presente estudio con base fija cumple con los requerimientos de la NEC – 15 para la verificación del desempeño sísmico para el sismo máximo esperado (2500 años), en la cual se solicita que las estructuras de uso esencial se mantengan en el nivel correspondiente a prevención de colapso para este evento sísmico.

## 4.2.2 Resultados de la estructura analizada con base aislada

### 4.2.2.1 Secciones del modelado ETABS

Tabla 23 Elementos a utilizar en estructura con base aislada

Elementos Tipo Frame		
Elemento	Sección	Unidad
Vigas sentido X-X	0.50 x 0.60	m
Vigas Secundarias	0.25 x 0.30	m
Vigas en Tapa grada	0.30 x 0.30	m
Columnas	0.80 x 0.80	m
Columnas bajo el nivel de aislación	1.25x1.25	m
Elementos Tipo Shell (Membrana)		
Elemento	Espesor	Unidad
Losa Nervada Bidireccional	0.30	m
Losa Nervada Bidireccional Nv + 22.50	0.20	m
Losa Maciza para gradas	0.20	m
Losa Maciza para rampa vehicular	0.25	m
Elementos tipo Wall (Shell Thin)		
Elemento	Espesor	Unidad
Muros de Sótano	0.30	m

Fuente: Elaboración propia

### 4.2.2.2 Diseño de aislador tipo (Bloque A)

#### Datos de la estructura

$S_s=1.40g$  (Aceleración para periodos cortos 0.2s)

$S_1=0.48g$  (Aceleración para periodos largos 1s)

$F_a=1.0$  (Coeficiente de sitio en periodos cortos según ASCE 7-16)

$F_v=1.8$  (Coeficiente de sitio en periodos largos según ASCE 7-16)

$W=8934.32$  Tn = 87615.75 kN (Peso efectivo sísmico de la estructura sobre el nivel de aislado)

$W_s=7256.38$  Tn (Peso efectivo sísmico sin considerar el nivel base)

$I_e = 1$  (Factor de importancia sísmico de estructuras aisladas)



R = 6 (Coeficiente de modificación de respuesta para el sistema convencional)

T = 1.124s (Período de la estructura para el sistema convencional)

d= 46.15m (Dimensión en planta más larga de la estructura)

b= 30.00m (Dimensión en planta más corta de la estructura medida perpendicular a “d”)

e<sub>real</sub> = 3.05m (Excentricidad real medida en planta entre el centro de masas y centro de rigideces)

e<sub>accidental</sub> = 2.31m (Excentricidad accidental 5% de la dimensión en planta más larga)

P<sub>T</sub>= 1.19 (Relación del período de traslación efectivo del sistema de aislación al periodo torsional efectivo del sistema de aislación, calculado por un análisis dinámico)

$\beta_{eff,min}$  = 20% (Amortiguamiento efectivo en el límite inferior objetivo)

$$B_{min} = \frac{1.54}{4} \quad (\text{Coeficiente de amortiguamiento en el límite superior } B_{min} = \frac{1.54}{5.6 - \ln \beta_{eff,min}})$$

$\beta_{eff,max}$  = 30% (Amortiguamiento efectivo en el límite superior objetivo)

$$B_{max} = \frac{1.82}{4} \quad (\text{Coeficiente de amortiguamiento en el límite superior } B_{max} = \frac{1.82}{5.6 - \ln \beta_{eff,max}})$$

T<sub>min</sub> = 3.00s (Período efectivo asumido en el límite inferior objetivo)

T<sub>max</sub> = 2.50s (Período efectivo asumido en el límite superior objetivo)

#### **Factores de modificación de propiedades (ASCE 7-16, 17.2.8.4)**

Se realiza para obtener valores límite máximos y mínimos mediante el siguiente cálculo

$$\lambda_{max} = \left( 1 + \left( 0.75(\lambda_{(ae,max)} - 1) \right) \right) * \lambda_{(test,max)} * \lambda_{(spec,max)} \geq 1.8$$

**Ec. 6 Factor de modificación de propiedades máximo**

$$\lambda_{min} = \left( 1 - \left( 0.75(1 - \lambda_{(ae,min)}) \right) \right) * \lambda_{(test,min)} * \lambda_{(spec,min)} \leq 0.8$$

**Ec. 7 Factor de modificación de propiedades mínimo**

Donde:

$\lambda_{(ae,max)}=1.10$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos de envejecimiento y condiciones del entorno.

$\lambda_{(ae,min)}=1.00$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta los efectos de envejecimiento y condiciones del entorno.

$\lambda_{(test,max)}=1.15$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.

$\lambda_{(test,min)}=1.00$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta el calentamiento, tasa de carga y torcedura.

$\lambda_{(spec,max)}=1.00$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor máximo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores.

$\lambda_{(spec,min)}=0.90$ , Factor de modificación de propiedad usado para calcular el valor mínimo de la propiedad del aislador de interés, usado para tomar en cuenta las variaciones permisibles de fabricación sobre las propiedades promedio de un grupo del mismo tamaño de aisladores. [56]

Nota: Estos factores son proporcionados por los fabricantes.

$$\lambda_{max} = \left(1 + (0.75(1.10 - 1))\right) * 1.15 * 1.10 = 1.34 < 1.8 \therefore \lambda_{max} = 1.8$$

$$\lambda_{min} = \left(1 - (0.75(1 - 1.00))\right) * 1.00 * 0.90 = 0.9 > 0.8 \therefore \lambda_{min} = 0.8$$

### 1. Cálculo de desplazamientos máximos

$$D_M = \frac{g S_{M1} T_M}{4 \pi^2 B_M}$$

Ec. 8 Desplazamientos máximos

$$S_{M1} = S_1 * F_v = 0.48g * 1.8 = 0.86g$$

$$D_{M,min} = \frac{9.81 * 0.86 * 3.00}{4 \pi^2 1.54} = 0.419 \text{ m}$$

$$D_{M,max} = \frac{9.81 * 0.86 * 2.50}{4 \pi^2 * 1.82} = 0.295 \text{ m}$$

## 2. Cálculo de desplazamientos máximos total

$$D_{TM} = D_M \left[ 1 + \left( \frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right]$$

Ec. 9 Desplazamiento total máximo

$$y = \frac{d}{2} = \frac{46.15}{2} = 23.08 \text{ m}$$

$$e = e_{real} + e_{accidental} = 3.05 + 2.31 = 5.36 \text{ m}$$

$$D_{TM,min} = 0.419 \left[ 1 + \left( \frac{23.08}{1.19^2} \right) \frac{12 * 5.36}{30^2 + 46.15^2} \right] = 0.564 \text{ m}$$

$$D_{TM,max} = 0.295 \left[ 1 + \left( \frac{23.08}{1.19^2} \right) \frac{12 * 5.36}{30^2 + 46.15^2} \right] = 0.397 \text{ m}$$

Según ASCE 7-16 (17.5.3.3) El desplazamiento máximo total no debe ser menor a 1.15 veces el desplazamiento máximo [56], por lo tanto:

$$\frac{D_{TM}}{D_M} \geq 1.15$$

$$\frac{D_{TM,min}}{D_{M,min}} = 1.35 \quad \text{ok} \quad \frac{D_{TM,max}}{D_{M,max}} = 1.35 \quad \text{ok}$$

## Diseño preliminar.

### 3. Cálculo del diámetro del aislador

El aislador elastomérico deberá tener un diámetro, excluyendo la capa protectora de recubrimiento, de no menos que 1.25 veces la demanda de desplazamiento del sismo máximo.

$$\phi_{aislador} = 1.25 D_{TM} = 1.25 * 0.564 = 0.705 \text{ m}$$

#### 4. Seleccionar el aislador a utilizar:

Datos del aislador de la marca Bridgestone LT090G4-C

# de aisladores= 45

$\emptyset_{aislador} = D_o = 900 \text{ mm} = 35.433 \text{ plg}$

$A = 636173 \text{ mm}^2 = 986.07 \text{ plg}^2$  (Área del aislador)

$G_{100\%} = 0.39 \text{ N/mm}^2 = 55.82 \text{ psi}$  (Módulo de corte de la goma al 100% de la deformación por corte)

$t_r = 6.00 \text{ mm}$  (Espesor de una capa de goma)

$\#_r = 42$  (Número de capas de goma)

$h_r = 252 \text{ mm} = 9.92 \text{ plg}$  (Altura total de la goma)

$H = 504.4 \text{ mm} = 18.86 \text{ plg}$  (Altura total del aislador incluyendo calces de acero)

$\alpha_p = 0.583 \text{ N/mm}^2$  (Módulo aparente de corte del plomo)

Peso del aislador= 17.60 kN

$A_r = 616100 \text{ mm}^2$  (Área efectiva en el plano)

Diámetro efectivo del núcleo de plomo = 160mm

$A_p = 20106.19 \text{ mm}^2$  (Área efectiva del núcleo de plomo)

$\sigma_{pb} = 7.967 \text{ N/mm}^2$  (Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo)

$E = 2.20 \text{ N/mm}^2$  (Módulo de Young)

$E_{\infty} = 1176 \text{ N/mm}^2$  (Módulo volumétrico)

$k = 0.85$  (Factor de corrección del módulo de Young por rugosidad)

$\alpha_V = 1.23$  (Factor de corrección al módulo de Young)

$B = 13$  (Relación de rigidez inicial a la rigidez postfluencia)

$S_1 = 37.50$  (Primer factor de forma  $S_1 = D_o/4t_r$ )

$S_2 = 3.57$  (Segundo factor de forma  $S_2 = D_o/nt_r$ )

## 5. Cálculo de la deformación por corte

$$\gamma_{DM} = \frac{D_M}{hr}$$

Ec. 10 Deformación por corte

$$\begin{aligned} \gamma_{DM,min} &= \frac{0.419\text{m} * 1000}{252 \text{ mm}} = 166.349\% & \gamma_{DM,max} &= \frac{0.295\text{m} * 1000}{252 \text{ mm}} \\ &= 117.042\% \end{aligned}$$

La deformación por corte se recomienda que sea menor a 200% y como máximo lo que recomiende el fabricante en caso de no cumplir se deberá incrementar la altura total de la goma.

## 6. Cálculo del esfuerzo de corte en fluencia del Núcleo de plomo modificado

$$\sigma_{pbm} = \sigma_{pb} * \lambda_{max,min}$$

Ec. 11 Esfuerzo de corte en fluencia del núcleo de plomo modificado

$$\begin{aligned} \sigma_{pbm,min} &= 7.967 * 0.8 = 6.37 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{pbm,max} &= 7.967 * 1.8 = 14.34 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

## 7. Cálculo del factor de corrección a la rigidez Post-Fluencia

Según el catalogo Bridgstone [60]

$$C_{Kd} = \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.43} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1] \\ \gamma^{-0.12} & [1 \leq \gamma < 2.5] \end{cases}$$

Ec. 12 Factor de corrección a la rigidez Post-Fluencia

$$C_{Kdmin} = 1.66^{-0.12} = 0.94 \quad C_{Kdmax} = 1.17^{-0.12} = 0.98$$

## 8. Factor de corrección a la resistencia característica

Según el catalogo Bridgstone [60]

$$C_{Qd} = \begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$

Ec. 13 Factor de corrección a la resistencia característica

$$C_{Qdmin} = 1 \quad C_{Qdmax} = 1$$

## 9. Rigidez al corte de la goma laminada

Según el catalogo Bridgestone [60]

$$K_r = G_r * \frac{A_r}{h_r} * \lambda_{max,min}$$

Ec. 14 Rigidez al corte de la goma laminada

$$K_{r,min} = 0.385 * \frac{616100}{252} * 0.80 = 753.01 \text{ kN/m}$$

$$K_{r,max} = 0.385 * \frac{616100}{252} * 1.80 = 1694.28 \text{ kN/m}$$

## 10. Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo

Según el catalogo Bridgestone [60]

$$K_p = \alpha_p * \frac{A_p}{h_r} * \lambda_{max,min}$$

Ec. 15 Rigidez al corte adicional por el núcleo de plomo

$$K_{p,min} = 0.583 * \frac{20106.19}{252} * 0.80 = 37.21 \text{ kN/m}$$

$$K_{p,max} = 0.583 * \frac{20106.19}{252} * 1.80 = 83.73 \text{ kN/m}$$

## 11. Rigidez Postfluencia

Según el catalogo Bridgestone [60]

$$K_2 = K_d = C_{Qdmin,max} (K_{r min,max} + K_{p min,max})$$

$$K_{2min} = 0.94 * (753.01 + 37.21) = 743.41 \text{ kN/m}$$

$$K_{2max} = 0.98 * (1694.28 + 83.73) = 1744.74 \text{ kN/m}$$

## 12. Aporte a la rigidez Postfluencia Total

$$K_{2Total} = K_{dTotal} = K_2 * \# \text{ de aisladores}$$

Ec. 17 Aporte a la rigidez post-fluencia total

$$K_{2Totalmin} = 743.41 * 45 = 33453.38 \text{ kN/m}$$

$$K_{2Totalmax} = 1744.74 * 45 = 78513.46 \text{ kN/m}$$

## 13. Resistencia característica

Según el catalogo Bridgstone [60]

$$Q_d = C_{Qdmin,max} * \sigma_{pbm} * A_p$$

Ec. 18 Resistencia característica

$$Q_{dmin} = 1 * 6.37 * 20106.19 = 128148.8 \text{ N} = 128.15 \text{ kN}$$

$$Q_{dmax} = 1 * 14.34 * 20106.19 = 288334.8 \text{ N} = 288.33 \text{ kN}$$

## 14. Resistencia característica total

$$Q_{dtotal} = Q_{dmin,max} * \# \text{ de aisladores}$$

Ec. 19 Resistencia característica total

$$Q_{dtotalmin} = 128.15 * 45 = 5766.70 \text{ kN}$$

$$Q_{dtotalmax} = 288.33 * 45 = 12975.07 \text{ kN}$$

## 15. Rigidez equivalente al Corte

Según el catalogo Bridgstone [60]

$$K_{eq} = \frac{Q_{dmin,max}}{\gamma_{min,max} * h_r} + K_{dmax,min}$$

Ec. 20 Rigidez equivalente al corte

$$K_{eq\ min} = \frac{128.15}{1.66 * 252/1000} + 743.41 = 1049.11\ \text{kN/m}$$

$$K_{eq\ max} = \frac{288.33}{1.17 * 252/1000} + 1744.74 = 2722.33\ \text{kN/m}$$

## 16. Aporte a la rigidez efectiva total

$$K_{eq\ total} = K_{eq\ min,max} * \# \text{ de aisladores}$$

Ec. 21 Aporte a la rigidez efectiva total

$$K_{eq\ total\ min} = 1049.11 * 45 = 47209.80\ \text{kN/m}$$

$$K_{eq\ total\ max} = 2722.33 * 45 = 122504.96\ \text{kN/m}$$

## 17. Rigidez inicial

Según el catalogo Bridgestone [60]

$$K_1 = B * K_d\ min,max$$

Ec. 22 Rigidez inicial

$$K_1\ min = 13 * 743.41 = 9664.31\ \text{kN/m}$$

$$K_1\ max = 13 * 1744.74 = 22681.67\ \text{kN/m}$$

## 18. Rigidez inicial total

$$K_{1\ total} = K_1\ min,max * \# \text{ de aisladores}$$

Ec. 23 Rigidez inicial total

$$K_{1\ total\ min} = 9664.31 * 45 = 434893.88\ \text{kN/m}$$

$$K_{1\ total\ max} = 22681.67 * 45 = 1020675.03\ \text{kN/m}$$

## 19. Relación de amortiguamiento equivalente

Según el catalogo Bridgestone [60]

$$H_{eq} = \beta = \frac{2}{\pi} * \frac{Q_d\ min,max * \left\{ \gamma_{min,max} * h_r - \frac{Q_d\ min,max}{(B-1)K_d\ min,max} \right\}}{K_{eq\ min,max} * (\gamma_{min,max} * h_r)^2}$$



Ec. 24 Relación de amortiguamiento equivalente

$$H_{eq\ min} = \beta_{min} = \frac{2}{\pi} * \frac{128.15 * \left\{ 1.66 * (252/1000) - \frac{128.15}{(13-1) * 743.41} \right\}}{1049.11 * (1.66 * (252/1000))^2}$$

$$= 0.179$$

$$H_{eq\ max} = \beta_{max}$$

$$= \frac{2}{\pi} * \frac{288.33 * \left\{ 1.17 * (252/1000) - \frac{288.33}{(13-1) * 1744.74} \right\}}{2722.33 * (1.17 * (252/1000))^2}$$

$$= 0.218$$

**20. Energía por ciclo**

$$\Delta W = \beta * 2\pi * K_{eq\ min,max} * D_{M\ min,max}$$

Ec. 25 Energía por ciclo

$$\Delta W_{min} = 0.179 * 2\pi * 1049.11 * 419.20 = 207516671.4\ N * mm$$

$$= 207516.67\ kN * mm$$

$$\Delta W_{max} = 0.179 * 2\pi * 2722.33 * 294.94 = 324288314.2\ N * mm$$

$$= 324288.31\ kN * mm$$

**21. Aporte de la energía total por ciclo**

$$\Delta W_{total} = \Delta W_{min,max} * \# \text{ de aisladores}$$

Ec. 26 Aporte de la energía total por ciclo

$$\Delta W_{total\ min} = 207516.67 * 45 = 9338250.21\ kN * mm$$

$$\Delta W_{total\ max} = 324288.31 * 45 = 14592974.14\ kN * mm$$

**22. Desplazamiento de fluencia**

$$D_y = \frac{Q_{d\ min,max}}{k_{1\ min,max} - K_{d\ min,max}}$$

Ec. 27 Desplazamiento de fluencia

$$D_{y \min} = \frac{128.15}{9664.31 - 743.41} = 0.01437\text{m} = 14.37\text{mm}$$

$$D_{y \max} = \frac{288.33}{22681.67 - 1744.74} = 0.01377\text{m} = 13.77\text{mm}$$

### 23. Fuerza de fluencia

$$F_y = Q_{d \min, \max} + K_{d \min, \max} * D_{y \min, \max}$$

Ec. 28 Fuerza de fluencia

$$F_{y \min} = 128.15 + 743.41 * (14.37/1000) = 138.83 \text{ kN}$$

$$F_{y \max} = 288.33 + 1744.74 * (13.77/1000) = 312.36 \text{ kN}$$

### 24. Fuerza en el asiento de apoyo

$$F_{ap} = Q_{d \min, \max} + K_{d \min, \max} * D_{M \min, \max}$$

Ec. 29 Fuerza en el asiento de apoyo

$$F_{ap \min} = 128.15 + 743.41 * (419.207/1000) = 439.79 \text{ kN}$$

$$F_{ap \max} = 288.33 + 1744.74 * (294.94/1000) = 802.94 \text{ kN}$$

### 25. Factor B amortiguamiento equivalente

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\min, \max}}$$

Ec. 30 Factor B amortiguamiento equivalente

$$B_{\min} = \frac{4}{5.6 - \ln 0.179} = 1.47 \quad B_{\max} = \frac{4}{5.6 - \ln 0.218} = 1.59$$

### 26. Módulo de compresión efectivo

$$E_c = \frac{E(1 + 2kS_1^2)}{1 + E(1 + 2kS_1^2)/E_\infty}$$

Ec. 31 Módulo de compresión efectivo

$$E_c = \frac{2.20(1 + 2 * 0.85 * 37.50^2)}{1 + 2.20(1 + 2 * 0.85 * 37.50^2)/1176} = 961.17 \text{ N/mm}^2$$

### 27. Rigidez a compresión vertical

$$K_v = \alpha_v * E_c * \frac{A_r + A_p}{h_r}$$

Ec. 32 Rigidez a la compresión vertical

$$K_v = 1.23 * 961.17 * \frac{616100 + 20106.19}{252} = 2984717.61 \text{ kN/m}$$

### 28. Aporte a la rigidez a compresión vertical total

$$K_{v \text{ total}} = K_v * \# \text{aisladores}$$

Ec. 33 Rigidez a la compresión vertical total

$$K_{v \text{ total}} = 2984717.61 * 45 = 134312292.55 \text{ kN/m}$$

### 29. Masa por cada aislador

$$M_a = \frac{W}{g * \# \text{aisladores}}$$

Ec. 34 Masa por cada aislador

$$M_a = \frac{87615.75}{9.81 * 45} = 198.54 \text{ kN s}^2/m$$

### 30. Periodo efectivo del sistema de aislación

$$T_{\text{aislado}} = 2\pi \sqrt{\frac{M_a}{K_{eq \text{ min,max}}}}$$

Ec. 35 Periodo efectivo del sistema de aislación

$$T_{\text{aislado min}} = 2\pi \sqrt{\frac{198.54}{1049.11}} = 2.73 \text{ s}$$

$$T_{\text{aislado max}} = 2\pi \sqrt{\frac{198.54}{2722.33}} = 1.70 \text{ s}$$

### 31. Amortiguamiento

$$\text{Amortiguamiento} = 2(H_{eq \text{ min,max}} - 0.05) * \sqrt{K_{eq \text{ min,max}} * M_a}$$

Ec. 36 Amortiguamiento

$$\begin{aligned} \text{Amortiguameinto}_{min} &= 2(0.179 - 0.05) * \sqrt{1049.11 * 198.54} \\ &= 117.88 \text{ kN s/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Amortiguameinto}_{max} &= 2(0.218 - 0.05) * \sqrt{2722.33 * 198.54} \\ &= 246.93 \text{ kN s/m} \end{aligned}$$

### 32. Cálculo aceleración espectral

$$S_a = \frac{S_{M1}}{B_{min,max} * T_{aislado min,max}}$$

Ec. 37 Aceleración espectral

$$S_{a min} = \frac{0.86}{1.47 * 2.73} = 0.21g$$

$$S_{a max} = \frac{0.86}{1.59 * 1.697} = 0.32g$$

### 33. Cálculo desplazamiento espectral

$$S_d = \frac{g * S_{a min,max} * T_{aislado min,max}^2}{4\pi^2}$$

Ec. 38 Desplazamiento espectral

$$S_{d min} = \frac{9.81 * 0.21 * 2.733^2}{4\pi^2} = 0.398088\text{m} = 398.09 \text{ mm}$$

$$S_{d max} = \frac{9.81 * 0.32 * 1.697^2}{4\pi^2} = 0.22928\text{m} = 229.28 \text{ mm}$$

### 34. Convergencia entre desplazamientos máximos y desplazamiento espectral

$$min, max = \frac{D_{M min,max}}{S_{d min,max}} \approx 1$$

$$min = \frac{209.60}{398.09} = 0.95$$

$$max = \frac{147.47}{229.28} = 0.777$$

Para obtener un diseño adecuado es necesario que la convergencia sea 1 o un valor muy cercano a 1 el cual para obtenerlo se debe iterar el periodo y relación de amortiguamiento tanto en el límite inferior como superior y realizar los cálculos desde el paso 1) tomando en cuenta el mismo aislador seleccionado tomando en cuenta las recomendaciones mencionadas en cada paso.

**Tabla 24 Periodos y Amortiguamientos del sistema**

Periodos	
$T_{lower} =$	2.687
$T_{upper} =$	1.509
$\beta$	
$\beta_{eff,lower} =$	0.1890
$\beta_{eff,upper} =$	0.2640

Fuente: Elaboración propia

Una vez iterado se ha determinado los siguientes parámetros y resultados.

**Tabla 25 Cálculo de los parámetros del sistema**

LRB			
	Límite inferior	Límite superior	Unidades
<b>Cantidad de Aisladores =</b>	45		-
<b>Peso Sísmico Total =</b>	87615.75		kN
<b>Masa Sísmica Total =</b>	8934.32		kN-s2/m
<b>Peso por cada Aislador (por Tipo) =</b>	1947.02		kN
<b>Masa por cada Aislador (por Tipo) =</b>	198.54		kN-s2/m
<b>Módulo de Corte de la Goma, <math>G_r</math> (para LRB) =</b>	0.385		-
<b>Módulo Aparente de Corte del Plomo, <math>\alpha_p</math> (para LRB) =</b>	0.583		N/mm2
<b>Peso del Aislador =</b>	17.60		kN
<b>Diámetro Exterior del Aislador, <math>D_0</math> =</b>	900.00		mm
<b>Área Efectiva en el Plano, <math>A</math> =</b>	616100.00		mm2
<b>Espesor Total de la Goma, <math>h_r</math> =</b>	252.00		mm
<b>Número de Capas de Goma =</b>	42.00		-
<b>Espesor de cada Capa de Goma, <math>t_r</math> =</b>	6.00		mm
<b>Altura Total =</b>	504.40		mm
<b>Diámetro efectivo del Núcleo de Plomo =</b>	160.00		mm
<b>Área efectiva del Núcleo de Plomo, <math>A_p</math> =</b>	20106.19		mm2

<b>Esfuerzo de Corte en Fluencia del Núcleo de Plomo, <math>\sigma_{pb}</math> =</b>	7.97		N/mm <sup>2</sup>
<b>Factor de Modificación de Propiedades para el Plomo =</b>	0.80	1.80	
<b>Esfuerzo de Corte en Fluencia del Núcleo de Plomo Modificado =</b>	6.37	14.34	N/mm <sup>2</sup>
<b>Desplazamientos Totales, <math>D_M</math> =</b>	383.62	188.38	mm
<b>Desplazamientos Totales, <math>D_{TM}</math> =</b>	516.26	253.51	mm
<b>Deformación por Corte, <math>Y</math> =</b>	1.52	0.75	-
<b>Factor de Corrección a la Rigidez Post-fluencia, <math>C_{Kd}</math> (para LRB) =</b>	0.95	1.08	-
<b>Factor de Corrección a la Resistencia Característica, <math>C_{Qd}</math> (para LRB) =</b>	1.00	1.00	-
<b>Factor de Modificación de Propiedades para Goma =</b>	0.80	1.80	
<b>Relación de Amortiguamiento Equivalente, <math>H_{eq}(Y)</math> o <math>\beta</math> =</b>	0.189	0.264	N/mm <sup>2</sup>
<b>Rigidez al Corte de la Goma Laminada, <math>K_r</math> (para LDR) =</b>	753.01	1694.28	kN/m
<b>Rigidez al Corte Adicional por el Núcleo de Goma, <math>K_p</math> (para LDR) =</b>	37.21	83.73	kN/m
<b>Rigidez Equivalente al Corte, <math>K_{eq}</math> =</b>	1085.42	3442.77	kN/m
<b>Rigidez Postfluencia, <math>K_2</math> =</b>	751.36	1912.16	kN/m
<b>Aporte a la Rigidez Postfluencia Total =</b>	33811.34	86047.26	kN/m
<b>Rigidez Inicial, <math>K_1</math> =</b>	9767.72	24858.10	kN/m
<b>Aporte a la Rigidez Inicial Total =</b>	439547.47	1118614.34	kN/m
<b>Resistencia Característica, <math>Q_d</math> =</b>	128.15	288.33	kN
<b>Aporte a la Resistencia Característica Total =</b>	5766.70	12975.07	kN
<b>Energía por Ciclo, <math>\Delta W</math> =</b>	189356.14	202772.21	kN-mm
<b>Desplazamiento de Fluencia, <math>D_y</math> =</b>	14.21	12.57	mm
<b>Fuerza de Fluencia, <math>F_y</math> =</b>	138.83	312.36	kN
<b>Fuerza en el Asiento de Apoyo <math>F_{ap}</math> =</b>	416.39	648.55	kN
<b>Factor B =</b>	1.50	1.72	-
<b>Aporte a la Rigidez Efectiva Total = <math>k_{eq}</math> total</b>	48843.68	154924.75	kN/m
<b>Aporte a la Energía por Ciclo = <math>\Delta W</math> total</b>	8521026.38	9124749.24	kN-mm
<b>Módulo de Young, <math>E</math> =</b>	2.20		N/mm <sup>2</sup>
<b>Módulo Volumétrico, <math>E_\infty</math> =</b>	1176.00		N/mm <sup>2</sup>
<b>Factor de Corrección de E por Rugosidad, <math>k</math> =</b>	0.85		-

<b>Primer Factor de Forma del Material, <math>S_1 =</math></b>	37.50	-	
<b>Segundo Factor de Forma del Material, <math>S_2 =</math></b>	3.57	-	
<b>Módulo de Compresión Efectivo, <math>E_C =</math></b>	961.17	N/mm <sup>2</sup>	
<b>Factor de Corrección al Módulo de Young, <math>\alpha_v</math> (para LDR) =</b>	1.23	-	
<b>Rigidez a Compresión Vertical, <math>K_v =</math></b>	2984717.61	kN/m	
<b>Aporte a la Rigidez a Compresión Vertical Total =</b>	134312292.55	kN/m	
<b>Masa por cada Aislador (por Tipo) =</b>	198.54	kN-s <sup>2</sup> /m	
<b>Periodo Efectivo =</b>	2.69	1.51	s
<b>Amortiguamiento =</b>	128.75	354.11	kN-s/m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Resumen parámetros del sistema

	<b>Límite inferior</b>	<b>Límite superior</b>	
<b>Número Total de Aisladores =</b>	45		-
<b>Rigidez Efectiva Total del Sistema (para <math>F_{DD}</math>)=</b>	48843.68	154924.75	kN/m
<b>Rigidez Efectiva Total del Sistema (para <math>F_{0.5DD}</math>)=</b>	68135.72	177575.13	kN/m
<b>Energía Total por Ciclo =</b>	8521026.38	9124749.24	kN-mm
<b>Rigidez a Compresión Vertical Total del Sistema =</b>	134312292.55		kN/m
<b>Resistencia Característica Total (<math>Q_d</math>) =</b>	5766.70	12975.07	kN
<b>Rigidez Inicial Total (<math>K_1</math>) =</b>	439547.47	1118614.34	kN/m
<b>Rigidez Post-elástica Total (<math>K_2</math>) =</b>	33811.34	86047.26	kN/m
<b>Relación del Amortiguamiento Efectivo Total, <math>\beta =</math></b>	0.189	0.264	-
<b>Factor B Total =</b>	1.50	1.72	-
<b>Peso Sísmico =</b>	87615.75		kN
<b>Masa Sísmica =</b>	8934.32		kN-s <sup>2</sup> /m
<b>Resistencia del Sistema (<math>Q_d/W</math>) =</b>	0.066	0.148	
<b>Periodo Efectivo =</b>	2.687	1.509	s
<b>Amortiguamiento =</b>	5793.57	15934.75	kN-s/m
<b><math>S_a =</math></b>	0.21	0.33	g
<b><math>S_d =</math></b>	383.91	188.32	mm
<b>Convergencia =</b>	1.001	1.000	-

Fuente: Elaboración propia

### 35. Chequeos

#### 35.1. Realizar el cálculo de parámetros a mitad de desplazamiento

$$D_{M/2} = \frac{D_{M \min, \max}}{2}$$

Ec. 39 Mitad de desplazamientos

$$D_{M \min/2} = \frac{0.384}{2} = 0.192 \text{ m} \quad D_{M \max/2} = \frac{0.188}{2} = 0.094 \text{ m}$$

$$D_{TM/2} = \frac{D_{TM \min, \max}}{2}$$

Ec. 40 Mitad de desplazamientos máximos

$$D_{TM \min/2} = \frac{0.516}{2} = 0.258 \text{ m} \quad D_{TM \max/2} = \frac{0.254}{2} = 0.127 \text{ m}$$

Tabla 27 Cálculo de parámetros del sistema a mitad de desplazamiento

<b>L-RB</b>			
	Límite inferior	Límite superior	Unidades
<b>Diámetro efectivo del Núcleo de Plomo =</b>	160.00		mm
<b>Área efectiva del Núcleo de Plomo, <math>A_p</math> =</b>	20106.19		mm <sup>2</sup>
<b>Esfuerzo de Corte en Fluencia del Núcleo de Plomo, <math>\sigma_{pb}</math> =</b>	7.97		
<b>Factor de Modificación de Propiedades para el Plomo =</b>	0.80	1.80	
<b>Esfuerzo de Corte en Fluencia del Núcleo de Plomo Modificado =</b>	6.37	14.34	N/mm <sup>2</sup>
<b>Desplazamientos Totales, <math>D_M</math> =</b>	191.81	94.19	mm
<b>Desplazamientos Totales, <math>D_{TM}</math> =</b>	258.13	126.76	mm
<b>Deformación por Corte, <math>Y</math> =</b>	0.76	0.37	-
<b>Factor de Corrección a la Rigidez Post-fluencia, <math>C_{Kd}</math> (para LRB) =</b>	1.07	1.28	-
<b>Factor de Corrección a la Resistencia Característica, <math>C_{Qd}</math> (para LRB) =</b>	1.00	0.96	-
<b>Factor de Modificación de Propiedades para Goma =</b>	0.80	1.80	
<b>Relación de Amortiguamiento Equivalente, <math>H_{eq}(Y)</math> o <math>\beta</math> =</b>	0.262	0.359	N/mm <sup>2</sup>



<b>Rigidez al Corte de la Goma Laminada, <math>K_r</math> (para LDR) =</b>	753.01	1694.28	kN/m
<b>Rigidez al Corte Adicional por el Núcleo de Goma, <math>K_p</math> (para LDR) =</b>	37.21	83.73	kN/m
<b>Rigidez Equivalente al Corte, <math>K_{eq}</math> =</b>	1514.13	3946.11	kN/m
<b>Rigidez Postfluencia, <math>K_2</math> =</b>	846.02	1010.65	kN/m
<b>Aporte a la Rigidez Postfluencia Total =</b>	38071.05	45479.12	kN/m
<b>Rigidez Inicial, <math>K_1</math> =</b>	10998.30	13138.41	kN/m
<b>Aporte a la Rigidez Inicial Total =</b>	494923.70	591228.50	kN/m
<b>Resistencia Característica, <math>Q_d</math> =</b>	128.15	276.49	kN
<b>Aporte a la Resistencia Característica Total =</b>	5766.70	12442.05	kN
<b>Energía por Ciclo, <math>\Delta W</math> =</b>	91850.49	78956.02	kN-mm
<b>Desplazamiento de Fluencia, <math>D_y</math> =</b>	12.62	22.80	mm
<b>Fuerza de Fluencia, <math>F_y</math> =</b>	138.83	299.53	kN
<b>Fuerza en el Asiento de Apoyo <math>F_{ap 0.5}</math> =</b>	290.42	371.68	kN
<b>Factor B =</b>	1.71	1.98	-
<b>Aporte a la Rigidez Efectiva Total =</b>	68135.72	177575.13	kN/m
<b>Aporte a la Energía por Ciclo =</b>	4133272.14	3553020.88	kN-mm

Fuente: Elaboración propia

### 35.2. Verificación de la fuerza restauradora

La fuerza restauradora en cada aislador debe ser mayor al 2.5% del peso que está soportando el aislador.

La fuerza restauradora viene dada por la diferencia de la fuerza en el asiento de apoyo para el 100% del desplazamiento y la fuerza en el asiento de apoyo para el 50% del desplazamiento.

Tabla 28 Verificación de la fuerza restauradora

	<b>Límite inferior</b>	<b>Límite superior</b>
<b>Fuerza al 100% del Desplazamiento (<math>F_{ap}</math>) =</b>	416.39	648.55
<b>Fuerza al 50% del Desplazamiento (<math>F_{ap 0.5}</math>) =</b>	290.42	371.68
<b>(<math>F_{ap} - F_{ap 0.5}</math>) =</b>	125.96	276.86
<b>2.5% W =</b>	48.68	
<b>Verificación =</b>	OK	OK

Fuente: Elaboración propia

### 35.3. Verificación de la relación entre el área reducida y el área efectiva >30%

Tabla 29 Verificación de la relación entre el área reducida y el área efectiva

	Límite inferior	Límite superior	Fórmulas
Factor $\zeta$ para Área Reducida =	814.15	880.06	$\sqrt{D_o^2 - D_M^2_{min,max}}$
Área Reducida para $D_M$ , $A_r =$	301674.72	381965.49	$1/2 * (D_o^2 * ArcSen(\frac{s}{D_o}) - D_M * \zeta)$ en radianes
Relación $A_r/A$ (No menor al 25%, preferiblemente > 30%)=	48.97%	62.00%	

Fuente: Elaboración propia

### 35.4. Verificación de las deformaciones por corte <5.5

Tabla 30 Verificación de las deformaciones por corte

	Límite inferior	Límite superior	Fórmulas
Deformación debido al Desplazamiento No Sísmico (5% $D_M$ ), $\Delta_s =$	19.18	9.42	$D_M * 0.05$
Deformación por Corte debido al Desplazamiento No Sísmico, $\varepsilon_{s,eq} =$	0.08	0.04	$h_r / \Delta_s$
Rotación de Diseño por Efectos de DL, LL y construcción, $\theta =$	0.010	0.010	
Rotación de Diseño por Efectos de DL, LL y construcción, $\varepsilon_r =$	2.009	2.009	$0.375 * (D_o^2 * \theta) / (t_r * h_r)$
$\varepsilon_{s,eq} + 0.5\varepsilon_r \leq 5.5$	2.085	2.046	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31 Datos a ingresar al software ETABS

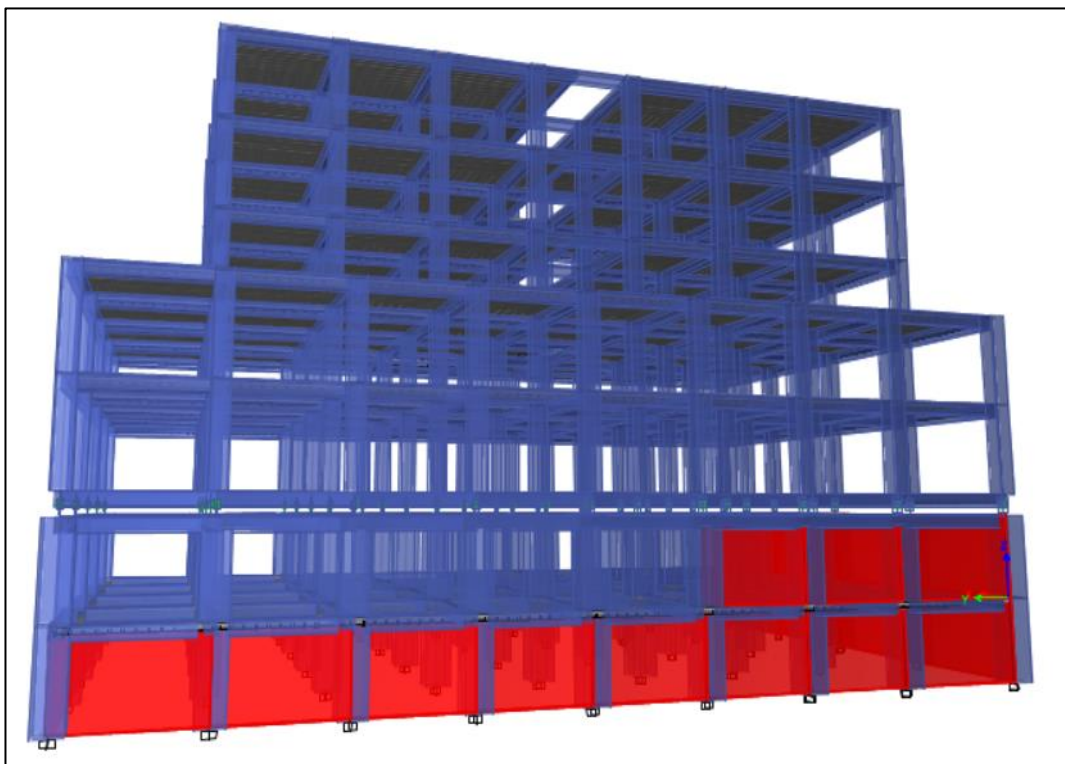
Tipo de aislador	LT090G4-C		Unidades
Limite	Lower Bound	Upper Bound	--
Número Total de Aisladores por Tipo =	45		u
Masa (Tn) =	1.794		ton
Peso (kN) =	17.600		kN
Rigidez Efectiva (U2, U3) (kN/m) =	1085.415	3442.772	kN/m
Amortiguamiento Efectivo (U2, U3) (kN-s/m) =	128.746	354.106	kN-s/m

Rigidez (U2, U3) (kN/m) =	9767.722	24858.096	kN/m
Resistencia a la Fluencia (U2, U3) (kN) =	138.828	312.363	kN
Relación de la Rigidez Post-Fluencia (U2, U3) =	0.077	0.077	-
Rigidez Efectiva Vertical (U1) (kN/m) =	2984717.612		kN/m

