



**FACULTAD DE INGENIERÍA, ARQUITECTURA Y
URBANISMO**

**ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**“EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROPUESTA DE
REFORZAMIENTO CON DISIPADORES DE
ENERGÍA AL “HOSPITAL NACIONAL ALMANZOR
AGUINAGA ASENJO” DE CHICLAYO – REGIÓN
LAMBAYEQUE, ACTUALIZADO A LA NORMA
E 0 30 2016”**

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

Autores:

Bach. Enriquez Acosta Marco Antonio

Bach. Sánchez Guevara Christian Francisco

Asesor:

Ing. Ovidio Serrano Zelada

Línea de Investigación:

Ingeniería de Procesos - Ingeniería Estructural &
Sismorresistente

Pimentel – Perú

2018

**“EVALUACIÓN SÍSMICA Y PROPUESTA DE REFORZAMIENTO CON
DISIPADORES DE ENERGÍA AL “HOSPITAL NACIONAL ALMANZOR
AGUINAGA ASENJO” DE CHICLAYO – REGIÓN LAMBAYEQUE,
ACTUALIZADO A LA NORMA E 0 30 2016”**

Jurado Evaluador

Dr. Ing. Coronado Zuloeta Omar
Presidente del Jurado de Tesis

Mg. Ing. Chilón Muñoz Carmen
Secretario del Jurado de Tesis

Ing. Serrano Zelada Ovidio
Vocal del Jurado de Tesis

DEDICATORIA

Con todo mi cariño para las personas que hicieron todo en la vida para que pudiéramos lograr nuestros sueños, por motivarnos y darnos la mano cuando sentía que el camino se terminaba, es para ustedes esta tesis en agradecimiento por todo su amor.

A mi padre Marco, a mi madre Ana y hermanos Renato y Daniel.

¡Muchas gracias!

AGRADECIMIENTO

A Dios por bendecirnos para llegar hasta donde hemos llegado, porque hizo realidad este sueño anhelado.

A nuestra familia por darnos el empuje que siempre necesitamos.

A la Universidad Señor de Sipán por darnos la oportunidad de estudiar y ser excelentes profesionales.

A nuestro asesor Ing. Ovidio Serrano Zelada por su incansable consejo brindado a través de su vasto conocimiento.

En especial son muchas las personas que han formado parte de nuestra vida profesional a las que nos encantaría agradecerles su amistad, consejos, apoyo, ánimo y compañía en los momentos más difíciles de nuestra vida. Algunas están aquí con nosotros y otras en nuestros recuerdos y corazón, sin importar en donde estén queremos darles las gracias por formar parte de nosotros, por todo lo que nos han brindado y por todas sus bendiciones.

Para ellos: Un gran agradecimiento y que Dios los bendiga.

ÍNDICE GENERAL	
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE GENERAL	V
ÍNDICE DE TABLAS	VIII
ÍNDICE DE FIGURAS	XIII
ÍNDICE DE ECUACIONES	XIX
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
I. INTRODUCCIÓN.....	23
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	24
1.1.1. A NIVEL INTERNACIONAL	24
1.1.2. A NIVEL NACIONAL	25
1.1.3. A NIVEL LOCAL	26
1.2. ANTECEDENTES PREVIOS	27
1.2.1. A NIVEL INTERNACIONAL.....	27
1.2.2. A NIVEL NACIONAL.....	29
1.2.3. A NIVEL LOCAL.....	30
1.3. MARCO TEÓRICO	32
1.3.1. BASES TEÓRICO CIENTÍFICAS	32
1.3.1.1 EVALUACIÓN SÍSMICA.....	32
1.3.1.2 AMENAZA SÍSMICA:	37
1.3.1.3 VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES.....	41
1.3.1.4 MÉTODOS PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA ESTRUCTURAL	43
1.3.1.5 MÉTODO JAPONÉS – HIROSAWA.....	45
1.3.1.6 ANÁLISIS DINÁMICO.....	55
1.3.1.7 SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	63
1.3.1.8 METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ECONÓMICA	99
1.3.1.9 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	100
1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	102
1.4.1. OBJETO DE ESTUDIO	102
1.5. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DEL ESTUDIO.....	102
1.6. HIPÓTESIS	102
1.7. OBJETIVOS	103
1.7.1. OBJETIVO GENERAL.....	103
1.7.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	103
II. MATERIALES Y MÉTODOS.....	104
2.1. TIPO Y DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	104
2.2. VARIABLES, OPERACIONALIZACIÓN:.....	105
2.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	112
2.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	112
2.4.1. TÉCNICAS DE INVESTIGACIÓN.....	112
2.4.2. Instrumentos utilizados.....	112

2.4.2.1.	Guías de observación.....	112
2.4.2.2.	Cuestionario.....	112
2.4.2.3.	Guía de Análisis de Documentos.....	113
2.5.	MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS.....	114
2.5.1.	DIAGRAMA DE FLUJO DE PROCESOS.....	114
2.5.2.	Descripción del proceso.....	115
2.5.2.1.	Evaluación del diseño estructural.....	115
2.5.2.2.	Descripción de la edificación:.....	116
2.5.2.3.	Diseño estructural:.....	120
2.5.2.4.	Consideraciones para el modelamiento:.....	125
2.5.2.5.	Análisis estructural:.....	129
2.5.2.6.	Reforzamiento con disipadores de energía:.....	156
2.5.2.7.	Respuesta de la estructura con disipadores:.....	230
2.5.2.8.	Diseño y elección final de los disipadores de energía.....	264
2.5.2.9.	Diseño de Elementos de Acero:.....	267
2.6.	PLAN DE ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DATOS.....	277
2.6.1.	ENFOQUE CUALITATIVO.....	277
2.6.2.	ENFOQUE CUANTITATIVO.....	277
2.7.	ASPECTOS ÉTICOS.....	277
2.7.1.	ÉTICA DE LA PUBLICIDAD.....	277
2.7.2.	ÉTICA DE LA APLICACIÓN.....	277
2.7.2.1.	De las faltas contra la ética.....	277
2.7.2.2.	De las faltas contra el ejercicio de la actividad profesional.....	278
2.8.	CRITERIOS DE RIGOR CIENTÍFICO.....	278
III.	RESULTADOS.....	279
3.1.	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	279
3.1.1.	ENFOQUE CUANTITATIVO.....	279
3.1.1.1.	Derivas Máximas de entrepiso.....	279
3.1.1.2.	Distribución de energía.....	282
3.1.1.3.	Fuerzas axiales y deformación del disipador.....	285
3.1.1.4.	Periodos de vibración.....	288
3.1.1.5.	Desplazamiento del centro de masa.....	293
3.1.1.6.	Esfuerzos máximos.....	301
3.1.1.7.	Velocidades y Aceleraciones.....	314
3.1.1.8.	Ensayos realizados.....	326
3.1.1.9.	Justificación del uso de disipadores.....	332
3.2.	ENFOQUE CUALITATIVO.....	333
3.2.1.	ENTREVISTAS.....	333
3.2.2.	ANÁLISIS DE DOCUMENTOS.....	335
IV.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	338
4.1.	Derivas Máximas de entrepiso.....	338
4.2.	Distribución de energía.....	338
4.3.	Fuerzas axiales y deformación del disipador.....	338

4.4.	Periodos de vibración.....	338
4.5.	Desplazamientos del centro de masa.....	338
4.6.	Esfuerzos máximos.	339
4.7.	Velocidades y Aceleraciones.	339
4.8.	Ensayos realizados.	339
V.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	340
5.1.	Conclusiones:	340
5.2.	Recomendaciones.....	343
VI.	REFERENCIAS	344

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Relación entre Intensidad y Magnitud según Richter (1958).....	35
Tabla 2: Relación intensidad – aceleración.....	36
Tabla 3: Valores de coeficiente α_i	49
Tabla 4: Valores de G_i y R_i	51
Tabla 5: Valores del índice T para diferentes causar y tipos de deterioro.	53
Tabla 6: Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).....	54
Tabla 7: Diseño de la investigación.	104
Tabla 8: Operacionalización de variables.....	105
Tabla 9: Resultados de Ensayos	116
Tabla 10: Dimensiones y área techada por nivel	119
Tabla 11: Alturas por nivel	120
Tabla 12: Tipos de suelos predominantes por sectores en la Chiclayo.	121
Tabla 13: Tipos de suelos en el HNAAA.....	122
Tabla 14: Sistema y elementos estructurales de la edificación.	124
Tabla 15: Propiedades del concreto y acero del HNAAA.....	125
Tabla 16: Sobrecargas consideradas.....	126
Tabla 17: Resultados Método de Hirosawa.....	129
Tabla 18: Parámetros sísmicos para el análisis dinámico.	131
Tabla 19: Distribución de cortante en altura para el Bloque C	134
Tabla 20: Porcentaje de participación de muros de corte y columnas para tomar el cortante basal en X.	136
Tabla 21: Comparación de derivas máxima, en la dirección X, con el 50% de la deriva permisible para un caso de sismo dinámico SX.	137
Tabla 22: Comparación de derivas, en la dirección Y, con el 50% de la deriva permisible para un caso de sismo dinámico SY.	138
Tabla 23: Relación entre deriva máxima y la deriva del centro de masa de cada entrepiso para un sismo dinámico SX.	139
Tabla 24: Relación entre deriva máxima y la deriva del centro de masa de cada entrepiso para un sismo dinámico SY.	140
Tabla 25: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque A en la dirección X.	142
Tabla 26: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque A en la dirección Y.	142
Tabla 27: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque B en la dirección X.	143
Tabla 28: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque B en la dirección Y.	143
Tabla 29: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque C en la dirección X.	144
Tabla 30: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque C en la dirección Y.	144
Tabla 31: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque D en la	

dirección X.	145
Tabla 32: Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque D en la dirección Y.	145
Tabla 33: Factores de irregularidad para todos los bloques.	146
Tabla 34: Derivas finales en la dirección X para un análisis dinámico.....	147
Tabla 35: Derivas finales en la dirección Y para un análisis dinámico.....	148
Tabla 36: Verificación de fuerza cortante mínima en la base en los bloques A y B.....	149
Tabla 37: Verificación de fuerza cortante mínima en la base en los bloques C y D.....	149
Tabla 38: Periodos de vibración del bloque A	150
Tabla 39: Periodos de vibración del bloque B.....	151
Tabla 40: Periodos de vibración del bloque C.....	152
Tabla 41: Periodos de vibración del bloque D	153
Tabla 42: Parámetros sísmicos para el análisis dinámico.	159
Tabla 43: Control de derivas por espectro objetivo (R=1) en dirección X – X	160
Tabla 44: Control de derivas por espectro objetivo (R=1) en dirección Y – Y	161
Tabla 45: Ubicación de las estaciones con fecha	162
Tabla 46: Registros sísmicos considerados para el análisis (sin escalar).....	162
Tabla 47: Aceleración de los registros sísmicos escalados	164
Tabla 48: Bloque A: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH).....	164
Tabla 49: Bloque A: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH).....	164
Tabla 50: Bloque B: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)	165
Tabla 51: Bloque B: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)	165
Tabla 52: Bloque C: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)	165
Tabla 53: Bloque C: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)	166
Tabla 54: Bloque D: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH).....	166
Tabla 55: Bloque D: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH).....	166
Tabla 56: Bloque A: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X.....	167
Tabla 57: Bloque A: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y.....	167
Tabla 58: Bloque B: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X.....	168
Tabla 59: Bloque B: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y	168
Tabla 60: Bloque C: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X.....	168
Tabla 61: Bloque C: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y	169
Tabla 62: Bloque D: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X.....	169
Tabla 63: Bloque D: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y	169
Tabla 64: Amortiguamientos efectivos en el bloque A.....	171
Tabla 65: Amortiguamientos efectivos en el bloque B.	172
Tabla 66: Amortiguamientos efectivos en el bloque C.	173
Tabla 67: Amortiguamientos efectivos en el bloque D.....	174
Tabla 68: Propiedades del perfil HSS 8.625 x 0.625:	177
Tabla 69: Rigideces de brazos metálicos en ambas direcciones del bloque A.....	179
Tabla 70: Masas participativas del Bloque A.....	180
Tabla 71: Desplazamientos modales por niveles y amplitudes del Bloque A.....	180
Tabla 72: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque A en X	181

Tabla 73: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque A.....	181
Tabla 74: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque A en Y	182
Tabla 75: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque A.....	182
Tabla 76: Rigideces de brazos metálicos en ambas direcciones del bloque B.....	186
Tabla 77: Masas participativas del Bloque B	187
Tabla 78: Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque B.....	187
Tabla 79: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque B en X.....	188
Tabla 80: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque B.....	188
Tabla 81: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque B en Y.....	189
Tabla 82: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque B.....	189
Tabla 83: Rigideces en ambas direcciones del bloque C	193
Tabla 84: Masas participativas del Bloque C.....	194
Tabla 85: Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque C.....	194
Tabla 86: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque C en X.....	195
Tabla 87: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque C.....	195
Tabla 88: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque C en Y.....	196
Tabla 89: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque C.....	196
Tabla 90: Rigideces en ambas direcciones del bloque D	200
Tabla 91: Masas participativas del Bloque D.....	201
Tabla 92: Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque D.....	201
Tabla 93: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque D en X	202
Tabla 94: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque D.....	202
Tabla 95: Desplazamientos con registro de diseño del Bloque D en Y	203
Tabla 96: Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque D.....	203
Tabla 97: Masas del Bloque A.	207
Tabla 98: Rigidez del DVE en el Bloque A.	208
Tabla 99: Área del DVE en el Bloque A.....	208
Tabla 100: Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque A.	209
Tabla 101: Masas del Bloque B.	212
Tabla 102: Rigidez del DVE en el Bloque B.	212
Tabla 103: Área del DVE en el Bloque B.	213
Tabla 104: Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque B.	213
Tabla 105: Masas del Bloque C.	216
Tabla 106: Rigidez del DVE en el Bloque C.	216
Tabla 107: Área del DVE en el Bloque C.	217
Tabla 108: Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque C.	217
Tabla 109: Masas del Bloque D.	220
Tabla 110: Rigidez del DVE en el Bloque D.	220
Tabla 111: Área del DVE en el Bloque 4.....	221
Tabla 112: Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque D.	221
Tabla 113: Periodos Fundamentales.....	224
Tabla 114: Fuerzas de deslizamiento.	224
Tabla 115: Coeficientes de amortiguamiento del DF.....	225

Tabla 116: Propiedades mecánicas del disipador.....	227
Tabla 117: Fuerza de fluencia para el disipador ADAS.....	228
Tabla 118: Desplazamiento de fluencia y desplazamiento último.	228
Tabla 119: Rigidez inicial del disipador ADAS.....	229
Tabla 120: Rigidez post-fluencia del disipador ADAS.....	229
Tabla 121: Propiedades finales del disipador.....	229
Tabla 122: Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE A	230
Tabla 123: Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE A	231
Tabla 124: Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE B	232
Tabla 125: Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE B	233
Tabla 126: Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE C	234
Tabla 127: Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE C	235
Tabla 128: Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE D	236
Tabla 129: Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE D	237
Tabla 130: Porcentaje de disipación de energía en el bloque A con disipadores.....	255
Tabla 131: Porcentaje de disipación de energía en el bloque B con disipadores.....	255
Tabla 132: Porcentaje de disipación de energía en el bloque C con disipadores.....	256
Tabla 133: Porcentaje de disipación de energía en el bloque D con disipadores.....	256
Tabla 134: Fuerzas Máximas en los disipadores de energía, Bloque C	264
Tabla 135: Número de disipadores por fuerza axial.....	265
Tabla 136: Dimensiones de perno y tuerca de conexión brazo metálico-disipador.....	269
Tabla 137: Dimensiones de arandela de conexión brazo metálico-disipador.	269
Tabla 138: Dimensiones de perno y tuerca de conexión barra de conexión-cartela.	271
Tabla 139: Dimensiones de arandela de conexión barra de conexión-cartela.....	271
Tabla 140: Derivas Máximas de entrepiso en todos los bloques.....	279
Tabla 141: Porcentaje de reducción de deriva de entrepiso.....	279
Tabla 142: Porcentaje de disipación de energía de entrada por los disipadores y la estructura.	282
Tabla 143: Tiempo de Mayor Absorción de Energía por E. Potencial y Cinética.	283
Tabla 144: Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque A.	285
Tabla 145: Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque B.....	286
Tabla 146: Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque C.....	286
Tabla 147: Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque D.	287
Tabla 148: Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque A con disipadores y sin disipadores.	289
Tabla 149: Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque B con disipadores y sin disipadores.	290
Tabla 150: Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque C con disipadores y sin disipadores.	291

Tabla 151: Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque D con disipadores y sin disipadores.	292
Tabla 152: Desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.	293
Tabla 153: Desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.	294
Tabla 154: Desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.	295
Tabla 155: Desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.	296
Tabla 156: Desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.	297
Tabla 157: Desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.	298
Tabla 158: Desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.	299
Tabla 159: Desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.	300
Tabla 160: Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.	301
Tabla 161: Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.	304
Tabla 162: Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.	307
Tabla 163: Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.	311
Tabla 164: Velocidades Max. y Min. Del Bloque A sin y con disipadores.	314
Tabla 165: Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque A sin y con disipadores.	314
Tabla 166: Velocidades Max. y Min. Del Bloque B sin y con disipadores.	317
Tabla 167: Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque B sin y con disipadores.	317
Tabla 168: Velocidades Max. y Min. Del Bloque C sin y con disipadores.	320
Tabla 169: Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque C sin y con disipadores.	320
Tabla 170: Velocidades Max. y Min. Del Bloque D sin y con disipadores.	323
Tabla 171: Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque D sin y con disipadores.	323
Tabla 172: Resultados de ensayo de extracción de diamantina	326
Tabla 173: Resultados de ensayo de rotura de núcleos a compresión.....	326
Tabla 174: Ensayo de esclerometría.....	327
Tabla 175: Tipos de suelo en la zona de estudio	330
Tabla 176: Interpretación de resultados en ensayo de diamantina.	331
Tabla 177: Análisis de documentos.....	335