Fuente: Elaboración propia

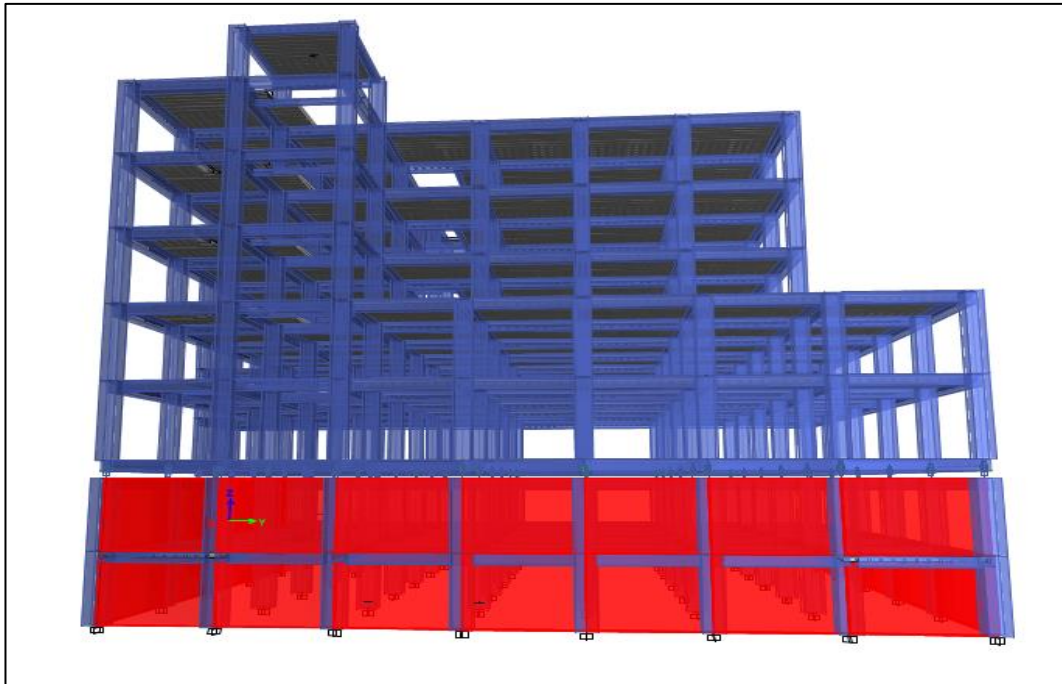
#### 4.2.2.3 Modelación ETABS

Fig. 176 Modelación bloque A Base aislada



Fuente: ETABS

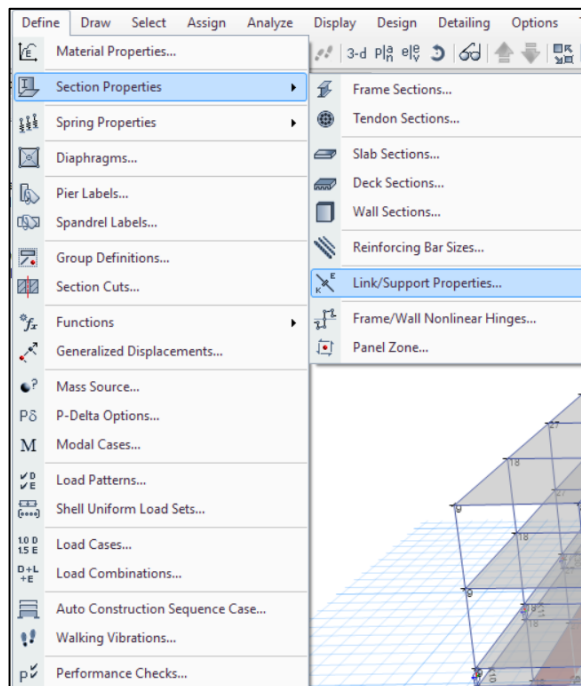
Fig. 177 Modelación bloque B Base aislada



Fuente: ETABS

➤ Asignación de elementos tipo Links (Aisladores)

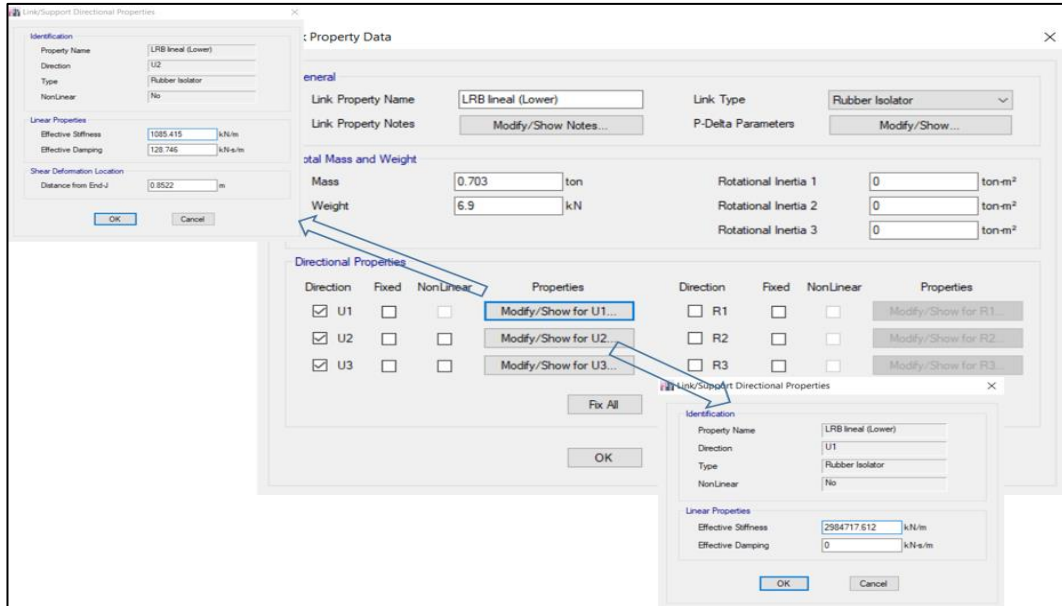
Fig. 178 Asignación de elementos link en ETABS



Fuente: ETABS

- Características lineales

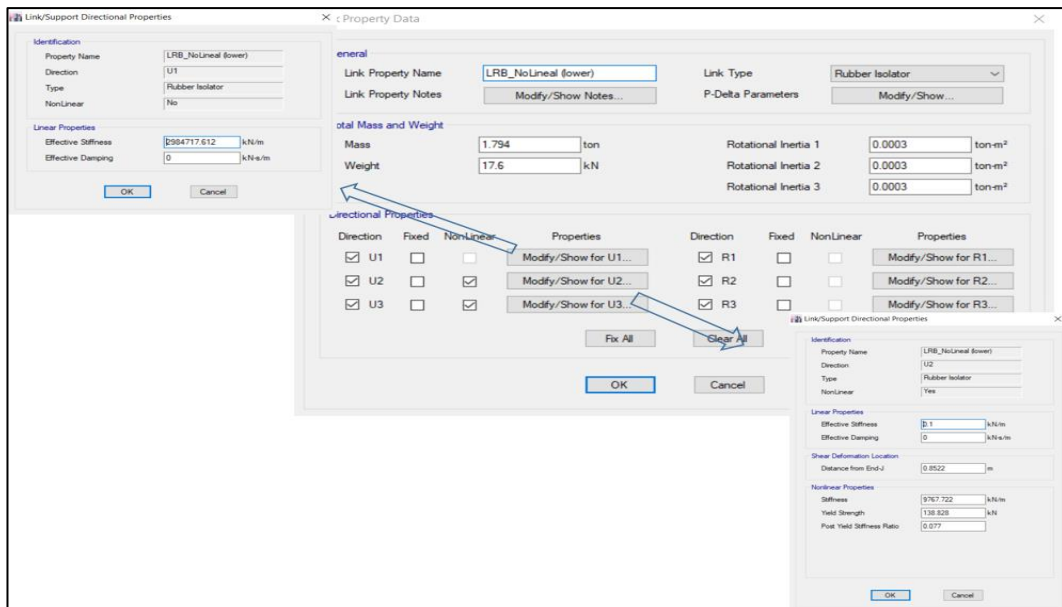
Fig. 179 Asignación de características lineales a elementos links



Fuente: ETABS

- Características no-lineales

Fig. 180 Asignación de características no-lineales a elementos links

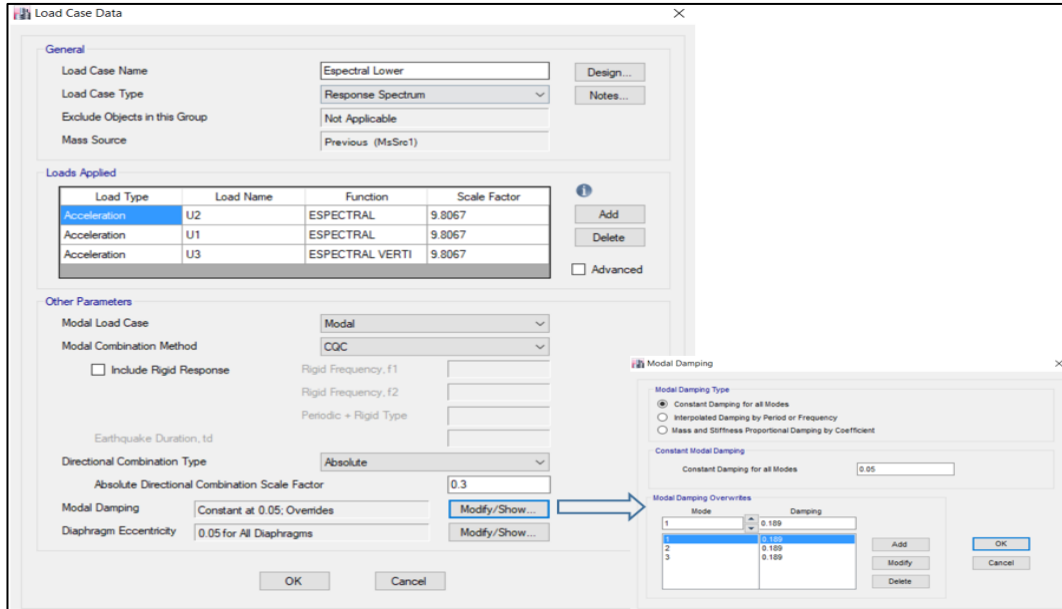


Fuente: ETABS

➤ **Asignación casos de carga**

- **Espectral**

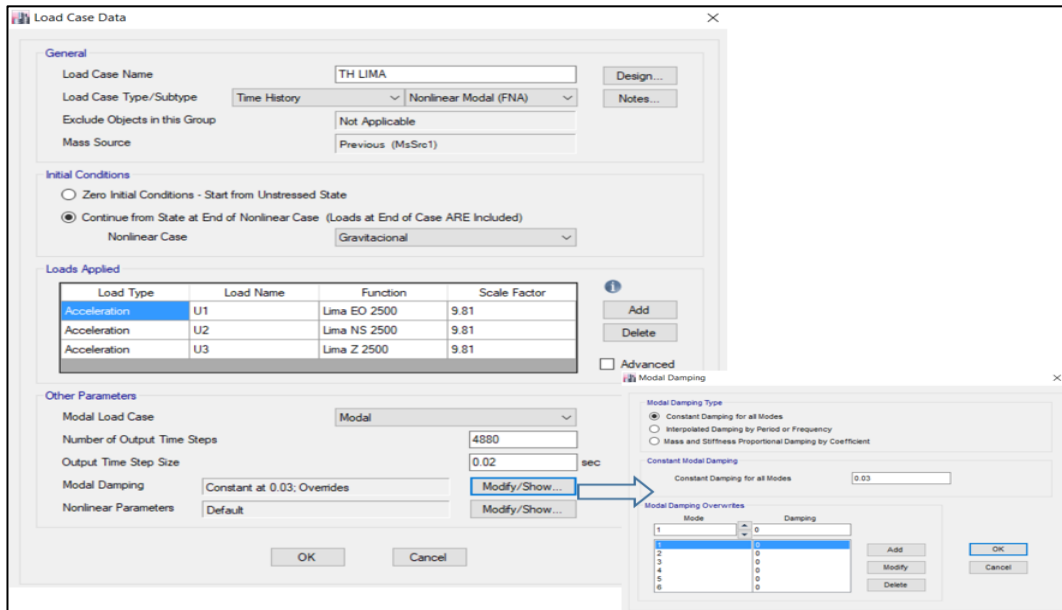
**Fig. 181** Asignación caso de carga espectral



Fuente: ETABS

- **Tiempo –Historia**

**Fig. 182** Asignación caso de carga tiempo-historia

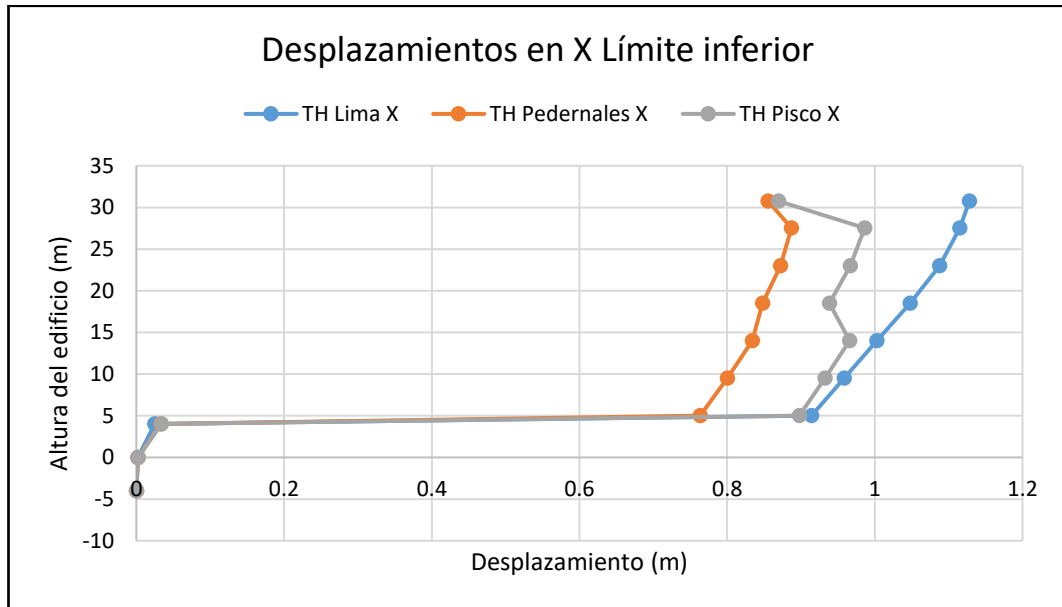


Fuente: ETABS

#### 4.2.2.4 Desplazamientos para casos de carga Tiempo – Historia

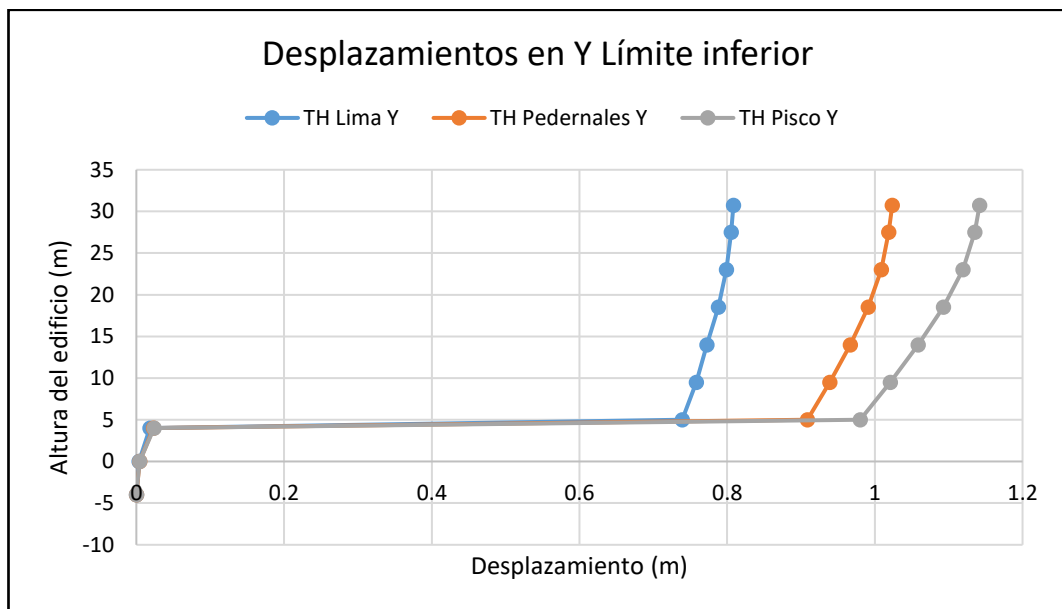
- **Límite inferior**

Fig. 183 Desplazamientos límite inferior en X bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



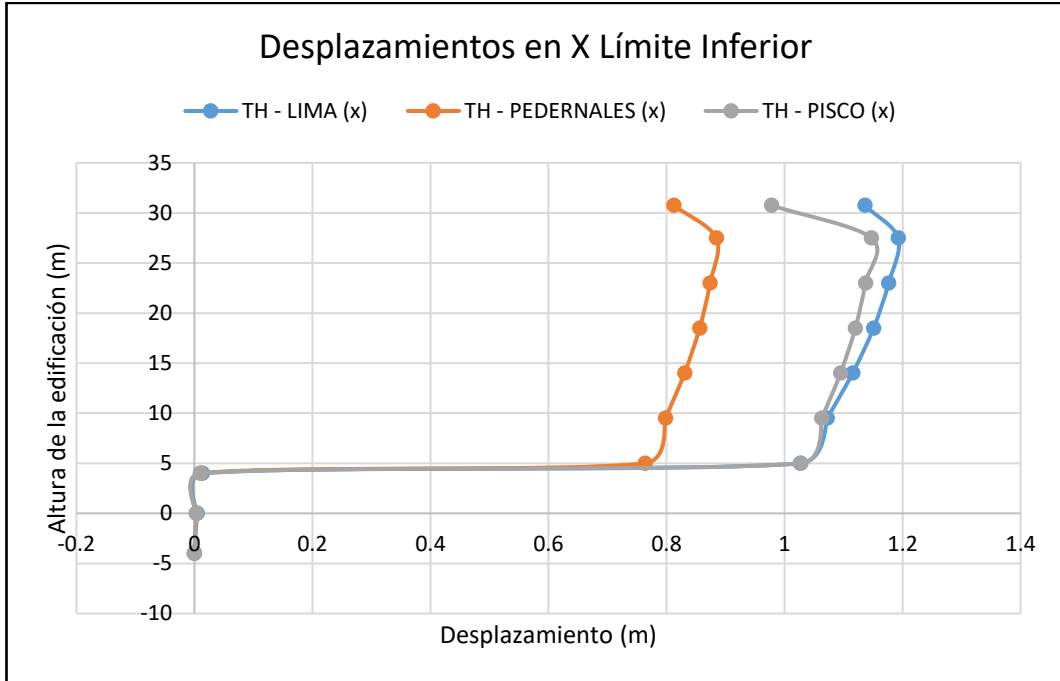
Fuente: Elaboración propia

Fig. 184 Desplazamientos límite inferior en Y bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



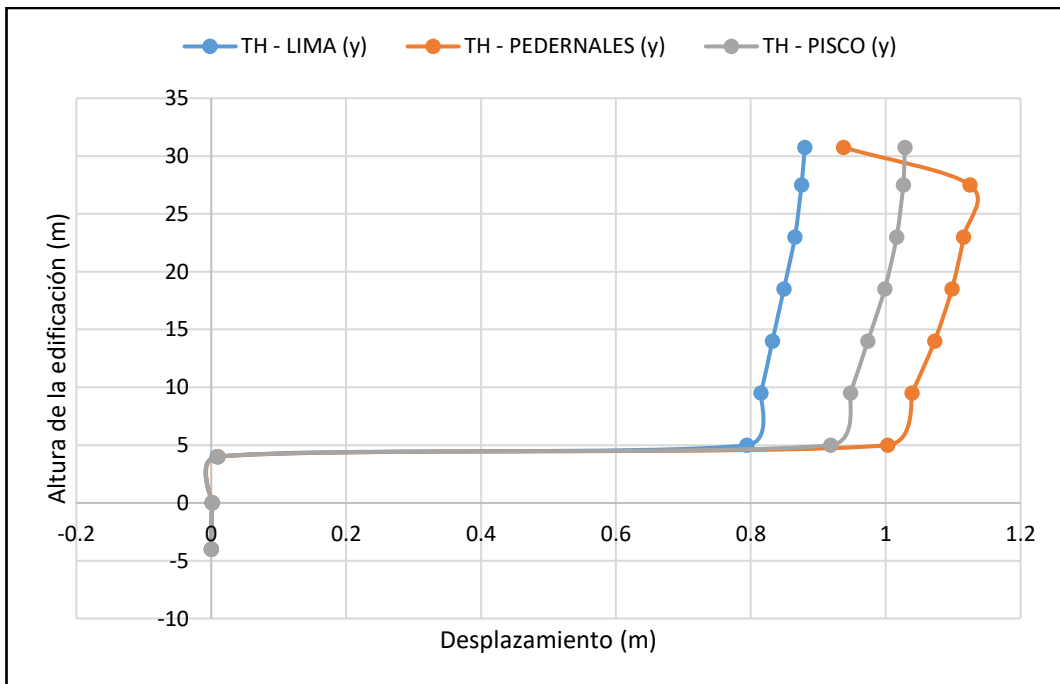
Fuente: Elaboración propia

Fig. 185 Desplazamientos límite inferior en X bloque B base aislada Tr=2500 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 186 Desplazamientos límite inferior en Y bloque B base aislada Tr=2500 años



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo al análisis de desplazamientos laterales en la estructura producidos por los registros sísmicos utilizados se ha obtenido un desplazamiento máximo en el bloque A de 1.12 m debido al registro de Lima en el eje X que incluye un desplazamiento



máximo del aislador de 0.90 m, mientras que para el eje Y se produce un desplazamiento máximo de 1.14 m para el registro de Pisco que tiene un desplazamiento de 0.99 m que corresponde al desplazamiento del aislador.

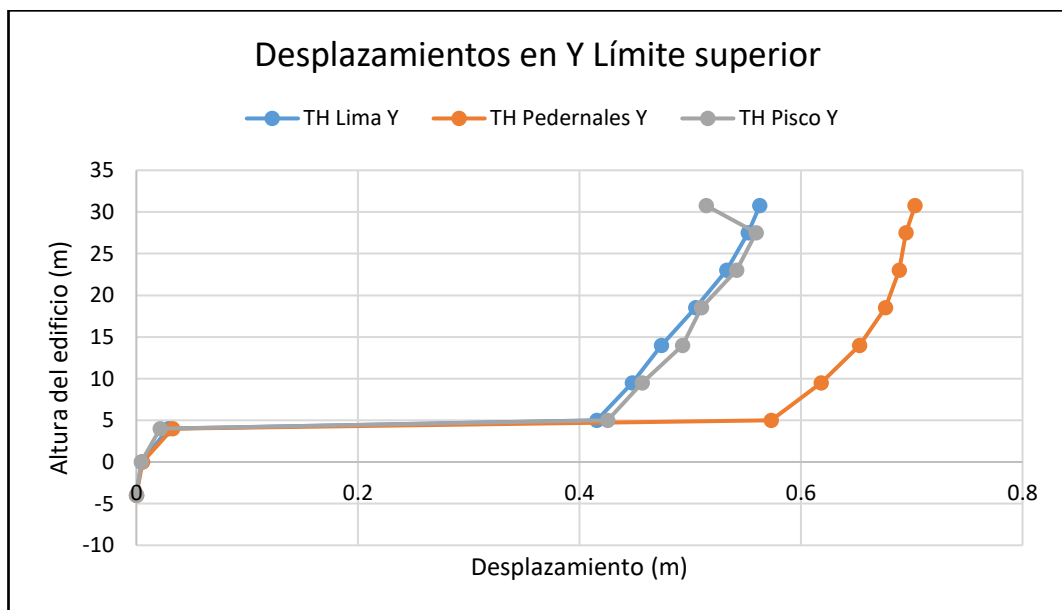
Para conocer los desplazamientos reales de la estructura se debe restar el desplazamiento de que experimentan los aisladores, teniendo así que se generan desplazamientos de 0.22 m y 0.15 m en los ejes X e Y respectivamente.

En el bloque B se obtuvo un desplazamiento máximo de 1.19 m debido al registro de Lima en el eje X que incluye un desplazamiento máximo del aislador de 1.02 m, mientras que para el eje Y se produce un desplazamiento máximo de 1.12 m para el acelerograma de Pedernales que también lleva incluido un desplazamiento de 1.00 m que corresponde al desplazamiento del aislador.

Para conocer los desplazamientos reales de la estructura se debe restar el desplazamiento de que experimentan los aisladores, teniendo así que se generan desplazamientos de 0.17 m y 0.12 m en los ejes X e Y respectivamente.

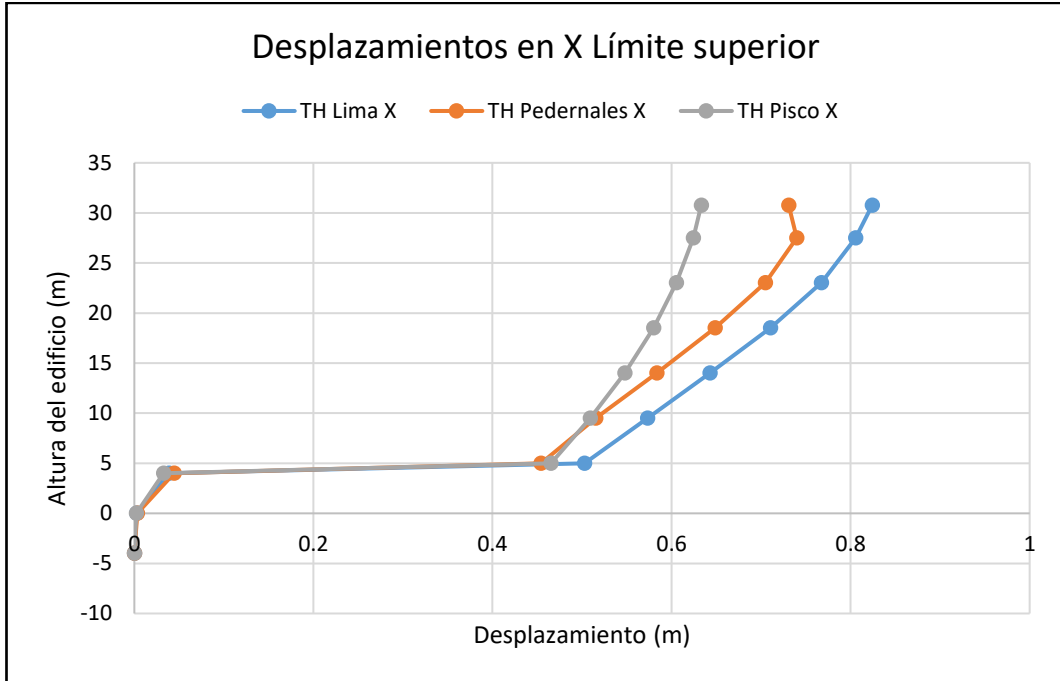
- **Límite superior**

Fig. 187 Desplazamientos límite superior en X bloque A base aislada Tr=2500 años



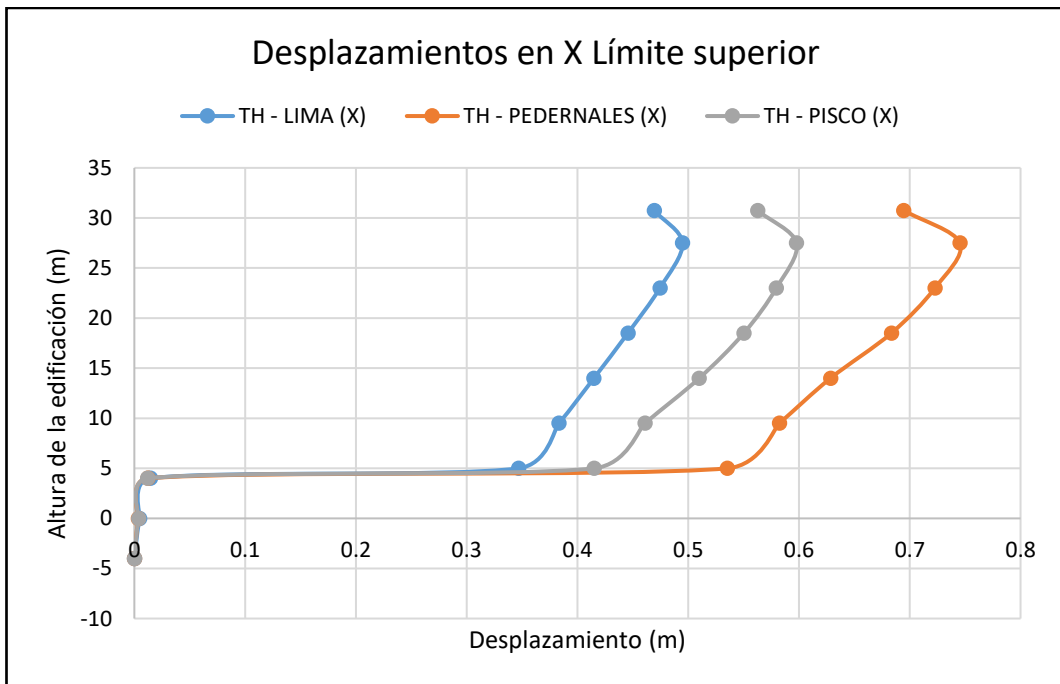
Fuente: Elaboración propia

Fig. 188 Desplazamientos límite superior en Y bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



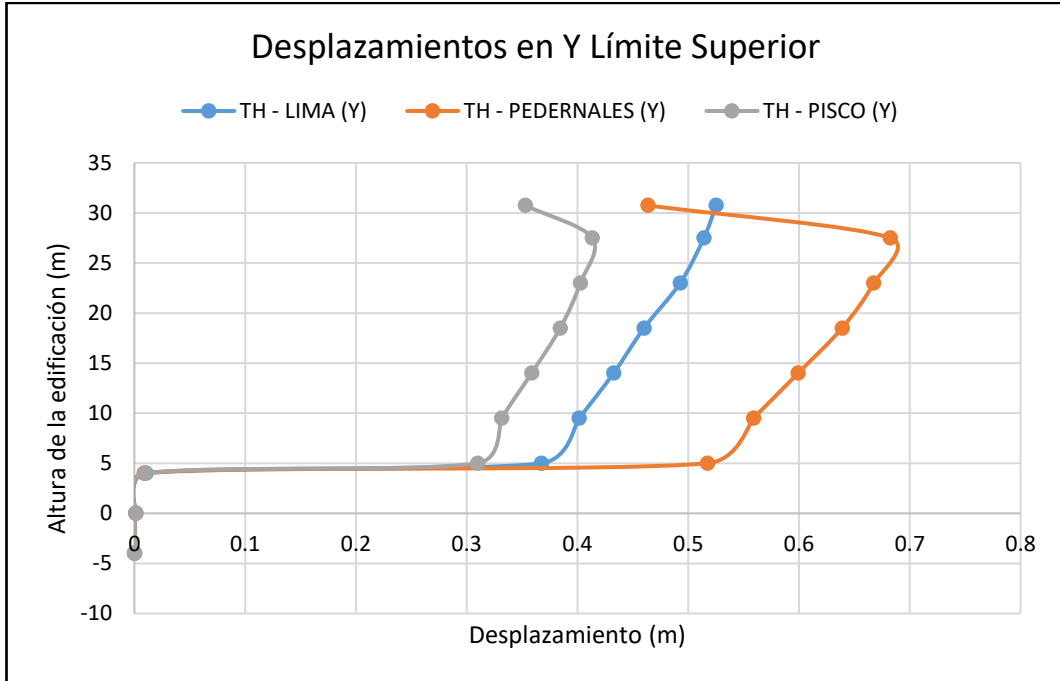
Fuente: Elaboración propia

Fig. 189 Desplazamientos límite superior en X bloque B base aislada  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 190 Desplazamientos límite superior en Y bloque B base aislada  $T_r=2500$  años



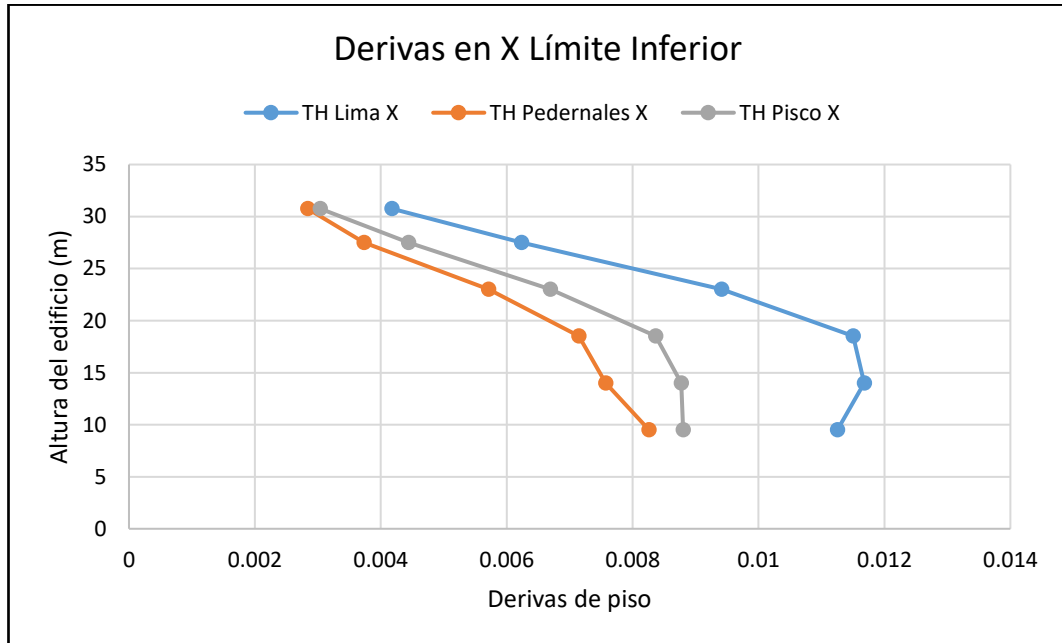
Fuente: Elaboración propia

A base de las propiedades correspondientes al límite superior del sistema de aislamiento en la base se obtienen desplazamientos para el bloque A de 0.70 m por el registro de Pedernales para el eje X, y de 0.82 m para el registro de Lima para el eje Y. Los aisladores se desplazan 0.57 m y 0.50 m en X e Y, respectivamente, por lo cual se determina que los desplazamientos reales en la estructura son de 0.13 m para el sentido X, y de 0.32 m para el sentido Y; para el bloque B de 0.74 m por el registro de Pedernales para el eje X, y de 0.68 m por el mismo registro sísmico para el eje Y. Los aisladores se desplazan 0.53 m y 0.52 m en X e Y, respectivamente, por lo cual se determina que los desplazamientos reales en la estructura son de 0.21 m para el sentido X, y de 0.16 m para el sentido Y.

#### 4.2.2.5 Derivas de piso para casos de carga Tiempo – Historia

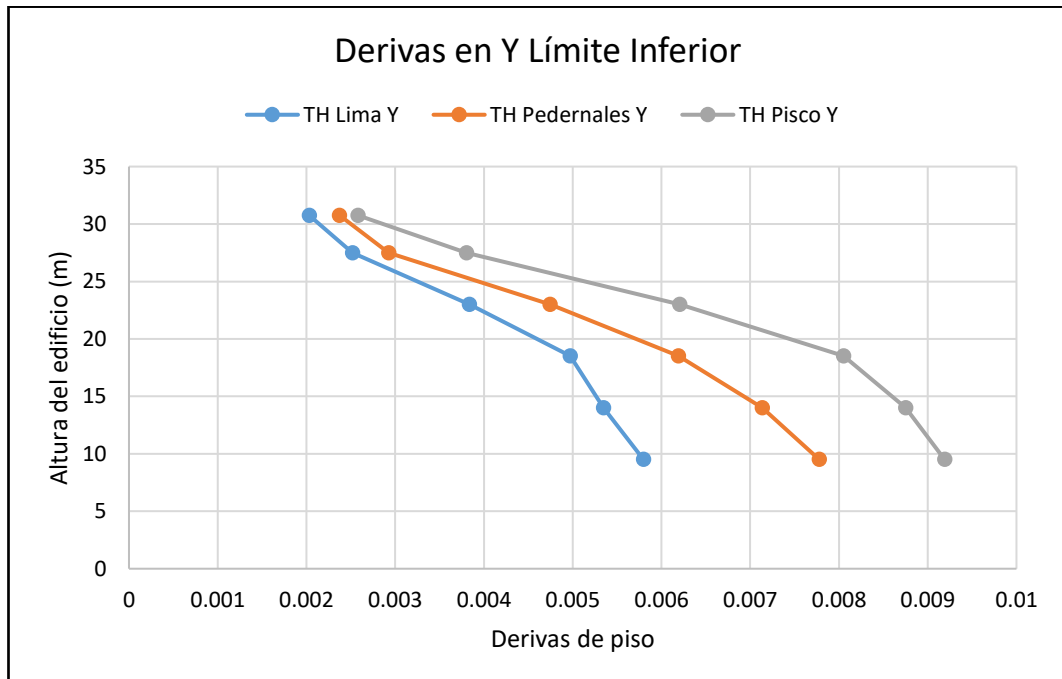
- **Límite inferior**

Fig. 191 Derivas de piso límite inferior en X Bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



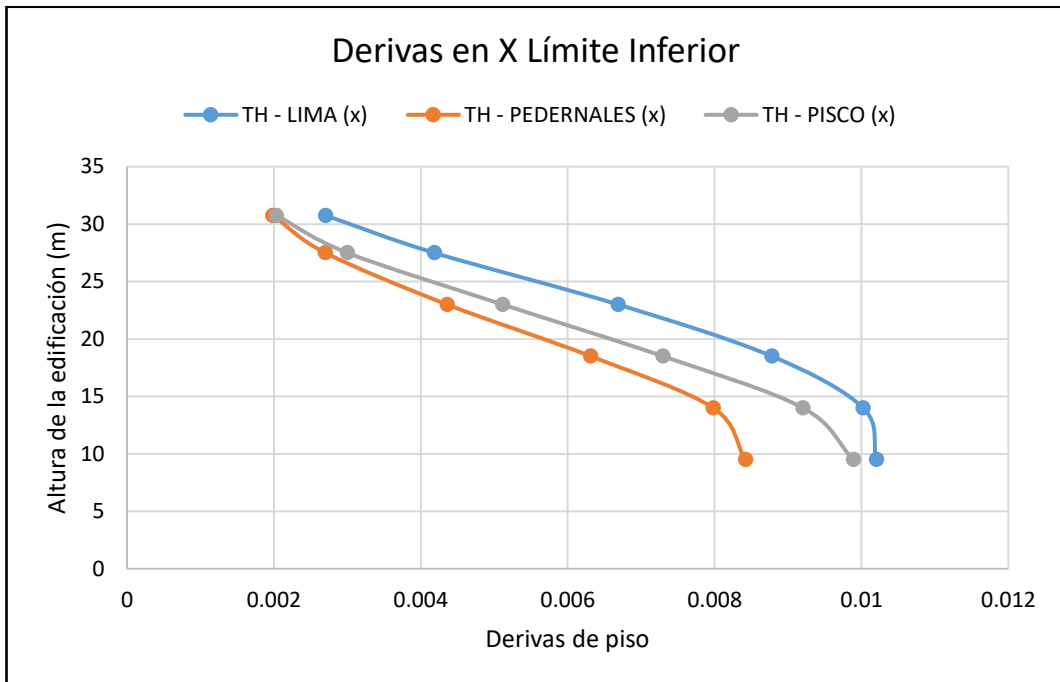
Fuente: Elaboración propia

Fig. 192 Derivas de piso límite inferior en Y Bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



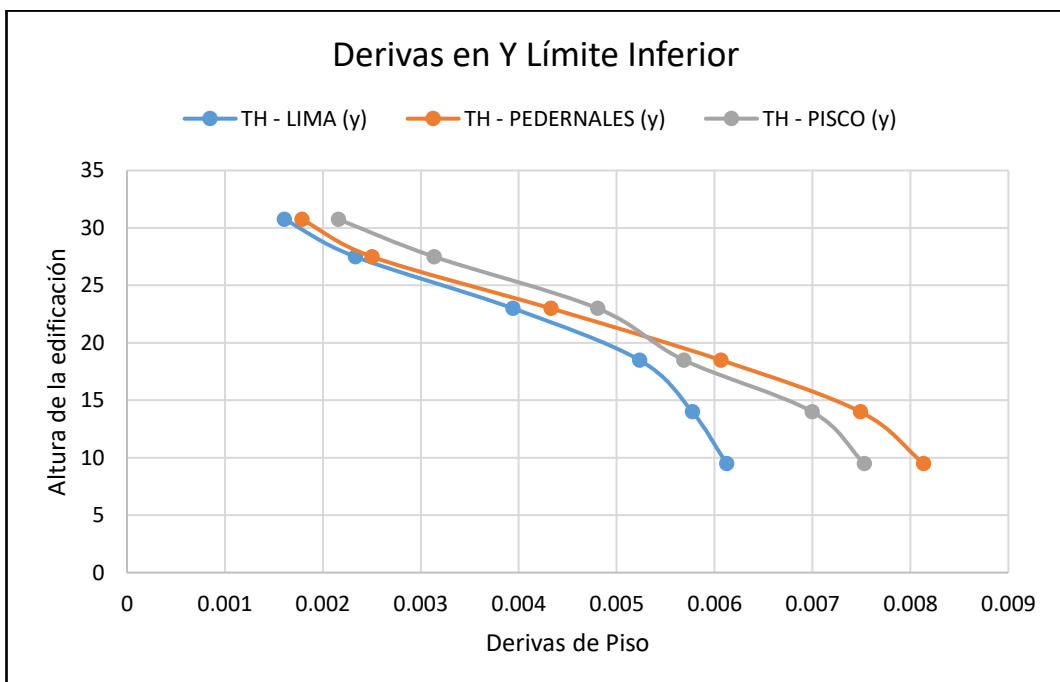
Fuente: Elaboración propia

Fig. 193 Derivas de piso límite inferior en X Bloque B base aislada Tr=2500 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 194 Derivas de piso límite inferior en Y Bloque B base aislada Tr=2500 años



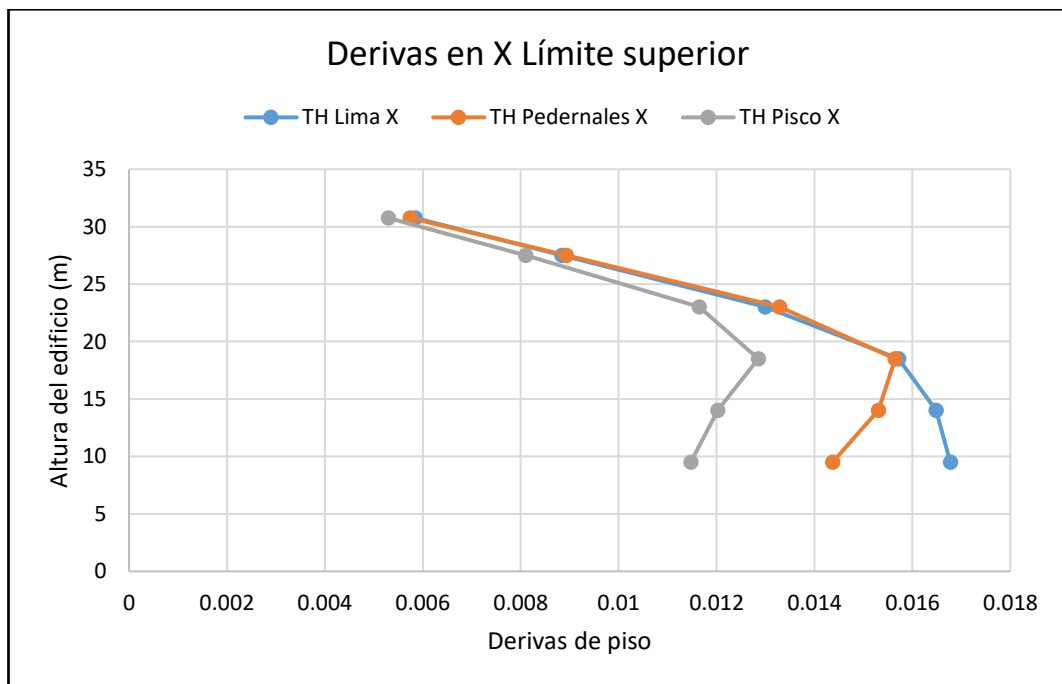
Fuente: Elaboración propia

Las derivas de piso máximas obtenidas mediante un análisis tiempo – historia en la estructura con base aislada en el límite inferior del bloque A son de 1.16% para el eje X mediante el registro de Lima, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pisco con un valor de 0.91%; en el bloque B son de 1.02% para el eje X mediante el registro de Lima, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pedernales con un valor de 0.82%. En ambos bloques las derivas son menores a 2.0% que se establece como valor límite para estructuras con base aislada mediante análisis tiempo – historia, de acuerdo a ASCE 7.16 Capítulo 17.6.4.4.

Si se desea revisar las derivas de piso mediante un análisis modal espectral, las derivas de piso no deberán exceder el valor de 1.5% de acuerdo al capítulo citado anteriormente.

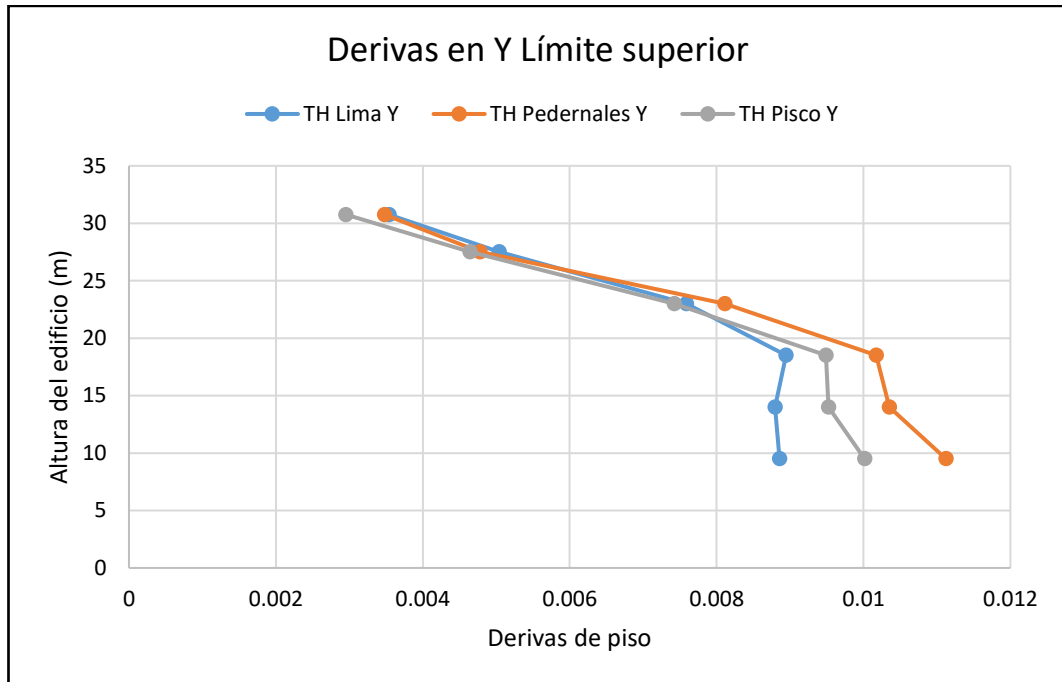
- **Límite superior**

Fig. 195 Derivas de piso límite superior en X Bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



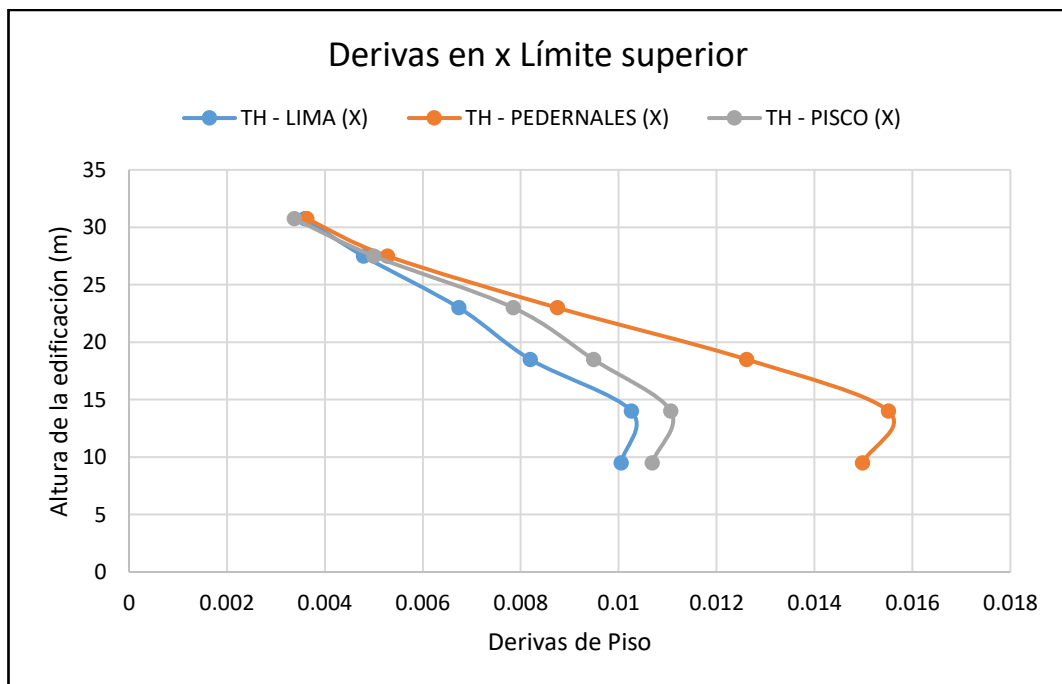
Fuente: Elaboración propia

Fig. 196 Derivas de piso límite superior en Y Bloque A base aislada  $T_r=2500$  años



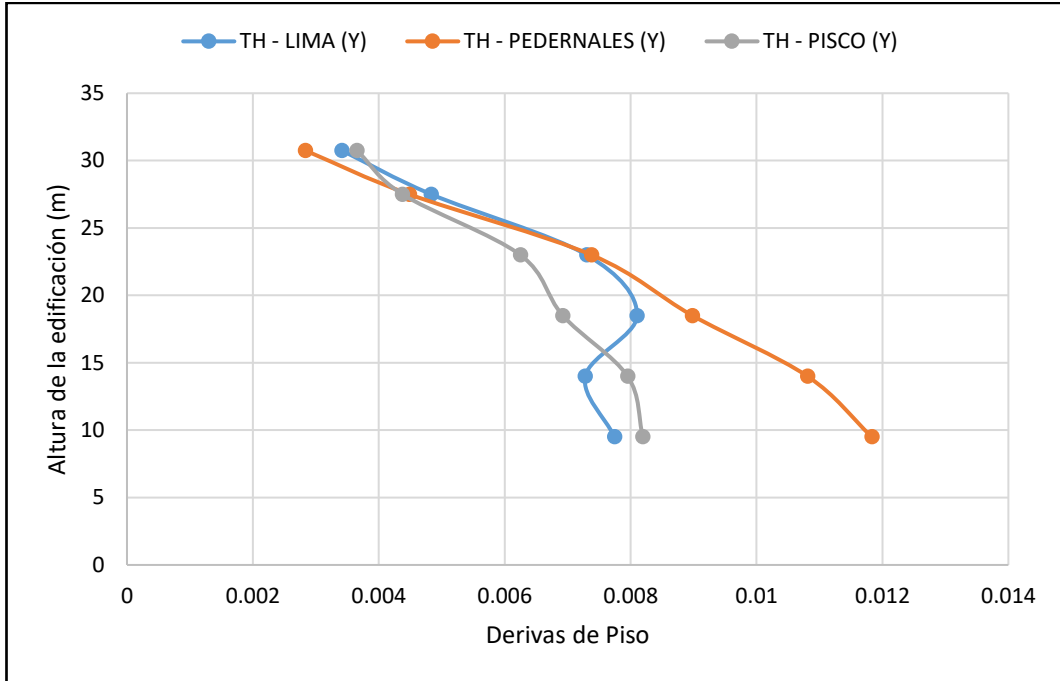
Fuente: Elaboración propia

Fig. 197 Derivas de piso límite superior en X Bloque B base aislada  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 198 Derivas de piso límite superior en Y Bloque B base aislada  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Por otra parte, las derivas de piso máximas obtenidas mediante un análisis tiempo – historia en la estructura con base aislada en el límite superior para el bloque A es de 1.67% para el eje X mediante el registro de Lima, y en el eje Y la deriva máxima se produce por el registro sísmico de Pedernales con un valor de 1.11%; y para el Bloque B es de 1.49% para el eje X mediante el registro de Pedernales, y en el eje Y la deriva máxima se produce por el mismo registro sísmico con un valor de 1.18%. En ambos casos las derivas son menores a 2.0%

#### 4.2.2.6 Comportamiento Histerético de la estructura con base aislada ( $T_r = 2500$ años)

Uno de los parámetros que confirman la correcta inclusión de aisladores en la base de una estructura son los lazos histeréticos que se desarrollan de manera uniforme para diversos procesos de carga y descarga durante un evento sísmico.

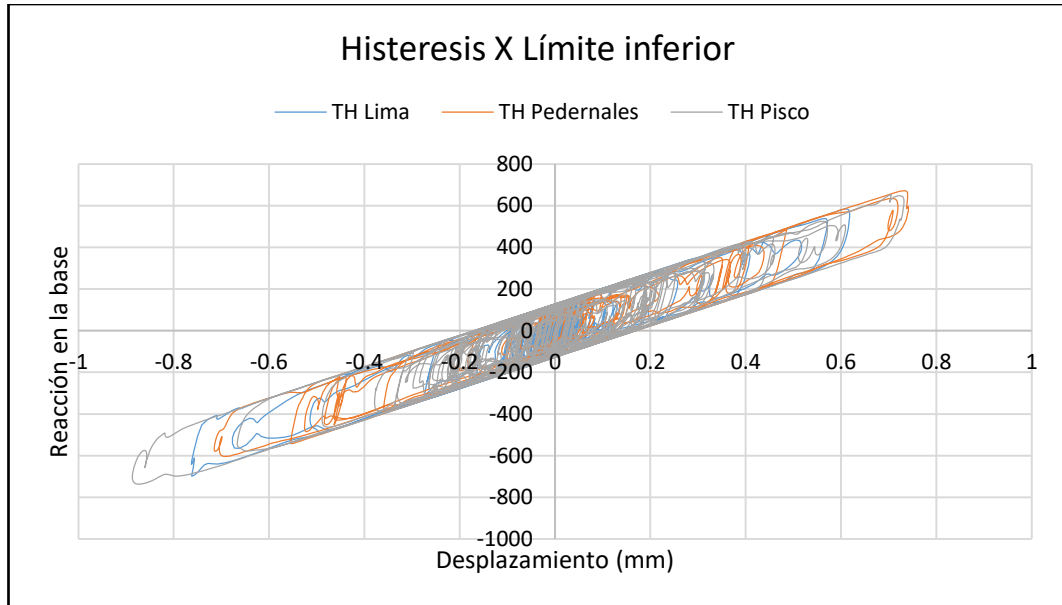
El área comprendida dentro de los ciclos de histéresis representa la energía que libera el sistema de aislamiento durante el sismo, demostrándose así que estos dispositivos son los que reciben y soportan gran parte de la energía de entrada.



De acuerdo a los nuevos requerimientos del ASCE 7.16 - Capítulo 17, correspondiente a estructuras con sistemas de aislamiento, se deberá verificar el comportamiento y desempeño del sistema únicamente para el sismo máximo esperado ( $M_{CE}$ ).

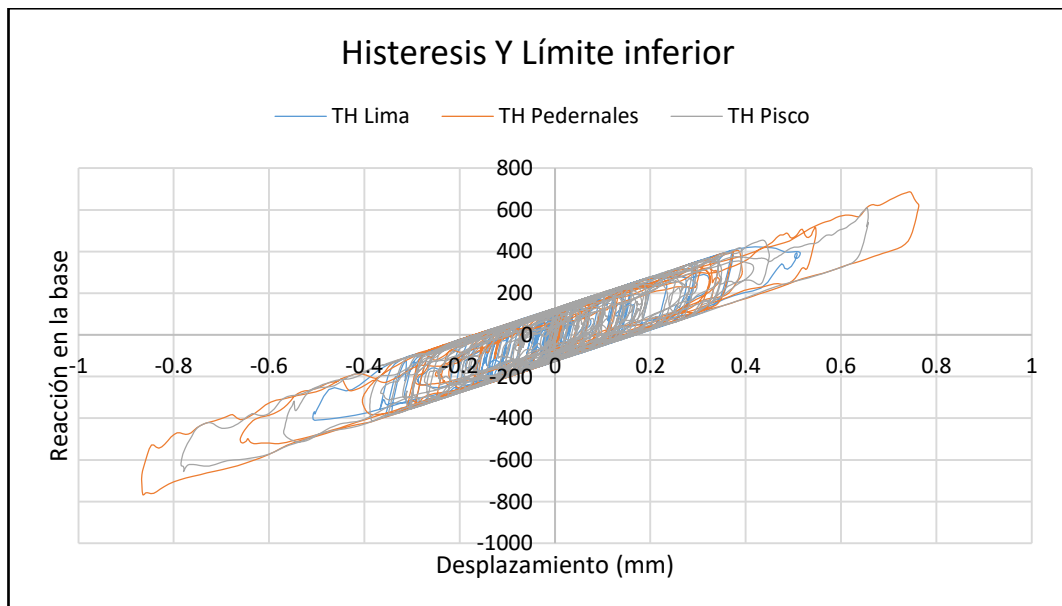
- **Límite inferior**

**Fig. 199 Histéresis en X Bloque A Límite inferior  $T_r=2500$  años base aislada**



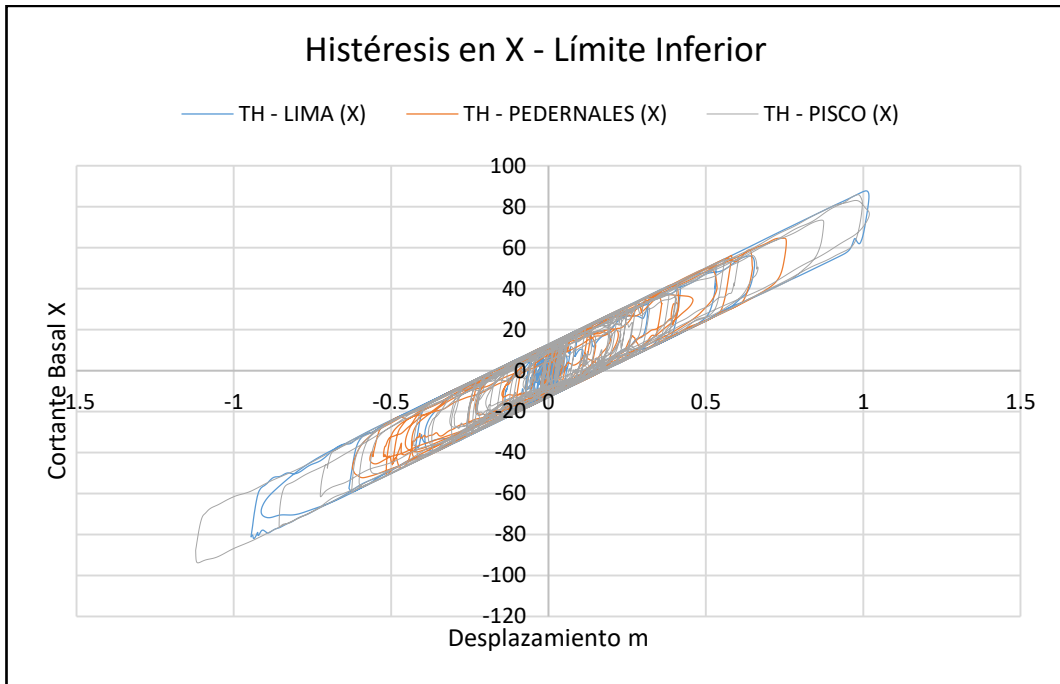
Fuente: Elaboración propia

**Fig. 200 Histéresis en Y Bloque A Límite inferior  $T_r=2500$  años base aislada**



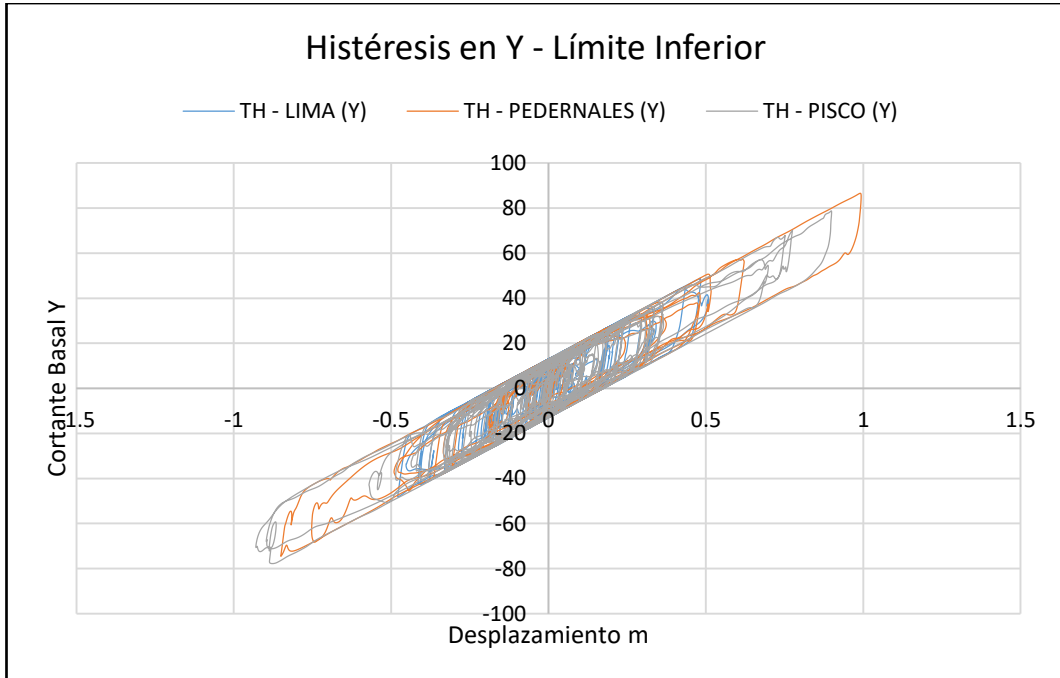
Fuente: Elaboración propia

Fig. 201 Histéresis en X Bloque B Límite inferior Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

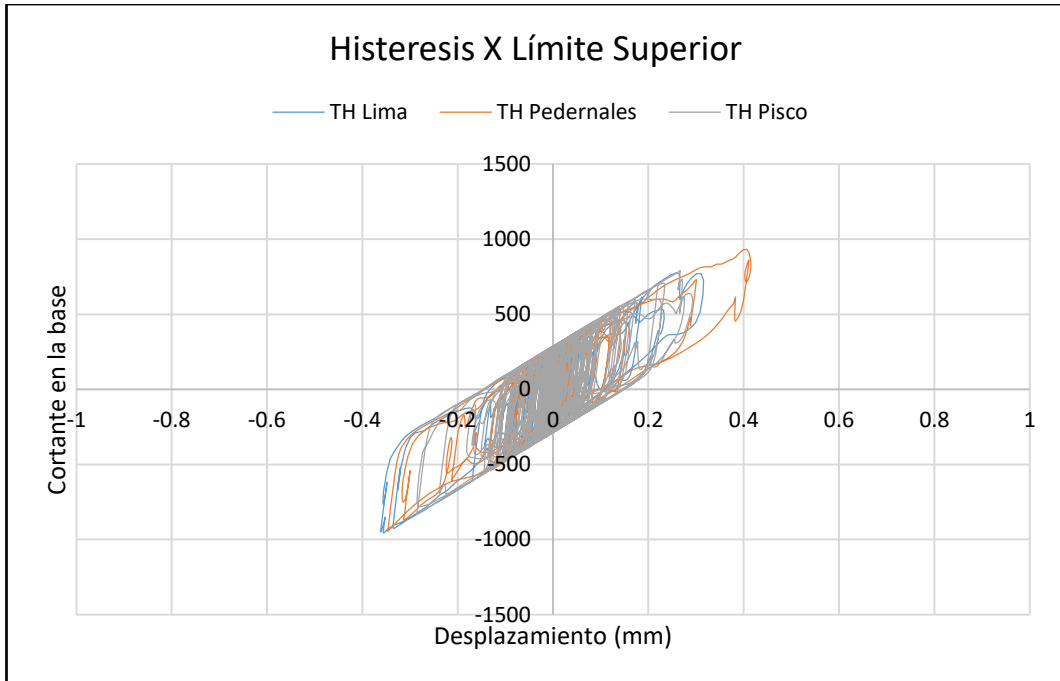
Fig. 202 Histéresis en Y Bloque B Límite inferior Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

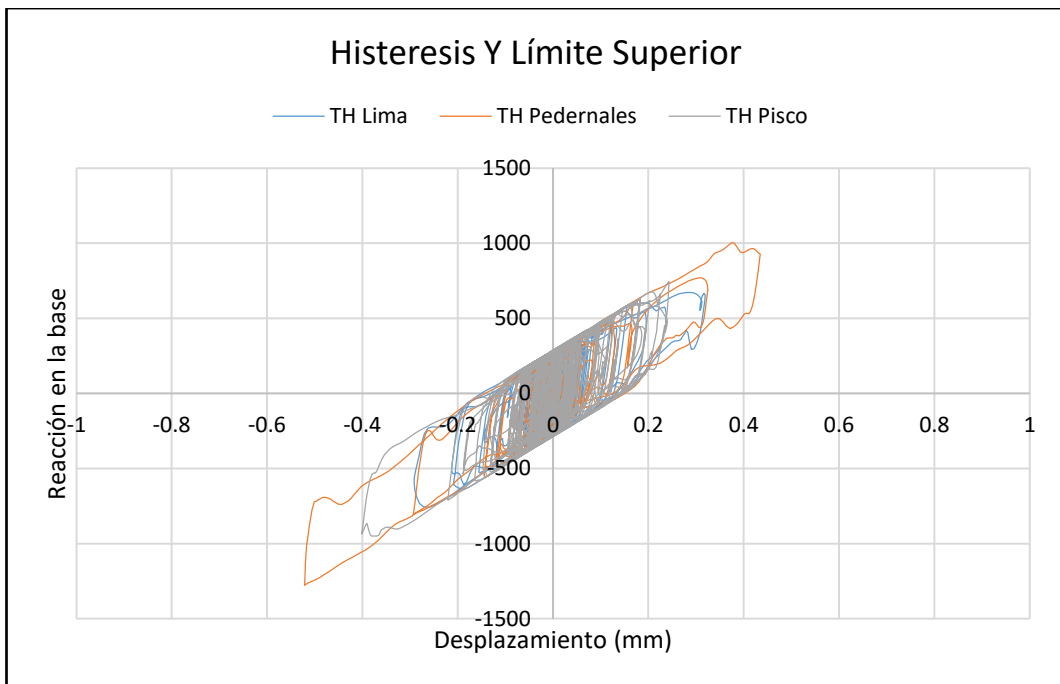
- **Límite superior**

**Fig. 203 Histéresis en X Bloque A Límite superior  $T_r=2500$  años base aislada**



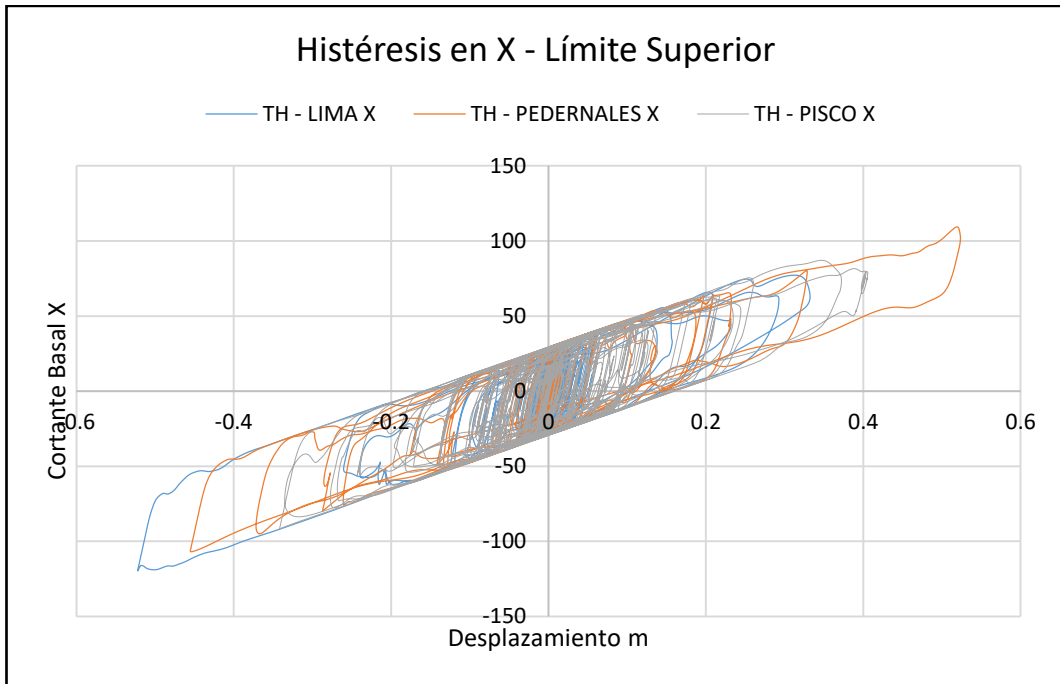
Fuente: Elaboración propia

**Fig. 204 Histéresis en Y Bloque A Límite superior  $T_r=2500$  años base aislada**



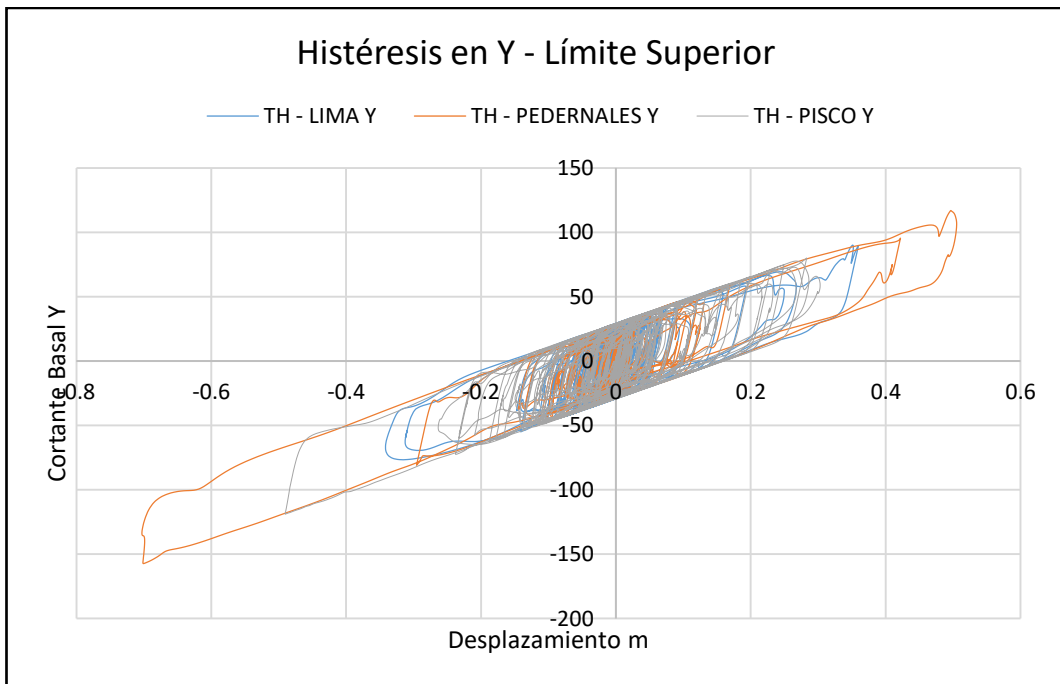
Fuente: Elaboración propia

Fig. 205 Histéresis en X Bloque B Límite superior  $T_r=2500$  años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Fig. 206 Histéresis en Y Bloque B Límite superior  $T_r=2500$  años base aislada

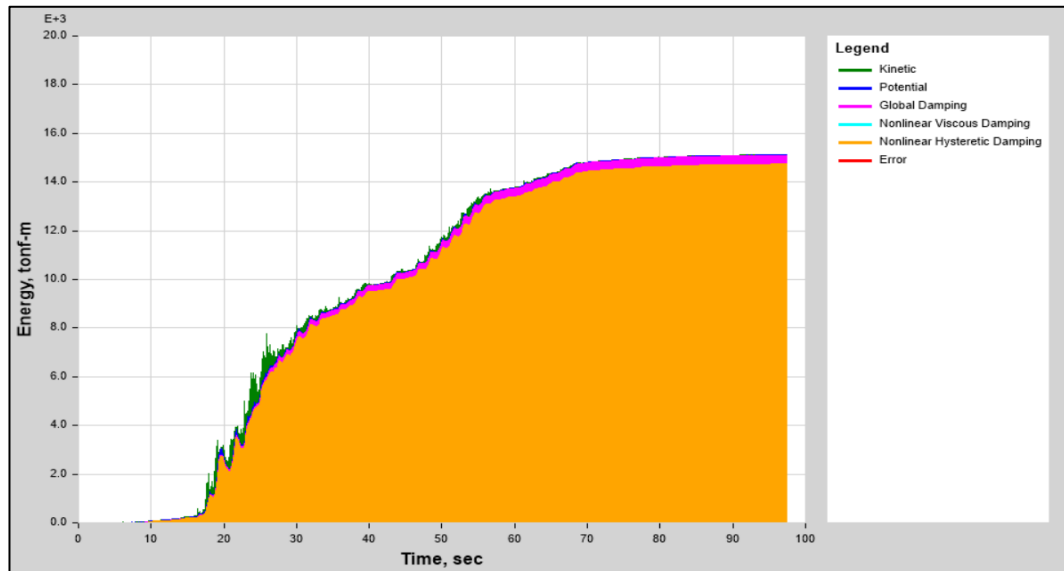


Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.2.7 Disipación y balance de energía

- **Límite inferior**

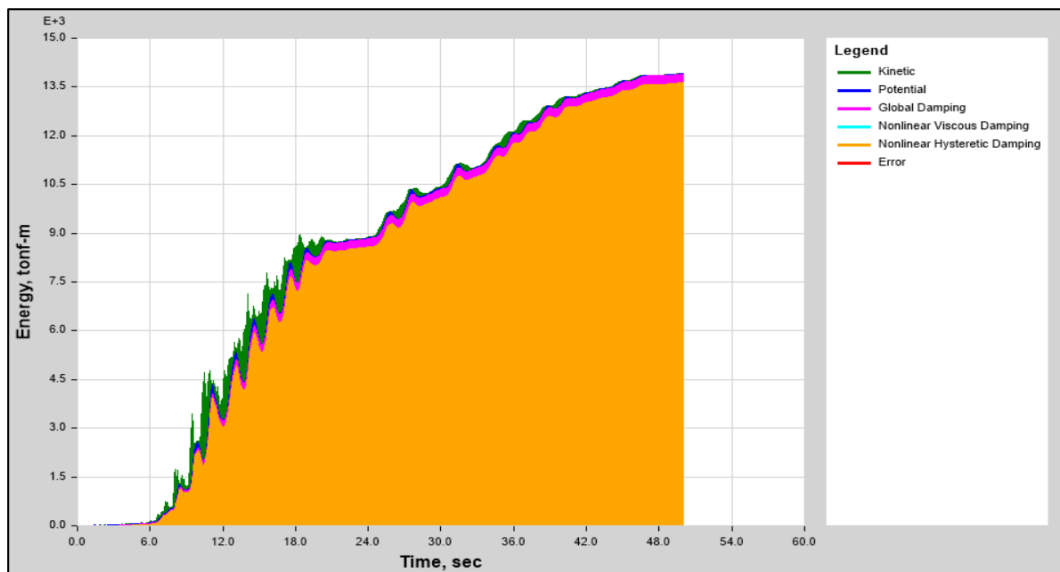
Fig. 207 Balance y disipación de energía límite inferior TH Lima Bloque A Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 14734.08 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 97.58% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

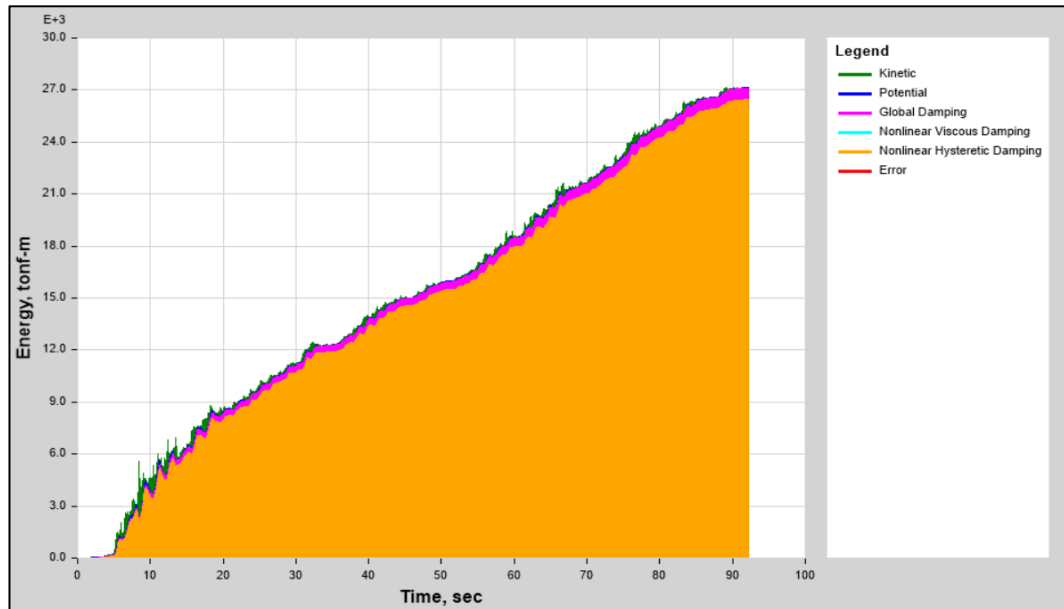
Fig. 208 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque A Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 13635.63 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 98.13% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

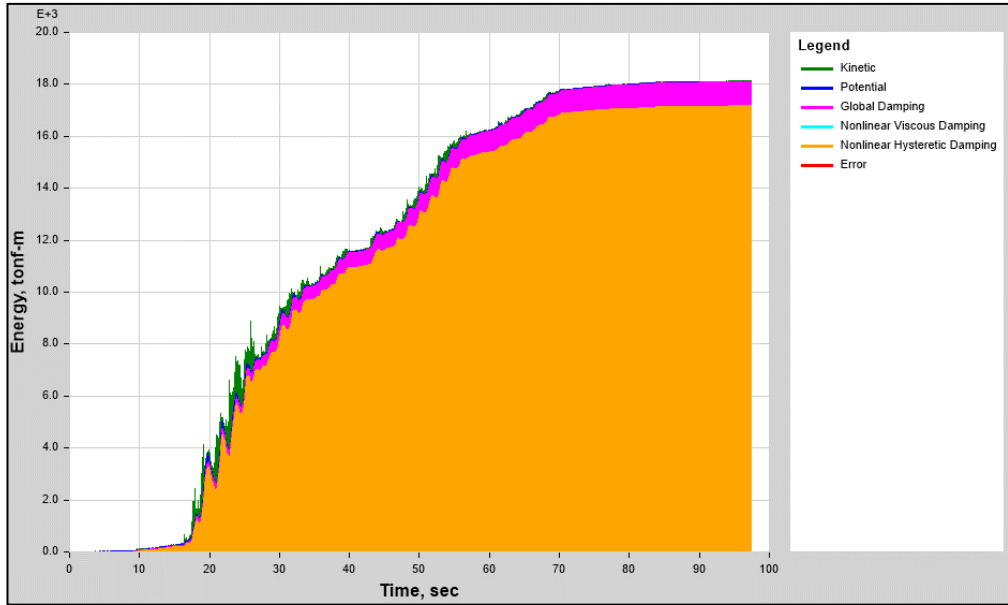
**Fig. 209 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque A Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 26457.04 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 97.57% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

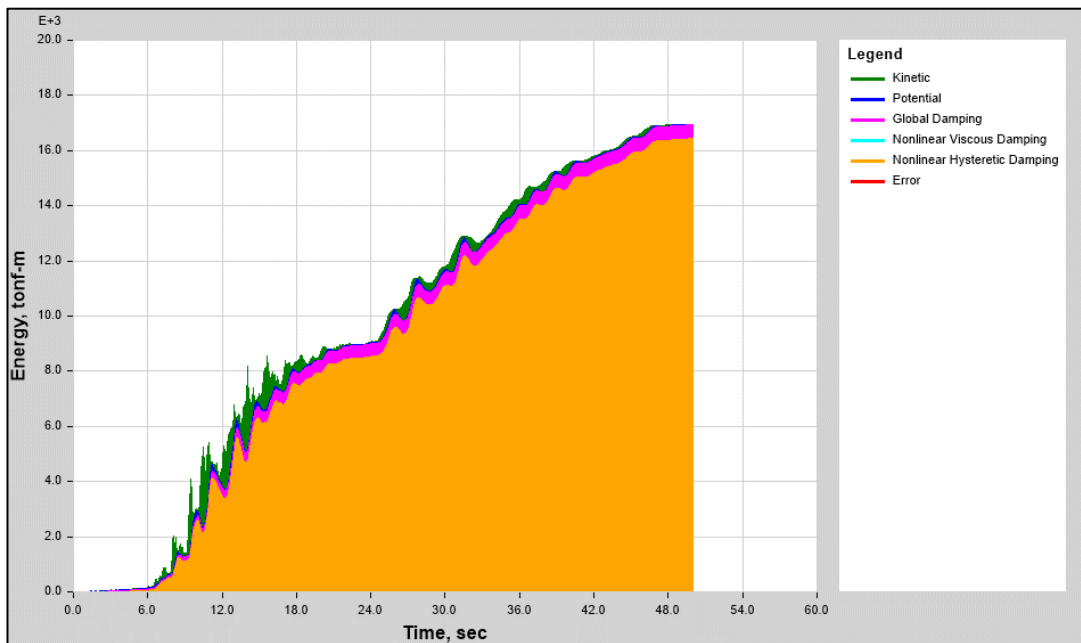
**Fig. 210 Balance y disipación de energía límite inferior TH Lima Bloque B Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

La energía disipada mediante la incorporación de aisladores de base en la estructura para el sismo máximo es de 17172.69 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 94.77% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

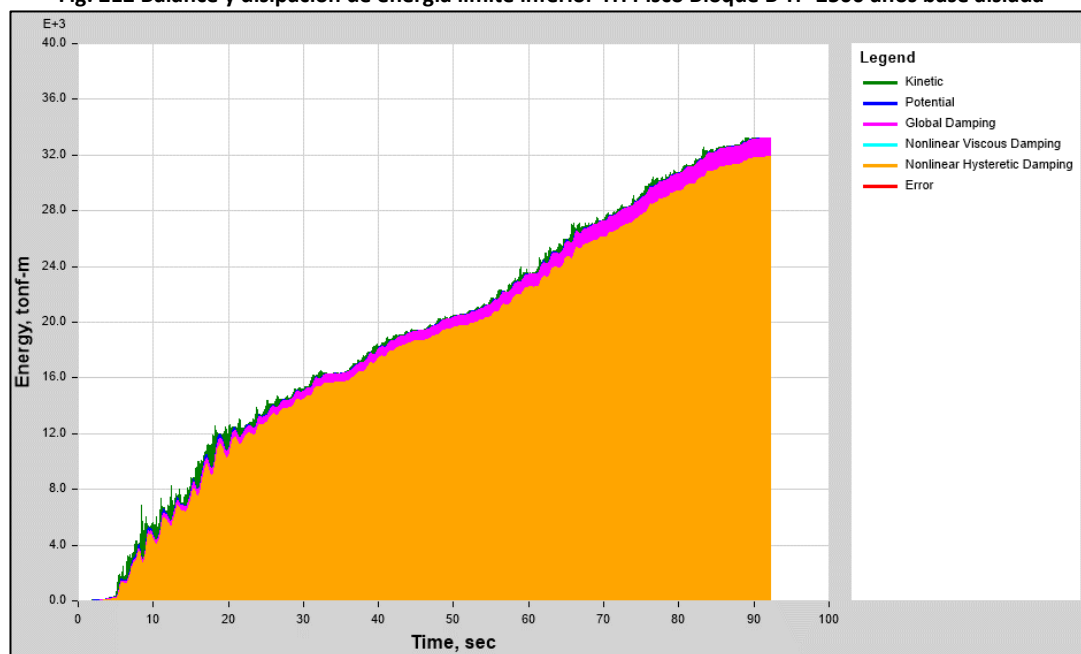
**Fig. 211 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque B Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 16436.21 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 96.94% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

**Fig. 212 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque B Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

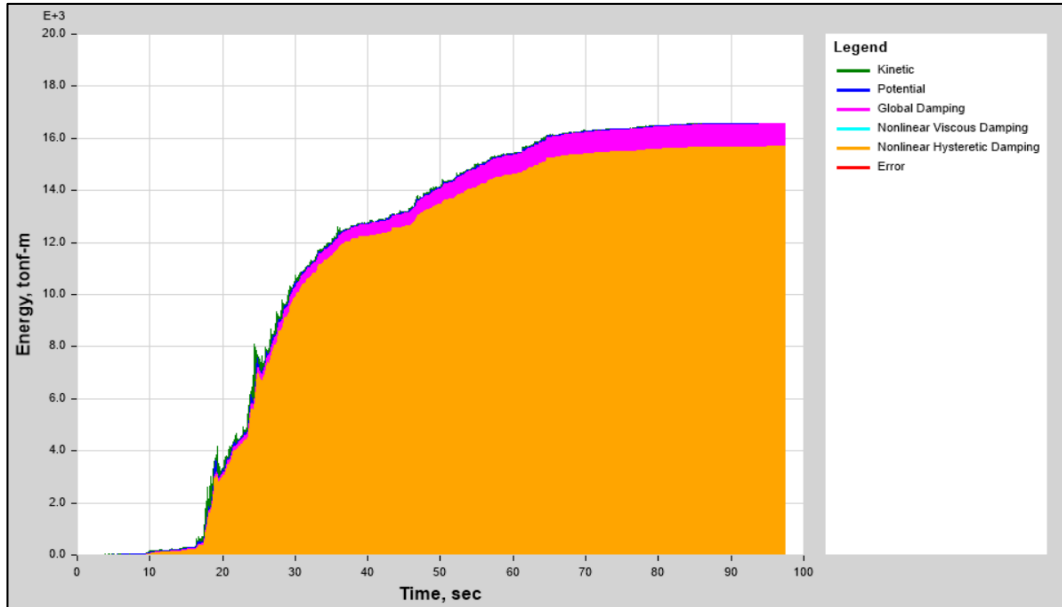
Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 31881.88 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 95.89% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

De acuerdo al balance de energía realizado se puede apreciar que, para todos los registros sísmicos utilizados, la estructura logra disipar efectivamente la totalidad de la energía que ingresa al sistema. Además, se puede apreciar que el valor correspondiente a la energía de entrada para estructuras aisladas en la base disminuye notablemente en comparación con la cantidad de energía que ingresa cuando esta se encuentra con bases empotradas.