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Vista Frontal del Hospital Almanzor Aguinaga Asenjo.....	27
Figura 2: Tipos de ondas sísmicas.	39
Figura 3: Regularidad en planta con áreas salientes.	51
Figura 4: Relación largo - ancho en plantas tipo L y U.	52
Figura 5: Contracción en planta.	52
Figura 6: Fuerzas actuantes en cada instante de tiempo.....	57
Figura 7: Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo.	58
Figura 8: Diagrama de cuerpo libre para fuerzas actuantes durante un sismo.	59
Figura 9: Fuerza sísmica efectiva: Movimiento horizontal del terreno.	60
Figura 10: Curva fuerza-deformación para un material elastoplástico	61
Figura 11: Disipación de energía en un sistema elastoplástico.....	62
Figura 12: Variación en el tiempo de la energía disipada por el amortiguamiento viscoso y la cedencia, así como por la energía cinética más la energía de deformación. (a) Sistema lineal, (b) sistema inelástico.	66
Figura 13: Efectos de los sistemas de disipación de energía en las curvas fuerza-deformación de una estructura.....	69
Figura 14: Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica.....	70
Figura 15: Comportamiento sísmico con aislamiento en la base.	72
Figura 16: Efectos del aislamiento basal sobre los contenidos de la edificación.....	72
Figura 17: Aislador con núcleo de plomo.	73
Figura 18: Aislador de péndulo friccional.	73
Figura 19: Amortiguador de masa sintonizada. Edificio Geocentro Agustinas (Chile)....	74
Figura 20: Clasificación de los disipadores de energía.....	75
Figura 21: Dispositivo de amortiguación por fluencia.....	76
Figura 22: Dispositivo histerético metálico tipo ADAS.	76
Figura 23: Dispositivo tipo TADAS.	77
Figura 24: Configuración del disipador ADAS.	78
Figura 25: Curva fuerza-deformación durante la aplicación de carga, real e idealización elastoplástica.....	79
Figura 26: Relación elastoplástica de fuerza-deformación.	79
Figura 27: Variación de la deformación por endurecimiento.	80
Figura 28: Modelo de histéresis bilineal de un disipador tipo ADAS.	80
Figura 29: Diagrama de cuerpo libre de un sistema masa-resorte deslizándose sobre una superficie.	82
Figura 30: Histéresis de disipadores de fricción.	83
Figura 31: Funcionamiento de un disipador de fluido viscoso.	85
Figura 32: Comportamiento de pórtico ante una excitación sísmica.	87
Figura 33: Desplazamiento del disipador viscoso en pórtico.....	88
Figura 34: Idealización del comportamiento de un pórtico.	88
Figura 35: Desfase de la velocidad con respecto al desplazamiento.....	89
Figura 36: Curva histerética de un disipador viscoso.	89

Figura 37: Valores del parámetro lambda.....	91
Figura 38: Relación fuerza de amortiguamiento vs velocidad.....	92
Figura 39: Lazos histeréticos de disipador de fluido viscoso con movimiento armónico para varios valores de α	92
Figura 40: Configuración típica de un disipador viscoelástico sólido.....	94
Figura 41: Representación del modelo de Kelvin-Voight para un Disipador Viscoelástico.....	95
Figura 42: Relación fuerza-desplazamiento para dispositivos viscoelásticos.....	96
Figura 43: $G''(\omega)$, Módulo de pérdida de corte.....	97
Figura 44: $G'(\omega)$, Módulo de almacenamiento de corte.....	98
Figura 45: Identificación de bloques que conforman el HNAAA.....	116
Figura 46: Bloque “A” del HNAAA.....	117
Figura 47: Bloque “B” del HNAAA.....	117
Figura 48: Bloque “C” del HNAAA.....	118
Figura 49: Bloque “D” del HNAAA.....	118
Figura 50: Ubicación de la edificación en estudio.....	119
Figura 51: Mapa Geotécnico de la ciudad de Chiclayo.....	121
Figura 52: Muros de corte en el bloque C.....	123
Figura 53: Aligerado en el modelo estructural.....	125
Figura 54: Bloque A en Etabs V. 16.2.0.....	127
Figura 55: Bloque B en Etabs V. 16.2.0.....	128
Figura 56: Bloque C en Etabs V. 16.2.0.....	128
Figura 57: Bloque D en Etabs V. 16.2.0.....	128
Figura 58: Torsión alrededor del centro de rigidez.....	132
Figura 59: Bloque A, B, D y Cy: Sa/g (aceleración espectral) vs T (periodo).....	133
Figura 60: Bloque Cx: Sa/g (aceleración espectral) vs T (periodo).....	133
Figura 61: Fuerzas Cortantes en X para caso de carga SX(R=6).....	135
Figura 62: Cortante que asumen los muros de corte para caso de carga sismo dinámico SX en el bloque C.....	135
Figura 63: Primer Caso de análisis.....	157
Figura 64: Segundo caso de análisis.....	158
Figura 65: Espectro de pseudo - aceleración (R=1).....	159
Figura 66: Espectro objetivo (color rojo) y registro sísmico ICA 2007 sin escalar (verde).....	163
Figura 67: Comparación entre el registro sísmico ICA 2007 escalado (verde) y el espectro objetivo (rojo).....	163
Figura 68: Bloque A modelado con DFV.....	175
Figura 69: Dimensiones y propiedades de perfiles metálicos HSS.....	177
Figura 70: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque A.....	178
Figura 71: Parámetro alfa.....	179
Figura 72: Bloque B modelado con DFV.....	184
Figura 73: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque B.....	185
Figura 74: Bloque C modelado con DFV.....	191

Figura 75: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque C.....	192
Figura 76: Bloque D modelado con DFV	198
Figura 77: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque D	199
Figura 78: Bloque A modelado con DVE	205
Figura 79: G" (Módulo de pérdida de corte)	206
Figura 80: G' (Módulo de almacenamiento de corte).....	206
Figura 81: Partes del disipador viscoelástico	208
Figura 82: Bloque B modelado con DVE	210
Figura 83: G" (Módulo de pérdida de corte)	211
Figura 84: G' (Módulo de almacenamiento de corte).....	211
Figura 85: Bloque C modelado con DVE	214
Figura 86: G" (Módulo de pérdida de corte)	215
Figura 87: G' (Módulo de almacenamiento de corte).....	215
Figura 88: Bloque D modelado con DVE	218
Figura 89: G" (Módulo de pérdida de corte)	219
Figura 90: G' (Módulo de almacenamiento de corte).....	219
Figura 91: Bloque A modelado con DF	222
Figura 92: Bloque B modelado con DF	222
Figura 93: Bloque C modelado con DF	223
Figura 94: Bloque D modelado con DF	223
Figura 95: Bloque A modelado con DPM.....	225
Figura 96: Bloque B modelado con DPM.....	225
Figura 97: Bloque C modelado con DPM.....	226
Figura 98: Bloque D modelado con DPM.....	226
Figura 99: Derivas del bloque A con disipadores en dirección XX.....	230
Figura 100: Derivas del bloque A con disipadores en dirección YY.....	231
Figura 101: Derivas del bloque B con disipadores en dirección XX.....	232
Figura 102: Derivas del bloque B con disipadores en dirección YY.....	233
Figura 103: Derivas del bloque C con disipadores en dirección XX.....	234
Figura 104: Derivas del bloque C con disipadores en dirección YY.....	235
Figura 105: Derivas del bloque D con disipadores en dirección XX.....	236
Figura 106: Derivas del bloque D con disipadores en dirección YY.....	237
Figura 107: Balance de energía en el bloque A con los disipadores de fluido viscoso. ..	239
Figura 108: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores de fluido viscoso en el Bloque A.	239
Figura 109: Balance de energía en el bloque A con los disipadores viscoelásticos.....	240
Figura 110: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque A.	240
Figura 111: Balance de energía en el bloque A con los disipadores por fricción.	241
Figura 112: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque A.....	241
Figura 113: Balance de energía en el bloque A con los disipadores por plastificación de metales.....	242

Figura 114: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación de metales en el Bloque A.	242
Figura 115: Balance de energía en el bloque B con los disipadores de fluido viscoso....	243
Figura 116: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque B.	243
Figura 117: Balance de energía en el bloque B con los disipadores viscoelásticos.	244
Figura 118: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque B.	244
Figura 119: Balance de energía en el bloque B con los disipadores por fricción.	245
Figura 120: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque B.	245
Figura 121: Balance de energía en el bloque B con los disipadores por plastificación de metales.	246
Figura 122: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque B.	246
Figura 123: Balance de energía en el bloque C con los disipadores de fluido viscoso....	247
Figura 124: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque C.	247
Figura 125: Balance de energía en el bloque C con los disipadores viscoelásticos.	248
Figura 126: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque C.	248
Figura 127: Balance de energía en el bloque C con los disipadores por fricción.	249
Figura 128: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque C.	249
Figura 129: Balance de energía en el bloque C con los disipadores por plastificación de metales.	250
Figura 130: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque C.	250
Figura 131: Balance de energía en el bloque D con los disipadores de fluido viscoso. ..	251
Figura 132: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque D.	251
Figura 133: Balance de energía en el bloque D con los disipadores viscoelásticos.	252
Figura 134: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque D.	252
Figura 135: Balance de energía en el bloque D con los disipadores por fricción.	253
Figura 136: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque D.	253
Figura 137: Balance de energía en el bloque D con los disipadores por plastificación de metales.	254
Figura 138: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque D.	254
Figura 139: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque A	257
Figura 140: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque A	257

Figura 141: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque A	258
Figura 142: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque A.....	258
Figura 143: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque B.....	258
Figura 144: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque B	259
Figura 145: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque B.....	259
Figura 146: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque B.....	259
Figura 147: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque C.....	260
Figura 148: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque C	260
Figura 149: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque C.....	260
Figura 150: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque C.....	261
Figura 151: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque D	261
Figura 152: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque D	261
Figura 153: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque D	262
Figura 154: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque D.....	262
Figura 155: Propiedades de los disipadores.....	265
Figura 156: Dimensiones para la placa base.....	266
Figura 157: Dimensiones y secciones. Propiedades de ROUND HSS.....	267
Figura 158: Diámetros y longitudes nominales de pernos.....	270
Figura 159: Derivas Máximas para todos los bloques.....	280
Figura 160: Porcentaje de reducción de derivas máximas.....	281
Figura 161: Porcentaje de disipación de energía de entrada.....	283
Figura 162: Absorción De Energía Importante Por E. Potencial Y Cinética.....	284
Figura 163: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque A con disipadores y sin disipadores.....	289
Figura 164: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque B con disipadores y sin disipadores.....	290
Figura 165: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque C con disipadores y sin disipadores.....	291
Figura 166: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque D con disipadores y sin disipadores.....	292
Figura 167: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.....	293
Figura 168: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.....	294
Figura 169: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.....	295
Figura 170: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.....	296
Figura 171: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.....	297
Figura 172: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.....	298
Figura 173: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque D en la	

dirección X-X con disipadores y sin disipadores.	299
Figura 174: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.	300
Figura 175: Cortantes Máximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.	302
Figura 176: Momentos Flectores Máximos del Bloque A con disipadores y sin disipadores.	302
Figura 177: Fuerzas Axiales Máximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.	303
Figura 178: Cortantes Máximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.	305
Figura 179: Momentos Flectores Máximos del Bloque B con disipadores y sin disipadores.	305
Figura 180: Fuerzas Axiales Máximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.	308
Figura 181: Cortantes Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.	308
Figura 182: Momentos Flectores Máximos del Bloque C con disipadores y sin disipadores.	309
Figura 183: Fuerzas Axiales Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.	310
Figura 184: Cortantes Máximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.	312
Figura 185: Momentos Flectores Máximos del Bloque D con disipadores y sin disipadores.	312
Figura 186: Fuerzas Axiales Máximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.	313
Figura 187: Velocidades del Bloque A Eje X con disipadores y sin disipadores.	315
Figura 188: Velocidades del Bloque A Eje Y con disipadores y sin disipadores.	315
Figura 189: Velocidades del Bloque A Eje X con disipadores y sin disipadores.	316
Figura 190: Velocidades del Bloque A Eje Y con disipadores y sin disipadores.	316
Figura 191: Velocidades del Bloque B Eje X con disipadores y sin disipadores.	318
Figura 192: Velocidades del Bloque B Eje Y con disipadores y sin disipadores.	318
Figura 193: Velocidades del Bloque B Eje X con disipadores y sin disipadores.	319
Figura 194: Velocidades del Bloque B Eje Y con disipadores y sin disipadores.	319
Figura 195: Velocidades del Bloque C Eje X con disipadores y sin disipadores.	321
Figura 196: Velocidades del Bloque C Eje Y con disipadores y sin disipadores.v	321
Figura 197: Velocidades del Bloque C Eje X con disipadores y sin disipadores.	322
Figura 198: Velocidades del Bloque C Eje Y con disipadores y sin disipadores.	322
Figura 199: Velocidades del Bloque D Eje X con disipadores y sin disipadores.	324
Figura 200: Velocidades del Bloque D Eje Y con disipadores y sin disipadores.	324
Figura 201: Velocidades del Bloque D Eje X con disipadores y sin disipadores.	325
Figura 202: Velocidades del Bloque D Eje Y con disipadores y sin disipadores.	325

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ec. 1: Relación intensidad – magnitud.....	36
Ec. 2: I_s : Índice de la resistencia provista por el edificio	46
Ec. 3: E_o : Índice sísmico básico de comportamiento estructural.....	47
Ec. 4: Índice E_o extendido	49
Ec. 5: C_{mar} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería	49
Ec. 6: C_{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado	49
Ec. 7: C_{ma} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada .	49
Ec. 8: C_w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado	49
Ec. 9: C_a : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada	49
Ec. 10: C_c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado	49
Ec. 11: S_d : Coeficiente de cuantificación de irregularidades de la configuración estructural de la edificación.....	51
Ec. 12: ISO: Índice de resistencia demandada	54
Ec. 13: $p(t)$: fuerza resultante a lo largo del eje x	58
Ec. 14: Relación de desplazamientos para distintos instantes de tiempos	59
Ec. 15: Ecuación de equilibrio dinámico	59
Ec. 16: Ecuación de movimiento que controla el desplazamiento relativo	59
Ec. 17: Fuerza sísmica efectiva	60
Ec. 18: Ecuación que describe un sistema inelástico	62
Ec. 19: Ecuación de demostración de dependencia de $u(t)$	62
Ec. 20: Integración de ecuación de movimiento de un sistema inelástico	64
Ec. 21: Energía de entrada a la estructura	64
Ec. 22: Energía de entrada a través de un incremento de desplazamiento	64
Ec. 23: Energía cinética	64
Ec. 24: Energía disipada	64
Ec. 25: Energía de deformación recuperable del sistema	65
Ec. 26: Energía disipada por la cedencia	65
Ec. 27: Ecuación de balance de energía del sistema	65
Ec. 28: Ecuación de balance de energía final usada	67
Ec. 29: Ecuación de conservación de energía ampliada	67
Ec. 30: Fuerza de deslizamiento del disipador por fricción	83
Ec. 31: Rigidez del disipador por fricción	84
Ec. 32: Frecuencia natural de vibración libre de la estructura	84
Ec. 33: Coeficiente de amortiguamiento del disipador por fricción	84
Ec. 34: Factor de reducción de respuesta	89
Ec. 35: Amortiguamiento efectivo	90
Ec. 36: Amortiguamiento viscoso	90
Ec. 37: Fuerza resistente para el disipador de fluido viscoso	90
Ec. 38: Coeficiente de amortiguamiento del disipador de fluido viscoso	90

Ec. 39: Cálculo de brazo rígido	93
Ec. 40: Fuerza de amortiguamiento del disipador viscoelástico	96
Ec. 41: Rigidez del disipador viscoelástico	97
Ec. 42: Factor de pérdida	97
Ec. 43: Coeficiente de amortiguamiento del disipador viscoelástico	98
Ec. 44: Área del material viscoelástico presente en el disipador	99
Ec. 45: Costo por unidad de los beneficios	100

RESUMEN

El objetivo de ésta tesis fue evaluar el nivel de vulnerabilidad sísmica del Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo con la finalidad de reforzarlo con disipadores de energía que le permitan a la estructura un mayor amortiguamiento ante un eventual evento sísmico, y, por ende, una menor deriva que le permita cumplir con la deriva máxima de entrepiso dado en la Norma E-030 2016 del Reglamento Nacional de edificaciones. Entonces la evaluación sísmica del hospital “Almanzor Aguinaga Asenjo” y su reforzamiento con disipadores de energía logrará una disminución de derivas de entrepiso.

Se hizo la selección de un tipo de disipador teniendo en consideración la mayor reducción de derivas. Cabe señalar que también se realizaron los planos de estructuras, ya que la entidad, en estudio, no contaba con dicha información necesaria para la presente tesis. Mediante el método de Hirosawa se concluyó que los cuatro bloques son vulnerables, esto conllevó a realizar una propuesta de reforzamiento. La respuesta dinámica de la estructura se calculó mediante un análisis tiempo-historia no lineal que es el análisis más completo que presenta el programa ETABS v.16.2 además de ser uno de los procedimientos no lineales de la norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 para estructuras con sistemas de disipación y ser aceptado por la norma E.030 2016. Para este análisis fue necesario obtener 3 registros de aceleración reales, siendo lo mínimo que exige el ASCE 7-10 y la norma E.030 2016, y escalarlos a través de SeismoMatch a un espectro objetivo con un coeficiente de reducción $R=1$. Se utilizó cuatro tipos de disipadores; de fluido viscoso, viscoelásticos, de fricción y por plastificación de metales, siendo el de fluido Viscoso el que presentó mayor disipación de energía y mayor reducción de derivas. Se recomienda el uso de equipos sofisticados para medir de manera más exacta la vulnerabilidad del hospital.