- **Límite superior**

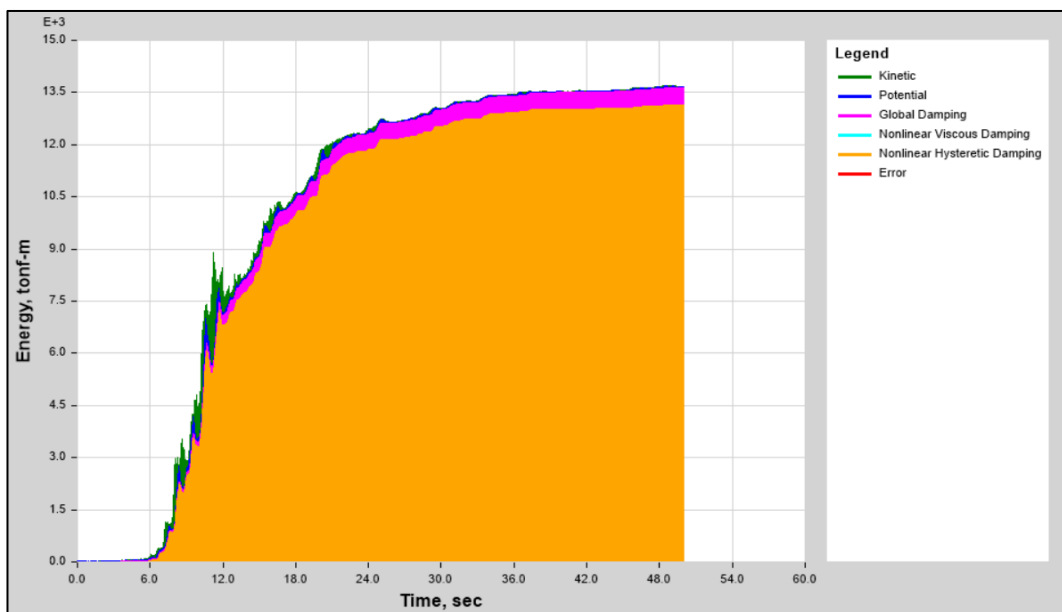
**Fig. 213 Balance y disipación de energía límite superior TH Lima Bloque A Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 15683.60 Tonf-m, que corresponde al 94.74% de la energía total en el sistema estructural.

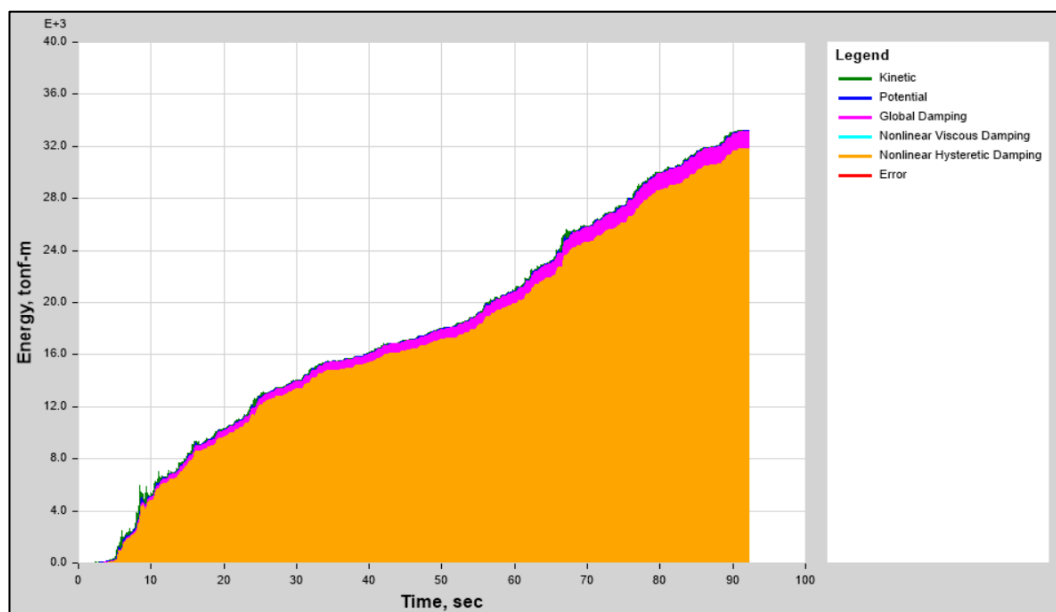
**Fig. 214 Balance y disipación de energía límite superior TH Pedernales Bloque A Tr=2500 años base aislada**



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 13151.99 Tonf-m, que corresponde al 96.41% de la energía total en el sistema estructural.

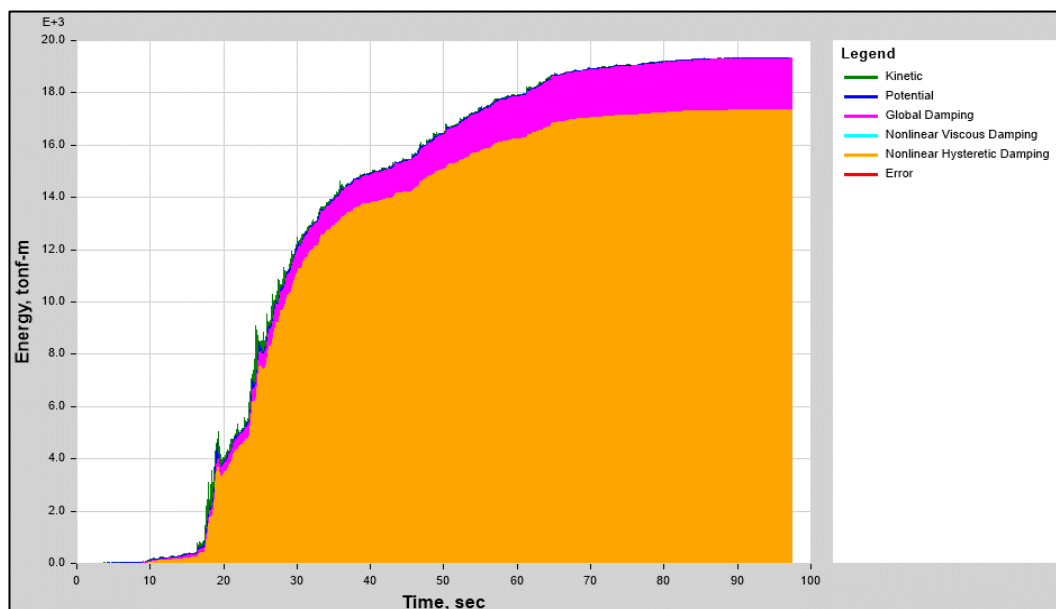
Fig. 215 Balance y disipación de energía límite superior TH Pisco Bloque A Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 31817.18 Tonf-m, que corresponde al 95.91% de la energía total en el sistema estructural.

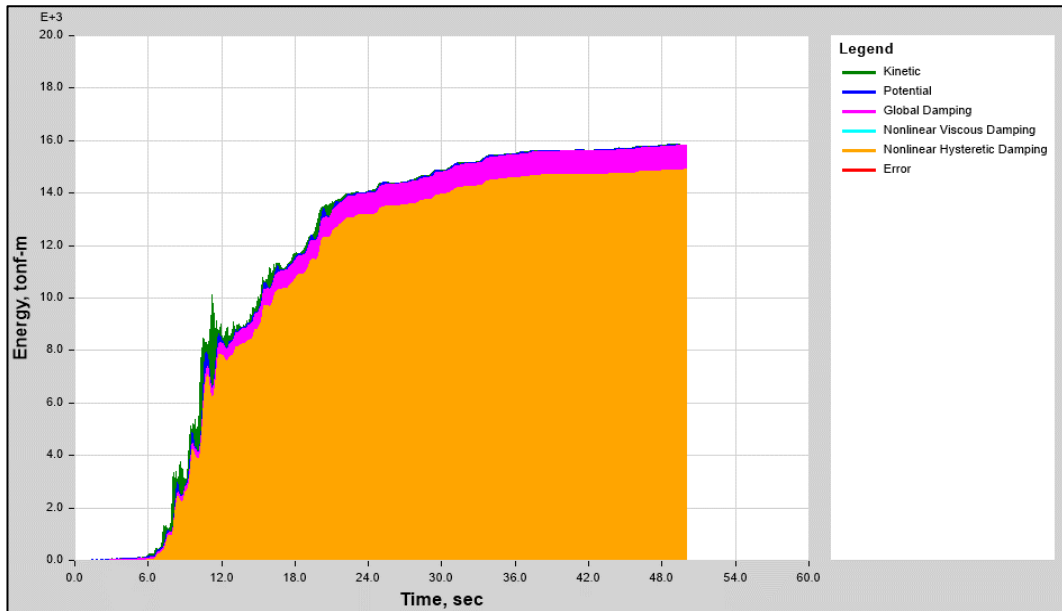
Fig. 216 Balance y disipación de energía límite superior TH Lima Bloque B Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 17341.54 Tonf-m, que corresponde al 89.64% de la energía total en el sistema estructural.

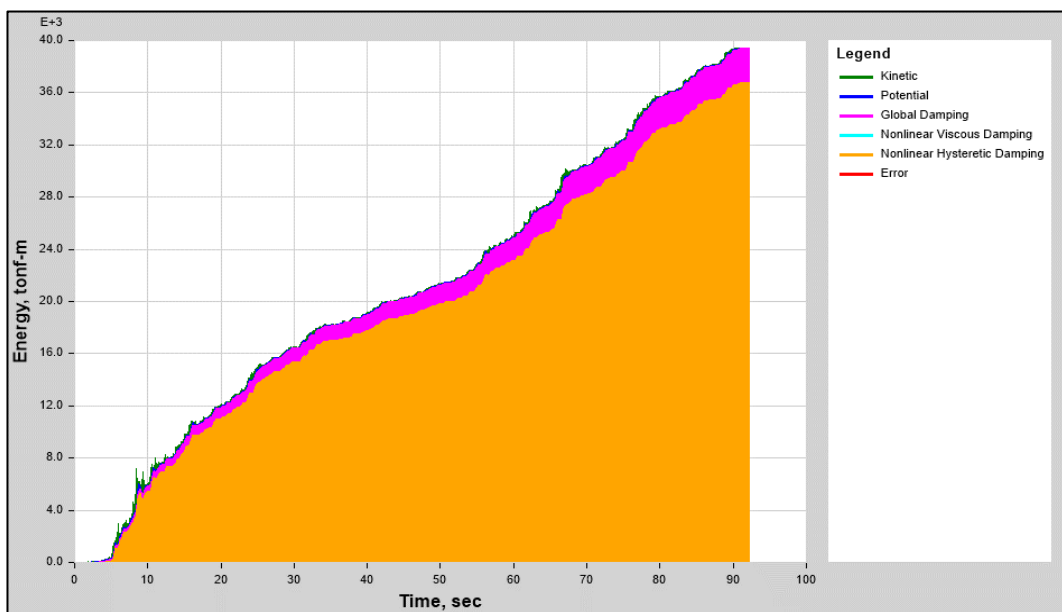
Fig. 217 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pedernales Bloque B Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 14897.35 Tonf-m, que corresponde al 94.05% de la energía total en el sistema estructural.

Fig. 218 Balance y disipación de energía límite inferior TH Pisco Bloque B Tr=2500 años base aislada



Fuente: Elaboración propia

Para este caso de carga no lineal, se registra una disipación de energía de 35756.97 Tonf-m, que corresponde al 93.18% de la energía total en el sistema estructural.

Aunque en los resultados relacionados a las propiedades de los aisladores en el límite superior se obtienen valores un poco más bajos que los registrados en el límite inferior se considera que estos se encuentran muy cerca de cumplir con el 100% de la disipación de energía necesitada en el sistema.

#### 4.2.2.8 Deformación por corte máxima en los aisladores

- **Límite inferior**

Tabla 32 Deformación por corte máxima límite inferior bloque A

Bloque A				
Aislador N	Desplazamiento		Deformación por corte	
	UX	UY	X	Y
A - 1	0.553846	0.738266	220%	293%
B - 1	0.545455	0.738266	216%	293%
C - 1	0.593667	0.738266	236%	293%
D - 1	0.64198	0.738266	255%	293%
E - 1	0.692692	0.738266	275%	293%
F - 1	0.741349	0.738266	294%	293%
G - 1	0.790242	0.738266	314%	293%
H - 1	0.841812	0.738266	334%	293%
I - 1	0.897667	0.738266	356%	293%
A - 2	0.553846	0.7948	220%	315%
B - 2	0.545455	0.7948	216%	315%
C - 2	0.593667	0.7948	236%	315%
D - 2	0.64198	0.7948	255%	315%
E - 2	0.692692	0.7948	275%	315%
F - 2	0.741349	0.7948	294%	315%
G - 2	0.790242	0.7948	314%	315%
H - 2	0.841812	0.7948	334%	315%
I - 2	0.897667	0.7948	356%	315%
A - 3	0.553846	0.855396	220%	339%
B - 3	0.545455	0.855396	216%	339%
C - 3	0.593667	0.855396	236%	339%
D - 3	0.64198	0.855396	255%	339%

E - 3	0.692692	0.855396	275%	339%
F - 3	0.741349	0.855396	294%	339%
G - 3	0.790242	0.855396	314%	339%
H - 3	0.841812	0.855396	334%	339%
I - 3	0.897667	0.855396	356%	339%
A - 4	0.553846	0.917173	220%	364%
B - 4	0.545455	0.917173	216%	364%
C - 4	0.593667	0.917173	236%	364%
D - 4	0.64198	0.917173	255%	364%
E - 4	0.692692	0.917173	275%	364%
F - 4	0.741349	0.917173	294%	364%
G - 4	0.790242	0.917173	314%	364%
H - 4	0.841812	0.917173	334%	364%
I - 4	0.897667	0.917173	356%	364%
A - 5	0.553582	0.979901	220%	389%
B - 5	0.545455	0.980121	216%	389%
C - 5	0.593667	0.980121	236%	389%
D - 5	0.64198	0.980121	255%	389%
E - 5	0.692692	0.980121	275%	389%
F - 5	0.741349	0.980121	294%	389%
G - 5	0.790242	0.980121	314%	389%
H - 5	0.841812	0.980121	334%	389%
I - 5	0.897667	0.980121	356%	389%
<b>Máximos</b>	<b>0.897667</b>	<b>0.980121</b>	<b>356%</b>	<b>389%</b>

Fuente: Elaboración propia

Las mayores deformaciones por corte en los aisladores se obtuvieron a través del registro sísmico de Pisco.

**Tabla 33 Deformación por corte máxima límite inferior bloque B**

Bloque B				
Ubicación	Desplazamiento		Deformación por corte	
	UX	UY	X	Y
B - 5'	1.029951	0.930633	408.71%	369.30%
I - 5'	0.583376	0.92946	231.50%	368.83%
I - 6	0.583968	0.896215	231.73%	355.64%
I - 7	0.583059	0.937984	231.37%	372.22%
I - 8	0.588243	0.939289	233.43%	372.73%
I - 9	0.583974	0.927176	231.74%	367.93%
I - 10	0.583861	0.916498	231.69%	363.69%
H - 5'	0.583905	0.906217	231.71%	359.61%
H - 6	0.588757	0.930662	233.63%	369.31%

H – 7	0.654227	0.930709	259.61%	369.33%
H – 8	0.727968	0.930722	288.88%	369.33%
H – 9	0.802067	0.930685	318.28%	369.32%
H – 10	0.879921	0.930734	349.18%	369.34%
G – 5'	0.954741	0.930719	378.87%	369.33%
G – 6	0.653673	0.939284	259.39%	372.73%
G – 7	0.727419	0.939304	288.66%	372.74%
G – 8	0.80148	0.939283	318.05%	372.73%
G – 9	0.879423	0.939242	348.98%	372.72%
G – 10	0.95424	0.939324	378.67%	372.75%
D – 5'	1.029531	0.938189	408.54%	372.30%
A – 5'	1.120637	0.896443	444.70%	355.73%
A – 6	1.031025	0.897611	409.14%	356.19%
B – 5'	1.031047	0.906571	409.15%	359.75%
B – 6	1.031051	0.916878	409.15%	363.84%
B – 7	1.031163	0.927486	409.19%	368.05%
B – 8	0.589144	0.928441	233.79%	368.43%
B – 9	0.654623	0.928445	259.77%	368.43%
B – 10	0.728593	0.928502	289.12%	368.45%
D – 6	0.802801	0.928444	318.57%	368.43%
D – 7	0.880749	0.928513	349.50%	368.46%
D – 8	0.955752	0.928657	379.27%	368.51%
D – 9	0.589104	0.917827	233.77%	364.22%
D – 10	0.654564	0.917832	259.75%	364.22%
C – 5'	0.728499	0.917942	289.09%	364.26%
C – 6	0.8027	0.917852	318.53%	364.23%
C – 7	0.880693	0.917889	349.48%	364.24%
C – 8	0.955641	0.918033	379.22%	364.30%
C – 9	0.589193	0.907565	233.81%	360.14%
C – 10	0.654684	0.907533	259.80%	360.13%
E – 5'	0.728577	0.907652	289.12%	360.18%
E – 6	0.802779	0.907513	318.56%	360.12%
E – 7	0.789427	0.910647	313.26%	361.37%
E – 8	0.863017	0.910662	342.47%	361.37%
E – 9	0.589176	0.897549	233.80%	356.17%
E – 10	0.654727	0.89756	259.81%	356.17%
F – 5'	0.728689	0.897641	289.16%	356.21%
F – 6	1.120989	0.929673	444.84%	368.92%
F – 7	0.955724	0.897685	379.26%	356.22%
F – 8	0.880823	0.897589	349.53%	356.19%
F – 9	0.802854	0.897588	318.59%	356.19%
<b>Máximos</b>	<b>1.120989</b>	<b>0.939324</b>	<b>444.84%</b>	<b>372.75%</b>

Fuente: Elaboración propia

- **Límite superior**

Las mayores deformaciones por corte en los aisladores se obtuvieron a través del registro sísmico de Pedernales.

**Tabla 34 Deformación por corte máxima límite superior Bloque A**

TH PEDERNALES				
Aislador N	Desplazamiento		Deformación por corte	
	UX	UY	X	Y
A - 1	0.356725	0.528753	142%	210%
B - 1	0.348988	0.528753	138%	210%
C - 1	0.354432	0.528753	141%	210%
D - 1	0.359875	0.528753	143%	210%
E - 1	0.365565	0.528753	145%	210%
F - 1	0.371008	0.528753	147%	210%
G - 1	0.376451	0.528753	149%	210%
H - 1	0.382142	0.528753	152%	210%
I - 1	0.388178	0.528753	154%	210%
A - 2	0.356725	0.539372	142%	214%
B - 2	0.348988	0.539372	138%	214%
C - 2	0.354432	0.539372	141%	214%
D - 2	0.359875	0.539372	143%	214%
E - 2	0.365565	0.539372	145%	214%
F - 2	0.371008	0.539372	147%	214%
G - 2	0.376451	0.539372	149%	214%
H - 2	0.382142	0.539372	152%	214%
I - 2	0.388178	0.539372	154%	214%
A - 3	0.356725	0.550396	142%	218%
B - 3	0.348988	0.550396	138%	218%
C - 3	0.354432	0.550396	141%	218%
D - 3	0.359875	0.550396	143%	218%
E - 3	0.365565	0.550396	145%	218%
F - 3	0.371008	0.550396	147%	218%
G - 3	0.376451	0.550396	149%	218%
H - 3	0.382142	0.550396	152%	218%
I - 3	0.388178	0.550396	154%	218%
A - 4	0.356725	0.561555	142%	223%
B - 4	0.348988	0.561555	138%	223%
C - 4	0.354432	0.561555	141%	223%
D - 4	0.359875	0.561555	143%	223%
E - 4	0.365565	0.561555	145%	223%
F - 4	0.371008	0.561555	147%	223%
G - 4	0.376451	0.561555	149%	223%
H - 4	0.382142	0.561555	152%	223%

I - 4	0.388178	0.561555	154%	223%
A - 5	0.356366	0.572717	141%	227%
B - 5	0.348988	0.573028	138%	227%
C - 5	0.354432	0.573028	141%	227%
D - 5	0.359875	0.573028	143%	227%
E - 5	0.365565	0.573028	145%	227%
F - 5	0.371008	0.573028	147%	227%
G - 5	0.376451	0.573028	149%	227%
H - 5	0.382142	0.573028	152%	227%
I - 5	0.388178	0.573028	154%	227%
Mínimos	0.388178	0.573028	154%	227%

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35 Deformación por corte máxima límite superior Bloque B

TH PEDERNALES				
Ubicación	Desplazamiento		Deformación por corte	
	UX	UY	X	Y
B - 5'	0.432533	0.70473	171.64%	279.65%
I - 5'	0.300253	0.702817	119.15%	278.90%
I - 6	0.301164	0.648082	119.51%	257.18%
I - 7	0.299794	0.452345	118.97%	179.50%
I - 8	0.319406	0.453677	126.75%	180.03%
I - 9	0.301104	0.49491	119.49%	196.39%
I - 10	0.300995	0.544112	119.44%	215.92%
H - 5'	0.301062	0.59547	119.47%	236.30%
H - 6	0.320065	0.704785	127.01%	279.68%
H - 7	0.338845	0.70483	134.46%	279.69%
H - 8	0.357031	0.704883	141.68%	279.72%
H - 9	0.375513	0.704819	149.01%	279.69%
H - 10	0.3948	0.704865	156.67%	279.71%
G - 5'	0.413669	0.70486	164.15%	279.71%
G - 6	0.338175	0.453692	134.20%	180.04%
G - 7	0.356385	0.453683	141.42%	180.03%
G - 8	0.374833	0.453587	148.74%	179.99%
G - 9	0.394225	0.453486	156.44%	179.95%
G - 10	0.413141	0.453598	163.94%	180.00%
D - 5'	0.432088	0.452461	171.46%	179.55%
A - 5'	0.454735	0.647964	180.45%	257.13%
A - 6	0.43376	0.650216	172.13%	258.02%
B - 5'	0.433777	0.595744	172.13%	236.41%
B - 6	0.43377	0.544387	172.13%	216.03%
B - 7	0.433894	0.495176	172.18%	196.50%



B – 8	0.320792	0.496467	127.30%	197.01%
B – 9	0.339614	0.496477	134.77%	197.01%
B – 10	0.358015	0.496481	142.07%	197.02%
D – 6	0.376547	0.496384	149.42%	196.98%
D – 7	0.395888	0.496393	157.10%	196.98%
D – 8	0.414885	0.496617	164.64%	197.07%
D – 9	0.32074	0.54595	127.28%	216.65%
D – 10	0.339587	0.545967	134.76%	216.65%
C – 5'	0.35793	0.546046	142.04%	216.68%
C – 6	0.376437	0.545952	149.38%	216.65%
C – 7	0.395779	0.545976	157.06%	216.66%
C – 8	0.414733	0.546102	164.58%	216.71%
C – 9	0.320856	0.597532	127.32%	237.12%
C – 10	0.339689	0.59754	134.80%	237.12%
E – 5'	0.357986	0.597658	142.06%	237.17%
E – 6	0.376499	0.59747	149.40%	237.09%
E – 7	0.428109	0.602202	169.88%	238.97%
E – 8	0.456021	0.60221	180.96%	238.97%
E – 9	0.320888	0.650324	127.34%	258.07%
E – 10	0.339714	0.65037	134.81%	258.08%
F – 5'	0.358086	0.65045	142.10%	258.12%
F – 6	0.455083	0.70282	180.59%	278.90%
F – 7	0.414841	0.650449	164.62%	258.11%
F – 8	0.395928	0.650334	157.11%	258.07%
F – 9	0.376585	0.650341	149.44%	258.07%
<b>Máximos</b>	<b>-0.299794</b>	<b>-0.452345</b>	<b>180.96%</b>	<b>279.72%</b>

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a los valores de deformación por corte calculados tanto para el límite superior como para el límite inferior, se tiene que estos son para el bloque A de 227% y 389%, respectivamente y para el bloque B de 279.72% y 444.84%, respectivamente. Al tomar en cuenta que ciertos autores recomiendan mantener un valor límite de 200% para este tipo de aisladores se podría asumir que los dispositivos analizados anteriormente se encuentran subdimensionados para el modelo propuesto, pero los valores de deformaciones por corte determinados corresponden a los máximos existentes, ya que si se contara con un mayor número de registros sísmicos se podría efectuar un promedio de los resultados obtenidos, evitando así asumir valores en demasía producto de ciertos pasos de tiempo en el registro sísmico en el cual se disparan momentáneamente las aceleraciones.

#### 4.2.2.9 Evaluación de Levantamiento en las unidades de aislamiento

Para verificar si los aisladores colocados en la estructura son propensos a sufrir levantamientos es necesario evaluar el comportamiento de estos elementos en el modelo de la estructura mediante una combinación de carga que incluya la componente vertical de los registros ajustados espectralmente para el sismo máximo esperado.

- **Límite inferior**

Tabla 36 Levantamiento máximo límite inferior Bloque A

Bloque A	
0.8D - Qmce	
Aislador N	UZ (mm)
A - 1	-0.927
B - 1	-0.551
C - 1	-0.519
D - 1	-0.882
E - 1	-0.557
F - 1	-0.564
G - 1	-0.559
H - 1	-0.556
I - 1	-0.576
A - 2	-0.811
B - 2	-1.262
C - 2	-1.146
D - 2	-1.167
E - 2	-1.175
F - 2	-1.219
G - 2	-1.247
H - 2	-1.171
I - 2	-0.577
A - 3	-0.925
B - 3	-1.486
C - 3	-1.323
D - 3	-1.253
E - 3	-1.278
F - 3	-1.377
G - 3	-1.414

H - 3	-1.318
I - 3	-0.593
A - 4	-0.916
B - 4	-1.55
C - 4	-1.382
D - 4	-1.354
E - 4	-1.299
F - 4	-1.31
G - 4	-1.42
H - 4	-1.333
I - 4	-0.617
A - 5	-0.895
B - 5	-1.212
C - 5	-1.144
D - 5	-1.18
E - 5	-1.188
F - 5	-1.132
G - 5	-1.154
H - 5	-1.082
I - 5	-0.587
Máximos	-1.554

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37 Levantamiento máximo límite inferior Bloque B

<b>Bloque B</b>	
0.8D - Qmce	
Ubicación	UZ (mm)
B - 5'	-0.738
I - 5'	-0.349
I - 6	-0.415
I - 7	-0.411
I - 8	-0.376
I - 9	-0.398
I - 10	-0.407
H - 5'	-0.41
H - 6	-0.616
H - 7	-0.65
H - 8	-0.658
H - 9	-0.658
H - 10	-0.651
G - 5'	-0.668

G – 6	-0.364
G – 7	-0.367
G – 8	-0.381
G – 9	-0.619
G – 10	-0.727
D – 5'	-0.737
A – 5'	-1.22
A – 6	-1.192
B – 5'	-0.781
B – 6	-0.735
B – 7	-0.746
B – 8	-0.64
B – 9	-0.689
B – 10	-0.685
D – 6	-0.682
D – 7	-0.696
D – 8	-0.696
D – 9	-0.736
D – 10	-0.797
C – 5'	-0.777
C – 6	-0.773
C – 7	-0.758
C – 8	-0.707
C – 9	-0.718
C – 10	-0.785
E – 5'	-0.783
E – 6	-0.751
E – 7	-0.701
E – 8	-0.731
E – 9	-0.721
E – 10	-0.776
F – 5'	-0.772
F – 6	-0.81
F – 7	-0.866
F – 8	-0.747
F – 9	-0.756
<b>MÁXIMO</b>	<b>-1.22</b>

Fuente: Elaboración propia

En este límite se ha obtenido un valor para el bloque A de 1.55 mm para el aislador B - 4 y para el bloque B de **1.22 mm** de levantamiento para el aislador ubicado en los ejes A – 5'. Al ser un valor muy bajo en levantamiento se puede

despreciar, pues no representa ninguna amenaza para la estabilidad de la unidad de aislamiento analizada.

- **Límite superior**

**Tabla 38 Levantamiento máximo límite superior bloque A**

Bloque A	
0.8D-Qmce	
Aislador N	UZ (m)
A - 1	-1.194
B - 1	-0.608
C - 1	-0.603
D - 1	-1.302
E - 1	-0.775
F - 1	-0.794
G - 1	-0.786
H - 1	-0.779
I - 1	-0.797
A - 2	-0.872
B - 2	-2.039
C - 2	-1.888
D - 2	-1.929
E - 2	-1.937
F - 2	-2.013
G - 2	-2.054
H - 2	-1.918
I - 2	-0.801
A - 3	-0.993
B - 3	-2.397
C - 3	-2.19
D - 3	-2.08
E - 3	-2.11
F - 3	-2.277
G - 3	-2.335
H - 3	-2.16
I - 3	-0.831
A - 4	-0.988
B - 4	-2.492

C - 4	-2.283
D - 4	-2.225
E - 4	-2.122
F - 4	-2.159
G - 4	-2.337
H - 4	-2.176
I - 4	-0.868
A - 5	-1.097
B - 5	-1.91
C - 5	-1.83
D - 5	-1.889
E - 5	-1.914
F - 5	-1.836
G - 5	-1.882
H - 5	-1.76
I - 5	-0.835
Máximos	-2.492

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39 Levantamiento máximo límite superior bloque B

Bloque B	
0.8D - Qmce	
Ubicación	UZ (m)
B - 5'	-0.713
I - 5'	-0.327
I - 6	-0.395
I - 7	-0.397
I - 8	-0.363
I - 9	-0.381
I - 10	-0.39
H - 5'	-0.392
H - 6	-0.594
H - 7	-0.629
H - 8	-0.637
H - 9	-0.635
H - 10	-0.626
G - 5'	-0.643
G - 6	-0.349
G - 7	-0.352
G - 8	-0.365

G – 9	-0.592
G – 10	-0.707
D – 5'	-0.717
A – 5'	-1.211
A – 6	-1.191
B – 5'	-0.753
B – 6	-0.707
B – 7	-0.72
B – 8	-0.629
B – 9	-0.682
B – 10	-0.679
D – 6	-0.677
D – 7	-0.693
D – 8	-0.695
D – 9	-0.727
D – 10	-0.795
C – 5'	-0.777
C – 6	-0.771
C – 7	-0.757
C – 8	-0.707
C – 9	-0.709
C – 10	-0.783
E – 5'	-0.783
E – 6	-0.751
E – 7	-0.701
E – 8	-0.731
E – 9	-0.712
E – 10	-0.773
F – 5'	-0.771
F – 6	-0.794
F – 7	-0.866
F – 8	-0.746
F – 9	-0.755
<b>MÁXIMO</b>	<b>-1.211</b>

Fuente: Elaboración propia

De igual forma, el levantamiento generado con las propiedades del límite superior se detalla en un valor para el bloque A de 2.49 mm y para el bloque B de 1.21 mm que también se considera despreciable en este análisis.

## 4.2.3 Resultados de la estructura analizada con disipadores BRB

### 4.2.3.1 Secciones del modelado ETABS

Tabla 40 Elementos a utilizar en estructura con disipadores bloque A

<b>Elementos Tipo Frame</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Sección</b>	<b>Unidad</b>
Vigas	0.50 x 0.60	m
Vigas Secundarias	0.25 x 0.30	m
Vigas en Tapa grada	0.30 x 0.30	m
Columnas	0.80 x 0.80	m
<b>Elementos Tipo Shell (Membrana)</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Espesor</b>	<b>Unidad</b>
Losa Nervada Bidireccional	0.30	m
Losa Nervada Bidireccional Nv + 22.50	0.20	m
Losa Maciza para gradas	0.20	m
Losa Maciza para rampa vehicular	0.25	m
<b>Elementos tipo Wall (Shell Thin)</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Espesor</b>	<b>Unidad</b>
Muros de Sótano	0.30	m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41 Elementos a utilizar en estructura con disipadores bloque B

<b>Elementos Tipo Frame</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Sección</b>	<b>Unidad</b>
Vigas sentido X-X	0.70 x 0.60	m
Vigas Secundarias	0.25 x 0.30	m
Vigas en Tapa grada	0.30 x 0.30	m
Columnas	0.90 x 0.90	m
<b>Elementos Tipo Shell (Membrana)</b>		
<b>Elemento</b>	<b>Espesor</b>	<b>Unidad</b>
Losa Nervada Bidireccional	0.30	m
Losa Nervada Bidireccional Nv + 22.50	0.20	m
Losa Maciza para gradas	0.20	m
Losa Maciza para rampa vehicular	0.25	m



Elementos tipo Wall (Shell Thin)		
Elemento	Espesor	Unidad
Muros de Sótano	0.30	m

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.3.2 Diseño de disipador tipo

##### Diseño del núcleo de acero

1. Seleccionar la deriva objetivo ( $\theta$ ), el desplazamiento de cada piso ( $\Delta$ ) y de la estructura ( $d$ ) para cada nivel de desempeño [61]:

$$\Delta = \theta * h_i$$

Ec. 41 Desplazamiento de cada piso

$$d = \Delta_{i-1} + \Delta_i$$

Ec. 42 Desplazamiento de la estructura

Tabla 42 Deriva objetivo para cada nivel de desempeño

Ocupación inmediata ( $\theta_{FO}$ )	Operacional ( $\theta_{Op}$ )	Seguridad de vida ( $\theta_{LS}$ )	Prevención del colapso ( $\theta_{CP}$ )
0.003	0.006	0.01	0.02

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43 Desplazamientos de cada piso y de la estructura para cada nivel de desempeño

N	Hi (m)	Masa (kg)	$\Delta_{FO}$ (m)	dFO (m)	$\Delta_{Op}$ (m)	dOp (m)	$\Delta_{LS}$ (m)	dLS (m)	$\Delta_{CP}$ (m)	dCP (m)	Hi (m)
1	4	204855.6	0.012	0.012	0.024	0.024	0.04	0.04	0.08	0.08	4
2	4	202856.7	0.012	0.024	0.024	0.048	0.04	0.08	0.08	0.16	8
3	4.5	200094.2	0.0135	0.0375	0.027	0.075	0.045	0.125	0.09	0.25	12.5
4	4.5	179259.3	0.0135	0.051	0.027	0.102	0.045	0.17	0.09	0.34	17
5	4.5	126948.5	0.0135	0.0645	0.027	0.129	0.045	0.215	0.09	0.43	21.5
6	4.5	126948.5	0.0135	0.078	0.027	0.156	0.045	0.26	0.09	0.52	26
7	4.5	85647.3	0.0135	0.0915	0.027	0.183	0.045	0.305	0.09	0.61	30.5

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

2. Diseñar el edificio para cargas gravitacionales sin el uso de disipadores obteniendo el período fundamental ( $T_{1x}$ ) y el desplazamiento de fluencia máximo ( $d_{y1x \text{ máx}}$ ) mediante un análisis PushOver del eje que se analizará ya sea X o Y

$$T_{1x} = 0.985 \text{ sg}$$

$$d_{y1x} = 0.09084 \text{ m}$$

3. Determinar los desplazamientos límites para cada nivel de desempeño [61]

$$d_{max} = \frac{\sum_{i=1}^N m_i d_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i d_i}$$

Ec. 43 Desplazamientos límites

Tabla 44 Desplazamientos límites para cada nivel de desempeño

FO	Op	LS	CP
0.0583m	0.1167m	0.1945m	0.3890m

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

4. Determinar si se requiere el uso de disipadores BRB mediante el cálculo de los desplazamientos de la estructura a base de la Ec. 42 multiplicados por un factor de correlación para transformar de un sistema de grado de libertad a un sistema de múltiples grados de libertad, dicho factor según [61] fluctúa de 1.2 a 2 dicho autor recomienda los siguientes factores

Tabla 45 Factor de correlación para cada nivel de desempeño

FO	Op	LS	CP
1.2	1.2	1.5	1.6

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

$$\ddot{u}(t) + 2(\xi_1) \frac{2\pi}{T_1} \dot{u}(t) + \left[ \frac{f_{s1}(u, \dot{u})}{m} \right] = -\ddot{u}_g(t)$$

Ec. 44 Ecuación dinámica del movimiento sistema principal

Donde:

$\ddot{u}, \dot{u}, u$  = Desplazamiento, velocidad y aceleración

$\ddot{u}_g$  = Aceleración del suelo

$\xi_1$  = Amortiguamiento de la estructura primaria

$T_1$  = Período de la estructura sin el uso de disipadores

$m$  = Masa modal

$f_{s1}(u, \dot{u})$  = Fuerza restauradora del sistema principal dependiendo de la historia de desplazamientos, la señal de velocidad y la capacidad a la fluencia determinada mediante [61]

$$\frac{V_{y1}}{m} = \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^2 d_{y1}$$

Ec. 45 Capacidad a la fluencia de la estructura primaria

Si el desplazamiento máximo calculado es mayor al desplazamiento de fluencia  $d_{y1}$  en cada nivel de desempeño será necesario el uso de disipadores BRB o a su vez rigidizar la estructura. [61]

Mediante el macro “Preliminary design of structures equipped with BRBs” desarrollado por Héctor Guerrero, PhD se determinó los siguientes desplazamientos máximos para el sistema primario en cada uno de sus niveles y su respectiva comprobación.

Tabla 46 Desplazamientos máximos del sistema primario

FO	Op	LS	CP
0.036	0.064	0.250	0.564
o.k.	o.k.	use BRBs	use BRBs

Fuente: Macro “Preliminary design of structures equipped with BRBs” desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

#### 5. Determinar la ductilidad $\mu_1$ y $\mu_2$

Se define la ductilidad máxima de la estructura primaria  $\mu_1$  como la relación de desplazamiento límite del piso superior ( $d_{max}$ ) y el desplazamiento de fluencia máximo obtenido en el paso 2 ( $dy1x$ ) modificado por un factor de correlación de desplazamientos para un sistema de un grado de libertad. [61]

$$Factor\ de\ corrección = \frac{d_{piso\ superior}}{d_{max}}$$

Ec. 46 Factor de corrección

$$\mu_1 = \frac{d_{max}}{dy1x * Factor\ de\ participación}$$

Ec. 47 Ductilidad de la estructura primaria

Tabla 47 Ductilidad máxima de la estructura primaria para cada nivel de desempeño

	FO	Op	LS	CP
$d_{max}$	0.0583	0.1167	0.1945	0.3890
<b>Factor de participación</b>	1.568	1.568	1.568	1.568
<b><math>dy1x * \text{Factor de participación}</math></b>	0.058	0.058	0.058	0.058
$\mu_1$	1.01	2.01	3.36	6.72

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

La ductilidad de la estructura secundaria  $\mu_2$  se estima como el promedio de las ductilidades de cada piso para el nivel de desempeño requerido. [61]

$$\mu_2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{\Delta_{maxi}}{\Delta_{y2i}}$$

Ec. 48 Ductilidad de la estructura secundaria

$$\Delta_{maxi} = \theta_{max} * h_i$$

Ec. 49 Desplazamiento límite

$$\Delta_{y2i} = \frac{1}{f_k} \frac{f_{ye}}{E} \frac{h_i}{\cos \alpha \sin \alpha}$$

Ec. 50 Desplazamiento lateral a la fluencia

Tabla 48 Ductilidad máxima de la estructura secundaria para cada nivel de desempeño

N	$\sin \alpha$	$\cos \alpha$	$f_k$	$\Delta y_2$	$\mu_2$ FO	$\mu_2$ Op	$\mu_2$ LS	$\mu_2$ CP
1	0.470588	0.882353	1.5	8.83E-03	1.36	2.72	4.53	9.06
2	0.470588	0.882353	1.5	0.008831	1.36	2.72	4.53	9.06
3	0.514496	0.857493	1.5	0.00935	1.44	2.89	4.81	9.63
4	0.514496	0.857493	1.5	0.00935	1.44	2.89	4.81	9.63
5	0.514496	0.857493	1.5	0.00935	1.44	2.89	4.81	9.63
6	0.514496	0.857493	1.5	0.00935	1.44	2.89	4.81	9.63
7	0.514496	0.857493	1.5	0.00935	1.44	2.89	4.81	9.63

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

6. Seleccionar la participación de los disipadores para el sistema dual ( $0 \leq b_2 \leq 1$ ), en nuestro caso  $b_2 = 0.6$  determinar el periodo de vibración de la estructura dual (T) para el nivel de desempeño de prevención del colapso: [61]

$$\frac{1}{T^2} = \frac{1}{T_1^2} + \frac{1}{T_2^2}$$

Ec. 51 Período objetivo

$$T_2^2 = \frac{T_1^2}{a_{CP}}$$

Ec. 52 Período de la estructura secundaria

$$a_{CP} = \frac{\mu_{2\ CP} b_2}{\mu_{1\ CP} b_1}$$

Ec. 53 Relación de rigidez

$$b_1 = 1 - b_2$$

Ec. 54 Participación del sistema primario

Tabla 49 Período de vibración de la estructura dual

	CP
<b>b1 =</b>	0.40
<b>b2 =</b>	0.60
<b>a =</b>	2.111
<b>μ1 =</b>	6.72
<b>μ2 =</b>	9.46
<b>T1 =</b>	0.985 sg
<b>T2 =</b>	0.677 sg
<b>T =</b>	0.558 sg

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

- Determinar los desplazamientos máximos para cada nivel de desempeño determinado mediante la Ec. 55 con la ayuda de registros sísmicos escalados a cada nivel de desempeño. [61]

$$\ddot{u}(t) + 2(\xi_1 + \xi_2) \frac{2\pi}{T} \dot{u}(t) + \left[ \frac{f_{s1}(u, \dot{u})}{m} + \frac{f_{s2}(u, \dot{u})}{m} \right] = -\ddot{u}_g(t)$$

Ec. 55 Ecuación dinámica del movimiento sistema dual

Donde:

$\ddot{u}, \dot{u}, u$  = Desplazamiento, velocidad y aceleración

$\ddot{u}_g$  = Aceleración del suelo

$\xi_1, \xi_2$  = Amortiguamiento de la estructura primaria y secundaria

$T$  = Período de la estructura dual

$m$  = Masa modal

$f_{s1}(u, \dot{u}), f_{s2}(u, \dot{u})$  = Fuerza restauradora de cada parte del sistema dual dependiendo de la historia de desplazamientos, la señal de velocidad y la capacidad a la fluencia determinada mediante

$$\frac{V_{y2}}{m} = \left(\frac{V_{y1}}{m}\right) \frac{b_2}{b_1}$$

Ec. 56 Capacidad a la fluencia de la estructura secundaria

Mediante el macro “Preliminary design of structures equipped with BRBs” desarrollado por Héctor Guerrero, PhD se determinó los siguientes desplazamientos máximos para el sistema dual en cada uno de sus niveles.