Palabras clave: Disipador de energía, sismo, amortiguamiento, vulnerabilidad sísmica de una edificación, carga sísmica, deriva de entrepiso, edificaciones esenciales, peligro sísmico.

ABSTRACT

The objective of this thesis was to evaluate the level of seismic vulnerability of the Almanzor Aguinaga Asenjo National Hospital in order to reinforce it with energy dissipators that allow the structure a greater damping before an eventual seismic event, and therefore, a smaller drift. Allows you to comply with the maximum drift of mezzanine given in the Standard E-030 2016 of the National Building Regulations. Then the seismic evaluation of the "Almanzor Aguinaga Asenjo" hospital and its reinforcement with energy dissipators will achieve a decrease in mezzanine drifts.

The selection of a type of dissipator was made taking into account the greater reduction of drifts. It should be noted that the plans of structures were also made, since the entity under study did not have the necessary information for this thesis. Using the Hiroswawa method it was concluded that the four blocks are vulnerable, this led to a reinforcement proposal. The dynamic response of the structure was calculated by means of a non-linear time-history analysis, which is the most complete analysis presented by the ETABS v.16.2 program, as well as being one of the non-linear procedures of the ASCE 7-10 standard in its chapter 18 for structures with dissipation systems and to be accepted by the E.030 2016 standard. For this analysis it was necessary to obtain 3 real acceleration records, being the minimum required by the ASCE 7-10 and the E.030 2016 standard, and scaling them to through SeismoMatch to an objective spectrum with a reduction coefficient $R = 1$. Four types of dissipators were used; of viscous fluid, viscoelastic, friction and metal plasticization, the Viscoso fluid being the one that presented the highest dissipation of energy and greater drift reduction. The use of sophisticated equipment is recommended to more accurately measure the vulnerability of the hospital.

Keywords: Energy dissipation, earthquake, damping, seismic vulnerability of a building, seismic load, mezzanine drift, essential buildings, seismic hazard.

I. INTRODUCCIÓN

El riesgo sísmico inherente a las estructuras asentadas sobre suelo peruano y en general sobre todos los estados que se encuentran en el cinturón circumpacífico debido a la imposibilidad de poder predecir sismos y aún más complejo poder evitarlos. “Las estructuras de adobe en general presentan una vulnerabilidad alta, mientras que las de albañilería y concreto armado presentan en promedio una vulnerabilidad media, con un considerable porcentaje de éstas con vulnerabilidad alta, esto debido a que Chiclayo está atravesando un largo periodo de silencio sísmico y se ha ido descuidando las precauciones básicas de protección frente a terremotos.” (J. Olarte, 2008).

Para poder evitar mayores pérdidas cuantitativas y cualitativas es menester concebir a la estructura para que soporte estas cargas provistas por los sismos que eventualmente ocurrirán durante su vida útil, es decir, cambiar la filosofía del diseño estructural por un diseño sismoresistente, lo que conllevaría a un estudio amplio del comportamiento dinámico de la estructura que se ha venido dando desde hace varias décadas con un progreso sustancial en la última, sobre todo en países con una probabilidad de ocurrencia de sismos comprobada a lo largo de su historia y que ha ocasionado grandes daños sociales y económicos. Es así que se justifica el reforzamiento de una estructura dando paso a códigos y reglamentos internacionales para el diseño de estructuras sismoresistente imponiendo mayor importancia a las edificaciones cuyas instalaciones no pueden fallar en absoluto por ser fundamentales dentro del contexto situacional durante la ocurrencia de un sismo como lo son, evidentemente, los hospitales, siendo uno de estos materia de análisis de la presente tesis que tiene como objetivo la evaluación sísmica y reforzamiento con disipadores de energía al hospital Almanzor Aguinaga Asenjo de la ciudad de Chiclayo ubicada en el departamento de Lambayeque.

Por lo tanto, la evaluación sísmica del hospital “Almanzor Aguinaga Asenjo” y su reforzamiento con disipadores de energía logrará una disminución de derivas de entrepiso en cada uno de sus niveles.

Por su naturaleza la ingeniería antisísmica es una especialidad multidisciplinaria que engloba principalmente dos aspectos; la sismología y el ingenieril; por ende primero se realizó el acopio de datos, como los registros de aceleraciones del suelo durante un evento sísmico en la zona, fundamentales para conocer la dinámica del suelo para después reforzar la estructura de acuerdo a los análisis hechos mediante cálculos, teniendo como base el uso

de disipadores de energía para cumplir con las derivas de entrepiso exigidas por el reglamento nacional de edificaciones, para lo cual se realizó una comparación entre diferentes tipos de disipadores usados en el mercado para obtener un dispositivo que genere el mejor comportamiento dinámico de la estructura, haciendo también un análisis económico teniendo como primer resultado un dispositivo de disipación de energía técnica y económicamente viable como resultado del parangón establecido, lo que ulteriormente llevaría a generar el expediente técnico del reforzamiento del hospital Almanzor Aguinaga Asenjo. Debido a que en Lambayeque no se cuenta con registros de aceleraciones sísmicas debido a la carencia de acelerógrafos, se han utilizado registros de sismos ocurridos en cuyas zonas tiene la misma clasificación de suelo que Lambayeque (zona 3) según el RNE en la norma E-030. Es importante recalcar que para reforzar una estructura primero se tiene que analizar su vulnerabilidad frente a un evento sísmico de una determinada magnitud, es por eso que como primer paso de la presente tesis se realizó el análisis de la vulnerabilidad sísmica del hospital antes mencionado siguiendo el método de Hirozawa recomendado por el Ministerio de construcción de Japón para estudios de vulnerabilidad en hospitales y cuyos resultados han sido acertados generando la masificación de su uso a nivel mundial

1.1. Realidad problemática

1.1.1. A nivel internacional

En Madrid – España, “Los edificios que se desplomaron tras los sismos de 4.5 y 5.1 grados Richter que sacudieron a la localidad murciana de Lorca sucumbieron por fallas estructurales.... El derrumbe y resquebrajamiento de edificios, que provocó la muerte de nueve personas y casi 300 heridos, ha abierto la polémica en España sobre hasta qué punto se respetan las normas de construcción en una zona de alta actividad sísmica, como es el sureste de España. ¿Por qué un terremoto de intensidad media-baja ha causado tantos destrozos? ... "Hay pisos, edificios y barrios enteros que incumplen los mínimos parámetros de sostenibilidad, eficiencia energética, seguridad y accesibilidad", manifestó la decana del Colegio de Arquitectos de Madrid, Paloma Sobrini” (Méndez, 2011).

En Acapulco hay 2 mil 300 edificios de interés social, de los que 50 son considerados de alto riesgo por su antigüedad y a la falta de mantenimiento, dijo el director de Protección Civil y Bomberos del puerto, Melquiades Olmedo Montes. Pidió incluir en el presupuesto del próximo año recursos para reparaciones o demolición (Excelsior, 2011).

Así mismo en California – Estados Unidos “De acuerdo con información del Centro de Geología de los Estados Unidos (USGS), cada año, en el área del Sur de California ocurren alrededor de 10 mil terremotos, la mayoría de éstos son de baja magnitud y no se perciben. Estas lecciones naturales han servido como base y experiencia para crear y hacer cumplir códigos de construcción acordes con el entorno y la vulnerabilidad en caso de un desastre. Dichos códigos comprenden legislaciones para construcción de acuerdo al tipo de suelo y al lugar, y una vez cimentado, se deben considerar otros factores como la ubicación de tuberías o acueductos, pensados en relación a la posibilidad de una catástrofe” (**Mendoza, 2009**).

En Santo Domingo – República Dominicana, el ingeniero Iván Márquez Mercerón, de la Oficina Nacional de Evaluación Sísmica y Vulnerabilidad de Infraestructura y Edificaciones (Onesvie), sostuvo que el código sísmico está vigente, pero que muchas construcciones no cumplen con la normativa. Dijo que se estimó que el 80 por ciento de las escuelas tienen nivel alto de vulnerabilidad, al igual que muchos centros de salud. Indicó que se está trabajando en un proyecto de evaluación de escuelas en San Cristóbal de manera conjunta con la Agencia de Cooperación de Japón, así como un programa para evaluar hospitales, donde los que ya han sido evaluados, no todos han resultado con un nivel satisfactorio (**Luna, 2014**).

1.1.2.A nivel nacional

Lima Metropolitana y el Callao son territorios integrados que albergan a más de 8 millones de personas y concentran gran parte de la actividad económica, los servicios sociales y la toma de decisiones a nivel nacional. La posibilidad de que ocurran sismos de gran magnitud y/o tsunami es muy alta, tal como lo determinan la recurrencia histórica y la disposición geológica. De acuerdo al Instituto Geofísico del Perú (IGP), hay una gran probabilidad de que ocurra un terremoto de una magnitud aproximada de 8 Mw, similar al que azotó la ciudad de Pisco en 2007, tomando en cuenta los silencios sísmicos de los últimos años (**INDECI, 2011**).

Establecer las cargas admisibles para cada caso específico...Declarar como zona intangible las áreas cuyo riesgo sísmico está condicionado por el tipo de suelo...Establecer la opinión favorable obligatoria de Defensa Civil en los proyectos y programas municipales

así como los sobre procesos de desarrollo local y urbano (que permita determinar riesgo sísmico y medidas de reducción del riesgo en el centro histórico de Lima (INDECI, 2011).

Las características tectónicas donde se ubica el departamento de Arequipa, la convierten en una región altamente sísmica. A lo largo de la historia sísmica hasta los tiempos actuales, sismos de gran magnitud han causado miles de pérdidas humanas y materiales; muchas veces los sismos han ocasionado tsunamis y efectos geológicos diversos, desde inundaciones de las ciudades cercanas al litoral, o deslizamientos afectando a las vías de acceso, hasta tsunamis que arrasaron completamente las ciudades costeras (Díaz, 2007).

Los resultados del estudio del peligro sísmico para el departamento de Arequipa, basado en el catálogo sísmico de datos instrumentales y expresado en mapas de aceleraciones máximas para distintos periodos de retorno, permite observar que las zonas propensas a mayores aceleraciones son las más cercanas a la zona de subducción, por lo tanto, pueden esperarse que algunos de estos sismos causen elevadas intensidades. Las provincias ubicadas en la zona alto andina tienen menores valores de aceleración, lo que no significa que sufran menor daño, sino que simplemente están más alejadas de la zona de subducción (Díaz, 2007).

1.1.3. A nivel local

La vulnerabilidad sísmica es evaluada con el método del Índice de Vulnerabilidad, donde se recogió la información de campo y se efectuó la evaluación de 2342 edificaciones. Del total de las estructuras evaluadas, el 49,5% representan las edificaciones de tierra (adobe y quincha), mientras que el 40% son de albañilería y el 10,5% de concreto armado. Las estructuras de adobe en general presentan una vulnerabilidad alta, mientras que las de albañilería y concreto armado presentan en promedio una vulnerabilidad media, con un considerable porcentaje de éstas con vulnerabilidad alta, esto debido a que Chiclayo está atravesando un largo periodo de silencio sísmico y se ha ido descuidando las precauciones básicas de protección frente a terremotos. Relacionando los índices de vulnerabilidad de las edificaciones evaluadas con las funciones de vulnerabilidad calibradas para Chiclayo, se determinaron los índices de daño. Los escenarios de daño sísmico en la ciudad se presentan para los sismos frecuente, ocasional y raro. Finalmente, el riesgo sísmico es mostrado en una curva de “pérdida máxima probable social (PML)”, donde se estima un 26,8% de pérdidas debido a daños en las estructuras para el sismo raro (J. Olarte, 2008).



Figura 1: Vista Frontal del Hospital Almanzor Aguinaga Asenjo.
Fuente: Propia

DEL HOSPITAL: La Asociación del Cuerpo Médico del Hospital Nacional "Almanzor Aguinaga Asenjo" ESSALUD de Chiclayo Perú, se constituye como asociación de personas naturales, tiene como siglas CM-HN-AAA-ESSALUD - CHICLAYO - PERÚ, por logotipo el establecido y reconoce como sus iniciadores y fundadores a los médicos del ex-Hospital Obrero de Chiclayo que desde el 12 de Diciembre de 1956, tuvieron la visión de formar el Cuerpo Médico según Acta de Fundación, asimismo reconoce que es la continuación de la Asociación denominada Cuerpo Médico del Hospital Central del Norte del IPSS de Chiclayo - Perú constituida el 21 de Febrero de 1980; Según Escritura Pública y se denominará Cuerpo Médico (**HNAAA, s.f.**).

Tipo de organización estructural: Conexión entre vigas y columnas: Edificación con un buen sistema de conexiones entre elemento de transmisión de cargas verticales y horizontales; buena conexión entre sus diferentes elementos incluida la cimentación, garantizando un comportamiento tipo cajón. Suelo: Suelo flexible según norma e.0.30. Configuración en planta: Plantas divididas en 4 bloques rectangulares. Edad: 40 años.

1.2. Antecedentes Previos

1.2.1. A nivel internacional.

Cuntó López Italo X. en su tesis “**Uso de disipadores viscosos en edificios de hormigón armado en la ciudad de guayaquil para el mejoramiento del desempeño sísmico (2014)**”. Tiene el objetivo de analizar el funcionamiento de los disipadores viscoso

y sus efectos en el desempeño y los esfuerzos que estos dispositivos causan en los edificios de hormigón armado, cimentados sobre los suelos blandos de la ciudad de Guayaquil, al momento de ser sometidos a las cargas dinámicas producidas por un sismo probable. Teniendo un tipo de investigación cuantitativa cuasi experimental. Y concluyendo que los disipadores de energía son dispositivos útiles dentro del campo de la sismo-resistencia para poder mejorar el desempeño de las estructuras, de tal forma que los daños se vean aminorados en gran medida, salvaguardando no sólo las vidas humanas, sino también el dinero invertido en la estructura.

Sánchez Rivadeneria Alfredo G. en su tesis **“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 (2014)”**. Tiene el objetivo de Evaluar el mejoramiento del desempeño sísmico de una estructura de hormigón armado en la ciudad de Guayaquil mediante la incorporación de un sistema de disipadores histeréticos de energía por medio de la fluencia de un dispositivo metálico. Teniendo un tipo de investigación cuantitativa cuasi experimental. Y concluyendo que los disipadores tipo ADAS permiten una gran flexibilidad en su diseño, por la capacidad de calibración de sus parámetros, tanto su rigidez, fuerza de fluencia y desplazamiento de fluencia, lo cual permite que sean altamente adaptables a casi cualquier tipo de estructura,

Pardo Verdugo Juan P. en su tesis **“Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal (2007)”**. Tiene el objetivo de estudiar y analizar el control de la respuesta de estructuras sometidas a temblores mediante “Dispositivos de Disipación de Energía de Fluido Viscoso”. Teniendo un tipo de investigación cuantitativa cuasi experimental. Y concluyendo que la adición de los Disipadores de Energía de Fluido Viscoso es un método efectivo de control de la respuesta dinámica de estructuras, ya que las distorsiones entre piso se lograron disminuir a los valores permitidos por la normativa vigente.

La disponibilidad de modelos y técnicas de cálculo más refinadas para la evaluación de la amenaza sísmica, así como la existencia de una mayor cantidad de registros de eventos sísmicos, permiten realizar una actualización de los estudios de amenaza sísmica a nivel nacional. Este artículo describe la nueva metodología utilizada para estimar diferentes

intensidades sísmicas esperadas para diseño y construcción de edificaciones sismorresistentes en el territorio colombiano. Se presentan los resultados de intensidad obtenidos para diferentes períodos de retorno y ordenadas espectrales para edificaciones de diferentes períodos estructurales, los cuales, además de servir para establecer los valores de diseño en las nuevas Normas NSR-10, también son un insumo necesario para la realización de estudios de microzonificación y de riesgo sísmico dentro del territorio nacional de la República de Colombia. **(Salgado, 2010)**

En este artículo se presenta un análisis cualitativo de la posibilidad de implementar técnicas de control de respuesta sísmica en edificaciones en Colombia. Teniendo en cuenta las condiciones locales actuales de la ingeniería y de las prácticas de construcción en el país, se presentan las principales razones por las que se considera que la técnica de protección pasiva de estructuras sería la más apta para ser implementada en Colombia. Se plantean aspectos deseables para la fabricación y aplicación de disipadores de energía metálicos, y se presentan los disipadores tipo riostras metálicas con pandeo restringido como una opción viable para la protección y control del daño estructural en edificaciones en el país. **(Duque & Oviedo, 2009)**

1.2.2. A nivel nacional.

Condori Uchiri Gustavo V. en su tesis **“comparación del comportamiento sísmico lineal y no-lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto, con disipadores de energía e interacción suelo estructura (2014)”**. Tiene como objetivo el análisis sísmico estructural de un edificio alto, utilizando las diferentes metodologías, para su posterior comparación y elección del modelo más adecuado. Teniendo una investigación de tipo cuantitativa cuasi experimental. Y concluyendo que Al adicionar a la estructura disipadores de energía fluido-viscosos (amortiguadores tipo dámper), el desplazamiento se ve disminuido notablemente en más de un 40% aproximadamente.

Oviedo Sarmiento Ricardo R. en su tesis **“Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras (2008)”**. Tiene como objetivo contribuir al análisis de estructuras con la incorporación de dispositivos pasivos de disipación energía para reducir la vulnerabilidad sísmica de los edificios. Teniendo una investigación de tipo cuantitativa cuasi experimental. Y concluyendo que el mejor disipador

es el disipador de energía por fluencia, por su secuencia lógica de desplazamientos ($X_{max} > Y_{max}$); por que los valores de V_{max} , M_{max} y M_{tmax} disminuyeron en promedio un valor más elevado, lo cual es confiable y seguro.

Se estudió el desempeño de los edificios ubicados en las zonas de mayor sismicidad en sismos frecuentes (50 años de periodo de retorno y 0.2g de aceleración pico del suelo) y en eventos mayores (500 años de periodo de retorno y 0.4g de aceleración pico). Los resultados indican que en sismos frecuentes los edificios de concreto-albañilería construidos después de 1997, tendrían daños menores al 5% y en sismos severos alcanzarían 40% de daño. Para los edificios de concreto-albañilería anteriores a 1997 y para los edificios de adobe los daños serían importantes en sismos frecuentes (20% y 45% respectivamente) y en sismos severos ambos tipos de edificios quedarían irreparables (65% y 95% de daño). Para completar el desarrollo de un plan nacional de protección de la infraestructura educativa es necesario que el estado compile y organice la información necesaria para lograr una representación cuantitativa de la distribución geográfica y de las condiciones locales de la infraestructura educativa. En paralelo al desarrollo de este plan es necesario organizar programas de reducción de vulnerabilidad de bajo costo para las edificaciones en mayor riesgo. **(Astorga & Aguilar, 2012)**

Se resume una metodología para desarrollar el reforzamiento de edificaciones empleando disipadores, y se desarrolla como ejemplo el diseño del sistema de protección para una edificación educativa. Los resultados del trabajo muestran que, con el sistema de protección diseñado, la edificación estudiada podría alcanzar un amortiguamiento efectivo del orden del 25%, y la deriva y las sollicitaciones internas se reducirían por un factor del orden de 0.6. El costo de los dispositivos para la edificación presentada se estimó en US\$ 45 por metro cuadrado de área construida. **(Luisa Joselinne Morales Díaz, 2012)**

1.2.3. A nivel local.

Díaz La Rosa Sánchez, Marco A. en su tesis **“Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos taylor para una edificación esencial de 6 pisos (2014)”**. Determinó como objetivo primordial Evaluar el diseño estructural inicialmente planteado para una clínica, analizando los principales parámetros tales como derivas de entrepiso, excentricidad torsional, fuerzas y momentos

flectores en los elementos de corte y optimizar el diseño reestructurando el modelo y a través de la incorporación de disipadores de energía viscosos Taylor. Teniendo un tipo de investigación cuantitativa cuasi experimental y concluyendo que La disipación de energía con los disipadores viscosos es del 55 % empleándose en el diseño un total 27 disipadores y considerando como sismo de diseño el de Moquegua 2001, demostrándose así que con el uso de estos dispositivos se incrementa la capacidad de disipación de energía ante la acción de un sismo.

A partir del PLAN DE USOS DEL SUELO Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN ANTE DESASTRES CIUDAD DE LAMBAYEQUE, se han identificado Sectores Críticos, teniendo como criterio principal el agrupamiento de áreas de mayor riesgo ante peligros de Geodinámica Interna y Geodinámica Externa y Licuación de Arenas. Estos se ubican en el casco urbano, comprendido por las calles Emiliano Niño, Huamachuco, Libertad, Sutton, Grau, Villarreal, San Martín y Huáscar, por el material constructivo y la estrechez de las calles. El Sector Sur Oeste del P. J. San Martín (Zona de dunas). Y los Asentamientos Humanos con alta incidencia de viviendas de material constructivo de tipo rústico. **(Civil-Lambayeque, 2012)**

En Lambayeque, en los últimos 25 años, no se han registrado sismos mayores de 5 grados en la escala de Richter, denotándose un silencio sísmico que permite concluir que se viene produciendo una considerable acumulación de energía. Siendo muy importante prepararse para realizar acciones de atención y ayuda ante situaciones de emergencia o desastres generados por un sismo superior a 5 grados, que sin dudas ocasionaría pérdidas de vidas humanas en la población así como daños materiales en la infraestructura existente, creando con ello, incertidumbre, problemas de salubridad y migraciones de las poblaciones; obstaculizando el normal desenvolvimiento de la actividad socioeconómica en las zonas afectadas; por lo que se deben adoptar acciones que permitan garantizar la preservación de la vida de la población, que directa o indirectamente se encuentran involucrada con esta problemática, y el restablecimiento de la actividad socio- económica de las zonas afectadas.... **(Civil-Lambayeque, 2012)**

1.3. Marco Teórico

1.3.1. Bases teórico científicas

1.3.1.1 Evaluación sísmica.

La necesidad de que los establecimientos de la salud estén preparados y en capacidad para actuar en caso de situaciones de emergencia es un aspecto de especial importancia en América Latina. En el pasado el impacto de sismos, huracanes e inundaciones (fenómeno del niño), entre otras amenazas naturales, ha demostrado que los hospitales y los establecimientos de la salud son vulnerables a dichos eventos, razón por la cual no siempre están en capacidad para responder adecuadamente. Las medidas de prevención contra los desastres deben considerarse como parte fundamental de los procesos de desarrollo sustentable a nivel regional y urbano, con el fin de reducir el nivel de riesgo existente. Dado que eventos de estas características pueden causar un grave impacto en el desarrollo de las comunidades expuestas, es necesario incorporar los análisis de riesgo a los aspectos sociales y económicos de cada país, y comparar el costo de la ejecución de medidas preventivas al costo de la recuperación posterior a los desastres, ya que, en la mayoría de los casos, resulta más económico prevenir que recuperar. **(OPS, 2004)**

El impacto de los desastres en las actividades humanas ha sido un tema tratado en los últimos años en un amplio número de publicaciones desarrolladas por diversas disciplinas que han conceptualizado sus componentes a veces con algunas diferencias, aunque en la mayoría de casos de una manera similar **(OPS, 2004)**.

Las definiciones que se plantean a continuación, son las propuestas por la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura (UNESCO) en el reporte “Desastres naturales y Análisis de Vulnerabilidad”, cuyos conceptos son ampliamente aceptados internacionalmente y que han sido tomados para la presente tesis. El informe concluye en los siguientes términos.

Amenaza o peligro (Hazard-H): Es la probabilidad de ocurrencia de un evento potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado. Vulnerabilidad (Vulnerability-V): Es el grado de pérdida de un elemento o grupo de elementos bajo riesgo como resultado de la probable ocurrencia de un evento desastroso. Riesgo Específico (Specific Risk-Rs): El grado de pérdidas esperadas debido a la ocurrencia de un evento

particular y como una función de la amenaza y la vulnerabilidad. $R_s = (HxV)$. (**Cardona A., 1999**)

Para la presente investigación nos interesa saber el grado de vulnerabilidad de las distintas edificaciones (bloques) que presenta el HNAA, lo cual, constituirá un primer indicativo para saber si se requiere un reforzamiento estructural que posteriormente será reafirmado con los análisis sísmicos dinámicos tiempo-historia.

1.3.1.2. Escalas de magnitud e intensidad. Las escalas de magnitud e intensidad se utilizan para cuantificar o medir los terremotos. La escala de magnitud está relacionada con la energía liberada como ondas sísmicas a través del suelo y que es registrado por sismógrafos; la intensidad es la apreciación cualitativa del impacto del evento sísmico en la población, las construcciones y la naturaleza. (**Buriticá, 2002**).

Intensidad. La intensidad es un parámetro que describe los daños producidos en edificios y estructuras, así como sus consecuencias sobre el terreno y los efectos sobre las personas, por lo que su utilización en la evaluación de daños está muy extendida. (**Barbat & Bozzo, 2000**).

Las escalas de intensidad representan únicamente una medida del poder destructivo de un temblor o de los efectos que éste tuvo sobre seres humanos y edificaciones en un lugar determinado. Para un sismo es claro que la intensidad puede variar notablemente de un sitio a otro, dependiendo de la distancia al epicentro y de las condiciones geológicas locales. Es evidente, por tanto, que la intensidad es una medida relativa que da una idea de la severidad con que manifestaron los sismos en diversos sitios, pero no cuantifica la energía liberada de la fuente (**Buriticá, 2002**).

Para la descripción de la severidad de los sismos se han elaborado más de 40 escalas diferentes en todo el mundo. Estas escalas describen el efecto esperado para cada grado de intensidad a fin de evaluar los efectos del terremoto sobre las personas, objetos y edificios. La MM (Escala de Mercalli Modificada) es la más utilizada en el continente americano, mientras que en Europa se utiliza más la MSK (Escala de Medvedev-Sponheuer-Karnik) (**Barbat & Bozzo, 2000**).

Magnitud. El concepto de magnitud fue introducido por Richter en 1935 para comparar la energía liberada en el foco por diferentes sismos. La energía total liberada por un terremoto es la suma de la energía transmitida en forma de ondas sísmicas y la disipada mediante otros fenómenos, principalmente en forma de calor. La energía disipada por medio de ondas es del orden del 1% al 10% del total. La magnitud caracteriza la energía total de los terremotos, calculada a partir de registros sísmicos. Por este motivo, Richter considera que la amplitud de las ondas sísmicas es prácticamente una medida de la energía total. **(Barbat & Bozzo, 2000)**. Como Richter definió esta magnitud utilizando información de la red sísmica de California y la utilizó para sismos en esta región, es de hecho una escala local, razón por la que Richter la llamó Magnitud Local (ML) **(Zúniga, 2011)**. La escala original de Richter tomaba las amplitudes máximas de ondas superficiales de sismos ocurridos a distancias cortas para calcular la Magnitud Local (ML) **(Buriticá, 2002)**.

La generalización de la escala de magnitud de Richter a terremotos locales ocurridos en zonas diferentes del Sur de California y registrados con otros tipos de sismógrafos, ha generado el uso de otras magnitudes para su medición. Actualmente se utilizan dos escalas para medir la magnitud en sismos más alejados; ambas son diferentes a la escala original de Richter. El motivo de esto es que los sismos de foco profundo y de foco superficial tienen sismogramas muy diferentes aun cuando liberen la misma cantidad de energía. La modificación consiste en lo siguiente: se consideran dos magnitudes, una es la magnitud Mb que determina la magnitud de las ondas primarias, y la Ms que proporciona la magnitud de las ondas superficiales **(Gómez, 2007)** .

Relación entre intensidad y magnitud. Como las intensidades son medidas de daños, y éstos están muy relacionados con las aceleraciones máximas causadas por las ondas sísmicas, es posible relacionarlos aproximadamente. Una de tantas relaciones es la propuesta por Richter y se muestra en la siguiente ecuación **(Buriticá, 2002)**.

$$\log a \left(\frac{cm}{s^2} \right) = \frac{I}{3} - \frac{1}{2} \dots \dots \dots \text{Ec. (1)}$$

Donde I es la intensidad y a es la aceleración del terreno. Esta relación nos dice que una intensidad de XI corresponde a aceleraciones del orden de $1468 \text{ cm/s}^2 = 1.5 \text{ g}$, donde $g = 980 \text{ cm/s}^2$ que corresponde a la aceleración de la gravedad en la superficie terrestre; una intensidad de IX corresponde a 0.7 g , y una de VII a 0.07 g . Aparentemente la aceleración

mínima que percibe el ser humano es del orden de 0.001 g, correspondiente a la intensidad

II; las relaciones se muestran en la tabla 1.

Tabla 1:

Relación entre Intensidad y Magnitud según Richter (1958).

RELACIÓN ENTRE INTENSIDAD Y MAGNITUD SEGÚN RICHTER			
Intensidad MM	Magnitud Richter	Característica	Efectos
I	Hasta 2.5	Instrumental	No sentido excepto por algunas personas bajo circunstancias especialmente favorables. Sismo registrado por instrumentos
II	De 2.5 a 3.1	Muy débil	Sentido solo por muy pocas personas en reposo, especialmente en pisos altos de edificaciones. Objetos suspendidos delicadamente pueden oscilar.
III	De 3.1 a 3.7	Ligero	Percibido en áreas densamente pobladas por una parte de la población. Sentido muy sensiblemente por personas dentro de edificaciones, especialmente las ubicadas en los pisos superiores. Muchas personas no se dan cuenta que se trata de un sismo. Automóviles parados pueden balancearse ligeramente. Vibraciones como las producidas por el paso de un camión. Duración estimable.
IV	De 3.7 a 4.3	Moderado	Durante el día sentido en interiores por muchos, al aire libre por algunos. Por la noche algunos se despiertan. Platos, ventanas, puertas agitados; las paredes crujen. Sensación como si un camión pesado chocara contra el edificio. Automóviles parados se balancean apreciablemente.
V	De 4.3 a 4.9	Algo fuerte	Sentido por casi todos, muchos se despiertan. Algunos platos, ventanas y similares rotos; grietas en el revestimiento de algunos sitios. Objetos inestables volcados. Algunas veces se aprecia balanceo de árboles, postes y otros objetos altos. Los péndulos de los relojes pueden pararse.
VI	De 4.9 a 5.5	Fuerte	Percibido por todos, muchos se asustan y salen al exterior. Caminar inestable, árboles y materiales se agitan por efecto del sismo. Algunos muebles pesados se mueven; algunos casos de caída de revestimientos por lo general en las construcciones de tipo D se agrietan, chimeneas dañadas. Daño leve.
VII	De 5.5 a 6.1	Muy Fuerte	Todo el mundo corre al exterior. Notado por personas que conducen automóviles. Dificultad para mantenerse en pie, objetos colgantes se caen, se pueden producir pequeños derrumbes y deslizamientos. Daño significativo en edificios de buen diseño y construcción; leve a moderado en estructuras corrientes bien construidas; considerable en estructuras pobremente construidas o mal diseñadas edificios de tipo D ; se rompen algunas chimeneas aras del tejado, caída de cielo rasos, ladrillos, piedras, tejas, cornisas, también antepechos y ornamentos arquitectónicos no asegurados. Se presentan algunas grietas en edificios tipo C .
VII	De 6.1 a 6.7	Destructivo	La conducción de vehículos se dificulta, daños de consideración y colapso parcial de edificaciones tipo C , algunos daños en edificaciones tipo B , ningún daño en edificaciones tipo A , caída del repello y algunas paredes de mampostería, caída de chimeneas de fábricas, monumentos y tanques elevados, algunas ramas de árboles se quiebran, cambio de flujo o temperatura de pozos de agua, grietas en terreno húmedo y en taludes inclinados, colapso parcial de estructuras, daños considerables en edificios ordinarios.
IX	De 6.7 a 7.3	Ruidoso	Pánico general. Construcciones de tipo D destruidas; daño severo en edificaciones y aún colapso de edificaciones tipo C ,

RELACIÓN ENTRE INTENSIDAD Y MAGNITUD SEGÚN RICHTER			
Intensidad MM	Magnitud Richter	Característica	Efectos
			daño de consideración en edificaciones tipo B . Daños severos en estructuras tipo A . Daño general en cimientos. Armazones arruinadas. Daños Serios en embalses. Tuberías subterráneas rotas. Amplias grietas en el suelo. En áreas de aluvión, eyección de arena y barro; aparecen fuentes y cráteres de arena.
X	De 7.3 a 7.9	Desastroso	Destrucción de la mayoría de las edificaciones, derrumbe de puentes, daños serios en presas y embarcaderos
XI	De 7.9 a 8.4	Muy Desastroso	Pocas estructuras quedan en pie, fisuras en el terreno
XII	De 8.4 a 9	Catastrófico	Destrucción total, grandes masas de roca desplazadas, objetos lanzados al aire

Fuente: Elaborado a partir de (Bommer, 1994) *Terremoto y ondas sísmicas, una breve introducción*. Tomado de la red mundial en <http://www.ssn.unam.mx>

Tipos de construcciones descritas en la Tabla 1:

Construcciones Tipo A: Estructuras de acero y concreto armado, bien diseñadas, calculadas para resistir fuerzas laterales. Buena construcción, materiales de primera calidad. Construcciones Tipo B: Estructura de concreto armado, no diseñada en detalle para resistir fuerzas laterales, buena construcción y material. Construcciones Tipo C: Estructuras no tan débiles como para fallar la unión de las esquinas, pero no reforzada ni diseñada para resistir fuerzas laterales. Construcciones y materiales corrientes. Construcciones Tipo D: Construcciones de materiales pobres, tales como adobe; baja calidad de construcción. No resistente a fuerzas horizontales. (Bommer, 1994)

La relación entre intensidad, magnitud y aceleración del terreno se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 2:
Relación intensidad – aceleración.