Tabla 50 Desplazamientos máximos para el sistema dual

FO	Op	LS	CP
0.011	0.020	0.038	0.052

Fuente: Macro “Preliminary design of structures equipped with BRBs” desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

- Verificar si los desplazamientos máximos obtenidos en el paso 7 son los deseados para cada nivel de desempeño en caso de que los desplazamientos obtenidos sean mayores a los desplazamientos límites se realizará una nueva iteración aumentando la participación de la estructura secundaria ( $b_2$ ). [61]
- Una vez obtenido la participación de la estructura secundaria satisfactoria se procede a estimar el área de la sección transversal de los disipadores BRB. Para la cual se puede obtener mediante un análisis estático determinando las fuerzas de tensión actuante en el disipador y obteniendo su área mediante: [61]

$$A_{BRB} = \frac{P}{f_y}$$

Ec. 57 Área disipador BRB

Tabla 51 Área del disipador BRB

P	766.36	Tn
$f_y$ A36	2530	Kg/cm2
$A_{BRB}$	302.91	cm2

10. Modelar la estructura con disipadores con elementos tipo frame de sección general, colocando el área calculada.

Una vez colocados obtener el período en el sentido de estudio sacando un factor de corrección entre el período objetivo y el período obtenido, multiplicando dicho factor por el área de cada BRB

11. Iterar hasta obtener el período calculado con el período obtenido en el software ETABS y determinar su rigidez y la resistencia de cada disipador BRB [61]

$$k_{BRB} = \frac{AE}{L}$$

Ec. 58 Rigidez del disipador

$$P_{yBRB} = 1.1 * f_y * A_n$$

Ec. 59 Resistencia a la fluencia del disipador

Para determinar el área del núcleo ( $A_n$ ) se necesita el factor  $f_k$  el cual corresponde al cambio de la sección transversal del disipador entre el núcleo y el segmento sin restricción al pandeo [61]

$$A_n = A * f_k$$

Ec. 60 Área del núcleo

## Resultados del diseño

Tabla 52 Datos de los disipadores BRB bloque A en X

		<b>Ai Actual</b>	<b>fk</b>	<b>Ani BRBS</b>	<b>Aequiv.</b>	<b>L</b>	<b>kBRB</b>	<b>PyBRB</b>
<b>BRB</b>	Ni	mm2	adim.	mm2	mm2	m	T/mm	Ton
<b>1</b>	30291.13	33118.49	1.5	22078.99	33118.49	8.50	79.4	618.9
<b>1</b>	30291.13	33118.49	1.5	22078.99	33118.49	8.50	79.4	618.9
<b>2</b>	30291.13	33118.49	1.5	22078.99	33118.49	8.75	77.2	618.9
<b>2</b>	30291.13	33118.49	1.5	22078.99	33118.49	8.75	77.2	618.9
<b>3</b>	16385.22	17914.61	1.5	11943.08	17914.61	8.75	41.8	334.7
<b>3</b>	16385.22	17914.61	1.5	11943.08	17914.61	8.75	41.8	334.7
<b>3</b>	16385.22	17914.61	1.5	11943.08	17914.61	8.75	41.8	334.7

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

Tabla 53 Datos de los disipadores BRB bloque A en Y

		<b>Ai Actual</b>	<b>fk</b>	<b>Ani BRBS</b>	<b>Aequiv.</b>	<b>L</b>	<b>kBRB</b>	<b>PyBRB</b>
<b>BRB</b>	<b>Ni</b>	mm2	adim.	mm2	mm2	m	T/mm	Ton
4	12887.19	29114.81	1.5	19409.87	29114.81	6.80	87.3	544.1
4	12887.19	29114.81	1.5	19409.87	29114.81	6.80	87.3	544.1
5	12887.19	29114.81	1.5	19409.87	29114.81	7.11	83.5	544.1
5	12887.19	29114.81	1.5	19409.87	29114.81	7.11	83.5	544.1
6	6971.01	15748.93	1.5	10499.28	15748.93	7.11	45.2	294.3
6	6971.01	15748.93	1.5	10499.28	15748.93	7.11	45.2	294.3
6	6971.01	15748.93	1.5	10499.28	15748.93	7.11	45.2	294.3

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

Tabla 54 Datos de los disipadores BRB bloque B en X

<b>BRB</b>	<b>Ni</b>	<b>Ai Actual</b>	<b>fk</b>	<b>Ani BRBS</b>	<b>Aequiv.</b>	<b>L</b>	<b>kBRB</b>	<b>PyBRB</b>
		mm2	adim.	mm2	mm2	m	T/mm	Ton
7	3500	11755.31	1.5	7836.87	11755.31	8.5	28.2	219.7
7	3500	11755.31	1.5	7836.87	11755.31	8.5	28.2	219.7
8	3500	11755.31	1.5	7836.87	11755.31	8.75	27.4	219.7
8	3500	11755.31	1.5	7836.87	11755.31	8.75	27.4	219.7
9	2500	8396.65	1.5	5597.77	8396.65	8.75	19.6	156.9
9	2500	8396.65	1.5	5597.77	8396.65	8.75	19.6	156.9

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

Tabla 55 Datos de los disipadores BRB bloque B en Y

<b>BRB</b>	<b>Ni</b>	<b>Ai Actual</b>	<b>fk</b>	<b>Ani BRBS</b>	<b>Aequiv.</b>	<b>L</b>	<b>kBRB</b>	<b>PyBRB</b>
		mm2	adim.	mm2	mm2	m	T/mm	Ton
10	3500	18715.74	1.5	12477.16	18715.74	7.0	54.5	349.8
10	3500	18715.74	1.5	12477.16	18715.74	7.0	54.5	349.8
11	3500	18715.74	1.5	12477.16	18715.74	7.3	52.3	349.8
11	3500	18715.74	1.5	12477.16	18715.74	7.3	52.3	349.8
12	2500	13368.39	1.5	8912.26	13368.37	7.3	37.3	249.8
12	2500	13368.39	1.5	8912.26	13368.37	7.3	37.3	249.8
13	2000	10694.71	1.5	7129.81	10694.71	6.7	32.4	199.9

Fuente: Macro "Preliminary design of structures equipped with BRBs" desarrollado por Héctor Guerrero, PhD (Datos del proyecto)

### Diseño de la camisa de confinamiento

1. Determinar la carga máxima del disipador



$$P_{m\acute{a}x} = \beta * \omega * A_N * 1.1f_y$$

Ec. 61 Carga máxima del disipador

$\beta$  = Factor de relaci3n compresi3n-tensi3n = 1

$\omega$  = Factor de ajuste de endurecimiento por deformaci3n = 1.3 [35]

2. Calcular la inercia de la camisa de confinamiento

$$I_{SC} = \frac{P_{m\acute{a}x} * (K * L_{SC})^2 * FS}{\pi^2 * E_S}$$

Ec. 62 Inercia de la camisa de confinamiento

$K$  = Factor de longitud efectiva  $K=2$  cuando se considera conexi3n pernada

$FS$  = Factor de seguridad  $>2$

$L_{SC}$  = Longitud de la camisa, se considera la longitud del segmento sin restricci3n al pandeo un 15% de la longitud total del disipador.

$E_S$  = M3dulo de elasticidad del hacer  $2.1E6$  kg/cm<sup>2</sup> [35]

Tabla 56 Datos de la camisa de confinamiento BRB bloque A en X

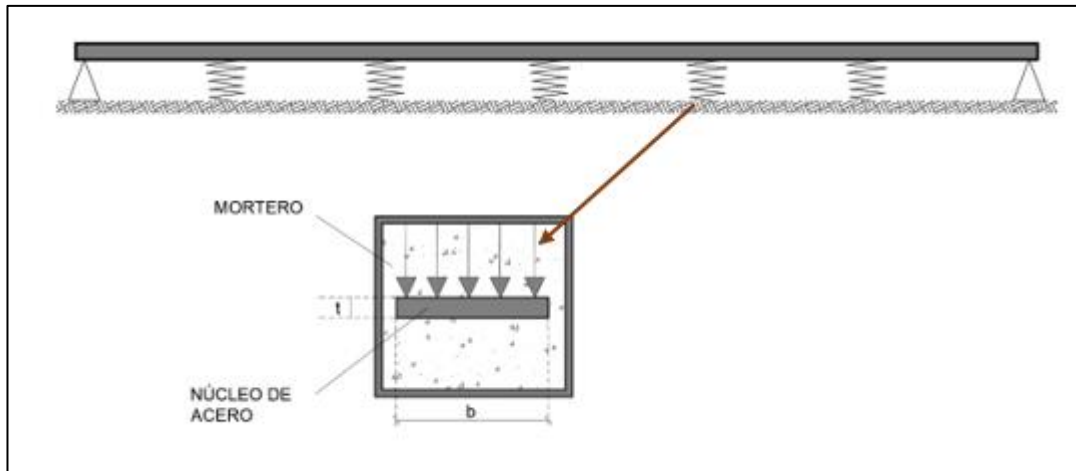
rea núcleo	rea BRB	L	Dimensiones del Núcleo		L Núcleo	Pmx	Isc	Secci3n a utilizar	I secci3n a utilizar
			b (cm)	e (cm)					
220.78	331.18	850	37	6	595	878675	120069	50x50x2	147712
220.78	331.18	850	37	6	595	878675	120069	50x50x2	147712
220.78	331.18	875	37	6	613	878675	127444	50x50x2	147712
220.78	331.18	875	37	6	613	878675	127444	50x50x2	147712
119.43	179.14	875	27	4.5	613	475297	68937	40x40x2	73365.3
119.43	179.14	875	27	4.5	613	475297	68937	40x40x2	73365.3
119.43	179.14	875	27	4.5	613	475297	68937	40x40x2	73365.3

Fuente: Elaboraci3n propia

### Contribuci3n del Mortero de Relleno

Para verificar cual es la influencia del mortero de relleno que confina el núcleo del disipador, se utilizará la hip3tesis de que este material actuará a manera de resortes que ejercen presi3n hacia el núcleo y hacia las paredes de la camisa de revestimiento. [35]

Fig. 219 Modelo matemático de la contribución del mortero



Fuente: Román Cancelado

Debido a que el principal objetivo de emplear morteros de relleno en la camisa de los disipadores es evitar el pandeo del núcleo, se deberá verificar que la elasticidad generada por el mortero de relleno, supere en todo momento a la elasticidad generada por el núcleo del disipador. [35]

Cuando el núcleo comienza a fluir, las propiedades elásticas del acero se ven alteradas en cierta medida, por lo cual es necesario utilizar el módulo tangencial del material para calcular la constante de elasticidad del mismo. [35]

A continuación, se muestran las propiedades de los materiales involucrados en el confinamiento del núcleo.

Tabla 57 propiedades del mortero de relleno

MORTERO 1 : 5		
<b>Resistencia a la compresión</b>	180	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de Poisson</b>	0.2	-----
<b>Módulo de Elasticidad</b>	175754.94	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 58 Propiedades del Acero A36

ACERO A36		
<b>Esfuerzo a la Fluencia</b>	2530	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Módulo Tangencial</b>	63000	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Ancho del Núcleo(b)</b>	27	cm
<b>Espesor del Núcleo (t)</b>	3	cm

Fuente: Elaboración propia

Se procederá a calcular la constante de elasticidad requerida por los núcleos de los disipadores que serán utilizados en la estructura con la siguiente expresión:

$$\beta > 3 * \frac{fy^2 * b}{En * t}$$

Ec. 63 Constante de elasticidad núcleo del disipador

Donde:

fy = Esfuerzo a la fluencia

b = Ancho del núcleo del disipador

e = espesor del núcleo del disipador

En = Módulo tangencial del acero cuando empieza a fluir [35]

Por otra parte, se procederá a calcular la constante de elasticidad generada por el mortero de relleno dentro de la camisa de confinamiento, para lo cual se utilizará la siguiente expresión:

$$\beta = Ec * \frac{1 - \nu}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

Ec. 64 Constante de elasticidad mortero de relleno

Donde:

Ec = Módulo de elasticidad del mortero

ν = Coeficiente de Poisson [35]

Finalmente, para validar el uso del mortero de relleno en la camisa de confinamiento es necesario que la constante de elasticidad generada por el mortero supere en cantidad a la constante requerida para los distintos núcleos de los disipadores que van a ser empleados en el proyecto.

A continuación, se resumen los valores correspondientes al cálculo de dichas constantes en la siguiente tabla:

Tabla 59 Revisión de la capacidad del mortero de relleno

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD DEL MORTERO DE RELLENO					
Disipadores	Ancho	Espesor	Elasticidad Mortero	Elasticidad Requerida	Chequeo
	b (cm)	t (cm)	B.m	B.(núcleo)	B.m > B.(núcleo)
<b>BRB 7</b>	27	3	210930.06	2743.24	OK
<b>BRB 8</b>	19	3	210930.06	1930.43	OK
<b>BRB 10</b>	32	4	210930.06	2438.44	OK
<b>BRB 11</b>	30	3	210930.06	3048.05	OK
<b>BRB 12</b>	24	3	210930.06	2438.44	OK

Fuente: Elaboración propia

### Resumen geometría del núcleo, dimensiones de la camisa y mortero de confinamiento

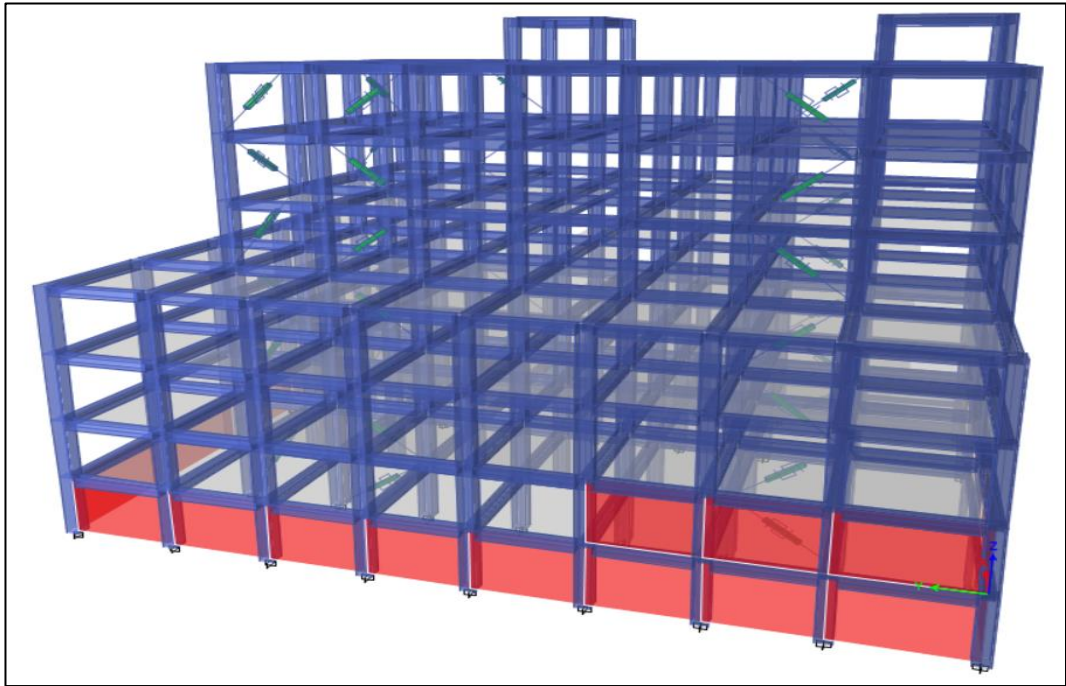
Tabla 60 Resumen geometría del núcleo, dimensiones de la camisa y mortero de confinamiento

Tipo disipador	Dimensiones del Núcleo		Longitud total (m)	Longitud del núcleo (m)	Camisa de confinamiento (cm)	Resistencia del mortero de confinamiento (Kg/cm <sup>2</sup> )
	b (cm)	e (cm)				
<b>BRB 1</b>	37	6	8.50	5.95	50x50x2	180
<b>BRB 2</b>	37	6	8.75	6.13	50x50x2	180
<b>BRB 3</b>	27	4.5	8.75	6.13	40x40x2	180
<b>BRB 4</b>	39	5	6.80	4.77	50x50x1	180
<b>BRB 5</b>	39	5	7.11	4.98	50x50x1	180
<b>BRB 6</b>	27	4	7.11	4.98	45x45x1	180
<b>BRB 7</b>	27	3	8.5	5.95	35x35x2	180
<b>BRB 8</b>	19	3	8.75	6.13	35x35x1.5	180
<b>BRB 9</b>	16	3	8.75	6.13	30x30x1	180
<b>BRB 10</b>	32	4	7	4.9	35x35x2	180
<b>BRB 11</b>	30	3	7.3	5.11	35x35x1.5	180
<b>BRB 12</b>	24	3	7.3	5.11	35x35x1.5	180
<b>BRB 13</b>	18	3	6.73	4.71	35x35x1	180

Fuente: Elaboración propia

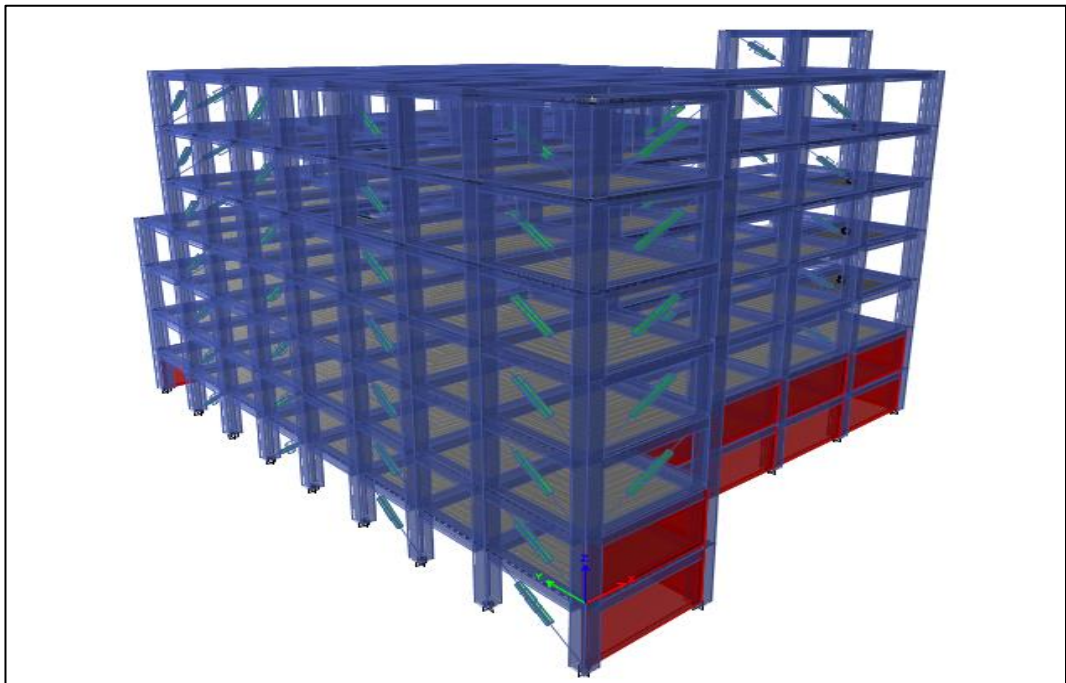
### 4.2.3.3 Modelación ETABS

Fig. 220 Modelación bloque A con disipadores



Fuente: ETABS

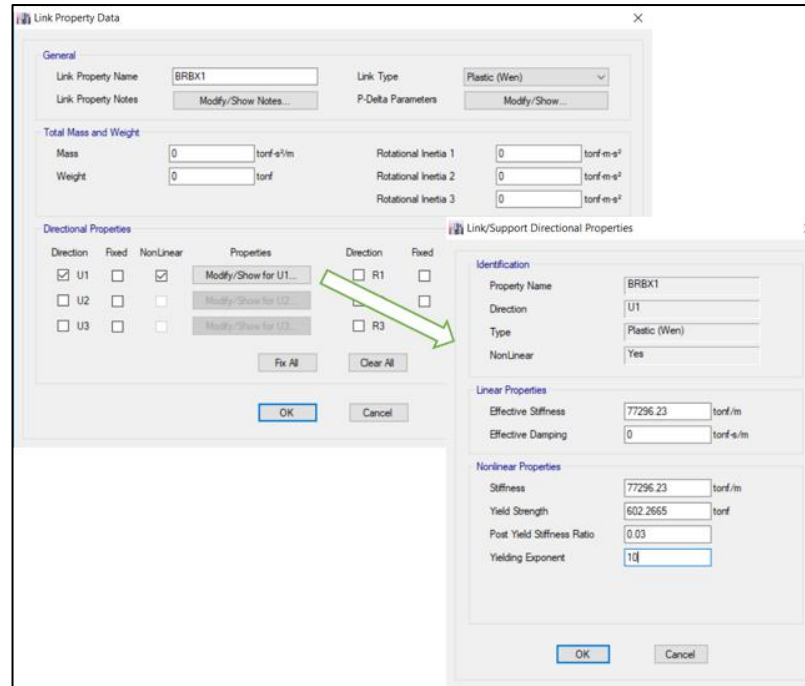
Fig. 221 Modelación bloque B con disipadores



Fuente: ETABS

- Asignación de elementos tipo Links (Disipadores)

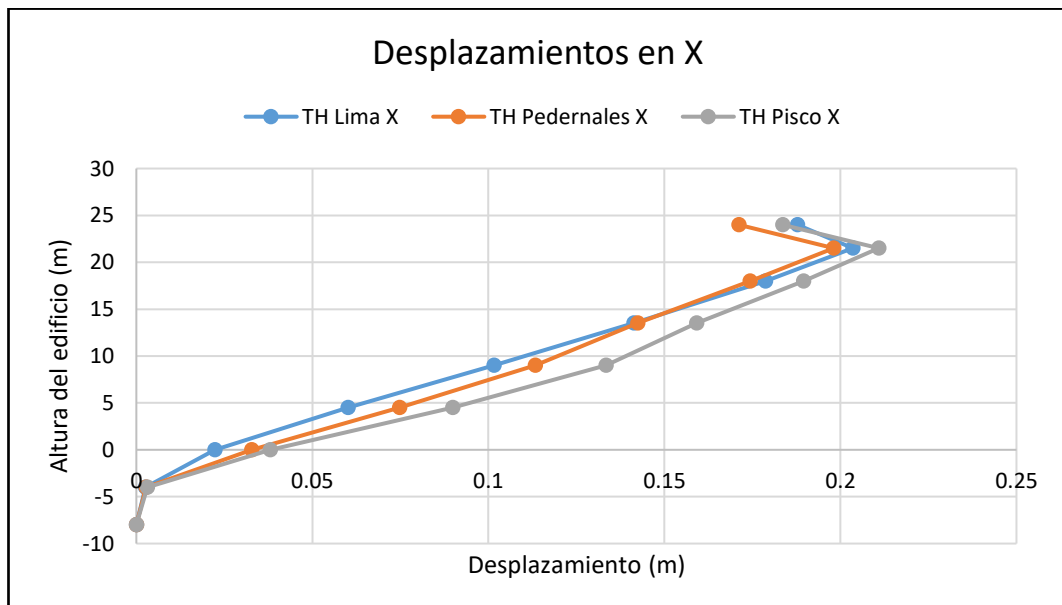
Fig. 222 Asignación de características a elementos links



Fuente: Elaboración propia

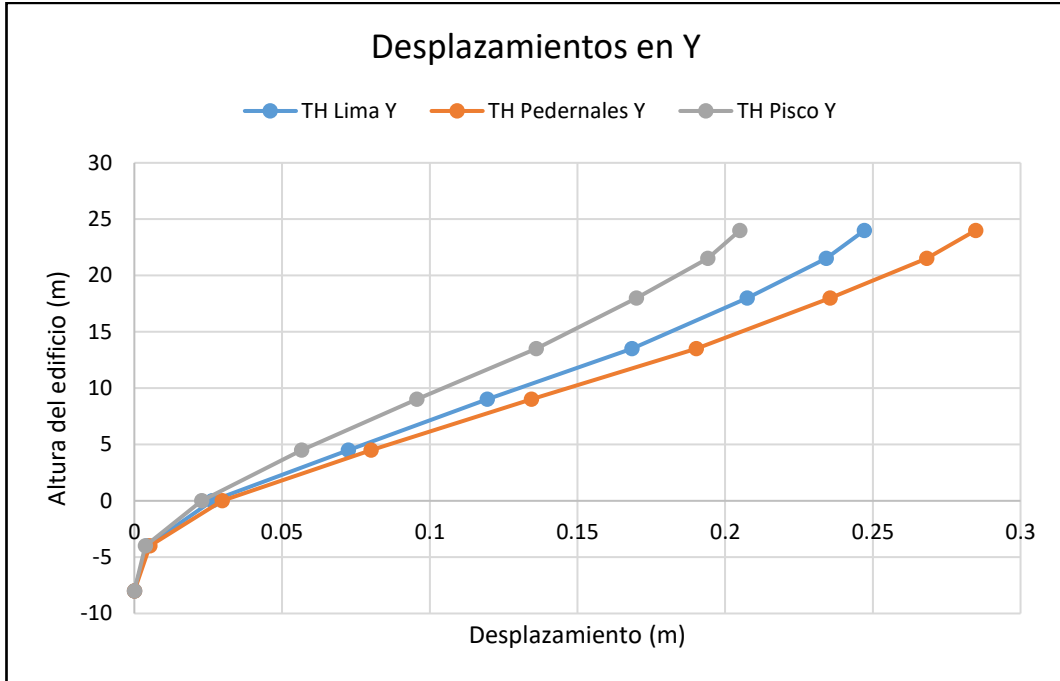
#### 4.2.3.4 Desplazamientos para casos de carga Tiempo – Historia

Fig. 223 Desplazamientos en X bloque A con disipadores Tr=2500 años



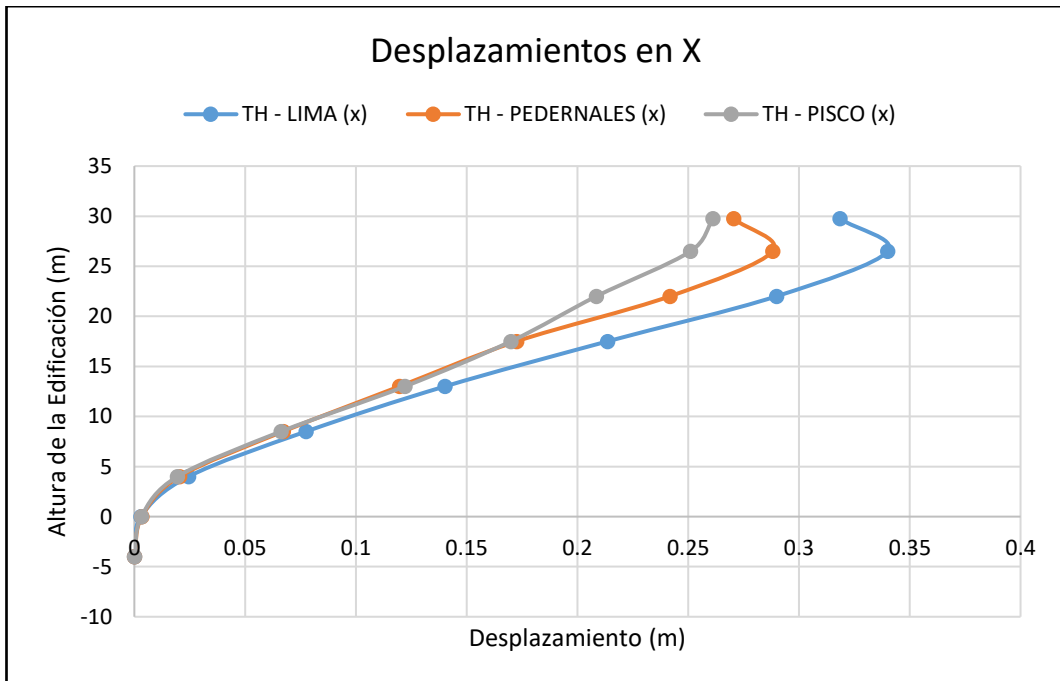
Fuente: Elaboración propia

Fig. 224 Desplazamientos en Y bloque A con disipadores  $T_r=2500$  años



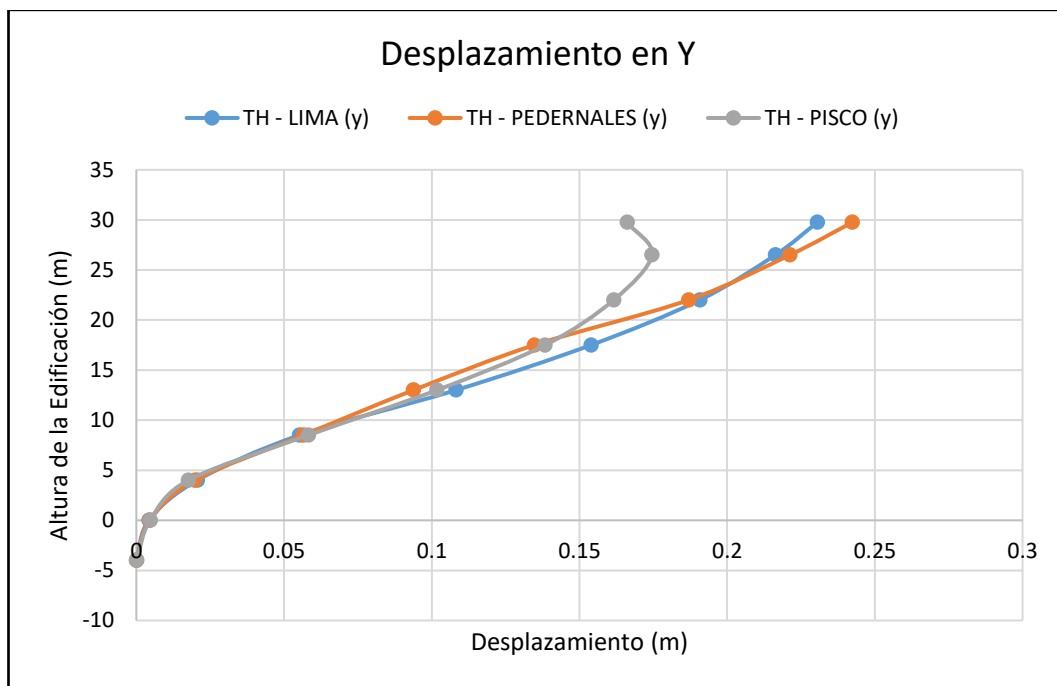
Fuente: Elaboración propia

Fig. 225 Desplazamientos en X bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 226 Desplazamientos en Y bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

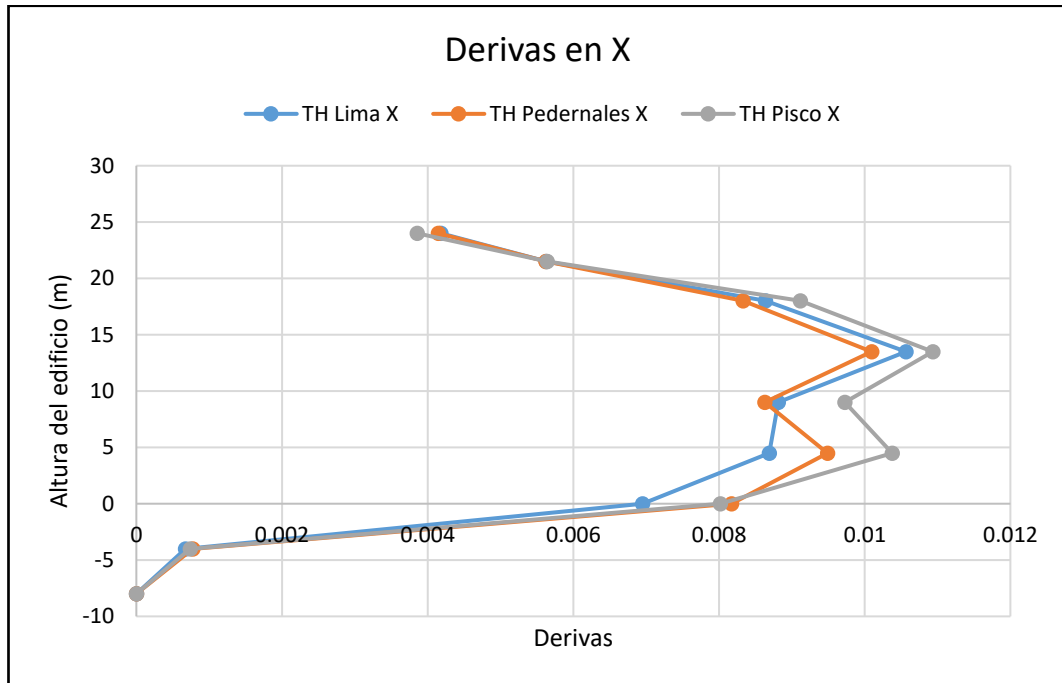
De acuerdo al análisis de desplazamientos laterales en la estructura producidos por los registros sísmicos utilizados se ha obtenido un desplazamiento máximo en el bloque A de 0.21 m debido al registro de Pisco en el eje X, mientras que para el eje Y se produce un desplazamiento máximo de 0.28 m para el registro de Pedernales.

Los desplazamientos máximos obtenidos en la estructura con disipadores correspondientes al bloque B son de 0.28 m para en el eje X en el registro de Lima, y de 0.22 m para el registro de Pedernales en el eje Y.



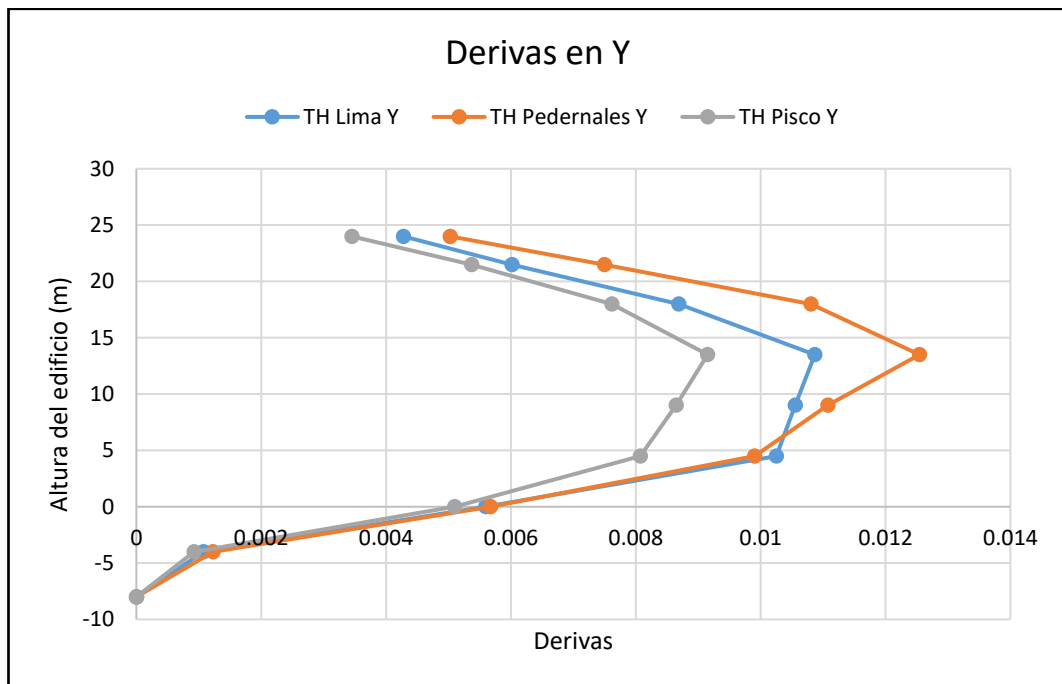
#### 4.2.3.5 Derivas de piso para casos de carga Tiempo – Historia

Fig. 227 Derivas de piso en X Bloque A con disipadores  $T_r=2500$  años



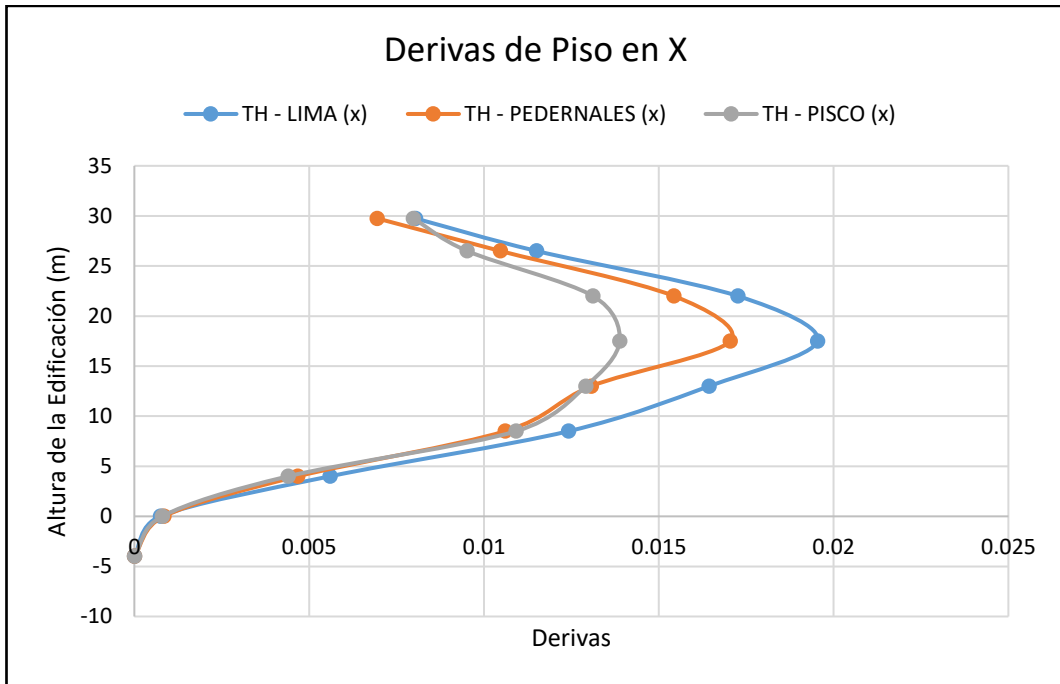
Fuente: Elaboración propia

Fig. 228 Derivas de piso en Y Bloque A con disipadores  $T_r=2500$  años



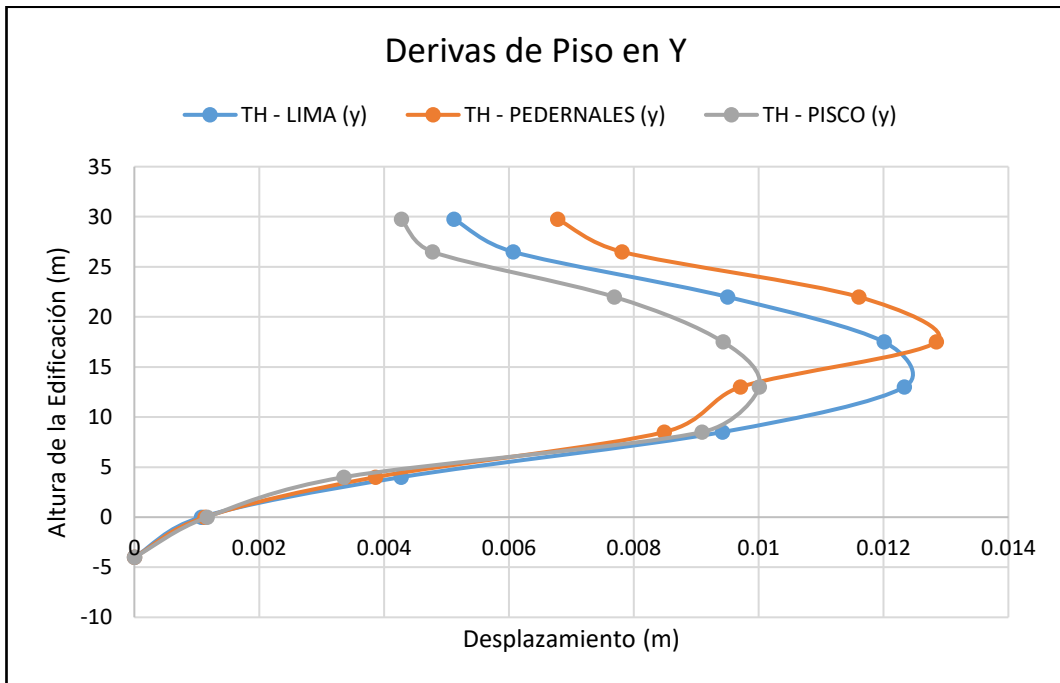
Fuente: Elaboración propia

Fig. 229 Derivas de piso en X Bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 230 Derivas de piso en Y Bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Las derivas de piso máximas obtenidas mediante un análisis tiempo – historia en la estructura con disipadores del bloque A son de 1.09% para el eje X mediante el registro

de Pisco, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pedernales con un valor de 1.25%. Para el bloque B son de 1.95% para el eje X mediante el registro de Lima, mientras que para el eje Y la deriva máxima se produce por el registro de Pedernales con un valor de 1.28%.