Intensidad MM	Magnitud Richter	Aceleración/g
1	Hasta 2.5	0.001
2	De 2.5 a 3.1	0.001
3	De 3.1 a 3.7	0.003
4	De 3.7 a 4.3	0.007
5	De 4.3 a 4.9	0.015
6	De 4.9 a 5.5	0.032
7	De 5.5 a 6.1	0.07

Intensidad MM	Magnitud Richter	Aceleración/g
8	De 6.1 a 6.7	0.15
9	De 6.7 a 7.3	0.323
10	De 7.3 a 7.9	0.695
11	De 7.9 a 8.4	1.498
12	De 8.4 a 9	3.227

Fuente: elaborada a partir de Nava, 1998.en (Buriticá, 2002)

1.3.1.2 Amenaza Sísmica:

La amenaza o peligro, es el factor de riesgo externo de un sujeto o sistema, representado por un peligro latente asociado con un fenómeno físico de origen natural o tecnológico que puede presentarse en un sitio específico y en un tiempo determinado, produciendo efectos adversos en las personas, los bienes o el medio ambiente. Está expresado matemáticamente como la probabilidad de exceder un nivel de ocurrencia de un evento con una cierta intensidad en un cierto sitio y en cierto periodo de tiempo. **(OPS, 2004)**

2.3.1.2.1. Determinación de los efectos locales. La sacudida sísmica en un lugar dado puede ser debida a temblores próximos o lejanos. En el primer caso el movimiento es rico en altas frecuencias, mientras que en el segundo la mayor parte de la energía del espectro se sitúa en la zona de largos periodos. La proximidad a la fuente implica, por consiguiente, no sólo el previsible incremento en la amplitud sino también un aumento de la frecuencia de las ondas registradas. La influencia sobre una estructura con un periodo propio característico será, por tanto, muy distinta según su distancia al foco sísmico. Por ello se impone la necesidad de definir claramente cuándo el sismo puede considerarse próximo y cuando no. Con esta finalidad, en sismología se han acuñado los conceptos de campo próximo y campo lejano. Un emplazamiento, que es un lugar concreto o zona de estudio del movimiento del suelo, puede considerarse situado en campo lejano cuando su distancia al origen del sismo y la longitud de onda analizada son grandes respecto a las dimensiones del foco. En cualquier caso, en el campo próximo las ondas sísmicas poseen siempre una elevada frecuencia y por tanto una pequeña longitud de onda. **(Herráiz, 1997)**

Es menester aclarar que hay diferentes tipos de ondas sísmicas. La primera de ellas es la onda primaria o también llamada la onda P, que consiste en un movimiento

longitudinal que provoca dilatación y compresión en el sentido en que viaja. Se transmiten a través del granito y materiales líquidos como el magma volcánico o el agua de los océanos, su naturaleza es semejante a la del sonido y esto hace que cuando llegan a la superficie de la tierra, una parte se transmite a la atmosfera como ondas sonoras que pueden ser audibles a las personas y a los animales cuando sus frecuencias están dentro del rango del oído, el cual es mayor a 15 ciclos/s. la onda primaria es la onda más rápida, viaja a más de 5 Km/s en las rocas graníticas cerca de la superficie y alcanza más de 11 Km/s en rocas profundas. **(Gómez, 2007)**

El segundo tipo de onda es la onda S (de la palabra shear, que significa cortante), es decir, son ondas de corte o de cizalla. Esta onda viaja más lenta (por llegar en segundo lugar también se llama secundaria); cuando viaja se deforma transversalmente en la roca por lo que no puede viajar a través de los líquidos, por tanto, no viaja a través de los océanos. Sus movimientos que son transversales sacuden la tierra de arriba hacia abajo. Las ondas P y S tienen la característica que cuando viajan a través de las diferentes capas de la tierra, se pueden reflejar y/o refractar en las superficies de las mismas convirtiéndose en ondas que se denominan superficiales **(Gómez, 2007)**. Las ondas P y S también son llamadas ondas internas porque se pueden propagar por zonas profundas de la tierra **(Herráiz, 1997)**.

El tercer tipo de ondas sísmicas son las ondas superficiales, las cuales viajan en la superficie de la corteza terrestre. Existen dos tipos de ondas superficiales: La primera de ellas es la onda Love u onda L, que es similar a la onda S, pero sin desplazamiento vertical, por tanto, estas ondas mueven el suelo lateralmente en un plano horizontal, y producen sacudidas en los cimientos de las estructuras causando daño. El segundo tipo de ondas superficiales son las ondas Raleigh u ondas R, que semejan a las olas del mar, sus partículas se mueven vertical y horizontalmente; en un plano vertical forman un movimiento elíptico. Las ondas superficiales viajan más despacio que las internas **(Gómez, 2007)**. Como podemos ver el término superficial se debe a que las ondas se generan por la presencia de superficies de discontinuidad ya que en un medio elástico infinito no podrían generarse. En general su existencia se puede explicar considerando que la vibración del medio en lugares en los que existen vacíos o un medio de menor rigidez, tienden a compensar la energía generando este tipo especial de vibraciones **(Zúniga, 2011)**.

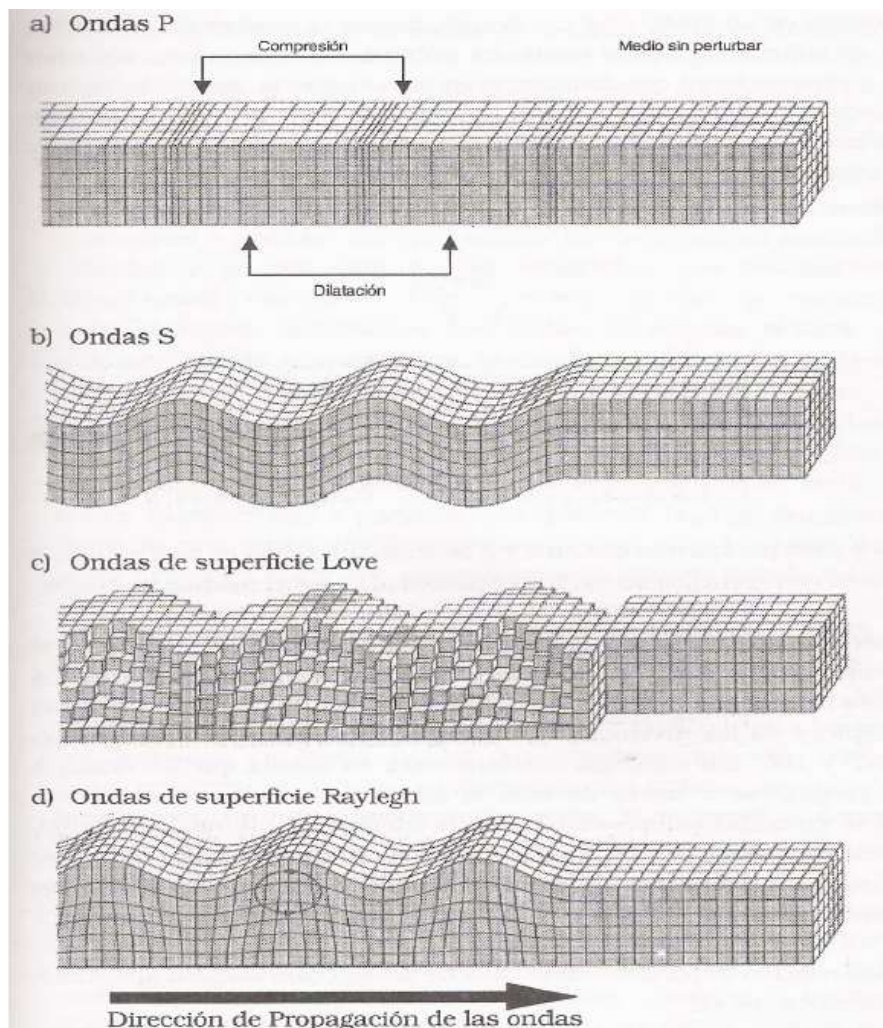


Figura 2: Tipos de ondas sísmicas.

Fuente: Conceptos básicos de sismología para ingenieros, Miguel Herráiz, 1997.

Como se mencionó anteriormente, el suelo reviste características muy diferentes según se considere en el campo próximo o el campo lejano. En particular se ha puesto de relieve la diferencia de frecuencias entre los registros de uno y otro, quedando claro que el medio atravesado por las ondas afecta estrechamente la composición espectral de los movimientos del suelo. **(Herráiz, 1997)**

El efecto del emplazamiento es básicamente el resultado de tres factores: el tipo de ondas incidentes, la topografía de la zona y la condición local del sitio. En muchas ocasiones, el ingeniero centra su atención casi exclusivamente en este último problema, sin embargo, en un análisis completo de la amenaza sísmica es un emplazamiento, los otros dos factores tienen también una gran importancia.

El papel jugado por el tipo de ondas condiciona drásticamente el efecto de los otros dos factores. Por ejemplo, una superficie plana libre duplica la amplitud de las ondas S en su componente horizontal (SH), cualquiera que sea la dirección de incidencia, sin embargo, para el componente vertical el efecto es muy complejo. La influencia de la topografía ha sido estudiada teórica y experimentalmente para casos muy diferentes: superficie plana libre, depresiones con sedimentos, montañas y cañones de secciones variadas. Como resultado de los trabajos teóricos se ha deducido la existencia de amplificaciones en la cumbre de una montaña, especialmente cuando la longitud de onda incidente es comparable con la anchura de su base. Este efecto puede verse multiplicado por un factor 1.5 cuando la montaña no está aislada, sino que forma parte de una cadena de perfil sinusoidal. Sin embargo, existen notables discrepancias entre estos resultados y las observaciones que muestran amplificaciones hasta tres veces mayores. **(Herráiz, 1997)**

En las laderas de las montañas también se originan amplificaciones, pero son de menor intensidad. Para las depresiones topográficas la amplificación depende fuertemente del ángulo de incidencia, siendo máxima en los bordes y negativa en el centro. Por último, conviene recalcar que la mayoría de los efectos de la topografía afectan más a las componentes horizontales que a las verticales. Desde el punto de vista de sus características locales los efectos del emplazamiento dependen de la clasificación del suelo. Los estudios realizados con acelerogramas en Estados Unidos y Japón indican que los suelos blandos tienen amplificaciones mayores que la roca para los periodos largos pero que la relación tiende a invertirse para los periodos cortos. A su vez, los suelos duros pueden resultar inseguros para las edificaciones rígidas **(Herráiz, 1997)**.

2.3.1.2.2. Amenazas colaterales o efectos de segundo orden. “Las amenazas colaterales incluyen fenómenos causados, como consecuencia de las vibraciones producidas por el sismo; algunas de ellas la ruptura superficial de fallas geológicas, deslizamientos y licuación de suelos, incendios, derramamiento o escape de sustancias peligrosas, e inundaciones por rupturas en tanques, represas y diques” (Campos, 1992) en **(Buriticá, 2002)**.

1.3.1.3 Vulnerabilidad Sísmica en Edificaciones

2.3.1.3.1. Definición. Un estudio de vulnerabilidad busca, entre otras cosas, determinar la susceptibilidad o el nivel de daño esperado en la infraestructura, equipamiento y funcionalidad de un establecimiento hospitalario frente a un desastre determinado; por lo tanto, un estudio de vulnerabilidad sísmica debe pasar necesariamente por un análisis de la capacidad disponible de resistencia y ductilidad ante sismos, así como de la vulnerabilidad del hospital. **(OPS, 2004)**

Muchas edificaciones hospitalarias existentes no cumplen con los requisitos técnicos necesarios para asegurar su funcionamiento con posterioridad a desastres naturales. Esto significa que su vulnerabilidad a ciertas amenazas naturales puede ser tan alta que su riesgo puede exceder ampliamente los niveles de aceptación. Por lo tanto, deben llevarse a cabo medidas de mitigación de acuerdo con los requisitos ingenieriles actuales de cada país a fin de reducir el riesgo y garantizar un comportamiento adecuado. **(OPS, 2004)**

2.3.1.3.2. Causas de la vulnerabilidad sísmica. Se pueden identificar dos condiciones que hacen vulnerable una edificación, estas son:

1. *Vulnerabilidad por origen.* Se define como el grado de susceptibilidad o predisposición de las estructuras físicas, socioeconómicas y medioambientales, constituidas y construidas sin ningún tipo de control ni planificación, las cuales pueden sufrir daño o pérdida a causa de un fenómeno natural. El acelerado crecimiento de las ciudades y los procesos asociados al "desarrollo", sumado a la creciente demanda de soluciones habitacionales, ha ocasionado un incremento de la urbanización, trayendo como consecuencia la construcción de asentamientos informales localizados en zonas marginales y en terrenos poco aptos para la construcción de edificaciones, tales como laderas y llanuras, de inundación, construidas sin ningún tipo de asistencia o normatividad técnica siendo vulnerables desde su origen, este tipo de situación se le puede denominar, Vulnerabilidad por origen **(Buriticá, 2002)**.

2. *Vulnerabilidad progresiva.* Se define como el grado de susceptibilidad o predisposición de las estructuras físicas, socioeconómicas y medioambientales, en gran parte transformadas sin ningún tipo de control ni planificación,

que pueden sufrir daño o pérdida a causa de un fenómeno natural. Existen asentamientos que, siendo emplazados en zonas seguras desde su origen, se han vuelto vulnerables con el tiempo debido, por lo general al deterioro de viejas construcciones en áreas densamente pobladas, tales como tugurios, inquilinatos, vecindades, zonas históricas, zonas de deterioro urbanístico, etc., con deficiente calidad constructiva y deterioradas por la falta de mantenimiento; muchas transformadas mediante ampliaciones, demoliciones o adiciones. También existen asentamientos en donde se pueden encontrar edificaciones que aunque han sido diseñadas y construidas de acuerdo con códigos sísmicos de una determinada época, pueden estar desactualizadas a la luz de las normas sísmicas vigentes, a estas situaciones se les denomina: Vulnerabilidad progresiva (**Buriticá, 2002**).

2.3.1.3.3. Componentes de la vulnerabilidad sísmica.

1. Vulnerabilidad Estructural. El término estructural, o componentes estructurales, se refiere a aquellas partes de un edificio que lo mantienen en pie. Esto incluye cimientos, columnas, muros portantes, vigas y diafragmas (entendidos estos como los pisos y techos diseñados para transmitir fuerzas horizontales, como las de sismos, a través de las vigas y columnas hacia los cimientos). En la presente tesis se desarrollará una evaluación de la vulnerabilidad estructural de los edificios principales que componen el HNAA de acuerdo al procedimiento dado por la Organización Panamericana de la Salud vinculados a hospitales de importancia. (**OPS, 2004**)

Los establecimientos para la prestación de servicios de salud por construirse o ya existentes, que estén situados en zonas expuestas a movimientos sísmicos, deben contemplar normas de sismorresistencia encaminadas a ofrecer seguridad a las personas que allí se encuentran y en segunda instancia proteger la continuidad del funcionamiento del hospital. Construir un edificio “totalmente antisísmico” sería demasiado costoso; sin embargo, la sismorresistencia provee criterios de diseño con el fin de evitar que el edificio colapse, de manera que se asegure su funcionamiento con posterioridad a la ocurrencia de un sismo. (**OPS, 2004**)

2. Vulnerabilidad No Estructural. El término no estructural se refiere a aquellos componentes de un edificio que están unidos a las partes estructurales (tabiques, ventanas, techos, puertas, cerramientos, cielos rasos, etc.), que cumplen funciones esenciales

en el edificio (plomería, calefacción, aire acondicionado, conexiones eléctricas, etc.) o que simplemente están dentro de las edificaciones (equipos médicos, equipos mecánicos, muebles, etc.), pudiendo por lo tanto ser agrupados en tres categorías: componentes arquitectónicos, instalaciones y equipos. (OPS, 2004)

En cuanto al funcionamiento del establecimiento hospitalario, el daño o pérdida de algunos elementos no estructurales podría dar como resultado un serio trastorno en la prestación del servicio, aun cuando no exista un riesgo directo para las personas, sí lo habría en forma indirecta a través de la pérdida de la operación de equipos o sistemas. Como ejemplo se puede citar el daño de un generador eléctrico cuyo fluido alimenta sistemas básicos de soporte de vida como ventiladores en una unidad de cuidados intensivos. (OPS, 2004)

3. *Vulnerabilidad Funcional.* Este concepto se refiere, entre otras cosas, a la distribución y relación entre los espacios arquitectónicos y los servicios médicos y de apoyo al interior de los hospitales, así como a los procesos administrativos (contrataciones, adquisiciones, rutinas de mantenimiento, etc.) y a las relaciones de dependencia física y funcional entre las diferentes áreas de un hospital. Una adecuada zonificación y relación entre las áreas que componen el establecimiento, puede garantizar no solamente un adecuado funcionamiento en condiciones de normalidad, sino también en caso de emergencia y desastres. El objetivo de este estudio es evitar un colapso funcional, que se puede presentar aun en casos en que la edificación no haya sufrido daños severos (OPS, 2004).

1.3.1.4 Métodos para evaluar la vulnerabilidad sísmica estructural

Para la realización de estudios de vulnerabilidad sísmica estructural de una construcción, la literatura internacional presenta diversos métodos, pero, en términos generales, los métodos pueden clasificarse en métodos cualitativos y cuantitativos.

Los métodos cualitativos utilizan características generales de la estructura para calificarla. Generalmente están asociados a índices globales que han sido calibrados con la experiencia de estructuras existentes, que permiten identificar el riesgo en términos generales y en algunos casos el nivel de daño. Entre estos casos se pueden mencionar los propuestos por Hirosawa, Gallegos y Ríos, Meli y Shiga. Los métodos cuantitativos se basan en análisis

que no por más exhaustivos son necesariamente más precisos. Típicamente son extensiones propias de los procedimientos de análisis y diseño antisísmico recomendados por las normas modernas. **(OPS, 2004)**

Para las evaluaciones de los diferentes edificios del HNAA se usará el método cualitativo de Hirozawa que ha sido utilizado por países como Chile, México y Ecuador y cuya metodología es válida para las tipologías y materiales constructivos utilizados en los países de Latinoamérica.

2.3.1.4.1. Métodos cualitativos. Los métodos cualitativos son diseñados para evaluar de manera rápida y sencilla un grupo de edificaciones diversas, y seleccionar aquellas que ameriten un análisis más detallado. Estos métodos se utilizan principalmente para la evaluación masiva de edificios con fines de cuantificación del riesgo sísmico en una región amplia de una ciudad, sin embargo, sus resultados no pueden tomarse realmente como concluyentes en ningún caso particular, salvo que corroboren la seguridad de una edificación. **(OPS, 2004)**

En términos generales, puede decirse que son métodos eminentemente cualitativos, en los que la construcción recibe una calificación determinada de acuerdo a aspectos tales como su estado de conservación, su irregularidad en planta y en altura, su relación con el suelo, etc., calificación que en general no precisa de cálculos muy sofisticados de oficina, sin embargo, el método de Hirosawa, por el contrario, requiere del cómputo de ciertas variables y sus ecuaciones están estrechamente relacionadas con las de niveles superiores **(OPS, 2004)**.