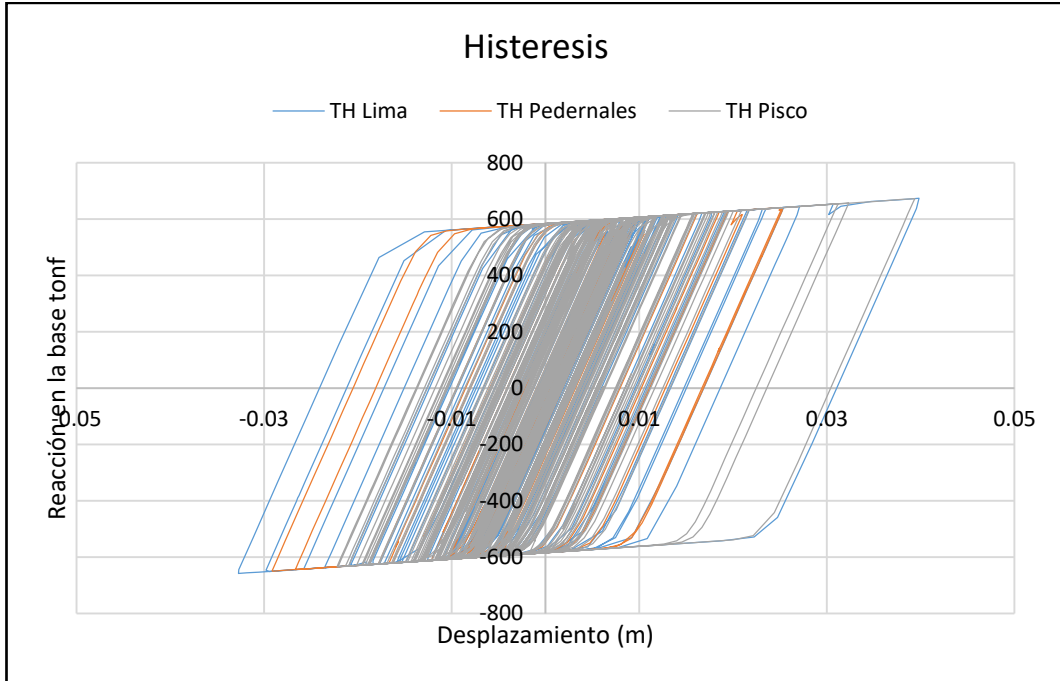
En ambos bloques las derivas son menores a 2.0% que se establece como valor límite para estructuras con base aislada mediante análisis tiempo – historia, de acuerdo a ASCE 7.16 Capítulo 17.6.4.4.

Si se desea revisar las derivas de piso mediante un análisis modal espectral, las derivas de piso no deberán exceder el valor de 1.5% de acuerdo al capítulo citado anteriormente.

#### **4.2.3.6 Comportamiento Histerético de la estructura con disipadores ( $T_r = 2500$ años)**

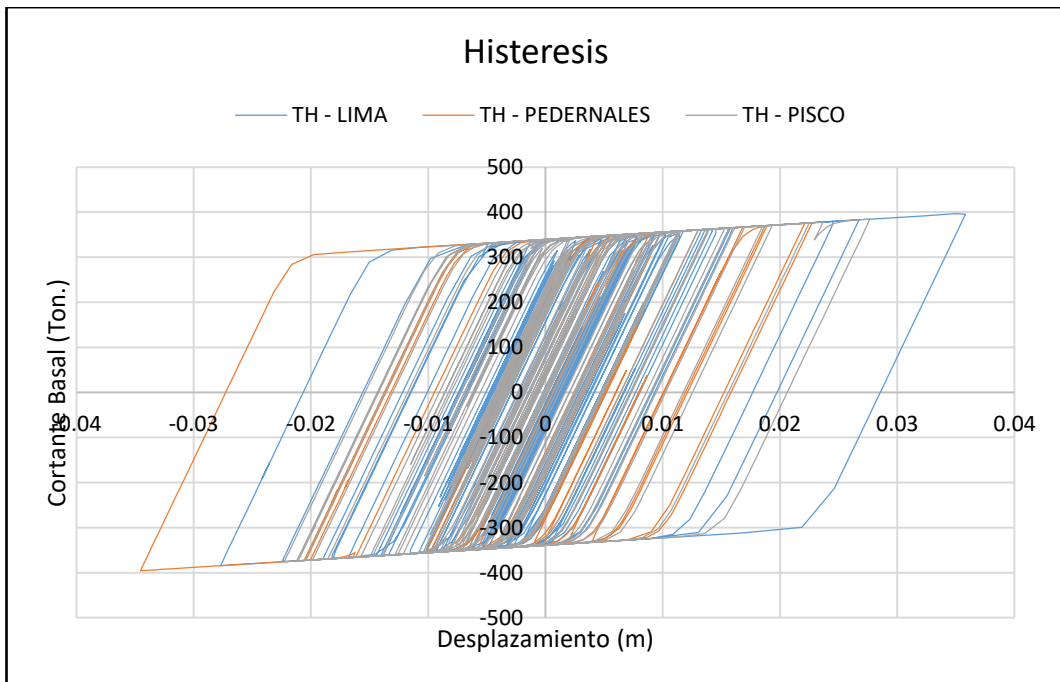
Para caracterizar un lazo histerético como muestra del comportamiento global del conjunto de disipadores, se utilizó para el bloque A el disipador K30 ubicado entre el Nivel + 4.50 y + 9.00 en el pórtico A entre los ejes 2 y 3 y para el bloque B el disipador K18 ubicado entre el Nivel + 4.50 y + 9.00 del pórtico 5 entre los ejes E y F.

Fig. 231 Histéresis Bloque A con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 232 Histéresis Bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años



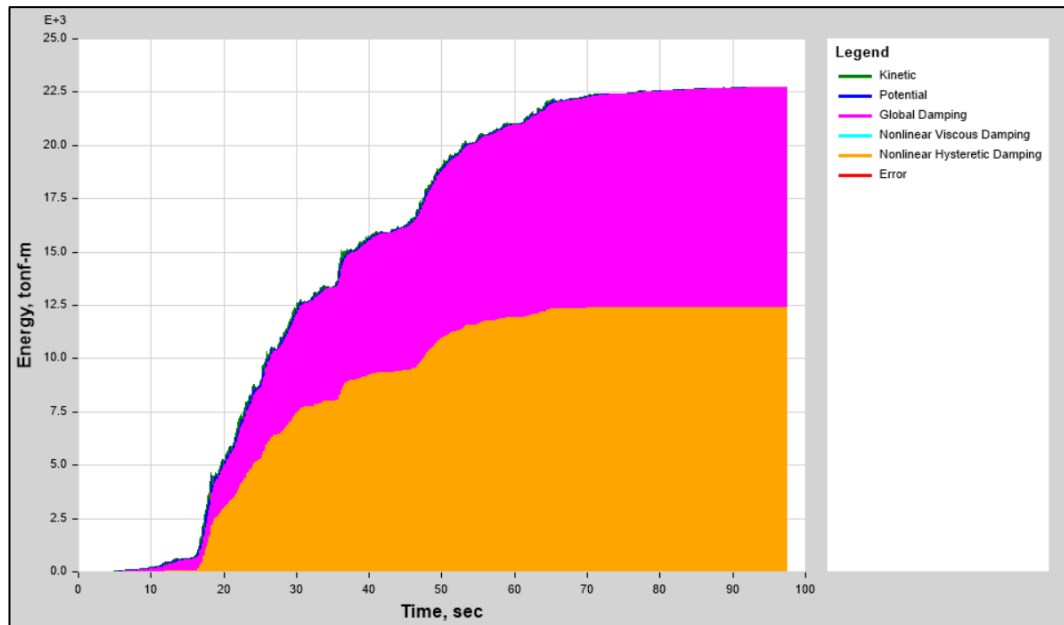
Fuente: Elaboración propia

Los ciclos de histéresis correspondientes a los disipadores BRB se mantienen con pendientes uniformes para cada proceso de carga y descarga, lo que demuestra que su rigidez no se degrada rápidamente, aportando significativamente al sistema de disipación dual de la estructura.

#### 4.2.3.7 Disipación y balance de energía

A continuación, se muestra de manera gráfica y numérica la influencia que tienen las barras restringidas al pandeo en el mecanismo de disipación de energía de la estructura.

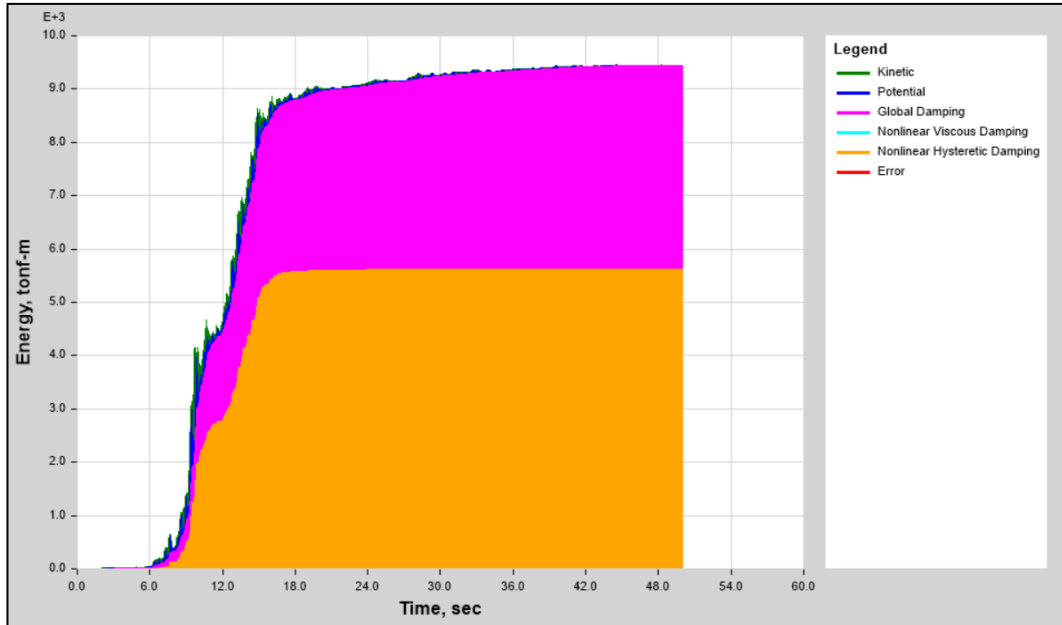
Fig. 233 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque A con disipadores  $T_r=2500$  años



Fuente: ETABS

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 12386.83 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 54.51% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

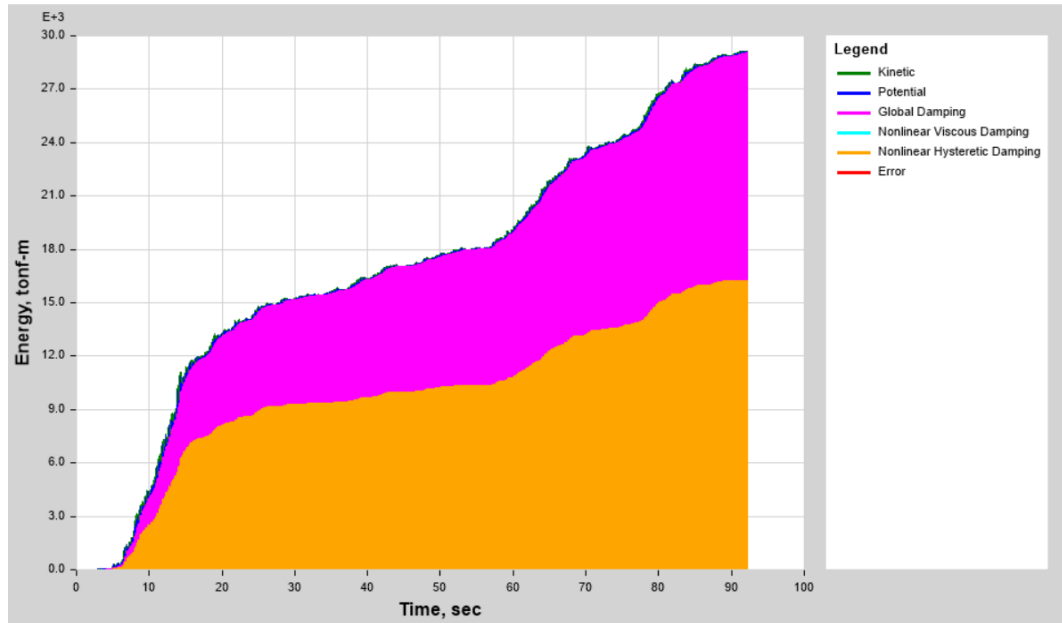
Fig. 234 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque A con disipadores Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 5621.91 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 59.52% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

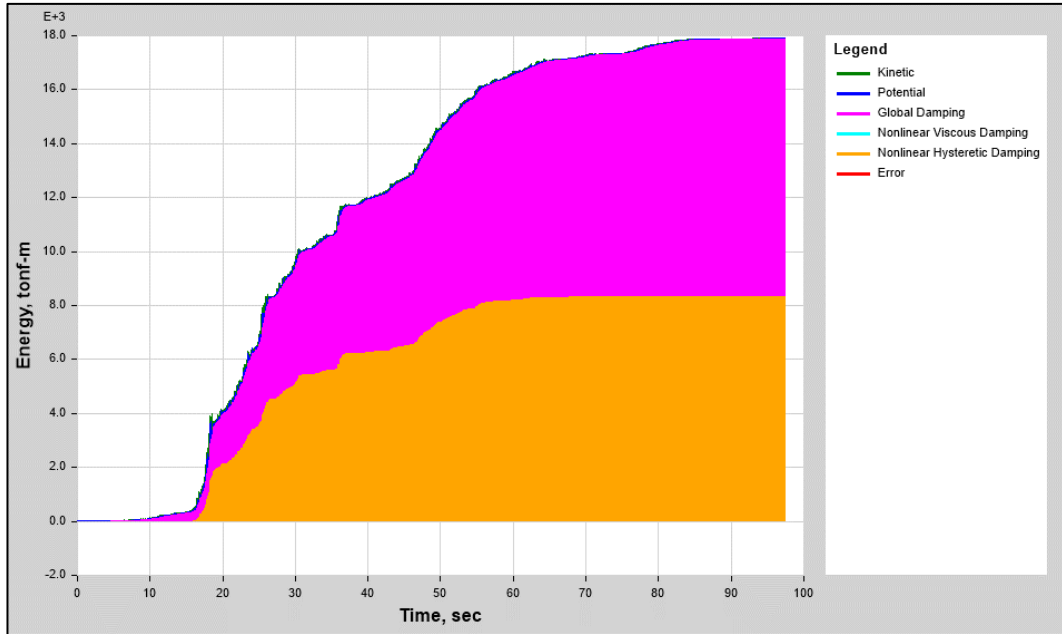
Fig. 235 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque A con disipadores Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Para este registro, la energía disipada en la estructura para el sismo máximo es de 16259.04 Tonf-m para el registro de Lima, que corresponde al 55.97% de la cantidad de energía producida por el sismo máximo que logra ingresar a la estructura.

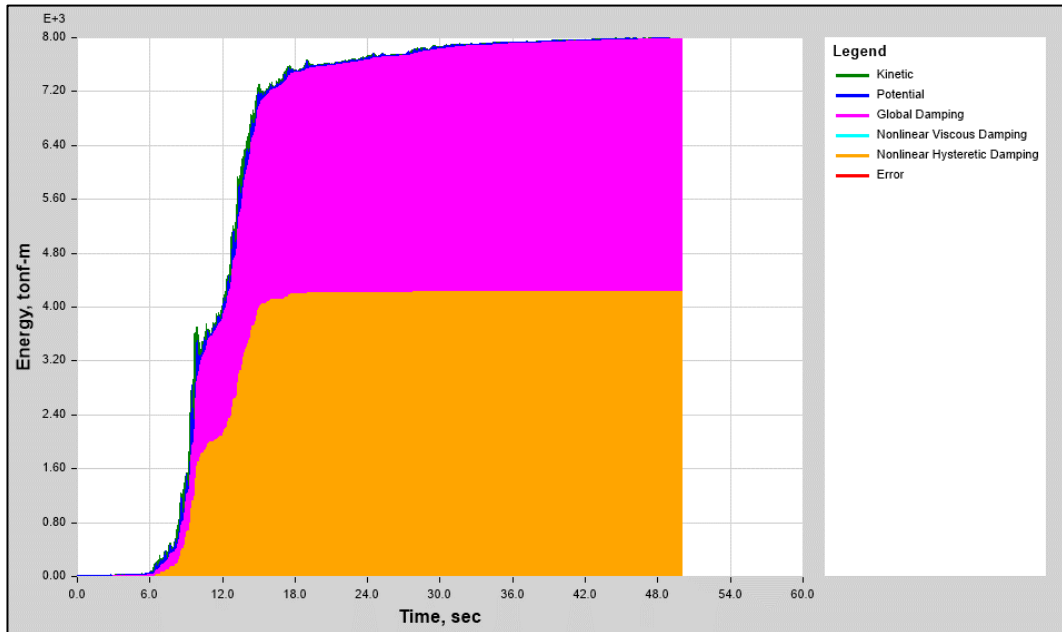
**Fig. 236 Balance y disipación de energía TH Lima Bloque B con disipadores Tr=2500 años**



Fuente: ETABS

Para el sismo máximo esperado de acuerdo al registro de aceleraciones de Lima, se verifica que se disipa una cantidad de energía de 8342.50 Ton-m, lo que corresponde al 46.60% de la energía total que ingresa al sistema.

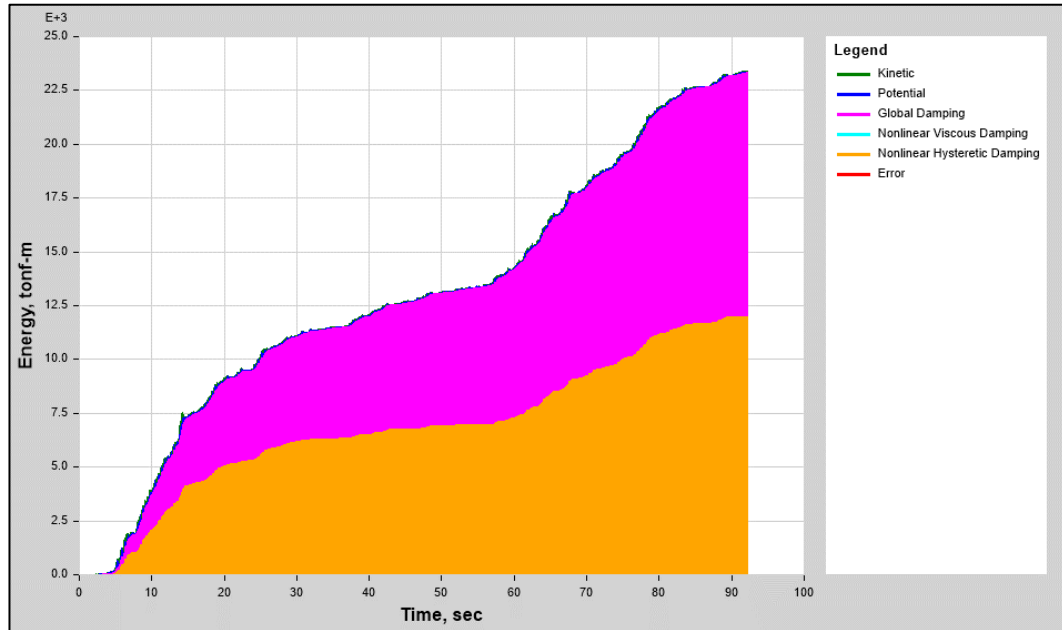
**Fig. 237 Balance y disipación de energía TH Pedernales Bloque B con disipadores Tr=2500 años**



Fuente: ETABS

En el registro sísmico de Pedernales ajustado al sismo máximo esperado se logra disipar una cantidad de energía de 4339.14 Ton-m, lo cual corresponde a un 53.08% en relación a la energía total que ingresa al sistema.

**Fig. 238 Balance y disipación de energía TH Pisco Bloque B con disipadores  $T_r=2500$  años**



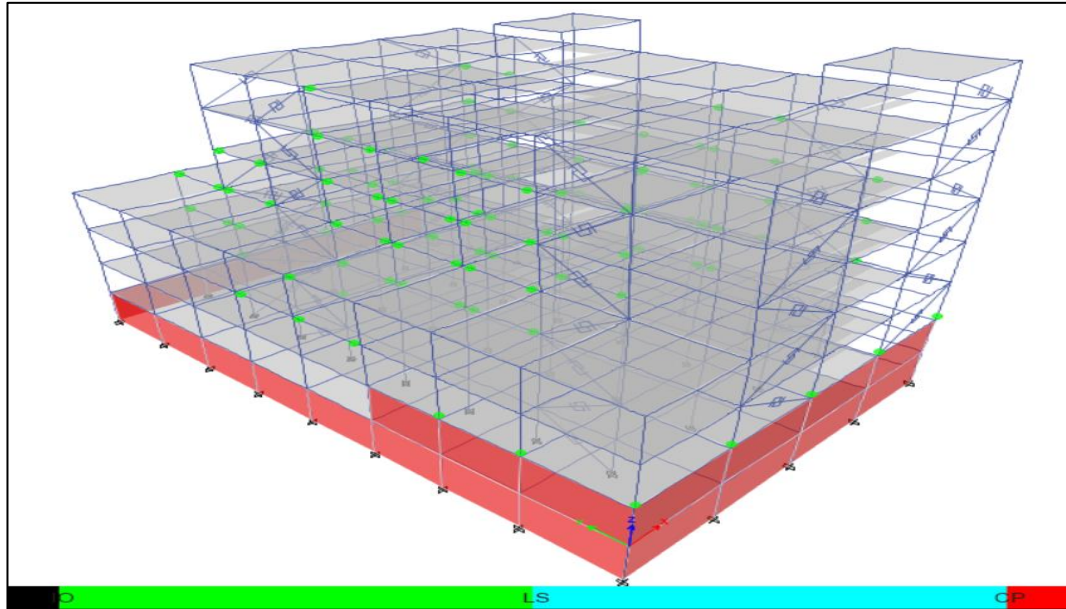
Fuente: ETABS

Para el registro sísmico de Pisco se alcanza un valor total de energía disipada de 11998.02 Ton-m, que representa el 51.33% de la energía total que ingresa al sistema.



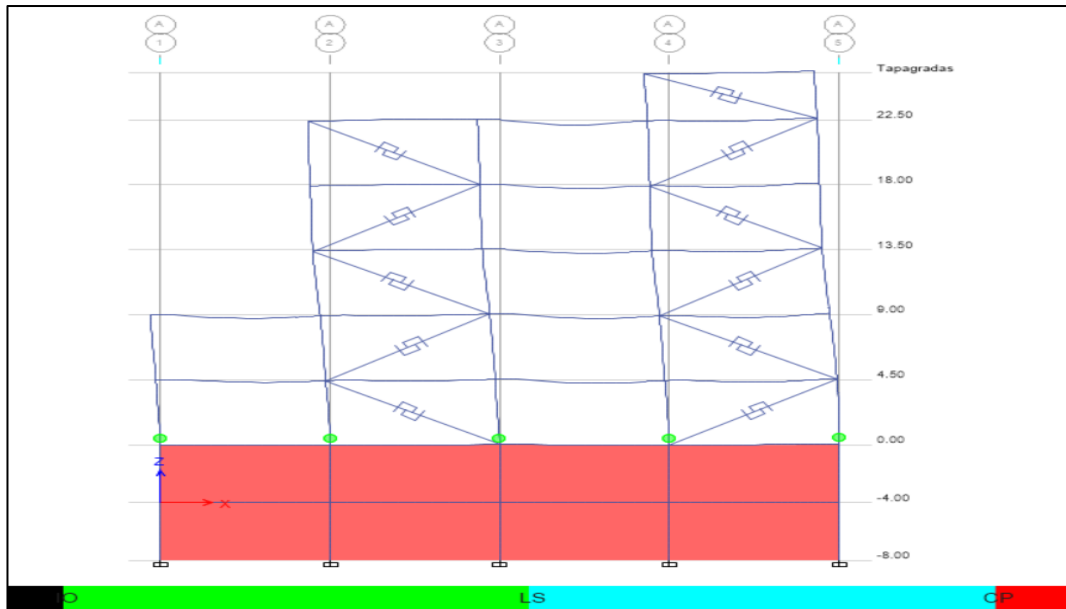
#### 4.2.3.8 Formación de Rótulas Plásticas en la Estructura con disipadores BRB (sismo máximo)

Fig. 239 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años



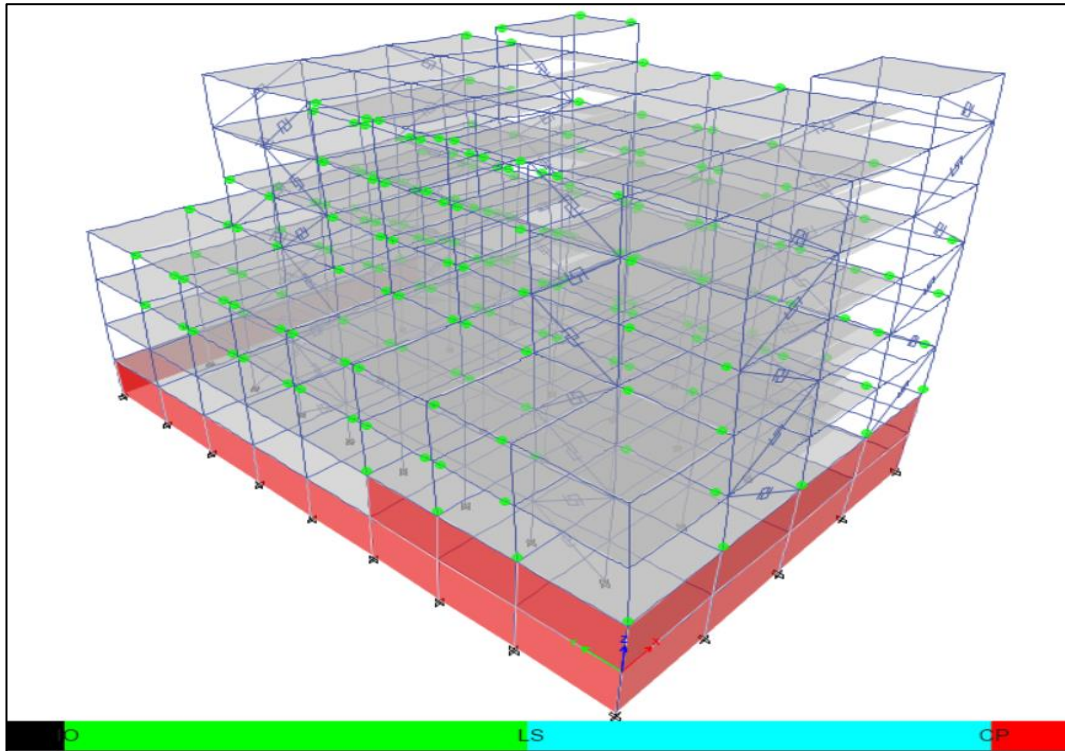
Fuente: ETABS

Fig. 240 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque A con disipadores Eje A Desempeño Tr=2500 años



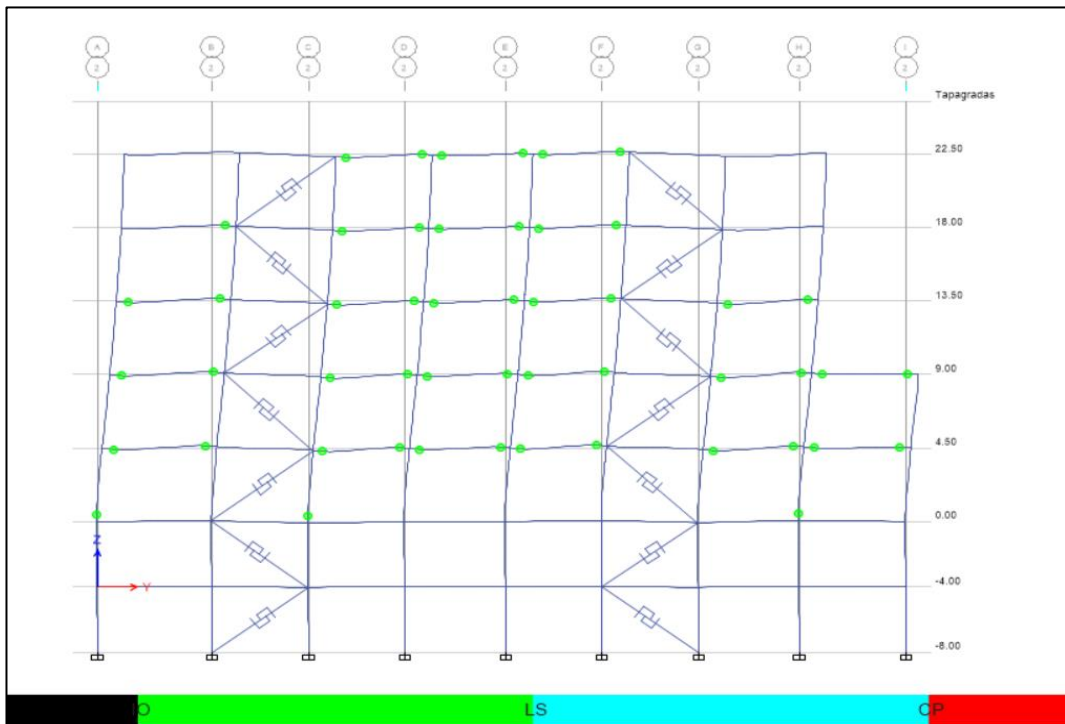
Fuente: ETABS

Fig. 241 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años



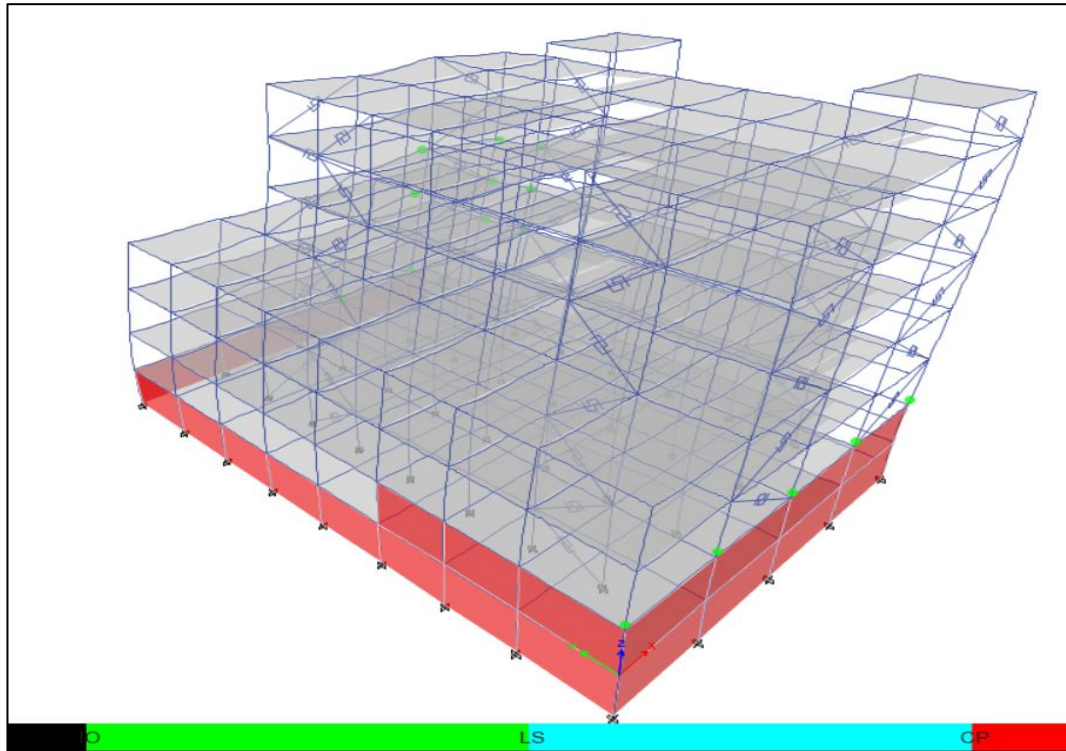
Fuente: ETABS

Fig. 242 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque A con disipadores Eje 2 Desempeño Tr=2500 años



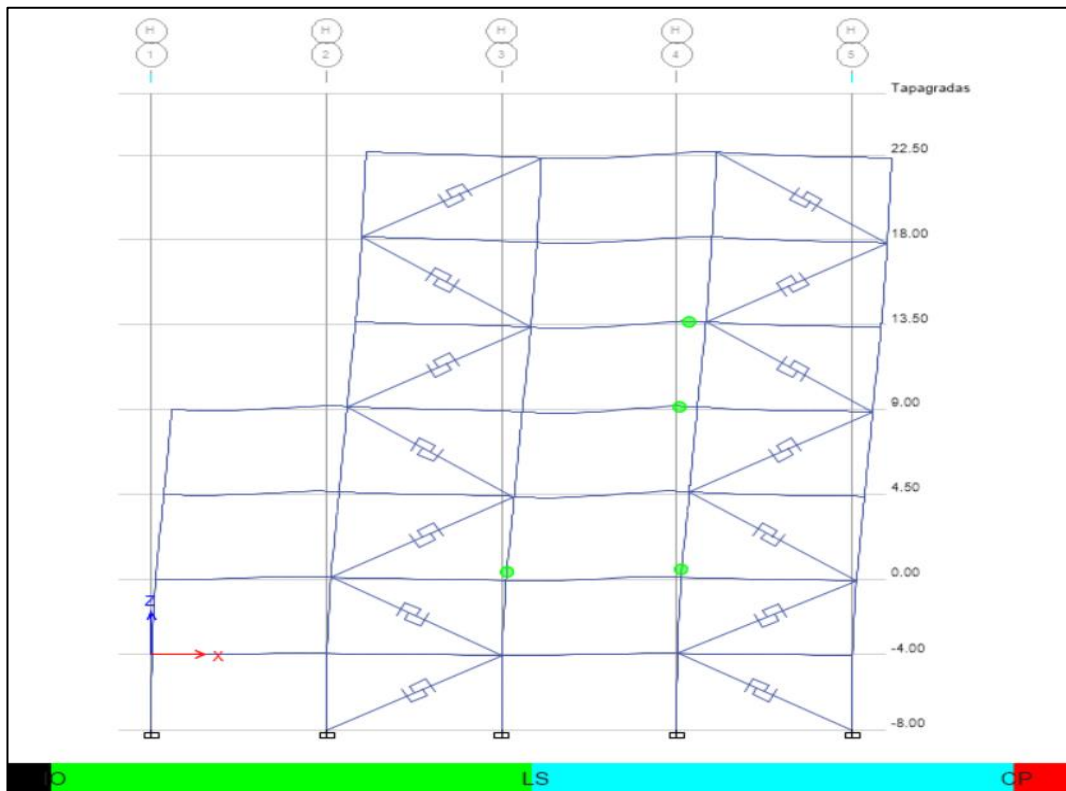
Fuente: ETABS

Fig. 243 Formación de rótulas plásticas por TH Piso Bloque A con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años



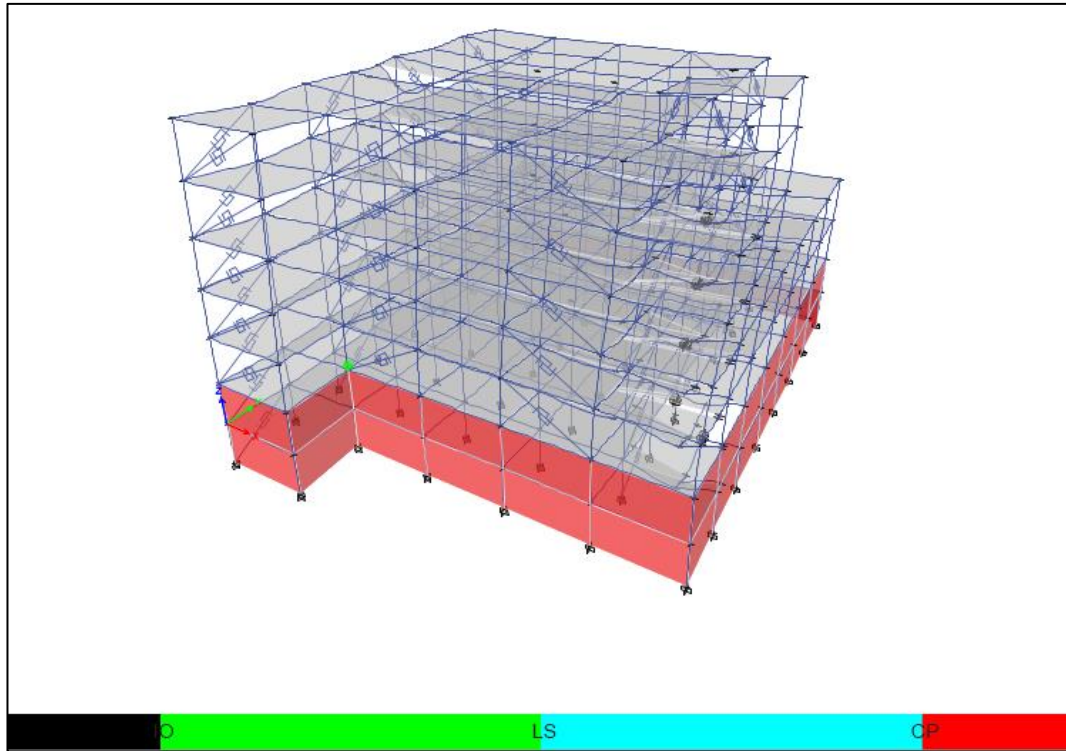
Fuente: ETABS

Fig. 244 Formación de rótulas plásticas por TH Piso Bloque A con disipadores Eje H Desempeño Tr=2500 años



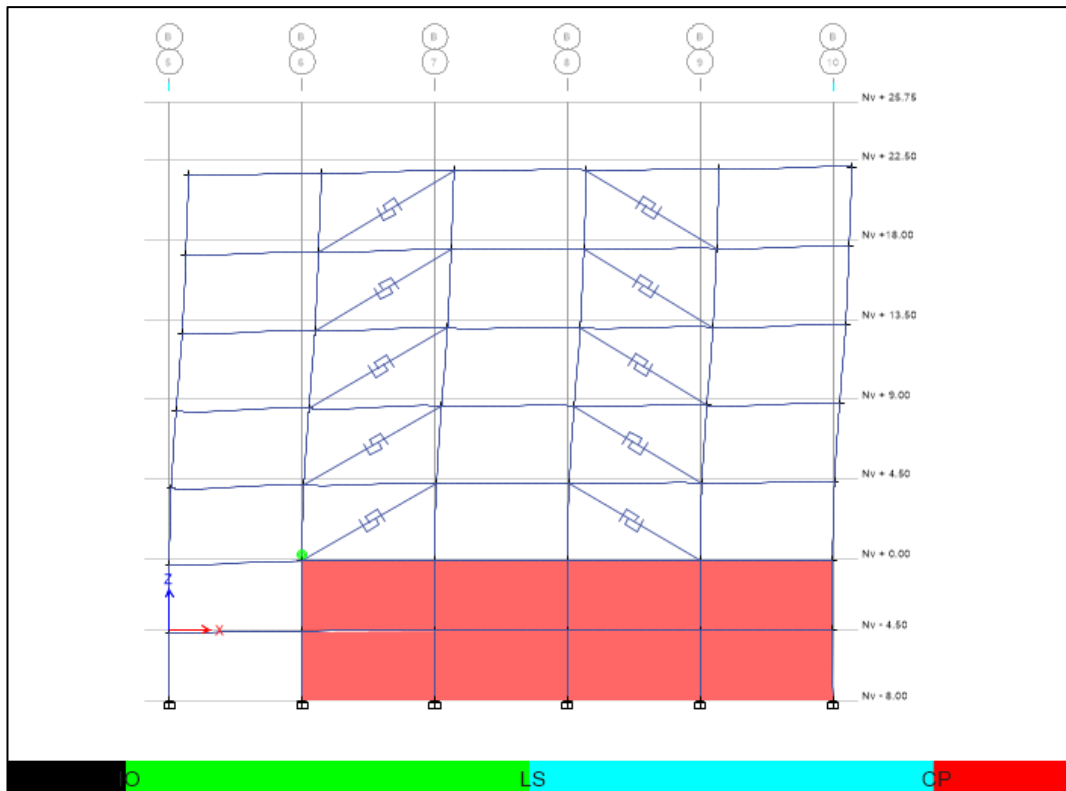
Fuente: ETABS

Fig. 245 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B con disipadores 3D Desempeño Tr=2500años



Fuente: ETABS

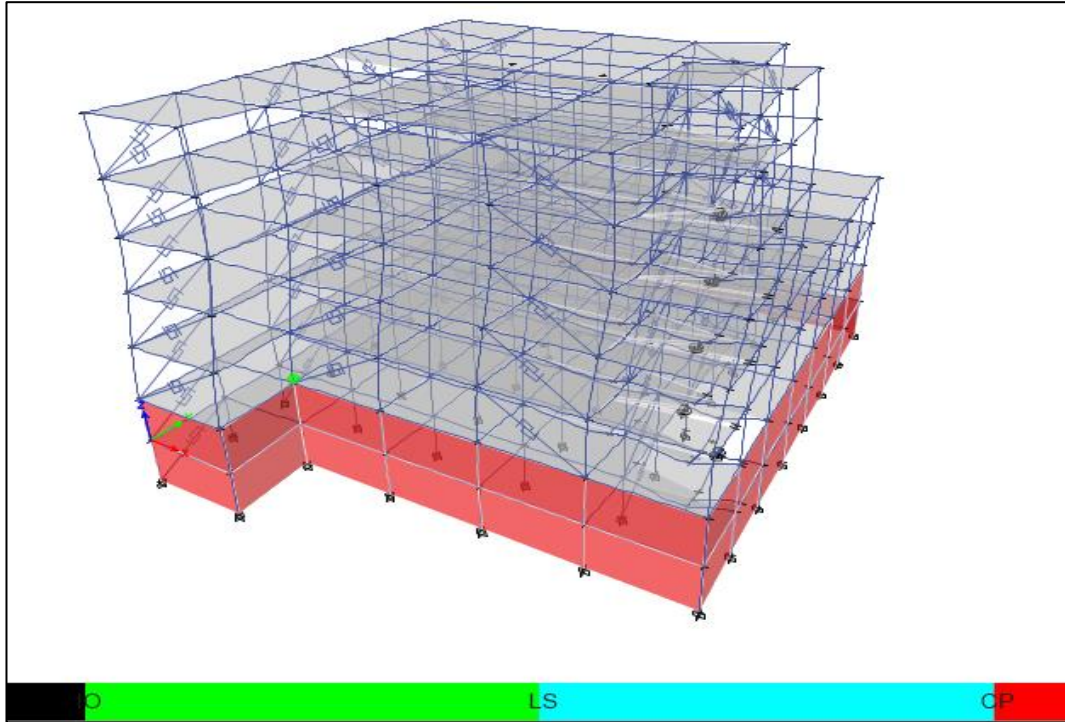
Fig. 246 Formación de rótulas plásticas por TH Lima Bloque B con disipadores Eje E Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

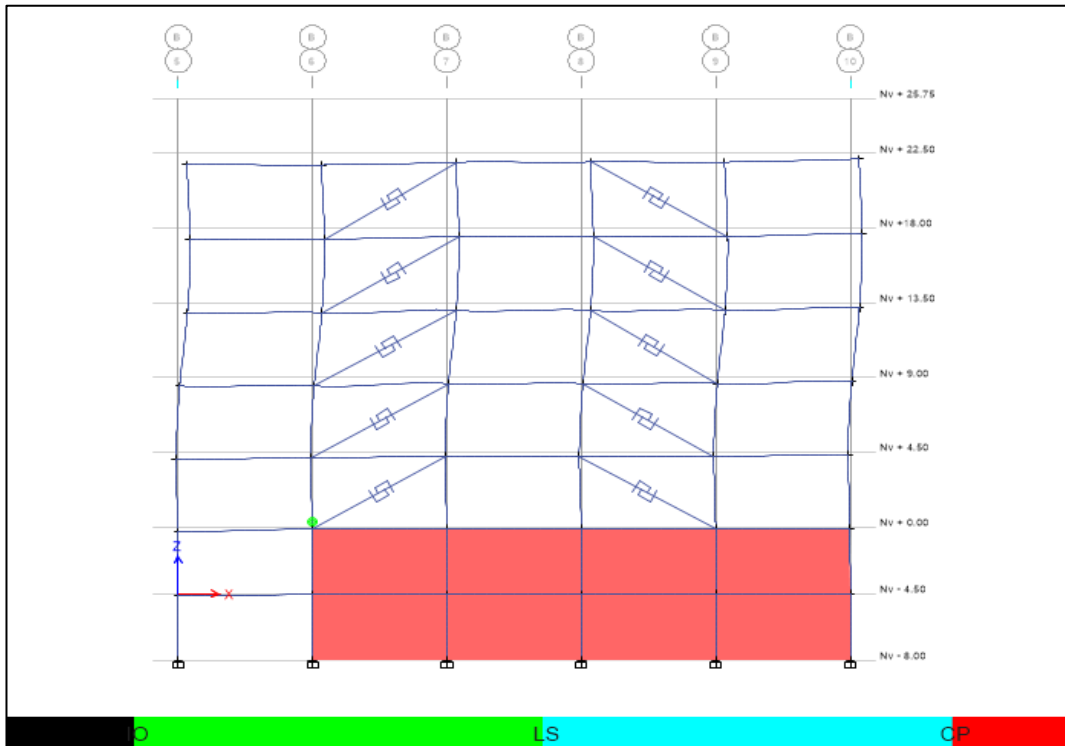


**Fig. 247 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B con disipadores 3D Desempeño  
Tr=2500 años**



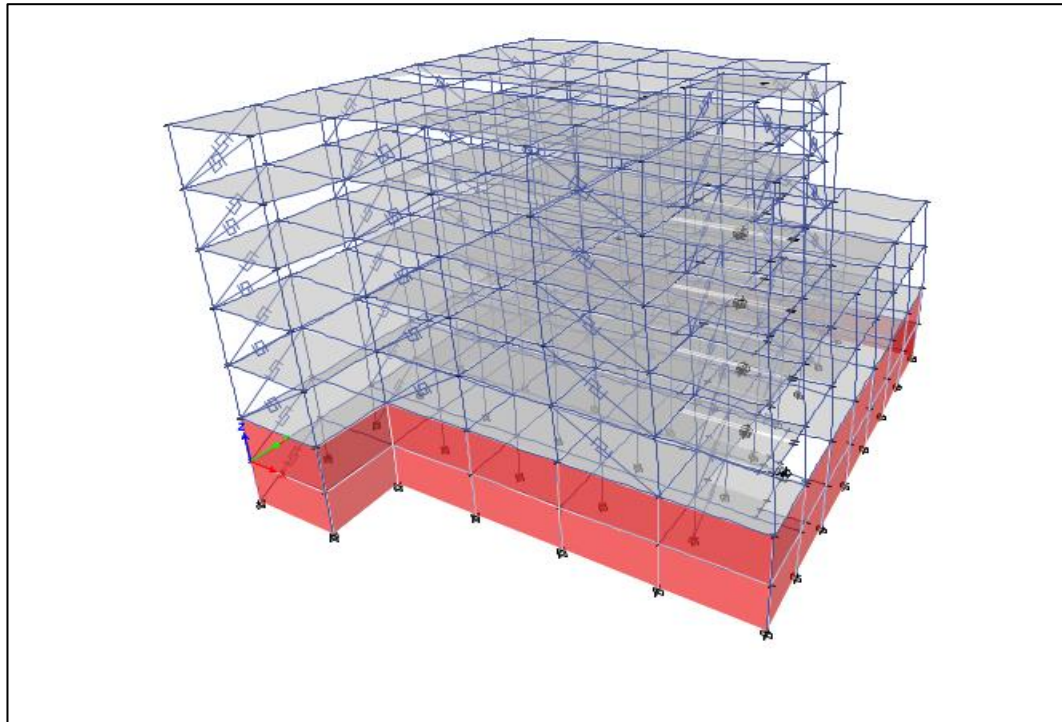
Fuente: ETABS

**Fig. 248 Formación de rótulas plásticas por TH Pedernales Bloque B con disipadores Eje 5 Desempeño  
Tr=2500 años**



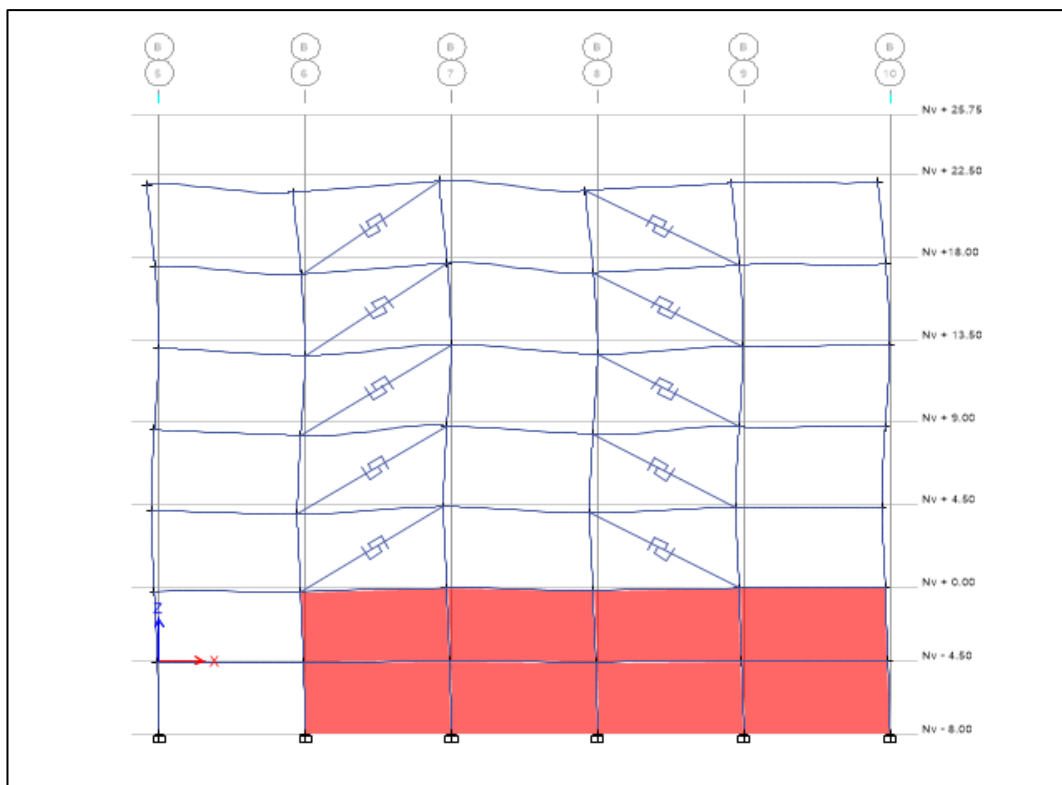
Fuente: ETABS

Fig. 249 Formación de rótulas plásticas por TH Piso Bloque B con disipadores 3D Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

Fig. 250 Formación de rótulas plásticas por TH Piso Bloque B Eje B Desempeño Tr=2500 años



Fuente: ETABS

De acuerdo al desempeño efectuado mediante la metodología tiempo – historia no lineal, se ha podido determinar que al utilizar disipadores del tipo BRB es posible reducir en gran medida el nivel de daño de la estructura, dándose lugar a la formación de rotulas plásticas correspondientes al nivel de Ocupación Inmediata y Seguridad de Vida en menor cantidad en comparación con aquellas que se forman en la estructura convencional sin el uso de sistemas de protección sísmica.

Además, se puede apreciar que la intensidad de la señal registrada para el sismo de Pisco no produce la formación de rótulas en ningún elemento, por lo cual se concluye que la estructura equipada con disipadores cumple con los requisitos estipulados en la NEC – 15 para estructuras esenciales.

#### 4.2.4 Análisis comparativo con los diferentes sistemas estructurales

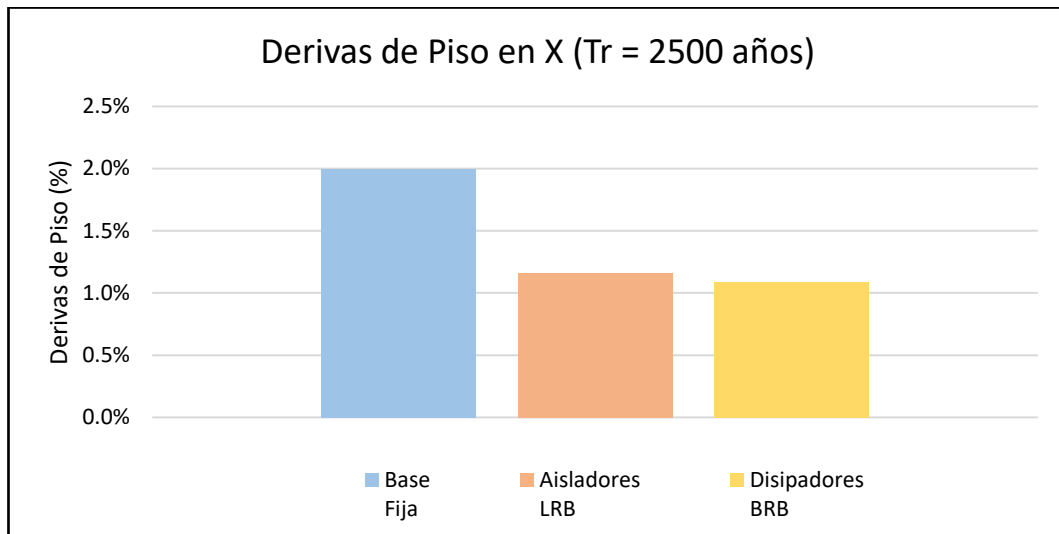
Tabla 61 Análisis comparativo con los diferentes sistemas estructurales

<b>Bloque A</b>					
	<b>Base Fija</b>	<b>Base aislada</b>		<b>Uso de disipadores</b>	<b>Unidades</b>
<b>Sección columnas</b>	1.20x1.20	0.8x0.8		0.8x0.8	m
<b>Sección vigas</b>	0.9x0.9	0.6x0.6		0.6x0.6	m
<b>Período</b>	0.718	2.86	1.8	0.68	s
<b>Amortiguamiento</b>	5	18.9	26.4	10	%
<b>Derivas en X</b>	2.01	1.16	1.67	1.09	%
<b>Derivas en Y</b>	1.99	0.91	1.11	1.25	%
<b>Desplazamientos en X</b>	0.37	0.22		0.21	m
<b>Desplazamientos en Y</b>	0.46	0.15		0.28	m
<b>Energía disipada</b>	45.25	98.13		59.52	%
<b>Bloque B</b>					
	<b>Base Fija</b>	<b>Base aislada</b>		<b>Uso de disipadores</b>	<b>Unidades</b>
<b>Sección columnas</b>	1.20 x 1.20	0.80 x 0.80		0.90 x 0.90	m
<b>Sección vigas</b>	0.90 x 0.90	0.60 x 0.60		0.70 x 0.60	m
<b>Período</b>	0.75	3.25	1.9	0.82	s
<b>Amortiguamiento</b>	5	16.3	23.9	10	%
<b>Derivas en X</b>	2.67	1.26	0.79	1.95	%
<b>Derivas en Y</b>	2.15	1.08	0.75	1.28	%
<b>Desplazamientos en X</b>	0.53	0.17		0.26	m
<b>Desplazamientos en Y</b>	0.42	0.12		0.28	m
<b>Energía disipada</b>	25.24	96.94		53.08	%

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.4.1 Derivas de piso

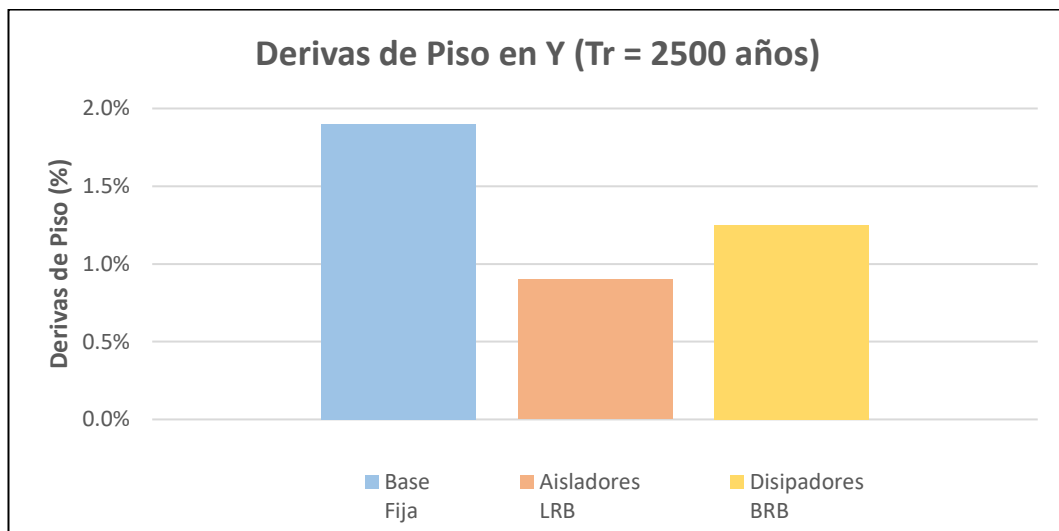
Fig. 251 Derivas de piso máxima en X bloque A para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que se reducen las derivas de piso para el bloque A en el sentido X en un 42% con el uso de aisladores LRB y del 46% implementando disipadores BRB

Fig. 252 Derivas de piso máxima en Y bloque A para los diferentes sistemas estructurales

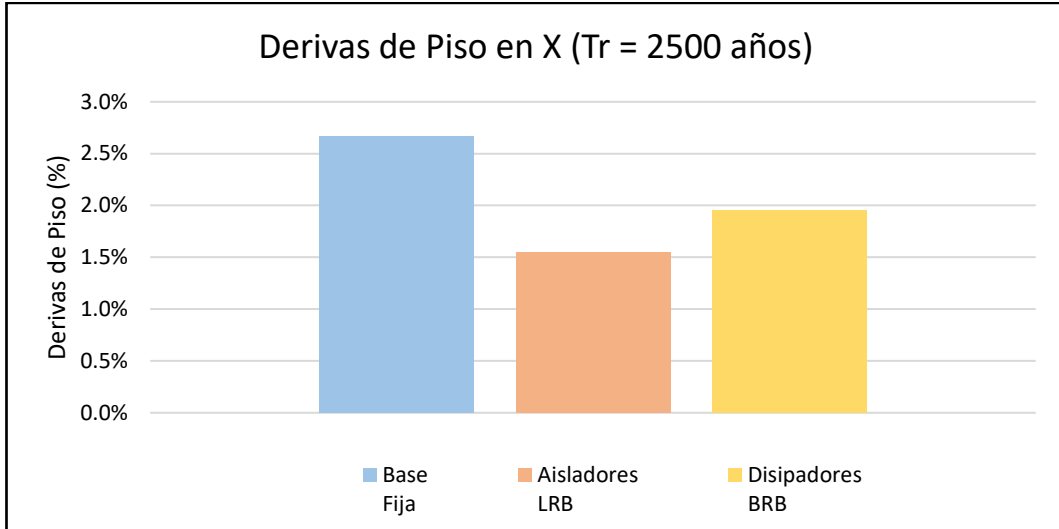


Fuente: Elaboración propia

En el sentido Y del bloque A se reducen las derivas de piso en un 53% con el uso de aisladores LRB y del 35% implementando disipadores BRB



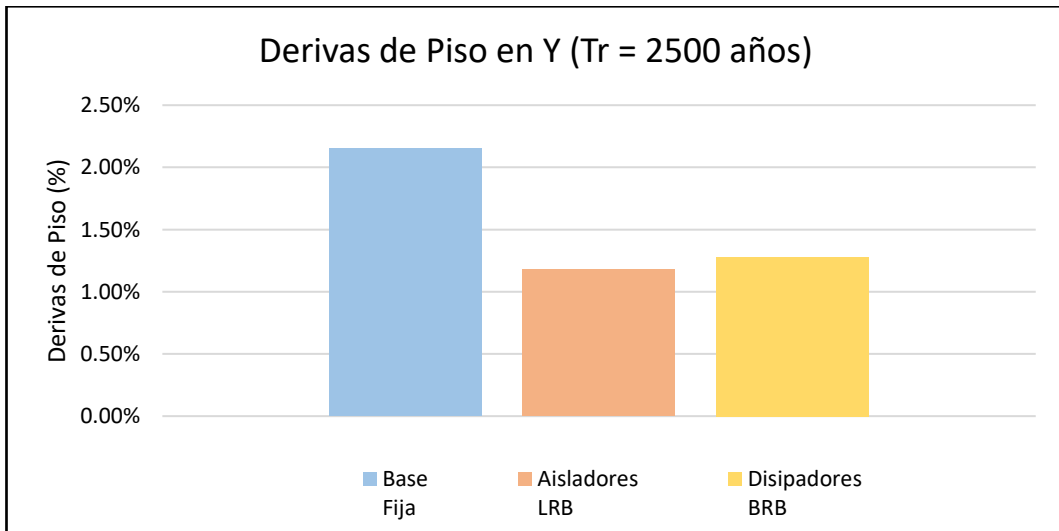
Fig. 253 Derivas de piso máxima en X bloque B para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que se reducen las derivas de piso para el bloque B en el sentido X en un 42% con el uso de aisladores LRB y del 27% implementando disipadores BRB

Fig. 254 Derivas de piso máxima en Y bloque B para los diferentes sistemas estructurales

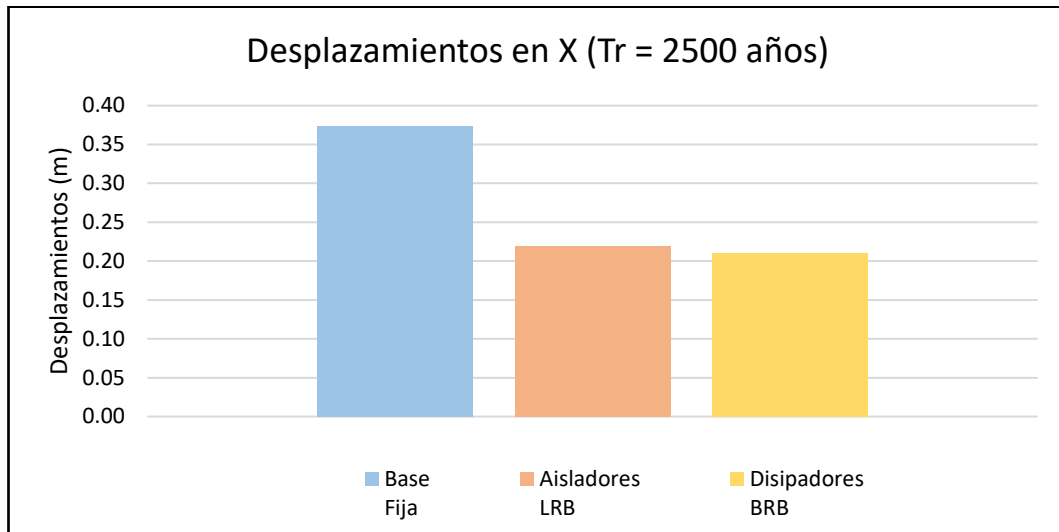


Fuente: Elaboración propia

Se determinó una reducción de las derivas de piso para el bloque B en el sentido Y en un 46% con el uso de aisladores LRB y del 41% implementando disipadores BRB

#### 4.2.4.2 Desplazamientos

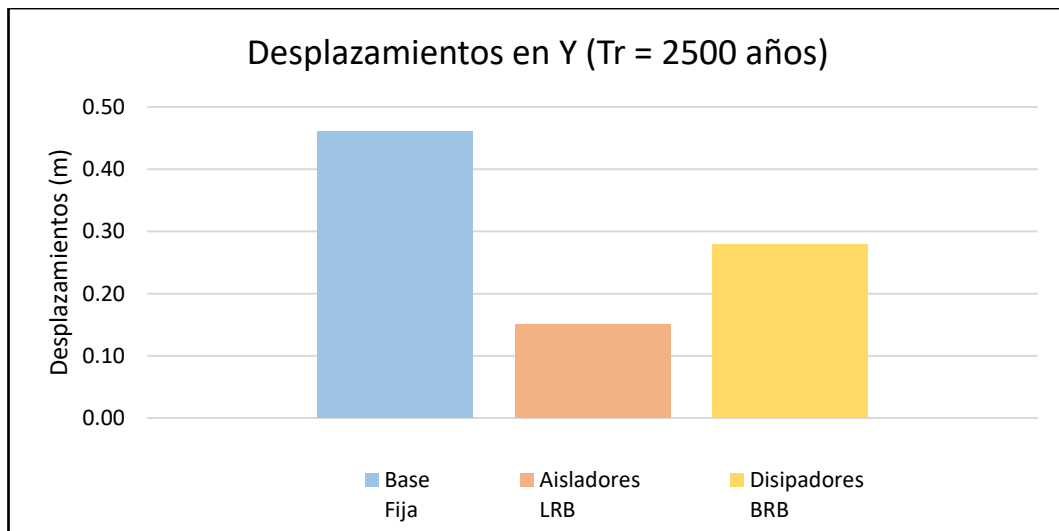
Fig. 255 Desplazamientos máximos en X bloque A para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que se reducen los desplazamientos de la estructura para el bloque A en el sentido X en un 52% con el uso de aisladores LRB y del 54% implementando disipadores BRB

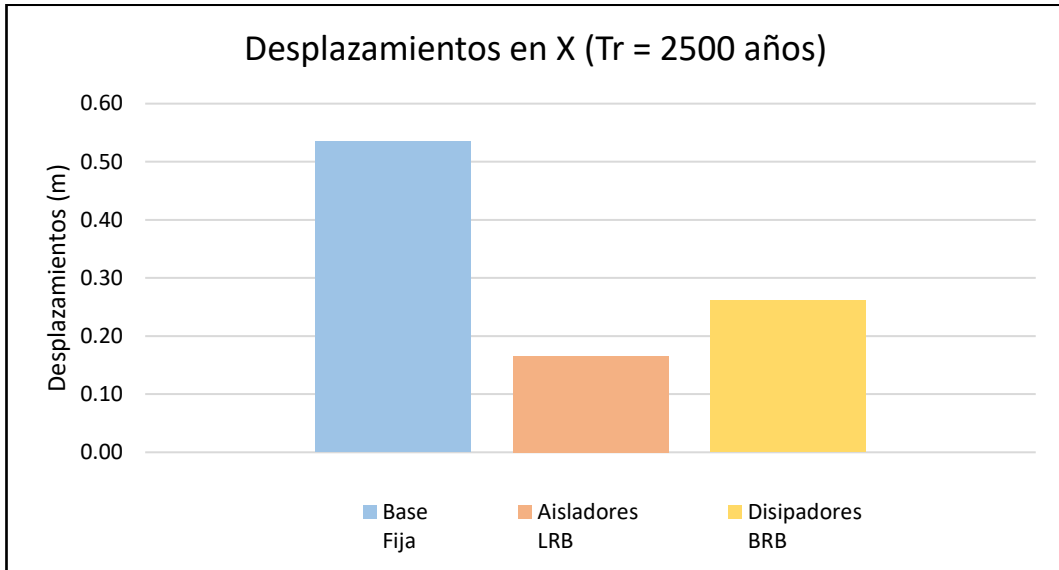
Fig. 256 Desplazamientos máximos en Y bloque A para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

En el sentido Y del bloque A se reducen los desplazamientos de la estructura en un 68% con el uso de aisladores LRB y del 40% implementando disipadores BRB

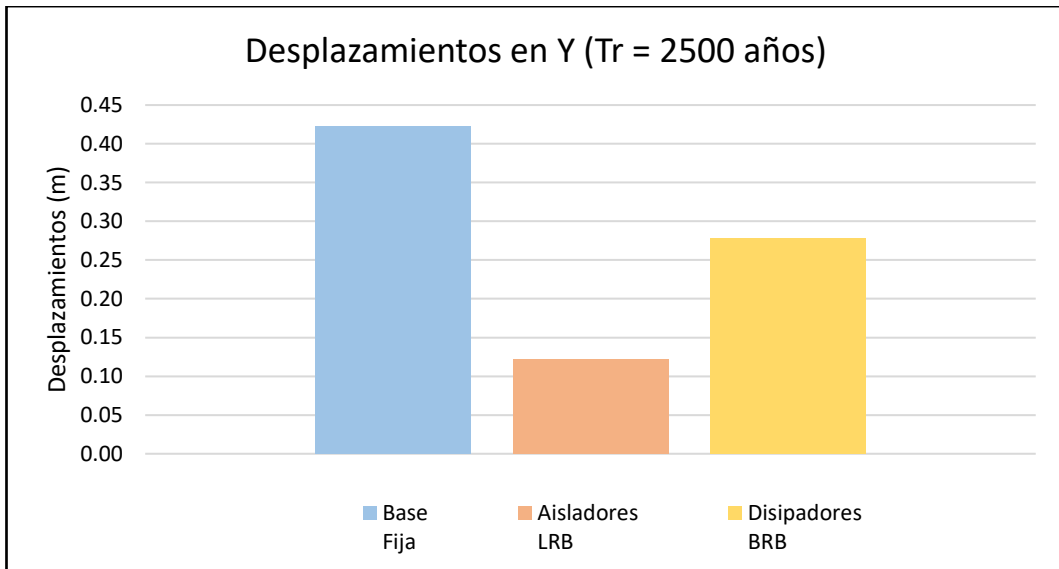
Fig. 257 Desplazamientos máximos en X bloque B para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que se reducen las derivas de piso para el bloque B en el sentido X en un 70% con el uso de aisladores LRB y del 52% implementando disipadores BRB

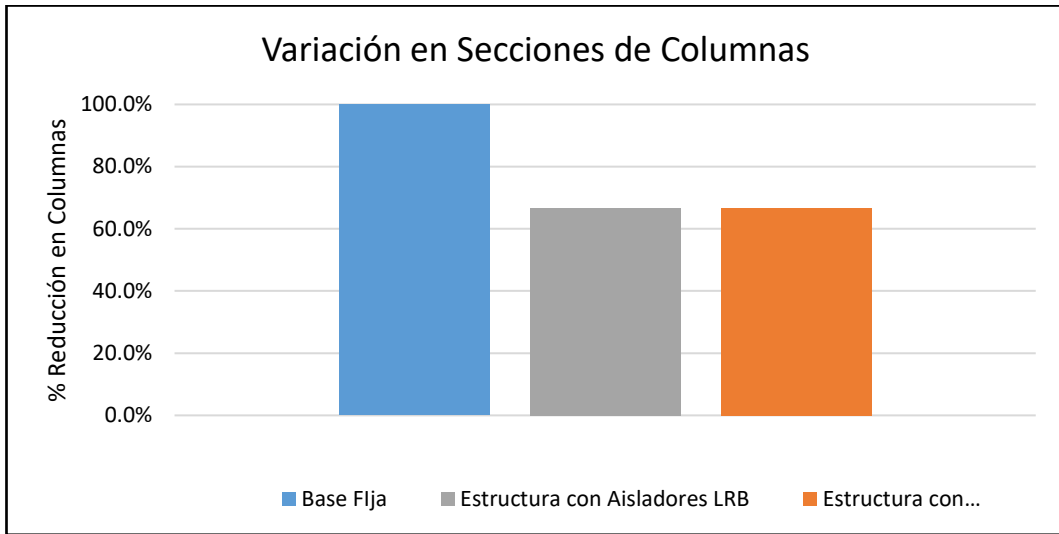
Fig. 258 Desplazamientos máximos en Y bloque B para los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

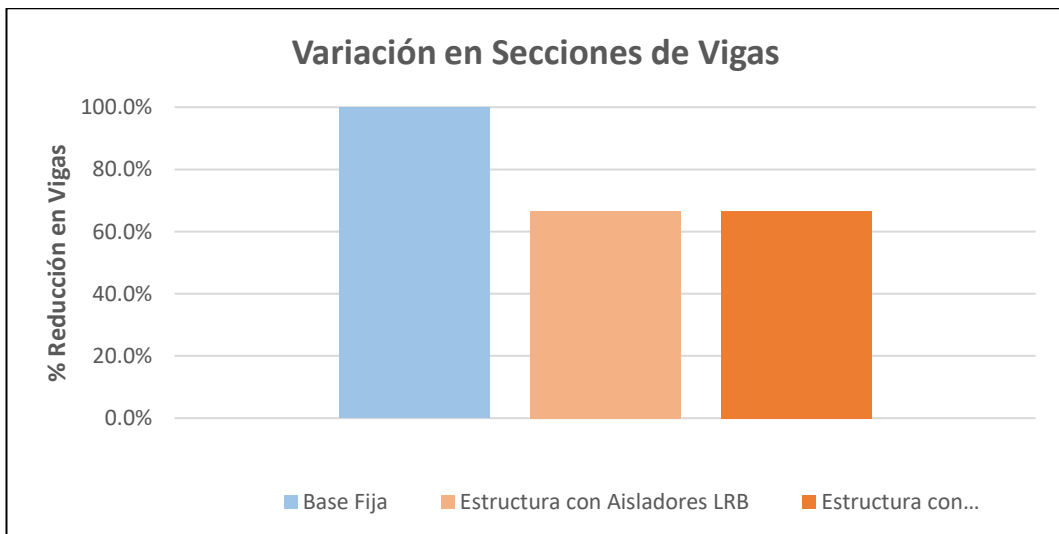
### 4.2.4.3 Secciones de elementos estructurales

Fig. 259 Variación en secciones de columnas Bloque A



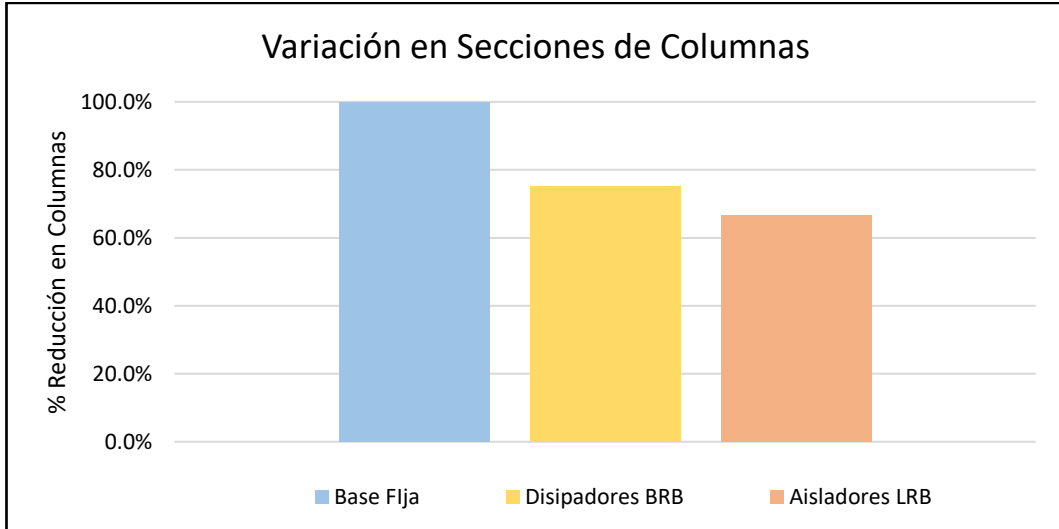
Fuente: Elaboración propia

Fig. 260 Variación en secciones de vigas Bloque A



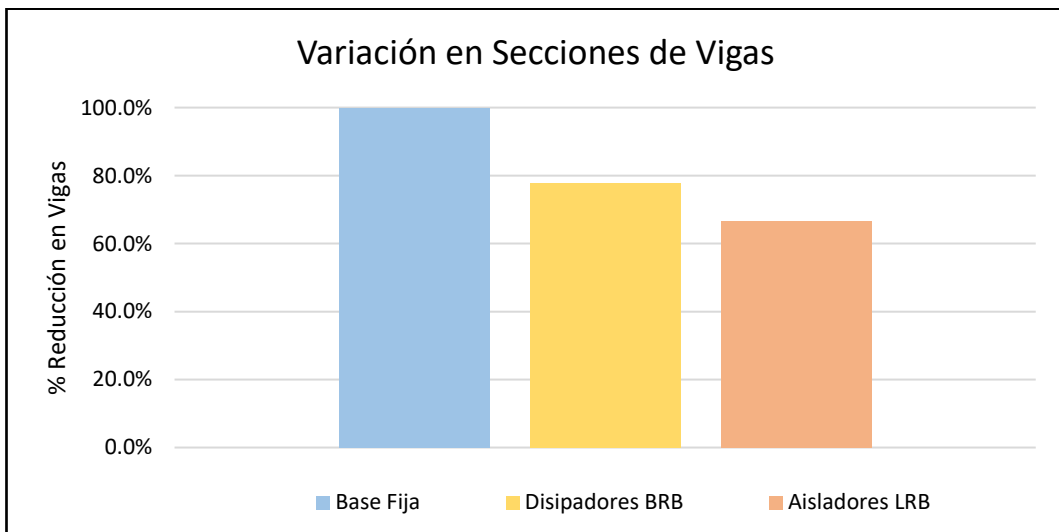
Fuente: Elaboración propia

Fig. 261 Variación en secciones de columnas Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Fig. 262 Variación en secciones de Vigas Bloque B

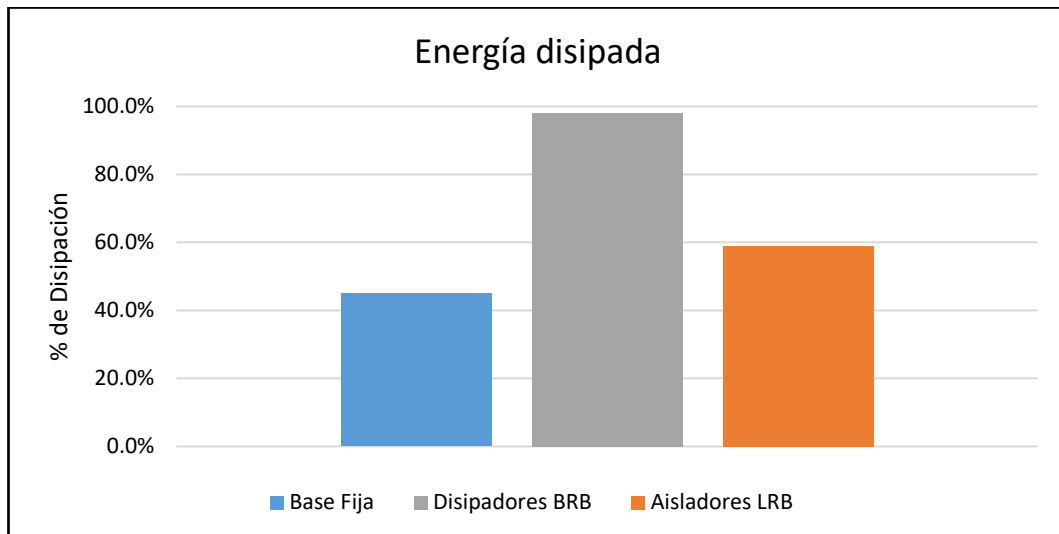


Fuente: Elaboración propia

Con el uso de sistemas de protección sísmica se logró disminuir en el bloque A un 33% tanto en vigas y en columnas en los dos sistemas propuestos mientras que en el bloque B se redujo las columnas y vigas en un 33% con el uso de aisladores LRB, en un 25% en columnas y 28% en vigas con el uso de disipadores BRB.

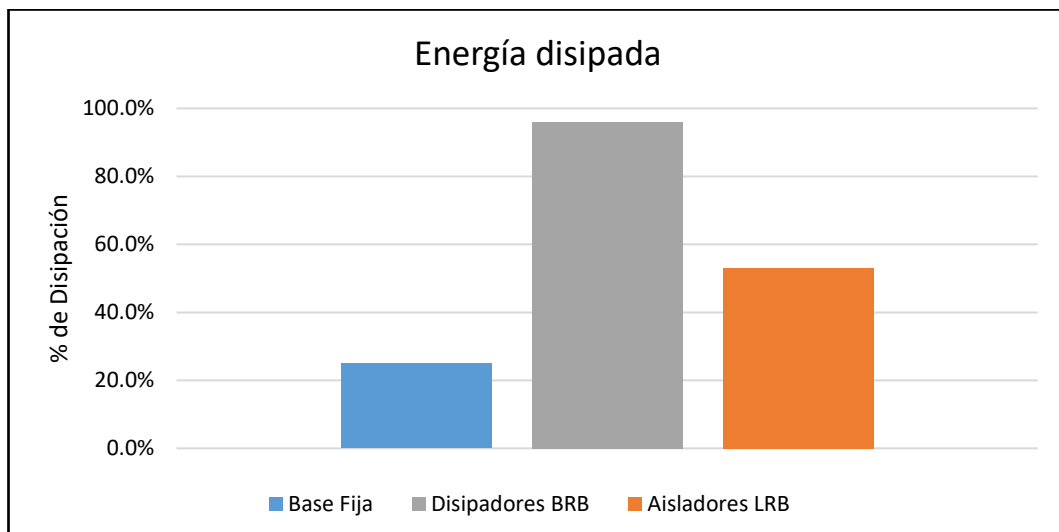
#### 4.2.4.4 Energía disipada

Fig. 263 Energía disipada bloque A en los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Fig. 264 Energía disipada bloque B en los diferentes sistemas estructurales



Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que los sistemas de protección sísmica nos ayudan a disipar la energía que ingresa al sistema estructural en el caso del bloque A aumenta en un 14.25% y 52.88% con el uso de disipadores BRB y aisladores LRB respectivamente, mientras que para el bloque B aumenta en un 27.84% con la implementación de disipadores BRB y 71.7% con el uso de aisladores LRB.