2.3.1.4.2. Métodos cuantitativos. Para la recuperación post-sísmica de edificios esenciales, resulta deseable la realización de un análisis más riguroso; para lo cual se dispone de los métodos cuantitativos. Asimismo, los métodos cuantitativos sirven para profundizar en los resultados obtenidos de los métodos cualitativos, cuando estos últimos no entreguen resultados determinantes sobre la seguridad de la estructura. **(OPS, 2004)**

Para realizar un análisis de vulnerabilidad, utilizando métodos cuantitativos, es necesario contar con cierta información básica como: características de los materiales

utilizados en la edificación, caracterización del suelo donde se encuentra emplazada la estructura y planos estructurales entre otra información. Generalmente los análisis cuantitativos son realizados mediante modelaciones matemáticas de la estructura, en las cuales se debe considerar aspectos tales como: Interacción de la estructura con los elementos no estructurales, Cargas reales a las que está sometida la estructura y Análisis para los diferentes sismos que se pueden presentar.(OPS, 2004)

1.3.1.5 Método Japonés – Hirosawa

El método propuesto por Hirosawa es utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción, en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto armado. El método se basa en el análisis del comportamiento sísmico de cada piso del edificio. El método fue propuesto originalmente para ser utilizado en edificios de concreto armado de altura media existentes o dañados, del orden de seis a ocho pisos estructurados con muros o pórticos. En estudios más recientes el método se ha aplicado a edificios mixtos de concreto armado y albañilería.(OPS, 2004).

En este método, la vulnerabilidad estructural se determina comparando la capacidad resistente, relacionada con la forma, mantenimiento y daños de la edificación existente con el nivel de sollicitación demandado por un sismo, que representa el riesgo sísmico de acuerdo a las condiciones locales del sitio donde se ubica la edificación. La comparación se realiza utilizando dos índices, I_s ó índice de la resistencia provista por el edificio e I_{so} ó índice de resistencia demandada.

El método de Hirosawa consta de tres niveles de análisis, cada uno de ellos más preciso que el anterior, basados en el comportamiento y resistencia de los sistemas estructurales. El primer nivel permite una evaluación estructural basada únicamente en la geometría de los elementos estructurales. El método de segundo nivel o segundo orden se basa en la estimación de la resistencia última de la estructura asumiendo un comportamiento de edificio de cortante para el sistema estructural, por ende, se asume que los únicos movimientos de los nudos son los horizontales. El método considera también la geometría y morfología del sistema, así como el nivel de daño existente e influencia de las condiciones locales de la zona donde se encuentra el edificio en estudio. El método de tercer nivel

considera exactamente los mismos criterios del segundo orden, sin embargo, adiciona un análisis tiempo historia y condiciones de no linealidad del material del sistema estructural.

En la presente tesis se ha considerado el método de segundo orden para la evaluación de la vulnerabilidad estructural de todos los bloques del HNAA, este nivel de evaluación es el recomendado por la Organización Panamericana de la salud y ha sido utilizado en hospitales Nacionales como el Edgardo Rebagliati Martins o el Cayetano Heredia. Dicha evaluación de la vulnerabilidad estructural se complementará con un análisis dinámico tiempo-historia de acuerdo a los lineamientos de la norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones para finalmente verificar las derivas de entropía.

La vulnerabilidad estructural se establece considerando que:

i) Si $I_s \geq I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento sísmico seguro frente a un evento sísmico.

ii) Si $I_s < I_{so}$ se puede considerar que el edificio tiene un comportamiento incierto frente a un evento sísmico y, por lo tanto, se considera como inseguro.

a. Cálculo del índice I_s

Este índice se calcula mediante la ecuación siguiente:

$$I_s = E_o * SD * T \dots \dots \dots E_c. (2)$$

“Dónde: E_o : índice sísmico básico de comportamiento estructural, SD : índice de configuración estructural, T : índice de deterioro de la edificación” (OPS, 2004).

Cálculo de E_o . El término E_o se determina a partir de un cálculo simple de la resistencia última de corte de cada piso. Esta resistencia se calcula para cada planta, a partir de la suma de los productos del área de la sección transversal de un muro o columna y de su resistencia de corte, reduciendo este producto por un factor (α_i) de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia elementos que controlan el comportamiento sísmico. Además, la resistencia de los elementos verticales está afectado por un índice de ductilidad (F) asociados a los elementos verticales, y que, de acuerdo a Hirozawa, será igual a 1 debido a que los elementos verticales que controlan la falla, en todos los bloques, son muros de corte y columnas. (OPS, 2004)

El índice E_o es proporcional al producto del coeficiente de resistencia (C) y del de ductilidad (F).

$$E_0 = \alpha C * F \dots \dots \dots Ec. (3)$$

Para el cálculo de E_0 , todo elemento o subestructura vertical que forma parte de la estructura sismorresistente debe clasificarse en alguna de las categorías siguientes:

1. Columnas cortas de concreto armado. Son todas las columnas en las que la relación h_0/D , entre la altura libre (h_0) y el ancho de la sección transversal (D), es igual o menor que 2. El comportamiento sísmico de estas columnas está controlado por una falla de corte frágil que se caracteriza por el reducido nivel de deformación en el que se alcanza la resistencia y por la baja capacidad de deformación inelástica. Para establecer la altura libre se ha considerado la presencia de los elementos arquitectónicos que reducen la altura de la columna en la medida en que no se aíslen de ella. **(OPS, 2004)**

2. “Columnas de concreto armado. Son todas las columnas en las que la relación h_0/D es mayor que 2” **(OPS, 2004)**.

3. “Muros de concreto armado. Son los elementos de concreto armado con una sección transversal en que la relación entre el lado mayor y el lado menor de la sección transversal es mayor que 3”**(OPS, 2004)**.

4. “Muros de relleno de albañilería. Son aquellos muros de albañilería, normalmente con escaso o ningún refuerzo, ubicados en el interior de los vanos de la subestructura resistente (pórticos) sin aislarlos de ella”**(OPS, 2004)**.

5. “Muros de albañilería armada o muros de albañilería confinada con elementos esbeltos de concreto armado, pilares y cadenas”**(OPS, 2004)**.

Los muros considerados corresponden a aquellos muros que se han diseñado y construido en forma tal que puedan transmitir cargas horizontales y verticales de un nivel al nivel inferior y a la fundación; no se consideran aquellos muros que solo resisten las cargas provenientes de su propio peso, como son parapetos y tabiques de relleno o divisorios aislados de la estructura sismorresistente. **(OPS, 2004)**

Esta clasificación debe hacerse para determinar la resistencia y para atender la menor capacidad de deformación inelástica y capacidad de disipación de energía que presentan algunos elementos como, por ejemplo, las columnas cortas y los muros de albañilería de relleno sin refuerzo, cuando el comportamiento sísmico está controlado por ellos. Para la tesis en desarrollo no se considerarán los muros de albañilería pues los

elementos que controlan las deformaciones son columnas y muros de corte de acuerdo al bloque en estudio. **(OPS, 2004)**

El índice E_o se calcula con la ecuación siguiente:

$$E_o = \frac{(n_p + 1)}{(n_p + 1)} * \{\alpha_1 * (C_{mar} + C_{sc} + C_a + C_{ma}) + \alpha_2 * C_w + \alpha_3 * C_c\} * F \dots \dots \dots Ec. (4)$$

Dónde: α_i : Factor de reducción de la capacidad resistente de acuerdo con el nivel de deformación en que alcanzan la resistencia los elementos que controlan el comportamiento sísmico. Los valores de estos factores se entregan en la Tabla 3 cuando la capacidad sísmica está controlada por los elementos más frágiles (Tipo A), los menos frágiles (Tipo B) y los dúctiles (Tipo C) respectivamente. n_p : Número de pisos del edificio. i : Nivel que se evalúa. C_{mar} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de relleno de albañilería. C_{sc} : Índice de resistencia proporcionada por las columnas cortas de concreto armado. C_a : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería no reforzada o parcialmente confinada. C_{ma} : Índice de resistencia proporcionada por los muros de albañilería confinada. C_w : Índice de resistencia proporcionada por los muros de concreto armado. C_c : Índice de resistencia proporcionada por las columnas no cortas de concreto armado. F : Índice de ductilidad asociado a los elementos verticales. $F = 1,0$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son iguales a cero. $F = 0,8$ si C_{mar} , C_a y C_{sc} son distintos de cero. **(OPS, 2004)**

En caso de que los muros de albañilería confinada controlen la capacidad resistente, el valor de F es igual a 1,0 considerando la capacidad de deformación inelástica que se logra con los elementos de confinamiento.

La capacidad sísmica debe calcularse en primer lugar considerando la falla de elementos más frágiles; sin embargo, si la falla de este grupo no produce inestabilidad del sistema, la capacidad sísmica debe calcularse considerando el próximo grupo y despreciando la resistencia de los elementos que han fallado. **(OPS, 2004)**

Tabla 3:*Valores de coeficiente α_i*

Tipo	α_1	α_2	α_3	Modo de falla
A	1.0	0.7	0.5	Muros de rellenos de albañilería o columnas cortas o muros de albañilería no reforzada y parcialmente confinada o muros de albañilería confinada controlan la falla.
B	0.0	1.0	0.7	Muros de concreto armado controlan la falla.
C	0.0	0.0	1.0	Columnas de concreto armado controlan la falla.

Fuente: Organización Panamericana de Salud

El término $(n + 1)/(n + i)$ considera la relación entre el coeficiente de corte basal y el coeficiente de corte del piso i , cuando estos esfuerzos de corte se establecen en función del peso del edificio por sobre el nivel considerado. (OPS, 2004)

Los índices de resistencia (C_i) se determinan con las siguientes ecuaciones:

$$C_{mar} = \frac{0.6 * 0.85 * \tau_o * \sum Amar}{\sum_{j=i}^{np} W_j} \dots \dots \dots Ec. (5)$$

$$C_{sc} = \frac{f_c * 15 * \sum Asc}{200 * \sum_{j=i}^{np} W_j} \dots \dots \dots Ec. (6)$$

$$C_{ma} = \frac{0.6 * (0.45 * \tau_o + 0.25 * \sigma_o) * \sum Ama}{\sum_{j=i}^{np} W_j} \dots \dots \dots Ec. (7)$$

$$C_w = \frac{f_c * (30 * \sum Am1 + 20 * \sum Am2 + 12 * \sum Am3 + 10 * \sum Am4)}{200 * \sum_{j=i}^{np} W_j} \dots \dots \dots Ec. (8)$$

$$C_a = C_{ma} \dots \dots \dots Ec. (9)$$

$$C_c = \frac{f_c 10 * \sum Ac1 + 7 * \sum Ac2}{200 * \sum_{j=i}^{np} W_j} \dots \dots \dots Ec. (10)$$

Dónde: f_c = Resistencia cilíndrica a la compresión del concreto. $\sum Amar$ = Suma de las áreas de los muros de relleno de albañilería del piso en evaluación en la dirección analizada. $\sum Asc$ = Suma del área de las columnas cortas de concreto armado del piso en evaluación. $\sum Ama$ = Suma de las áreas de los muros de albañilería confinada del piso en evaluación en la dirección analizada. $\sum Am1$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos, con cuantía de refuerzo horizontal igual o mayor que 1,2% y una esbeltez (H/L) del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está controlada por la resistencia de aplastamiento de la diagonal comprimida debido a su alta cuantía de refuerzo horizontal. $\sum Am2$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación con columnas en ambos extremos y

cuantía de refuerzo horizontal mínima. En estos muros la resistencia al corte es proporcionada principalmente por la armadura horizontal. En ésta descripción se encuentran los muros de corte del Bloque “C” debido a que la relación de esbeltez (H/L) no es mayor que 2. $\sum Am3$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos, una esbeltez del muro igual o menor que 2 y una cuantía de armadura mínima. En estos muros la resistencia al corte está definida por la carga de agrietamiento diagonal del concreto, debido a su reducida cuantía de armadura de refuerzo. $\sum Am4$ = Suma de las áreas de los muros de concreto armado del piso en evaluación, sin columnas o con una columna en alguno de sus extremos y una esbeltez del muro mayor que 2. En estos muros la resistencia al corte está dada por las ecuaciones de la norma ACI-31812. $\sum Ac1$ = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es menor que 6. $\sum Ac2$ = Suma de las áreas de las columnas de concreto armado donde la relación entre la altura libre (h) y el ancho (D) es igual o mayor que 6. **(OPS, 2004)**

W_j = Peso del piso j. τ_o = Resistencia básica de corte de la albañilería. σ_o = Tensión normal debida al esfuerzo axial que producen las cargas verticales de peso propio y las sobrecargas de uso. L = Largo del muro. H = Altura del piso si L es igual o mayor que 3 metros o altura libre del muro si L es menor que 3 m. **(OPS, 2004)**

En estas ecuaciones las áreas se deben expresar en cm^2 , las resistencias y tensiones en kgf/cm^2 y los pesos en kgf . Los coeficientes que acompañan a las áreas corresponden a la resistencia al corte de los diferentes tipos de elementos que forman el sistema sismorresistente, expresados en kgf/cm^2 **(OPS, 2004)**.

Cálculo de SD

Este coeficiente cuantifica la influencia de las irregularidades de la configuración estructural de la edificación. La información para calcular SD se obtiene principalmente de los planos estructurales y se complementa con visitas a la estructura. Las características del edificio que se consideran en la determinación de este coeficiente son regularidad de la planta, relación largo-ancho de la planta, contracción en planta, espesor de las juntas de dilatación, dimensiones y ubicación de patios interiores, existencia de subterráneo y uniformidad de la altura de los pisos. **(OPS, 2004)**

Hirosawa propone calcular SD cuando se usa el primer nivel de evaluación de vulnerabilidad con la ecuación siguiente:

$$Sd = \prod_{i=1}^8 q_i \dots \dots \dots Ec. (11)$$

Dónde: $q_i = \{1,0 - (1 - G_i) * R_i\}$ para $i = 1, 2, 3, 4, 5, 7$ y 8 . $q_i = \{1,2 - (1 - G_i) * R_i\}$ para $i = 6$.

Los valores de G_i y R_i recomendados por Hirosawa se indican en la Tabla 4.

Tabla 4:
Valores de G_i y R_i .

ITEMS (q_i)	G_i			R_i
	1.0	0.9	0.8	
1. Regularidad	Regular (a_1)	Mediano (a_2)	Irregular (a_3)	1.0
2. Relación largo-ancho	$B \leq 5$	$5 < B \leq 8$	$B > 8$	0.5
3. Contratación de planta	$0.8 \leq c$	$0.5 \leq c \leq 0.8$	$c < 0.5$	0.5
4. Atrio o patio interior	$R_{ap} \leq 0.1$	$0.1 < R_{ap} \leq 0.3$	$0.3 < R_{ap}$	0.5
5. Excentricidad de atrio o patio interior	$f_1 \leq 0.4$ $f_2 \leq 0.1$	$0.4 < f_1$ $0.1 < f_2 \leq 0.3$	$0.4 < f_1$ $0.3 < f_2$	0.3
6. Subterráneo	$R_{as} \leq 1.0$	$0.5 \leq R_{as} < 1.0$	$R_{as} < 0.5$	1.0
7. Junta de dilatación	$s \leq 0.01$	$0.005 \leq s < 0.01$	$s < 0.005$	0.5
8. Uniformidad de altura de piso	$R_h \leq 0.8$	$0.7 \leq R_h < 0.8$	$R_h < 0.7$	0.5

Fuente: Organización Panamericana de Salud

La descripción de cada una de las características se entrega a continuación:

1. Regularidad a_i : a_1 : La planta es simétrica en cada dirección y el área de salientes es menor o igual al 10% del área total de la planta. Estas salientes, son consideradas en el caso que $l/b \geq 0,5$. (OPS, 2004)

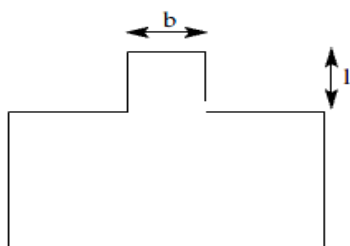


Figura 3: Regularidad en planta con áreas salientes.

Fuente: Organización Panamericana de Salud

a_2 : La planta no es regular, y el área de salientes es igual o menor que el 30% del área de la planta. Dentro de esta categoría se encuentran las plantas tipo L, T, U y otras.

a_3 : La planta es más irregular que el caso a_2 , y el área de salientes es mayor que el 30% del área de la planta. (OPS, 2004)

2. Relación largo - ancho, B: Razón entre la dimensión mayor y menor de la planta. En las plantas tipo L, T, U u otras se considera el lado mayor como $2 \cdot l$, para l indicado en la figura. (OPS, 2004)



Figura 4: Relación largo - ancho en plantas tipo L y U.
Fuente: Organización Panamericana de Salud

3. Contracción de planta, c:

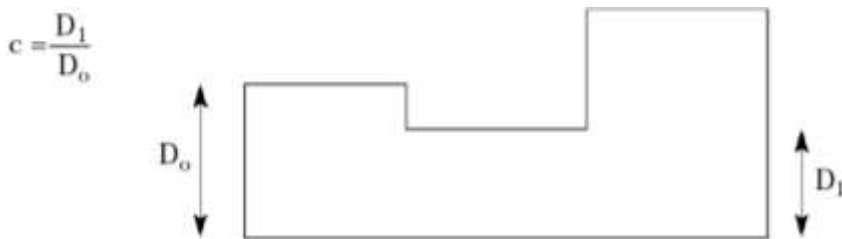


Figura 5: Contracción en planta.
Fuente: Organización Panamericana de Salud

4. Atrio o patio interior, R_{ap} : Razón entre el área del atrio y el área total de la planta, incluida el área del atrio. Sin embargo, una caja de escaleras estructurada con muros de concreto armado no se considera en este análisis. (OPS, 2004)

5. Excentricidad de atrio o patio interior, f: f1: Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio y la longitud menor de la planta. f2: Razón entre la distancia del centro de la planta al centro del atrio y la longitud mayor de la planta. (OPS, 2004)

6. Subterráneo, Ras: Razón entre el área promedio de la planta de los subterráneos y el área promedio de la planta del edificio. (OPS, 2004)

7. Junta de dilatación, s: Este criterio se aplica a edificios que tienen juntas de dilatación. Razón entre el espesor de la junta de dilatación sísmica y la altura del nivel sobre el suelo donde se encuentra.

8. Uniformidad de altura de piso, Rh: Razón entre la altura del piso inmediatamente superior al analizado y la altura de este. Para el caso del piso superior, el

piso inmediatamente superior de esta ecuación es reemplazado por el piso inmediatamente inferior. (OPS, 2004)

Según Hirosawa, el valor de SD se calcula usando el valor más desfavorable entre los obtenidos para la característica en los diferentes pisos, valor que se asume como representativo del edificio completo (OPS, 2004).

Cálculo de T

Este índice cuantifica los efectos que produce el deterioro de la estructura, debido al paso del tiempo o bien a la acción de sismos pasados u otras acciones que puedan haberla afectado. El índice se calcula a partir de la información obtenida de las visitas al edificio y de la información que proporcione el propietario. (OPS, 2004)

El índice T se determina con la tabla 5; considerando que se usa un valor único del índice T para el edificio, este valor debe corresponder al menor valor obtenido de la Tabla 5. (OPS, 2004)

Tabla 5:

Valores del índice T para diferentes causas y tipos de deterioro.

Deformación permanente (T1)	
Característica	T1
El edificio presenta inclinación debido a asentamiento diferencial.	0.7
El edificio está construido sobre relleno artificial.	0.9
El edificio ha sido reparado debido a deformaciones presentadas anteriormente.	0.9
Tiene visible deformación de vigas o columnas.	0.9
No presenta signos de deformación.	1.0
Grietas en muros o columnas debido a corrosión del acero de refuerzo (T2)	
Característica	T2
Presenta filtraciones con corrosión visible de armaduras.	0.8
Presenta grietas inclinadas visibles en columnas.	0.9
Presenta grietas visibles en muros.	0.9
Presenta filtraciones, pero sin corrosión de armaduras.	0.9
Nada de lo anterior.	1.0
Incendios (T3)	
Característica	T3
Ha experimentado incendio, pero no fue reparado.	0.7
Ha experimentado incendio y fue adecuadamente reparado.	0.8
No ha experimentado incendio	1.0

Uso del cuerpo o bloque (T4)	
Característica	T4
Almacena sustancias químicas.	0.8
No contiene sustancias químicas.	1.0

Tipo de daño estructural (T5)	
Característica	T5
Presenta daño estructural grave.	0.8
Presenta daño estructural fuerte.	0.9
Presenta daño estructural ligero o no estructural.	1.0

Fuente: Organización Panamericana de Salud

El criterio de la clasificación del daño asociado al choque es el de la Tabla 6.

Tabla 6:

Clasificación de daños causados por sismo (Iglesias et al., 1987).

Tipo de daño	Descripción
No estructural	Daños únicamente en elementos no estructurales
Estructural Ligero	Grietas de menos de 0.5 mm espesor en elementos de concreto armado. Grietas de menos de 3 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural fuerte	Grietas de 0.5 al 1 mm de espesor en elementos de concreto armado. Grietas de 3 a 10 mm de espesor en muros de albañilería.
Estructural grave	Grietas de más de 1 mm de espesor en elementos de concreto armado. Aberturas en muros de albañilería. Aplastamiento del concreto, rotura de estribos y pandeo del refuerzo en vigas, columnas y muros de concreto armado. Agrietamiento de capiteles y consolas. Desplome de columnas. Desplome del edificio de 1% de su altura. Asentamiento de mas de 20 cm.

Fuente: Organización Panamericana de Salud

b. Cálculo del índice ISO

Este índice se calcula con la ecuación siguiente:

$$I_{SO} = E_{SO} * Z * G * U \dots \dots \dots Ec. (12)$$

Dónde: Eso = Resistencia sísmica básica requerida. Z = Factor de zona sísmica; su valor depende del peligro sísmico del lugar donde se ubica el edificio ($0,5 \leq Z \leq 1$). G = Factor de influencia de las condiciones topográficas y geotécnicas. U = Factor de importancia del edificio por su uso. (OPS, 2004)

La resistencia sísmica básica (Eso) se ha determinado, por Hirosawa, a partir del estudio de los daños de los edificios durante un terremoto, sin embargo, la OPS (Organización Panamericana de la Salud) recomienda que para los propósitos de otros estudios, la resistencia demandada se establezca a partir del requerimiento de resistencia

elástica de las normas para la zona de mayor peligro sísmico, reducida por un factor de reducción (R), cuyo valor debe ser elegido considerando que el nivel de daño que se produzca evite la puesta fuera de servicio del edificio, es decir, para el cálculo de E_{so} , es necesario recurrir a las normas locales (Reglamento Nacional de edificaciones), por ende, el valor de E_{so} se calculará mediante la fórmula CS/R completando el coeficiente de cortante basal estipulado en la norma E.030 pues el factor de uso y el factor de zona ya aparecen en la fórmula de Hirosawa.

El factor G se considera igual a 1,0 para condiciones topográficas sin pendiente e igual a 1,1 para zona de pendiente.

1.3.1.6 Análisis dinámico.

El reforzamiento con disipadores de energía demanda un amplio conocimiento del comportamiento dinámico de la estructura, dependiendo del tipo de análisis que se realice. Después de haber realizado un análisis de vulnerabilidad que muestra las deficiencias sísmicas de las estructuras en estudio, es menester realizar un análisis dinámico cuyos resultados deben representar, con una aproximación adecuada, el comportamiento tridimensional de la estructura junto con los dispositivos complementarios adicionados, para esto se analizará el comportamiento de la estructura realizando un análisis dinámico tiempo historia no lineal (FNA) que fue desarrollado por Wilson en 1993.

Todos los programas pueden considerar un amortiguamiento viscoso lineal equivalente y posteriormente obtener los desplazamientos, sin embargo, no es exacto linealizar el comportamiento de los dispositivos complementarios de disipación de energía. El método FNA proporciona una alternativa al amortiguamiento viscoso lineal pues no permite que estos dispositivos sean linealizados o simplificados para obtener una respuesta numérica, solo es necesario indicar dónde y cómo se disipa la energía dentro del sistema estructural (**Wilson, 1997**).

El método es extremadamente eficiente y es diseñado para ser usado principalmente para sistemas estructurales que son linealmente elásticos pero que tienen un número limitado de elementos no lineales predefinidos (disipadores). En conclusión, el método FNA nos dará un modelamiento del comportamiento histerético del disipador y del

comportamiento inherente de la estructura para posteriormente realizar una interpretación de los resultados obtenidos siendo necesario, para esto último, conocer y definir conceptos de análisis dinámico de estructuras para sistemas lineales y no lineales

1.3.1.6.1. Respuesta sísmica a sistemas elásticos.

a. Movimiento del suelo. “Para los propósitos de la ingeniería, la variación en el tiempo de la aceleración del terreno es la forma más útil de definir el movimiento del terreno durante un sismo” (**Chopra, 2014**).

La fuerza con la que se producirán los desplazamientos de la estructura depende del mecanismo de propagación de la energía desde el epicentro hasta el emplazamiento de la estructura. Cuando se produce un terremoto con determinadas características (profundidad de foco, magnitud, etc.), parte de la energía disipada se convierte en ondas sísmicas. Al propagarse por la tierra, dichas ondas se reflejan, refractan, atenúan o amplifican de acuerdo a una serie de variables y llegan en forma de excitación sísmica. (**Barbat & Bozzo, 2000**).

El instrumento básico para registrar las tres componentes del movimiento del terreno durante un sismo es el acelerógrafo, que no registra de manera continua, pero se activa con la llegada de las primeras ondas del sismo, después de la activación el registro continúa durante unos minutos o hasta que el movimiento del terreno vuelva a descender. La aceleración del terreno se identificará como $\ddot{u}_g(t)$ para el presente trabajo. (**Chopra, 2014**)

b. Componentes del sistema. Antes de describir las fuerzas actuantes en una estructura sometida a un movimiento sísmico es menester recordar el principio de equilibrio dinámico de D’Alembert. Este principio se basa en la noción de una fuerza inercial ficticia, una fuerza que es igual al producto de la masa por su aceleración y que actúa en dirección opuesta a la aceleración. Lo anterior establece que, con las fuerzas de inercia incluidas, un sistema está en equilibrio en cada instante de tiempo. Así es posible dibujar un diagrama de cuerpo libre de una masa en movimiento y pueden usarse los principios de la estática para desarrollar la ecuación de movimiento (**Chopra, 2014**).

Adicional a la fuerza de inercia, actúan sobre la estructura dos fuerzas más. Para un sistema lineal la fuerza interna que se opone al desplazamiento es igual y opuesta a

la fuerza externa f_s . Esta relación de fuerza desplazamiento sería lineal para pequeñas deformaciones, pero se volvería no lineal en el caso de grandes deformaciones. La última fuerza actuante es la fuerza de amortiguamiento mediante la cual la amplitud de la vibración libre disminuye de manera constante debido a la disipación de energía del sistema mediante diversos mecanismos y, con frecuencia, más de un mecanismo puede estar presente al mismo tiempo, por ejemplo; el efecto térmico del esfuerzo elástico repetido del material, la fricción interna que se produce en un sólido cuando se deforma, la fricción entre la propia estructura y los elementos no estructurales, etc. Para muchos fines, el amortiguamiento real en una estructura puede idealizarse de manera satisfactoria por medio de un amortiguador viscoso lineal, el coeficiente de amortiguamiento se selecciona de modo que la energía disipada sea equivalente a la energía disipada en todos los mecanismos de amortiguamiento, combinados, presentes en la estructura. Por lo anterior, esta idealización se denomina amortiguamiento viscoso equivalente (**Chopra, 2014**).

En la siguiente figura se muestran las fuerzas que actúan sobre la masa en un cierto instante de tiempo. Estas incluyen la fuerza externa $P(t)$, la fuerza restauradora elástica f_s y la fuerza de amortiguamiento f_D . Se considera que la fuerza externa es positiva en la dirección del eje x , y el desplazamiento $u(t)$, la velocidad $\dot{u}(t)$ y la aceleración $\ddot{u}(t)$ también son positivas en la dirección del eje x . Las fuerzas elásticas y de amortiguamiento se muestran actuando en la dirección opuesta, dado que son las fuerzas internas que se oponen a la deformación y a la velocidad respectivamente (**Chopra, 2014**).

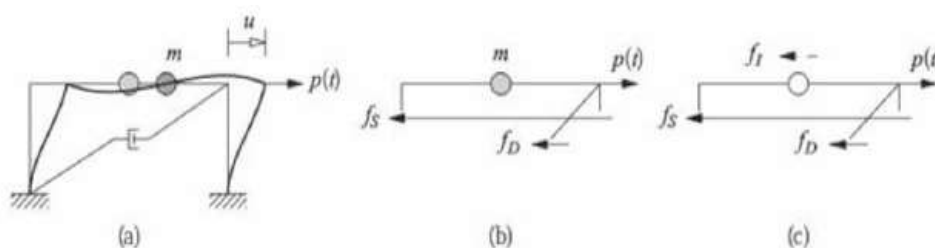


Figura 6: Fuerzas actuantes en cada instante de tiempo
Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

“La fuerza resultante a lo largo del eje x utilizando la segunda ley del movimiento de Newton es”(**Chopra, 2014**):

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (13)}$$

c. *Grados de libertad.* El grado de libertad (GDL) es definido como el número de desplazamientos independientes requerido para definir las posiciones desplazadas de todas las masas relativas a sus posiciones originales (**Chopra, 2014**).

En el caso de los edificios, la masa de la estructura está habitualmente concentrada en unas zonas de la estructura fácilmente identificables. Por este motivo, los modelos dinámicos que suelen considerarse utilizan el método de las masas concentradas, de fácil aplicación y que proporciona resultados suficientemente precisos. Siempre es posible modelar una estructura continua como un sistema discreto de masas concentradas, conectadas entre sí mediante resortes. Las masas se concentran en puntos predefinidos de la estructura y simulan el efecto de las fuerzas de inercia reales que se producen en la estructura durante su vibración. (**Chopra, 2014**)

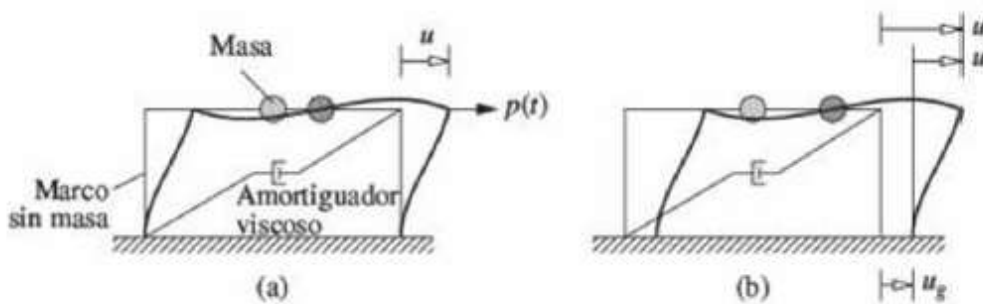


Figura 7: Sistema de un grado de libertad: (a) fuerza aplicada $p(t)$; (b) movimiento del terreno inducido por un sismo.
Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

La identificación de los grados de libertad de una estructura es una operación de gran importancia, que requiere un cierto rigor, habida cuenta de su influencia en los resultados del análisis dinámico. El método de las masas concentradas es muy eficiente en la modelización de los edificios, que son estructuras caracterizadas por una concentración real de su masa en algunos puntos discretos. En este caso, el modelo dinámico se obtiene concentrando la totalidad de la masa en estos puntos, suponiendo que el resto de la estructura tiene solamente rigidez, pero no masa. (**Barbat & Bozzo, 2000**)

c. *Ecuación de movimiento: Aceleración de terreno.* En las regiones propensas a sismos el principal problema de dinámica estructural que afecta a los ingenieros estructurales es el comportamiento de las estructuras sometidas a movimientos de la base de

la estructura inducidos por sismos. El desplazamiento del terreno se indica por $\mu_g(t)$, el desplazamiento total o absoluto de la masa por $\mu'_g(t)$, y el desplazamiento relativo entre la masa y el terreno por μ (Ver figura 8). En cada instante de tiempo, estos desplazamientos se relacionan mediante (Chopra, 2014):

$$\mu'_g(t) = \mu_g(t) + \mu(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (14)}$$

A partir del diagrama de cuerpo libre que incluye la fuerza de inercia f_I la ecuación de equilibrio dinámico es:

$$f_I + f_D + f_S = 0 \dots \dots \dots \text{Ec. (15)}$$

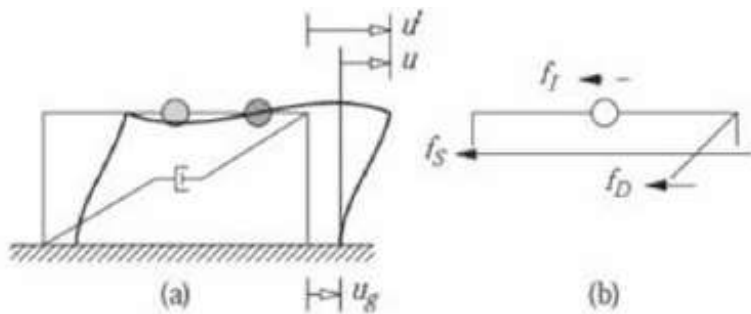


Figura 8: Diagrama de cuerpo libre para fuerzas actuantes durante un sismo. Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

Si se adiciona la aceleración del terreno, la ecuación de movimiento que controla el desplazamiento relativo o la deformación de la estructura elástica lineal es: (Chopra, 2014)

$$m\ddot{\mu} + c\dot{\mu} + k\mu = -m\ddot{\mu}_g(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (16)}$$

Al comparar la ecuación 13 y 16 se observa que las ecuaciones de movimiento para la estructura sometida a dos excitaciones distintas (la aceleración del terreno $\ddot{\mu}_g$ y la fuerza externa $P(t)$) son una misma. Así el desplazamiento relativo o deformación $\mu(t)$ de la estructura debida a la aceleración del terreno $\ddot{\mu}_g$ será idéntica al desplazamiento $\mu(t)$ de la estructura si su base fuese estacionaria y se sometiera a una fuerza externa $= m\ddot{\mu}_g(t)$. Entonces el movimiento del terreno puede sustituirse por la fuerza sísmica efectiva mostrada en la siguiente figura (que se indica mediante el subíndice “ef”) (Chopra, 2014):

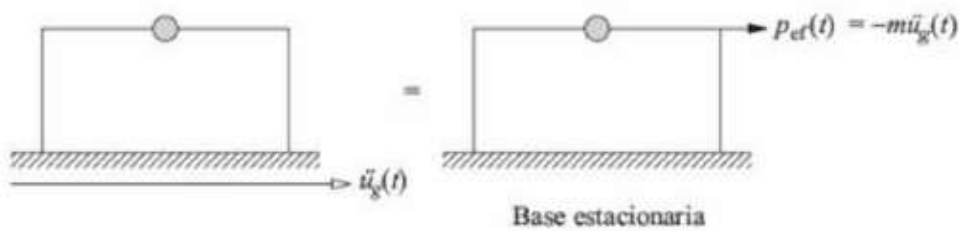


Figura 9: Fuerza sísmica efectiva: Movimiento horizontal del terreno.
 Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

$$P_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (17)}$$

Esta fuerza es igual a la masa por la aceleración del terreno, que actúa opuesta a la aceleración. Es importante reconocer que la fuerza sísmica efectiva es proporcional a la masa de la estructura. Por lo tanto, si la masa estructural incrementa, el diseñador estructural aumentará la fuerza sísmica efectiva (**Chopra, 2014**).

1.3.1.6.2. Respuesta sísmica a sistemas inelásticos:

La mayoría de los edificios son diseñados para cortantes basales menores que la cortante basal asociada con un temblor fuerte que puede ocurrir en el sitio. Esto implica que los edificios diseñados a partir de las fuerzas propuestas por sus respectivos códigos se deformarán más allá del límite del comportamiento elástico lineal cuando estén sujetos a movimientos del terreno representados por el espectro de diseño para una aceleración determinada. Por lo tanto, no debe sorprender que los edificios sufran daños durante movimientos del terreno intensos. Sin embargo, si un sismo causa daños que son demasiados graves económicamente como para repararlos o provoca el derrumbe de un edificio, es evidente que el diseño era erróneo (**Chopra, 2014**).

De este modo la importancia central en la ingeniería antisísmica es comprender la respuesta de las estructuras deformadas dentro el rango inelástico durante un movimiento intenso del suelo. En esta parte se definen algunos parámetros para entender la influencia de la cedencia en un sistema inelástico, así como la idealización de este comportamiento.

1.3.1.6.2.1. *Relación fuerza-deformación.* “Los resultados experimentales indican que el comportamiento cíclico de la relación fuerza-deformación de una estructura depende principalmente del material y del sistema estructural” (**Chopra, 2014**).

En general dentro del alcance de toda investigación experimental, se formula un modelo matemático que permita describir lo más fielmente posible, el fenómeno investigado. Por esta razón el número de modelos matemáticos de histéresis ha aumentado al ritmo de la creciente investigación en el tema. Muchos de ellos son derivaciones y refinaciones de modelos anteriores, sin embargo, se debe tener cuidado de no caer en la falacia de pretender obtener mayor precisión que la que permiten los datos o suposiciones iniciales. **(García, 1998)**.

Para una aproximación a la relación fuerza-deformación de una estructura inelástica es conveniente idealizar la curva mediante una relación elastoplástica perfecta cuya aplicación está generalizada debido a su simplicidad, la cual se presta, inclusive, para soluciones realizadas manualmente. **(García, 1998)**.

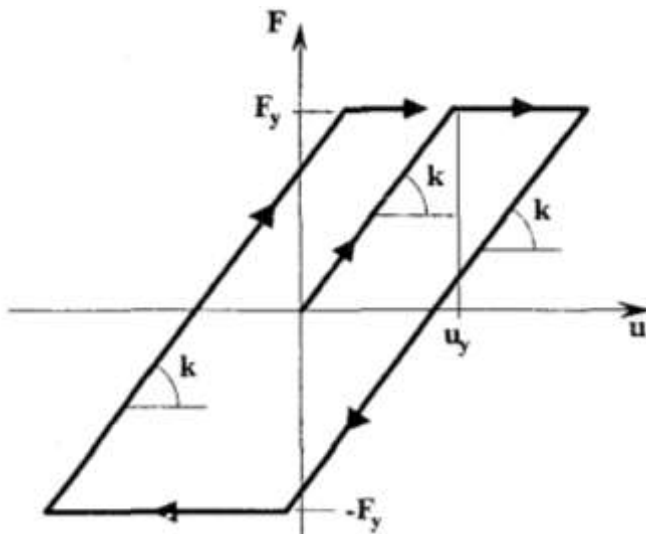


Figura 10: Curva fuerza-deformación para un material elastoplástico
Fuente: Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Luis García, 1998.

Dentro del modelo elastoplástico el material se comporta como un material totalmente elástico, con rigidez K , hasta que llega al nivel de la fuerza de fluencia F_y ; y a partir de este punto hay deformación sin que se presente un aumento en la fuerza. Una vez se invierte el movimiento, el material nuevamente reacciona como un material totalmente elástico hasta llegar a la fuerza de fluencia en el lado opuesto, $-F_y$. **(García, 1998)**.

La acumulación de energía de deformación corresponde al área bajo la curva de carga, como se muestra en la figura 11 (a). Cuando hay descarga la energía de deformación que el sistema transfiere a energía cinética corresponde al área bajo la curva de

descarga, figura 11 (b). La diferencia entre las dos áreas corresponde a la energía disipada por el sistema. (García, 1998).



Figura 11: Disipación de energía en un sistema elastoplástico
Fuente: Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico, Luis García, 1998.

1.3.1.6.3. Ecuación de movimiento. Según (Chopra, 2014), “la ecuación que describe un sistema inelástico se muestra a continuación”:

$$m\ddot{\mu} + c\dot{\mu} + fs(\mu) = -m\ddot{\mu}_g(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (18)}$$

“Para una aceleración $\ddot{\mu}_g(t)$ dada, $\mu(t)$ depende de tres parámetros del sistema $\omega_n, \zeta, y \mu_y$, además de la forma de la relación fuerza-deformación; aquí. Para demostrar este hecho, la ecuación se divide entre m para obtener” (Chopra, 2014):

$$\ddot{\mu} + 2\zeta\omega_n\dot{\mu} + \overline{fs(\mu)}\omega^2\mu_y = -\ddot{\mu}_g(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (19)}$$

Sabiendo que:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad ; \quad C = \zeta(2m\omega) \quad ; \quad f(s)\mu = \overline{fs(\mu)} f_y \quad ; \quad f_y = k\mu_y$$

A partir de la ecuación 19 es evidente que $u(t)$ depende de $\omega_n, \zeta, y \mu_y$. La cantidad ω_n es la frecuencia natural ($T_n = 2\pi/\omega_n$ es el periodo natural) del sistema inelástico dentro de su intervalo elástico lineal (es decir, $\mu \leq \mu_y$). A mayores amplitudes de movimiento, el periodo natural de vibración no está definido para los sistemas inelásticos. De manera similar, C es el coeficiente de amortiguamiento del sistema basado en el amortiguamiento crítico $2m\omega_n$ del sistema inelástico dentro de su intervalo elástico lineal. La función $\overline{fs(\mu)}$ describe la relación fuerza-deformación, por ejemplo, de una forma elastoplástica. (Chopra, 2014)

1.3.1.7 Sistemas de protección sísmica.

1.3.1.7.1. Antecedentes conceptuales: En el diseño sismorresistente convencional, el desempeño aceptable de una estructura durante un evento sísmico está basado en que el sistema resistente sea capaz de absorber y disipar energía de una manera estable por un largo número de ciclos. La disipación de energía ocurre en regiones de rótulas plásticas dúctiles generalmente en las vigas y en las columnas especialmente detalladas, a diferencia de las placas que aportan mayor rigidez y presentan mayor momento de fluencia, las cuales también forman parte del sistema de cargas por gravedad. Las rótulas plásticas son regiones de daño concentrado, las cuales son difíciles de reparar. Estas características de diseño son aceptables por sus consideraciones económicas, por supuesto, que el colapso estructural es prevenido y que la seguridad de la vida de las personas está asegurada. **(Oviedo R. , 2008)**

Existen situaciones en donde las características del diseño convencional no son aplicables. Cuando una estructura debe permanecer funcional después de un sismo, como es el caso de estructuras importantes (hospitales, estaciones de policía, etc.), el diseño convencional es inapropiado. Para estos casos la estructura puede ser diseñada con suficiente resistencia para que la acción inelástica sea prevenida o sea mínima; lo que resulta bastante costoso. En algunas estructuras, precauciones especiales necesitan ser tomadas en salvaguarda del daño importante o la falla de sistemas importantes, los cuales son necesarios para la continuidad de la servicialidad. La experiencia reciente con dos de las instalaciones más nuevas de hospitales en el sismo de Northridge demostró problemas que pueden ocurrir con un determinado diseño. **(Oviedo R. , 2008)**

Existe un gran número de estructuras antiguas que tienen insuficiente resistencia lateral y falta del detallado requerido necesario para un comportamiento dúctil. El reforzamiento sismorresistente de estas estructuras es necesario y debe ser conseguido con un diseño sísmico convencional, a pesar de que frecuentemente tiene un costo significativo y un desagradable deterioro de las características arquitectónicas. Es importante preservar con un reforzamiento sismorresistente las estructuras históricas con importantes características arquitectónicas. Procedimientos de diseño alternativo han sido desarrollados con incorporación de sistemas de protección sismorresistente en las estructuras, estos sistemas pueden tomar la forma de sistemas de aislamiento sísmico o dispositivos

suplementarios de disipación de energía. (Oviedo R. , 2008)

1.3.1.7.2. *Balance energético*: Según (Chopra, 2014), la energía de entrada aplicada a un sistema inelástico por un sismo se disipa tanto por el amortiguamiento viscoso como por la cedencia (en su mayoría). Tales cantidades de energía se definen y analizan en esta sección. Los diferentes términos de energía pueden definirse al integrar la ecuación de movimiento de un sistema inelástico de la manera siguiente:

$$\int_0^u m\ddot{u}(t)du + \int_0^u c\dot{u}(t)du + \int_0^u fs(u)du = - \int_0^u m\ddot{u}_g(t)du \dots \dots \dots \text{Ec. (20)}$$

El lado derecho de esta ecuación es la entrada de energía a la estructura dado el inicio de la excitación sísmica:

$$E_I(t) = - \int_0^u m\ddot{u}_g(t)du \dots \dots \dots \text{Ec. (21)}$$

En (Chopra, 2014), esto es claro si se observa que a medida que la estructura se mueve a través de un incremento del desplazamiento du , la energía suministrada a la estructura por la fuerza efectiva $P_{ef}(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ es:

$$dE_I = -m\ddot{u}_g(t) du \dots \dots \dots \text{Ec. (22)}$$

El primer término del lado izquierdo de la ecuación 20 es la energía cinética de la masa asociada a su movimiento en relación con el terreno:

$$E_K(t) = \int_0^u m\dot{u}(t)du = \int_0^u m\dot{u}(t)d\dot{u} = \frac{m\dot{u}^2}{2} \dots \dots \dots \text{Ec. (23)}$$

El segundo término en el lado izquierdo de la ecuación 20 es la energía disipada por el amortiguamiento viscoso, definida anteriormente.

$$E_D(t) = \int_0^u f_D(t)du = \int_0^u c\dot{u}(t)du \dots \dots \dots \text{Ec. (24)}$$

Según (Chopra, 2014), el tercer término en el lado izquierdo de la ecuación (20) es la suma de la energía disipada por la cedencia y la energía de deformación recuperable del sistema:

$$E_S(t) = \frac{[f_S(t)]^2}{2k} \dots \dots \dots \text{Ec. (25)}$$

Donde k es la rigidez inicial del sistema inelástico. Así, la energía disipada por la cedencia es

$$E_Y(t) = \int_0^u f_S(u)du - E_S(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (26)}$$

Con base en estas cantidades de energía, la ecuación (27) es una descripción del balance de energía para el sistema:

$$E_I(t) = E_K(t) + E_D(t) + E_S(t) + E_Y(t) \dots \dots \dots \text{Ec. (27)}$$

A continuación, se muestra la variación en el tiempo de estas cantidades de energía para dos sistemas de 1GDL sometidos al movimiento de un terreno. Los resultados presentados son para un sistema elástico lineal con periodo natural $T_n = 0.5s$ y fracción de amortiguamiento $\zeta = 0.05$, y para un sistema elastoplástico con las mismas propiedades. **(Chopra, 2014)**

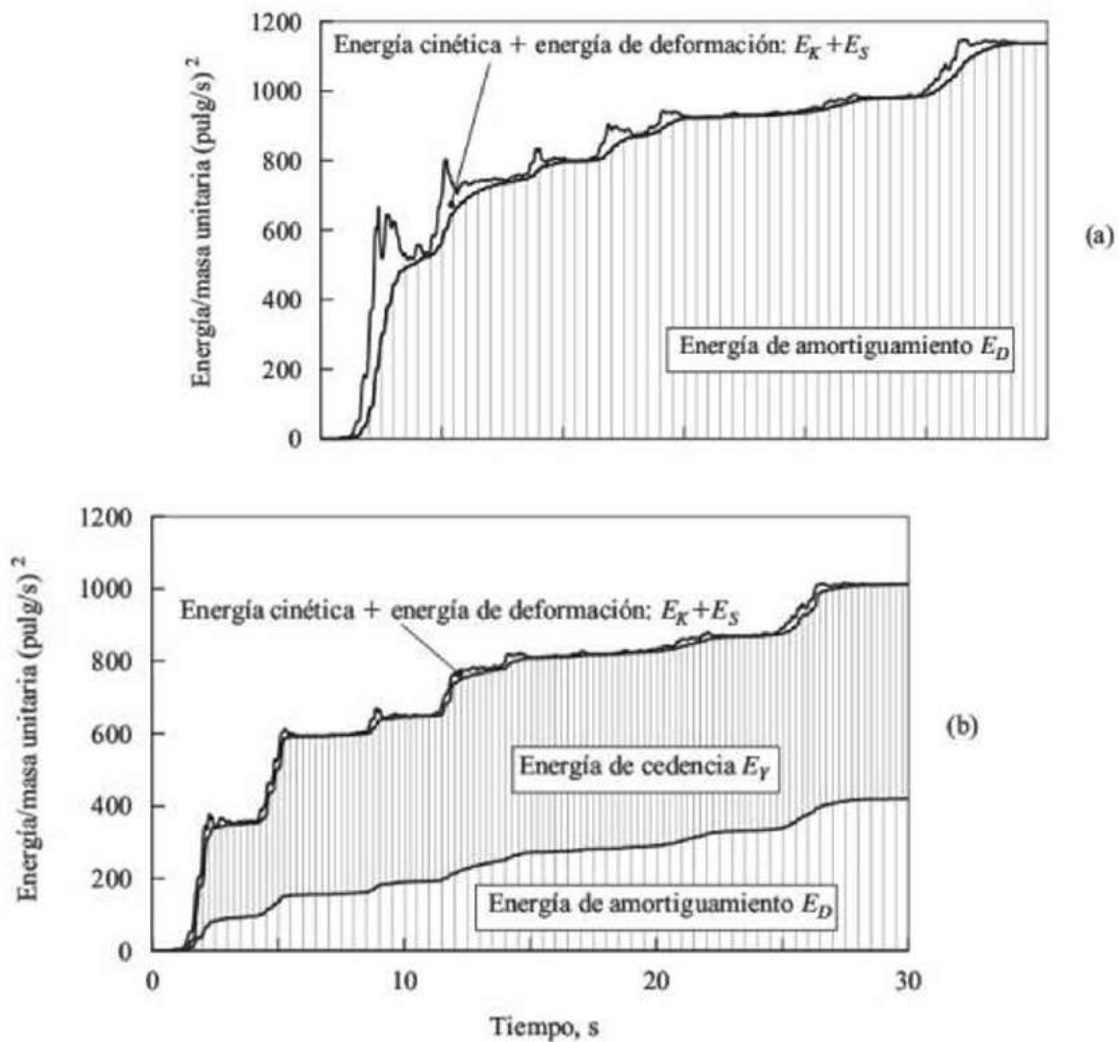


Figura 12: Variación en el tiempo de la energía disipada por el amortiguamiento viscoso y la cedencia, así como por la energía cinética más la energía de deformación. (a) Sistema lineal, (b) sistema inelástico. Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

Los resultados de la figura 12 muestran que, en algún momento, la estructura disipa toda la energía que se le suministra mediante el amortiguamiento viscoso y la cedencia. Esto lo indica el hecho de que la energía cinética y la energía de deformación recuperable disminuyen cerca del final de la vibración del terreno. El amortiguamiento viscoso disipa menos energía en el sistema inelástico, lo que implica velocidades más pequeñas en relación con el sistema elástico. La figura 12 también indica que la entrada de energía a un sistema lineal y a un sistema inelástico, ambos con los mismos T_n y ζ , no son iguales. Además, la energía de entrada varía con T_n para ambos sistemas. (Chopra, 2014)

Para efectos de la presente tesis se reemplazarán algunas denominaciones de la ecuación de conservación de la energía con la finalidad de diferenciar entre el amortiguamiento viscoso equivalente y el amortiguamiento por dispositivos complementarios, teniendo una ecuación final de:

$$E_I(t) = E_K(t) + E_A(t) + E_S(t) + E_Y(t) \dots \dots \dots Ec. (28)$$

Donde:

E_K = Energía cinética, representa el movimiento de la estructura. Las energías cinéticas y potenciales (deformación) son disipadas mediante diversos mecanismos de amortiguamiento inherentes a la estructura (La disipación de energía se representa por un mecanismo de amortiguamiento viscoso lineal)

E_A = Energía de amortiguamiento consustancial a la estructura.

E_S = Energía de deformación elástica recuperable.

E_Y = Energía de deformación inelástica, también es conocida como energía de ductilidad o histerética. Ésta es la mayor fuente de disipación de energía.

E_I = Energía de entrada del movimiento sísmico. Representa el trabajo hecho por la fuerza de corte total en la cimentación debido al desplazamiento del terreno y contiene el efecto de las fuerzas de inercia de la estructura.

Si una parte de esta energía pudiera disiparse a través de dispositivos complementarios que, de ser necesario, pudieran sustituirse con facilidad después de un sismo, el daño estructural podría reducirse. Estos dispositivos pueden servir para reducir los costos en el diseño de nuevas estructuras y para la protección sísmica de las estructuras existentes.(Chopra, 2014); es decir, el desempeño estructural puede ser mejorado si una porción de la energía de entrada es disipada por algún tipo de dispositivo complementario. Esto se muestra claramente en la relación de conservación de la energía:

$$E_I(t) = E_K(t) + E_A(t) + E_S(t) + E_Y(t) + E_D(t) \dots \dots \dots Ec. (29)$$

Donde:

E_D = es la energía disipada por los dispositivos de amortiguamiento complementarios.

En el diseño convencional, el desempeño estructural aceptable está acompañado de la ocurrencia de deformaciones inelásticas. Este tiene el efecto directo de incrementar la energía E_y . La ocurrencia de deformaciones inelásticas en el sistema

estructural modifica la energía absoluta de entrada. En efecto, El incremento de la flexibilidad actúa como un filtro el cual disipa una porción de la energía sísmica de entrada. El resultado significativo es que tiende a reducir la aceleración y reduce las deformaciones en regiones alejadas de las rótulas plásticas.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

Los modernos sistemas de aislamiento sísmico incorporan mecanismos de disipación de energía. Como ejemplos se tienen sistemas elastoméricos de gran amortiguamiento, disipadores de acero, disipadores de fluido viscoso y disipadores por fricción, trabajando