#### 4.2.4.5 Niveles de desempeño

Tabla 62 Niveles de desempeño de las estructuras para cada sistema estructural

<b>DESEMPEÑO ALCANZADO PARA EL SISMO MÁXIMO Tr = 2500 años</b>				
	<b>Operacional</b>	<b>Ocupación Inmediata</b>	<b>Seguridad de Vida</b>	<b>Prevención de Colapso</b>
Base Fija				
Aisladores LRB				
Disipadores BRB				

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.4.6 Cantidades de hormigón y acero Bloque B

Tabla 63 Cantidades de hormigón y acero Bloque B

<b>VARIACIÓN DE CANTIDADES DE OBRA</b>				
<b>Tipo de Estructura</b>	<b>Peso Total de Acero (kg)</b>		<b>Volumen de Hormigón (m<sup>3</sup>)</b>	
<b>Base Fija</b>	4417847.09	100%	4353.79	100%
<b>Aisladores LRB</b>	3734548.20	85%	2352.75	54%
<b>Disipadores BRB</b>	4104260.2	93%	2419.61	56%

Fuente: Elaboración propia

Se obtuvo una reducción en hormigón del 15% con el uso de aisladores LRB y de un 7% al emplear disipadores BRB y en el caso del acero se redujo en un 46% y 44% en las estructuras con aisladores LRB y disipadores BRB respectivamente

#### 4.3.1.7 Análisis económico

Tabla 64 Análisis económico estructura convencional

<b>TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS</b>					
<b><i>RUBRO</i></b>	<b><i>DESCRIPCION</i></b>	<b><i>UNIDAD</i></b>	<b><i>CANTIDAD</i></b>	<b><i>P.UNITARIO</i></b>	<b><i>P.TOTAL</i></b>
<b><i>ESTRUCTURA CONVENCIONAL</i></b>					
1	Hormigón f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	4353.79	212.85	926704.95
2	Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	4417847.09	1.92	8482266.41
<b>TOTAL</b>					9408971.36

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65 Análisis económico estructura con aisladores LRB

<b>TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS</b>					
<b><u>RUBRO</u></b>	<b><u>DESCRIPCION</u></b>	<b><u>UNIDAD</u></b>	<b><u>CANTIDAD</u></b>	<b><u>P.UNITARIO</u></b>	<b><u>P.TOTAL</u></b>
<b><i>ESTRUCTURA CON AISLADORES LRB</i></b>					
1	Hormigón f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	2352.75	212.85	500783.26
2	Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	3734548.20	1.92	7170332.54
3	Aisladores de base LRB (LT090G4-C)	u	52.00	18875	981500.00
<b>TOTAL</b>					<b>8652615.81</b>

Fuente: Elaboración propia

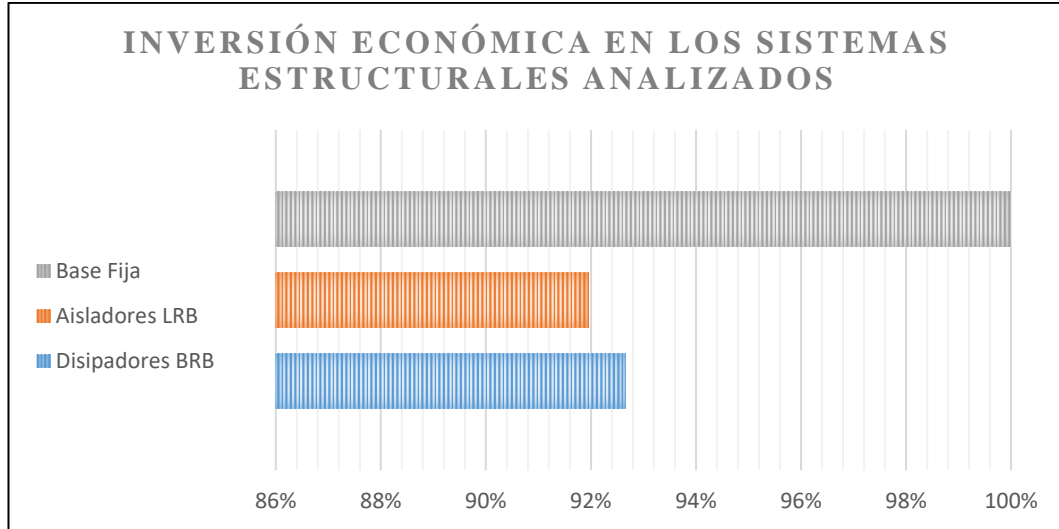
Tabla 66 Análisis económico estructura con disipadores BRB

<b>TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS</b>					
<b><u>RUBRO</u></b>	<b><u>DESCRIPCION</u></b>	<b><u>UNIDAD</u></b>	<b><u>CANTIDAD</u></b>	<b><u>P.UNITARIO</u></b>	<b><u>P.TOTAL</u></b>
<b><i>ESTRUCTURA CON DISIPADORES BRB</i></b>					
1	Hormigón f'c = 280 kg/cm <sup>2</sup>	m <sup>3</sup>	2419.61	212.85	515014.20
2	Acero de Refuerzo fy = 4200 kg/cm <sup>2</sup>	kg	4104260.20	1.92	7880179.58
3	Disipadores BRB	u	79.00	4097.36	323691.44
<b>TOTAL</b>					<b>8718885.23</b>

Fuente: Elaboración propia



Fig. 265 Análisis comparativo del costo de cada sistema estructural



Fuente: Elaboración propia

#### 4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPOTESIS

El análisis económico demuestra que una estructura equipada con SPS reduce su inversión inicial en el sistema estructural ya que son estos los encargados de disipar gran parte de la energía que ingresa al sistema por lo cual las secciones de los elementos estructurales se reducen lo que implica un ahorro aproximadamente del 8%. Al ser un valor poco representativo su beneficio viene dado a largo plazo reflejado en el desempeño que puede alcanzar la estructura.

A base de los resultados obtenidos se puede verificar que se cumple con la hipótesis planteada inicialmente ya que el uso de aisladores con núcleo de plomo LRB o disipadores del tipo contraventeos de pandeo restringido BRB aumentan el nivel de desempeño global de la estructura llegando al nivel operacional en el caso de aisladores, y al nivel de ocupación inmediata para disipadores frente a la prevención del colapso de la estructura convencional. Esto representa un gran beneficio en este tipo de estructuras ya que no van a sufrir ningún tipo de daño ya sea en el sistema estructural o en los equipos necesarios para su funcionamiento.

## **CAPÍTULO V**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **5.1 CONCLUSIONES**

- Luego de realizar el diseño estructural para cada tipo de sistema empleado se pudo determinar que para la estructura con base fija se requieren columnas de 1.20 x 1.20 m y vigas de 0.90 x 0.90 m en sus dos bloques mientras que para la estructura con aislamiento en la base se definieron secciones de columnas de 0.80 x 0.80 m y vigas de 0.60 x 0.60 m en sus dos bloques; así también para la estructura con disipadores en donde se utilizaron secciones de columna de 0.80 x 0.80 m en el bloque A y 0.90 x 0.90 m en el boque B y vigas de 0.60 x 0.60 y 0.70 x 0.60 m para cada bloque respectivamente.
- Se llevó a cabo el dimensionamiento del aislador elastomérico con núcleo de plomo LRB en conformidad a la norma ASCE 7-16 obteniendo las propiedades del aislador LT090G4-C del catálogo de la empresa fabricante Bridgestone.
- Se determinaron secciones transversales óptimas para los núcleos de los disipadores BRB de acuerdo al resumen presentado en la tabla 60 alcanzando con esto el nivel de desempeño estructural deseado.
- Se efectuó un análisis dinámico no lineal Tiempo-Historia para obtener el desempeño de los sistemas estructurales analizados, determinando que para la estructura convencional se alcanza un nivel de desempeño de prevención de colapso, para la estructura con aisladores de base se ubica en el nivel totalmente

operacional y un nivel de ocupación inmediata para la estructura con disipadores de energía.

- Se obtuvieron desplazamientos máximos para un evento sísmico severo para un período de retorno de 2500 años para los diferentes sistemas estructurales. Para el bloque A de 0.46 m en la estructura convencional, 0.22m con la implementación de aisladores y 0.28m para el sistema con disipadores; mientras que en el bloque B se registran desplazamientos de 0.53m, 0.17m y 0.28m para los sistemas convencional, aislado y con el uso de disipadores respectivamente. Ninguno de estos valores supera el 4% de la altura total del edificio (1.32m) que corresponde al desplazamiento con el cual las estructuras llegarían al colapso de acuerdo a ASCE 41-13.
- Se comprobó que al implementar sistemas de protección sísmica en estructuras de tipo esencial se logró reducir las secciones de los elementos estructurales obteniendo así un ahorro inicial, poco significativo alrededor del 8%, que a su vez se compensa aumentando el nivel de desempeño sísmico a operacional, salvaguardando la vida de sus ocupantes y de los equipos hospitalarios que no deberán sufrir daños para su funcionamiento óptimo tras un evento sísmico.

## **5.2 RECOMENDACIONES**

- Para evitar el sobredimensionamiento de los elementos estructurales al realizar un análisis no lineal Tiempo-Historia se recomienda el uso de 7 o más pares de registros sísmicos de acuerdo a la normativa local pues así se podrá realizar un promedio de los resultados que se obtendrán de cada registro.
- Para una mejor optimización en la inversión económica de un proyecto con aisladores de base se recomienda efectuar el diseño con varios tipos de aisladores para las distintas demandas de la estructura de tal manera que estos se ajusten a las necesidades de la misma, evitando el sobredimensionamiento de los dispositivos cuando estos son utilizados para una misma demanda.

- Cuando la magnitud de la estructura lo amerite de acuerdo a su uso o dimensiones se recomienda diseñar un prototipo de aislador tomando en consideración que estos deberán ser ensayados según la norma ASCE 7-16 para asegurar un adecuado comportamiento del mismo.
- Se recomienda el estudio de las posibles configuraciones a implementarse con los disipadores en la estructura, así como las distintas metodologías de diseño para determinar las ventajas y desventajas existentes para cada caso.
- Para estructuras con aislamiento de base ubicadas sobre suelos blandos se recomienda el uso de disipadores como complemento para alejar a la estructura de la zona de mayores aceleraciones sísmicas contribuyendo al correcto funcionamiento de los aisladores.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

- [1] M. V. Auqui Parra, Análisis de aisladores sísmicos elastoméricos construidos en el Ecuador, Quito: Escuela Politécnica del Ejército, 2010.
- [2] Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2015.
- [3] E. Comercio, «El comercio,» 2016. [En línea]. Available: <http://www.elcomercio.com/actualidad/hospital-iess-manta-danos-terremoto.html>. [Último acceso: 3 Enero 2018].
- [4] P. Ruiz, Análisis y diseño de edificios con aisladores sísmicos de péndulo friccional doble y triple, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2017.
- [5] J. Francisco, Diseño sismorresistente de construcciones de acero, Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero - Alacero, 2014.
- [6] A. Paredes, Análisis no lineal de disipadores histerético BRB en estructura de uso industrial para la optimización del desempeño sísmico, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2014.
- [7] C. Vergara, Estudio comparativo de aisladores sísmicos FPS de primera y segunda generación, vol. VIII, Quito: Universidad Central del Ecuador, 2015.
- [8] L. Morillas Romero, Performance based earthquake resistant desing based on energy balance applied to frames with passive control systems, Granada: Universidad de Granada, 2013.
- [9] P. Korswagen Eguren, J. Arias Ricse y P. Huaranga Huamaní, Análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos en Perú, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2012.
- [10] J. Mestanza Acevedo, Análisis de una edificación mediante un sistema propuesto de aislamiento sísmico del tipo péndulo friccional, Lima: Universidad Ricardo Palma, 2015.
- [11] A. Izaguirre Corona, Sistema de aisladores sísmicos de base para edificios, Ciudad de México: Instituto Politécnico Nacional, 2007.
- [12] V. Schmidt Díaz y C. Quirós Serrano, Caracterización de los registros acelerográficos obtenidos en el laboratorio de ingeniería sísmica de la Univerdad de Costa Rica, San José - Costa Rica: Universidad de Costa Rica, 2007.

- [13] E. Villavicencio Cedeño, Análisis sísmico estructural comparativo para edificios con aisladores de base tipo elastoméricos y friccionantes, para los diferentes tipos de suelos del Ecuador, Quito - Ecuador: Escuela Politécnica Nacional, 2015.
- [14] R. Aguiar Falconí, Dinámica de estructuras con Matlab, Quito: Escuela Politécnica del Ejercito, 2006.
- [15] E. Grajales Vargas, Comportamiento dinámico de los edificios provistos con dispositivos disipadores de energía, Nuevo León: Universidad Autónoma de Nuevo León, 2003.
- [16] J. De la Colina Martinez, J. Valdés Gonzáles y C. Gonzalés Pérez, Dinámica de estructuras, Ciudad de México: Limusa, 2016.
- [17] A. Chopra, Dinámica de estructuras, México: Pearson Education, 2014.
- [18] P. Quinde Martinez y E. Reinoso Angulo, «Seismic hazard assessment for Ecuador and design spectra proposed for the City of Cuenca,» *Ingeniería Sísmica*, nº 94, p. 26, 2016.
- [19] F. Cobos Torres, Estudio de peligro sísmico determinista para las estructuras de la Universidad Técnica de Ambato campus Huachi, Ambato: Universidad Técnica de Ambato, 2017.
- [20] Ministerio de Infraestructura, Norma Venezolana (COVENIN), 2001.
- [21] L. E. García Reyes, Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Bogotá: Universidad de los Andes, 1998.
- [22] J. Valencia Vasconez, Análisis del método "Modal Push-Over" y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato, Ambato - Ecuador: Universidad Técnica de Ambato, 2012.
- [23] C. Duarte, M. Martinez y J. Santamaria, Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central de edificio de la facultad de medicina de la universidad de el Salvador, Ciudad Universitaria: Universidad De El Salvador, 2017.
- [24] J. Gómez Hernández, Presentación de un nuevo modelo matemático para el análisis sísmico dinámico de estructuras de edificios de "N" pisos de respuesta no lineal por el método paso a paso y por el método espectral, Acapulco - Mexico: Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, 2012.
- [25] G. Villarreal Castro y R. Oviedo Sarmiento, Edificaciones con disipadores de energía, Lima, 2009.
- [26] R. Aguiar, J. Almazán, P. Dechent y V. Suárez, Aisladores de base elastoméricos y FPS, Quito: Comisión Editorial de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, 2016.
- [27] A. Sánchez Rivadeneira, Análisis y evaluación de la aplicación de disipadores histeréticos de fluencia para el mejoramiento del desempeño sísmico de estructuras

de hormigón armado en la ciudad de Guayaquil, Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, 2014.

- [28] M. Sánchez Espinoza, Implementación del diseño directo basado en desplazamientos para pórticos con disipadores de energía, Loja: Universidad Técnica Particular de Loja, 2010.
- [29] W. Lama Chong, Análisis y diseño de estructuras de acero con disipadores viscoelásticos para la ciudad de Guayaquil, Guayaquil: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, 2013.
- [30] J. Fuentes Sadowski, Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2015.
- [31] W. Inga Gutiérrez, Mejora de la respuesta dinámica de edificaciones usando amortiguadores de masa sintonizada, Lima: Universidad Nacional de Ingeniería, 2015.
- [32] R. Bassoti y D. Ambrosini, Sobre la utilización de amortiguadores de masa sintonizados en la provincia de Mendoza, San Rafael: Universidad Tecnológica Nacional, 2005.
- [33] D. Ambrosini, G. Cuitiño y J. Rebeco, Eficiencia de amortiguadores de masa sintonizados en estructuras sismoresistentes, San Rafael: Universidad Nacional de Cuyo, 2004.
- [34] L. Romo Melo, *Diagnóstico de daño en disipadores de energía histeréticos tipo WPD para el control pasivo en estructuras sismorresistentes mediante análisis de vibraciones en el dominio de la frecuencia*, Granada: Universidad de Granada, 2012.
- [35] R. Cancelado, *Caracterización mecánica y modelamiento estructural de un disipador pasivo de energía de tipo Arriostramiento de Pandeo Restringido. Parte 1*, Bogotá: Universidad Nacional de Colombia, 2012.
- [36] A. Terán, E. Gama y J. Guerrero, Estudio experimental de Contravientos Restringidos contra Pandeo: Desarrollo conceptual y detalle de implementación, Azcapotzalco: Universidad Autónoma Metropolitana, 2009.
- [37] G. Palazzo, F. Crisafulli, F. López y X. Cahís, Análisis Numérico-Experimental de barras de Pandeo Restringido, Argentina: Universidad Tecnológica Nacional, 2006.
- [38] G. Coeto Galaz, *Comparativa de edificio de hospital en Acapulco, Guerrero usando a) Contravientos concentricos convencionales y b) Contravientos restringidos contra pandeo (CRP)*, Boca del Río: XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 2013.
- [39] Rubén Boroschek y Asociados Ltd, *Uso de la aislación y disipación en el diseño sísmico de edificios en Chile*, Chile: Universidad de Chile, 2013.

- [40] R. Chacón y J. Ramírez, Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso, Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú, 2014.
- [41] G. Torrisi, F. Crisafulli y E. Quiroga, «Comportamiento de disipadores de acero realizados con tubos perforados,» *Mecánica Computacional*, vol. XXXII, pp. 865-879, 2013.
- [42] J. Espinoza, Diseño de sistemas de ensayo cuasiestático cíclico de tracción y compresión para riostras de pandeo restringido, Santiago de Chile: Universidad de Chile, 2016.
- [43] R. Cancelado, «Caracterización experimental de riostras de pandeo restringido a escala sometidas a cargas cíclicas,» *Revista de Ingeniería. Universidad de los Andes*, nº 39, pp. 17-23, 2013.
- [44] I. Meza Blandón y E. Sánchez García, Guía de diseño sísmico de aisladores elastoméricos y de fricción para la República de Nicaragua, Nicaragua: Universidad Nacional de Ingeniería, 2010.
- [45] P. Macías y V. Suárez, Diseño estructural de un edificio de 6 pisos con aisladores de base elastoméricos, La Libertad: Universidad Estatal Península de Santa Elena, 2015.
- [46] L. Rico Pradilla y G. Chio Cho, Uso de aisladores de base en puentes de concreto simplemente apoyados, Bogotá: Universidad Industrial de Santander, 2012.
- [47] Corporación de Desarrollo Tecnológico - Camara Chilena de la Construcción, *Proteccion Sísmica de Estructuras Sistemas de Aislación Sísmica y Disipación de Energía*, Santiago de Chile: Documentos Técnicos corporación de Desarrollo Tecnológico número 29, 2011.
- [48] M. Tornello, Argentina y sus primeras experiencias en la protección sísmica mediante dispositivos de aislamiento sísmico, Buenos Aires: ANI - Academia Nacional de Ingeniería, 2012.
- [49] F. Cando, C. Monroy, J. C. Ortega y O. Puerres, Aislación sísmica de un edificio (análisis comparativo de comportamiento y costos con un edificio tradicional), Quito: Universidad Central del Ecuador, 2012.
- [50] J. Alcaide, «Rehabtec,» Abril 2016. [En línea]. Available: <http://www.rehabtec.co>. [Último acceso: 6 Abril 2018].
- [51] B. Guaygua, Análisis experimental y analítico de aisladores elastoméricos, Quito: Universidad Central del Ecuador, 2015.
- [52] C. Tapia y L. Veletanga, Diseño de aisladores sísmicos LRB y análisis por desempeño de edificios, Cuenca: Universidad de Cuenca, 2017.
- [53] K. Zellat y T. Kadri, «Influence of seismic isolation system on bridge responses,» *Revista Ingeniería de Construcción RIC*, vol. XX, nº 3, pp. 210-214, 2015.

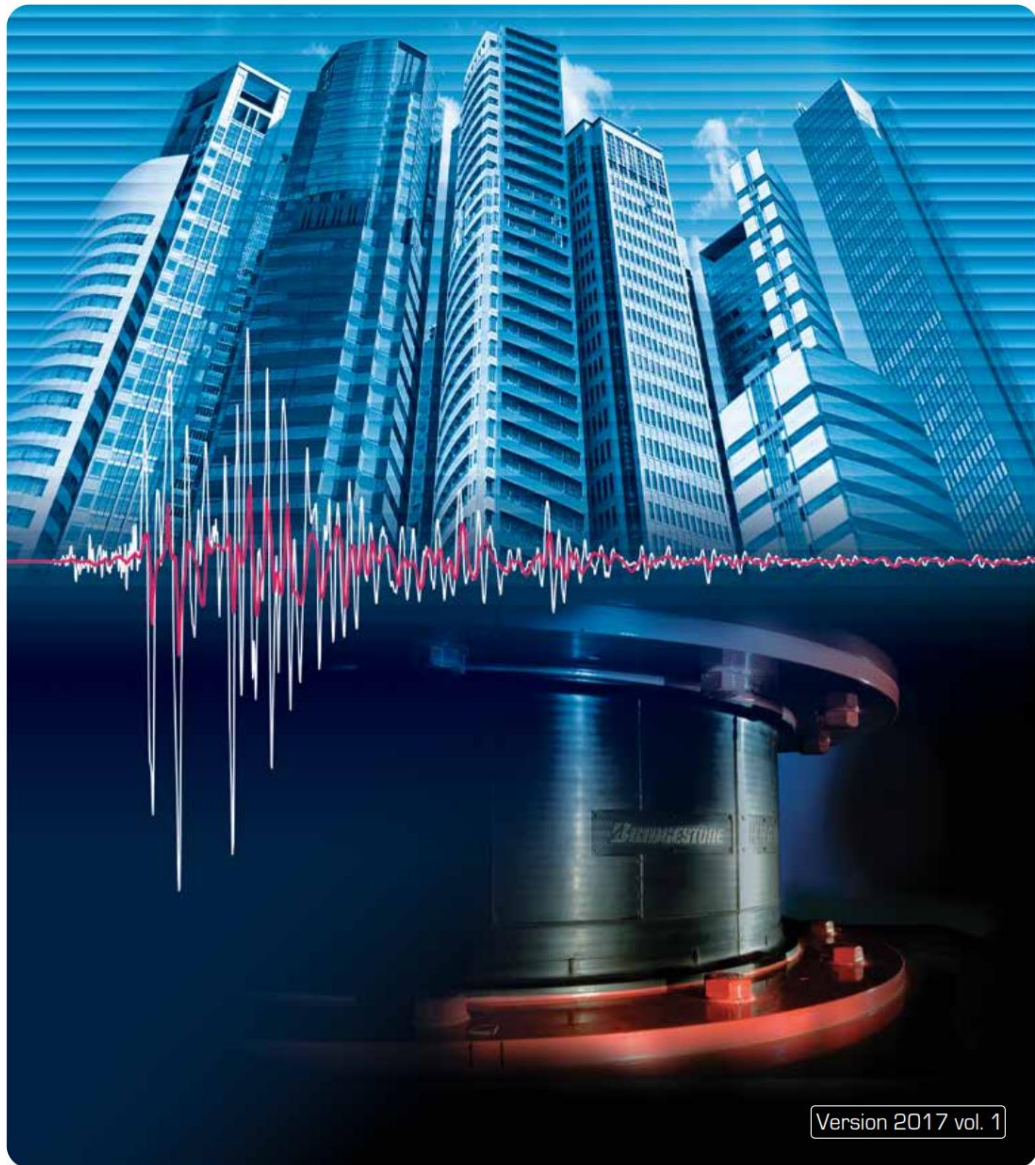


- [54] T. Morgan y S. Mahin, The use of base isolation systems to achieve complex seismic performance objectives, Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2011.
- [55] M. Constantinou, Friction pendulum double concave bearing, New York: Universidad de Buffalo, 2004.
- [56] Structural Engineering Institute, Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE 7), American Society of Civil Engineers, 2016.
- [57] American Institute Of Steel Construction AISC 341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois: American Institute Of Steel Construction, 2016.
- [58] S. L. Kramer, Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996.
- [59] B. Huerta Garnica y E. Reinoso Angulo, «Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en Mexico,» *Ingeniería Sísmica*, nº 66, pp. 45-72, 2002.
- [60] Bridgestone, *Seismic Isolation Product Line-up*, 2017.
- [61] H. Guerrero, T. Ji, A. Teran-Gilmore y A. Escobar, «A method for preliminary seismic design and assessment of low-rise structures protected with buckling-restrained braces,» *ELSEVER Engineering Structures*, nº 123, pp. 141-154, 2016.
- [62] R. Aguiar Falconí, Análisis sísmico de edificios, Quito: Escuela Politécnica del Ejército, 2008.

# **BRIDGESTONE**

## **Seismic Isolation Product Line-up**

High Damping Rubber Bearing    Lead Rubber Bearing  
Natural Rubber Bearing    Elastic Sliding Bearing



Version 2017 vol. 1

## Lead Rubber Bearing (LRB)

Seismic isolation material certification number by Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan  
MVBR-0517  
Acquired in December 2014

### Product Dimension

Characteristics		Sectional View	
Physical Dimensions	Outer diameter	: $D_o$ (mm)	
	Lead plug diameter	: $D_i$ (mm)	
	Number of inner diameter	: $A_i \times 10^3$ (mm <sup>2</sup> )	
	Effective plane area	: $t_i$ (mm)	
	Thickness of one rubber layer	: $n$	
	Number of rubber layers	: $H = n \cdot t_i$ (mm)	
	First shape factor $S_1 = (D_o) / (4 \cdot t_i)$		
	Second shape factor $S_2 = D_o / (n \cdot t_i)$		
	Diameter of flange	: $D_i$ (mm)	
	Thickness of flange: edge/center	: $t_f / t_c$ (mm)	
	Connecting bolt PCD	: PCD (mm)	
	Diameter of connecting bolt hole $\times$ qty	: $d_b$ (mm) $\times$ qty	
	Bolt size (assumption)	: $M (d_b - 3)$	
	Thickness of each reinforced steel plate	: $t_s$ (mm)	
	Total height	: $H_t$ (mm)	
	Total weight 1 (kN) = 1/9.80665 (tonf)		

### Rubber Material

Notation of rubber kind (standard temperature 20°C standard strain  $\gamma = 100\%$ )

Compound name	Rubber code	Shear modulus $G_s$ (N/mm <sup>2</sup> )
G4	G0.4	0.385

Composition of rubber materials (weight ratio %)

Rubber code	Natural rubber Synthetic rubber	Filler, Reinforcement agent	Vulcanization agent and others
Inner rubber (G0.4)	60 and above	10 and above	25 and below
Cover rubber	40 and above	15 and above	40 and below

Properties of rubber materials

Item	Tensile strength (N/mm <sup>2</sup> )	Elongation at Break (%)	Hardness (JIS A)	100% modulus (N/mm <sup>2</sup> )	Young's modulus E (N/mm <sup>2</sup> )	Bulk modulus $E_v$ (N/mm <sup>2</sup> )	Correction factor for apparent Young's modulus according to hardness, k
Test Standard	JIS K6251	JIS K6251	JIS K6253	JIS K6251	-	-	-
Inner rubber	17 and above	600 and above	37 $\pm$ 5	0.8 $\pm$ 0.2	2.20	1176	0.85
Cover rubber	12 and above	600 and above	-	-	-	-	-

### Steel Material

Steel material for each part

	Material
Reinforced steel plate	SS400 (JIS G 3101)
Flange <sup>*1*</sup>	SS400 (JIS G 3101)
Connecting plate <sup>*1</sup>	SS400 (JIS G 3101)
Lead plug	Pb (JIS H 2105 special)

\*1: Optionally SM490A (JIS G 3106).

\*2: Optionally special thickness other than standard thickness.

Anti-rust treatment of flange

Preparation	Remove rust up to blasting quality of SSPC-SP-10 (SIS Sa 2 1/2)
Primer	Zinc-rich paint: 75 $\mu$ m $\times$ 1 coat
Middle coat	Epoxy resin paint: 60 $\mu$ m $\times$ 1 coat
Finishing	Epoxy resin paint: 35 $\mu$ m $\times$ 1 coat
Total film thickness	170 $\mu$ m and above

\*1: Standard color is gray.

\*2: Other kinds of anti-rust treatment are also available. Please contact us for more details.

### Precautions

- Due to the lead plug embedded in the center of the laminated rubber body, special treatment is required in case the laminated rubber bearing is to be treated as industrial waste, depending on country. Please confirm with the country's regulation.
- For mid-storey isolation, fire resistant cover is necessary. Please check with fire resistant cover manufacturer who are listed in the JSSI manufacturer list for more details. ([http://www.jssi.or.jp/business/kigyuu\\_detail/to-si-base.htm](http://www.jssi.or.jp/business/kigyuu_detail/to-si-base.htm))

## Shear Properties

### Equivalent shear stiffness $K_{eq}$ , equivalent damping ratio $H_{eq}$ , initial stiffness $K_1$ , post-yield stiffness $K_2$ , characteristic strength $Q_d$

Shear properties of LRB is dependent on shear strain amplitude.

The shear strain dependency of each property is expressed by the following equations.

Post-yield stiffness :  $K_2 = K_d = C_{kd} \cdot (K_1 + K_2)$

Shear stiffness of laminated rubber :  $K_1 = G_r \cdot A_r / H$

Additional shear stiffness by lead plug :  $K_p = \alpha_p \cdot A_p / H$

Where,  $C_{kd}$  : post-yield stiffness correction factor due to strain dependency

$G_r$  : shear modulus of rubber 0.385N/mm<sup>2</sup>

$\gamma$  : shear strain

$\alpha_p$  : apparent shear modulus of lead 0.583N/mm<sup>2</sup>

$$C_{kd} \begin{cases} 0.779 \gamma^{-0.43} & [\gamma < 0.25] \\ \gamma^{-0.25} & [0.25 \leq \gamma < 1.0] \\ \gamma^{-0.12} & [1.0 \leq \gamma < 2.5] \end{cases}$$

Characteristics strength :  $Q_d = C_{sd} \cdot \sigma_{sb} \cdot A_p$

Where,  $C_{sd}$  : characteristic strength correction factor due to strain dependency

$\sigma_{sb}$  : Shear stress at yield of lead 7967N/mm<sup>2</sup>

$$C_{sd} \begin{cases} 2.036 \gamma^{0.41} & [\gamma \leq 0.1] \\ 1.106 \gamma^{0.145} & [0.1 < \gamma < 0.5] \\ 1 & [0.5 \leq \gamma] \end{cases}$$

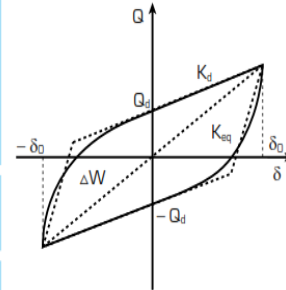
Initial stiffness :  $K_1 = \beta \cdot K_d$

Where,  $\beta$  : Ratio of initial stiffness to post-yield stiffness which is between 10~15. (recommended value: 13)

Equivalent shear stiffness  $K_{eq}$  Equivalent damping ratio  $H_{eq}$

$$K_{eq} = \frac{Q_d}{\gamma \cdot H} + K_d$$

$$H_{eq} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{Q_d \left( \gamma \cdot H - \frac{Q_d}{(\beta - 1)K_d} \right)}{K_{eq} \cdot (\gamma \cdot H)^2}$$



### Temperature dependency

Each shear properties shall be corrected to the value at standard temperature of 20°C by the following equations

(Applicable range:  $-20 \leq T \leq 40^\circ\text{C}$ ) (T: Temperature during inspection)

• Temperature correction equation :  $K_d(T^\circ\text{C}) = K_d(\text{standard value at } 20^\circ\text{C}) \times [1.052 - 2.955 \times 10^{-3} \cdot T + 1.895 \times 10^{-5} \cdot T^2]$

$Q_d(T^\circ\text{C}) = Q_d(\text{standard value at } 20^\circ\text{C}) \times [1.192 - 1.017 \times 10^{-2} \cdot T + 2.722 \times 10^{-5} \cdot T^2]$

• Standard value of temperature dependency Standard temperature (20°C)<sup>\*1</sup>

Properties values	-10°C	0°C	30°C	40°C
Post-yield stiffness $K_d$	+10%	+6%	-3%	-5%
Characteristic strength $Q_d$	+36%	+23%	-11%	-21%

\*1 : The standard value takes into account the variation of 20% to the value obtained by the temperature correction equation.

### Performance variation

The rate of change of main causes (manufacturing variation, aging, temperature change) which affect shear properties as shown below.

Rubber materials	G0.4		
Properties	Post-yield stiffness $K_d$	Characteristic strength $Q_d$	
Manufacturing variation <sup>*2</sup>	Within ±10%	Within ±10%	
Aging <sup>*3</sup>	Within +10%	-	
Ambient temperature variation 20°C ± 20°C	(+) side	Within +6%	Within +23%
	(-) side	Within -5%	Within -21%
Total	(+) side	Within +26%	Within +33%
	(-) side	Within -15%	Within -31%

\*2 : The variation of each product (standard value) shall be within ±20% and variation of total units of products per project (total of standard values) shall be within ±10%.

If total units per project are less than 8 units, variation of total units of products per project (total of standard values) shall be within ±15%.

\*3 : Predicted rate of change after 60 years at 20°C standard temperature. (20% variation is considered in the rate of change)

\*4 : Above list shows the combination example.

## Compressive Properties

### Compressive stiffness $K_v$

• Compressive stiffness  $K_v$  is determined by the following equation.

$$K_v = \alpha_v \cdot E_c \frac{A}{H} \quad E_c = \frac{E(1+2\kappa S_1^2)}{1+E(1+2\kappa S_1^2)/E_c} \quad A : \text{Laminated rubber plane area} \quad A_r : \text{Effective plane area} \quad A_p : \text{Lead plug plane area}$$

$$\alpha_v : \text{Young's modulus correction factor} = 1.23$$

### Ultimate compressive stress (refer the figure on the right)

• Critical stress  $\sigma_{cr}$  at zero shear strain is determined by the following equation.

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi}{4} \cdot 1.26 \cdot \alpha_c \cdot (G_{eq} \cdot E_b)^{0.5} \cdot S_2$$

However,  $E_b = E \{ (1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / \{ 1 + E(1 + 2/3 \cdot \kappa \cdot S_1^2) / E_c \} \}$

$\alpha_c$  : Correction factor based on  $S_2$  determined from our test data

If  $S_2 \geq 5$  :  $\alpha_c = 1$ , if  $S_2 < 5$  :  $\alpha_c = 0.25 \cdot (S_2 - 5) + 1$

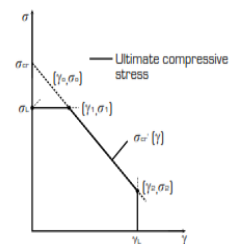
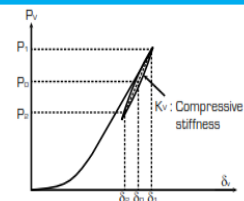
• Ultimate compressive stress at any shear strain  $\sigma_{cr}(\gamma)$  is determined by  $\sigma_{cr}$  by the following equation.

$$\sigma_{cr}(\gamma) = \sigma_{cr} \cdot (1 - 0.9 \frac{\gamma}{S_2})$$

• The ultimate compressive stress shall not exceed the upper limit  $\sigma_L$  determined as below and the strain region corresponding to the ultimate strain  $\gamma_L$  at 0 compressive stress.

$\sigma_L = 60 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\gamma_L = \min(400\%, S_2 \times 100\%)$



Specification of flange (edge thickness / center thickness)		LT090G4												LT095G4																			
Outer diameter of rubber bearing (Ø) <sup>#1</sup>		(900)	(950)	1000	1100	1200	1300	F	E	D	C	B	A	G	H	I	J	K	F	E	D	C	B	A	G	H	I	J	K				
Outer diameter of rubber bearing (Ø) <sup>#1</sup>		(900)	(950)	1000	1100	1200	1300																										
Standard thickness		28/36	28/36	28/36	30/38	32/40	32/40																										
Special thickness (option)		(37/45)	(37/45)	42/50	42/50	42/50	42/50																										
#1 For adoption of special thickness in regard to those sizes that stated in the ( ), delivery time will be longer due to mold preparation. #2 For Ø1400 and above, assembled type flange will be used. #3 Compared to the standard specification, total height & weight of product for special thickness will be changed.																																	
Certification number MVBR-0517																																	
<b>●LT Series (Total Rubber Thickness 25cm)</b>																																	
Code																																	
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Compound name</th> <th>Rubber code</th> <th>Shear modulus [N/mm<sup>2</sup>]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>G4</td> <td>G0.40</td> <td>0.385</td> </tr> </tbody> </table>																												Compound name	Rubber code	Shear modulus [N/mm <sup>2</sup> ]	G4	G0.40	0.385
Compound name	Rubber code	Shear modulus [N/mm <sup>2</sup> ]																															
G4	G0.40	0.385																															
Physical Dimensions	Outer diameter (mm)	900												950																			
	Lead plug diameter (mm)	130	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	140	150	160	170	180	190	200	210	220	230	240										
	Effective plane area (×10 <sup>3</sup> mm <sup>2</sup> )	6229	6208	6185	6161	6135	6107	6078	6048	6015	5982	5946	6934	6912	6887	6861	6834	6805	6774	6742	6708	6673	6636										
	Thickness of one rubber layer (mm)	6.0												6.4																			
	Number of rubber layers (-)	42												39																			
	Total rubber thickness (mm)	252												250																			
	First shape factor (-)	37.5												37.1																			
	Second shape factor (-)	3.57												3.81																			
	Diameter of flange (mm)	1250												1300																			
	Thickness of flange* (edge/center) (mm)	28/36												28/36																			
	Connecting bolt PCD (mm)	1100												1150																			
	Diameter of connecting bolt hole × qty (mm)	Ø 33 × 12												Ø 33 × 12																			
	Bolt size (assumption) (-)	M30												M30																			
	Thickness of each reinforced steel plate (mm)	4.4												4.4																			
	Total height (mm)	504.4												488.8																			
Total weight (tonf)	1.77	1.78	1.79	1.80	1.81	1.82	1.83	1.84	1.85	1.86	1.87	1.89	1.89	1.90	1.91	1.92	1.93	1.94	1.95	1.96	1.97	1.99											
Total weight (kN)	17.4	17.5	17.5	17.6	17.7	17.8	17.9	18.0	18.1	18.2	18.4	18.5	18.6	18.6	18.7	18.8	18.9	19.0	19.1	19.2	19.4	19.5											
Compression Properties	Critical stress (N/mm <sup>2</sup> )	37												43																			
	Ultimate compressive stress (N/mm <sup>2</sup> )	[γ <sub>cr</sub> , σ <sub>c</sub> ]												[0.00,43]																			
		[γ <sub>cr</sub> , σ <sub>c</sub> ]												[0.00,43]																			
		[3.57,4]												[3.81,4]																			
	Compressive stiffness (×10 <sup>3</sup> kN/m)	2980												3340																			
Nominal long term compressive stress (N/mm <sup>2</sup> )	8.6												9.6																				
Nominal long term column load (kN)	5340	5330	5310	5290	5260	5240	5220	5190	5160	5130	5100	6680	6660	6640	6610	6590	6560	6530	6500	6470	6430	6400											
Allowable tensile stress (γ = 100%) (N/mm <sup>2</sup> )	1.0												1.0																				
Shear Properties (γ = 100%)	Initial stiffness (×10 <sup>3</sup> kN/m)	12.8	12.8	12.8	12.8	12.9	12.9	12.9	13.0	13.0	13.0	13.1	14.4	14.4	14.4	14.4	14.5	14.5	14.5	14.6	14.6	14.6	14.7										
	Post yield stiffness (γ = 100%) (×10 <sup>3</sup> kN/m)	0.982	0.984	0.986	0.988	0.990	0.992	0.994	0.997	0.998	1.00	1.00	1.11	1.11	1.11	1.11	1.11	1.12	1.12	1.12	1.13	1.13											
	Characteristic Strength (kN)	106	123	141	160	181	203	226	250	276	303	331	123	141	160	181	203	226	250	276	303	331	360										
	Equivalent shear stiffness (×10 <sup>3</sup> kN/m)	1.40	1.47	1.54	1.62	1.71	1.80	1.89	1.99	2.09	2.20	2.32	1.60	1.67	1.75	1.84	1.93	2.02	2.12	2.23	2.34	2.45	2.57										
	Equivalent damping ratio (-)	0.184	0.202	0.219	0.236	0.251	0.266	0.279	0.291	0.302	0.312	0.321	0.189	0.206	0.222	0.238	0.252	0.266	0.278	0.290	0.301	0.310	0.319										

\* : Special thickness for flange is available. Please refer to the table above for more details.

**ANEXO B**

<b>RUBRO: Suministro y Colocación de Disipador Tipo BRB 32x4</b>					<b>Unidad : U</b>
<b>DETALLE:</b>					
<b>EQUIPOS</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>Tarifa B</b>	<b>Costo Hora C = A x B</b>	<b>Rendimiento R</b>	<b>Costo D = C x R</b>
Herramienta Menor (5%)	1	176.84	176.84	0.114	20.16
Soldadora Eléctrica 300 A	1	1.96	1.96	0.114	0.22
Amoladora	2	4.30	8.60	0.114	0.98
Equipo Oxicorte	1	1.54	1.54	0.114	0.18
Grúas	1	35.00	35	0.114	3.99
<b>SUBTOTAL M</b>					<b>25.53</b>
<b>MANO DE OBRA</b>					
<b>Descripción</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>Jornal/hr. B</b>	<b>Costo Hora C = A x B</b>	<b>Rendimiento R</b>	<b>Costo D = C x R</b>
Soldador (ESTRC. OCUP. D2)	1	3.64	3.64	0.17	0.6188
Peón (ESTRC. OCUP. C1)					
Operador de Equipo Pesado C1G1					
<b>SUBTOTAL N</b>					<b>0.6188</b>
<b>MATERIALES</b>					
<b>Descripción</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>Precio Unitario B</b>	<b>Costo C = A x B</b>
Acero A36 para núcleo		kg	703.36	1.7	1195.712
Mortero de cemento 1:4		m <sup>3</sup>	0.76	67.24	51.1024
Material Aislante		glb	1	5.15	5.15
Perfil tubular para camisa		kg	1015.47	2.25	2284.8075
<b>SUBTOTAL O</b>					<b>3536.7719</b>
<b>TRANSPORTE</b>					
<b>Descripción</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cantidad A</b>	<b>Precio Unitario B</b>	<b>Costo C = A x B</b>
<b>SUBTOTAL P</b>					

<b>TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)</b>	<b>3562.92</b>
<b>INDIRECTOS (15 %)</b>	<b>534.44</b>
<b>UTILIDAD %</b>	
<b>VALOR OFERTADO</b>	<b>4097.36</b>

**SON:** Cuatro mil noventa y siete con treinta y seis 36/100  
**ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA**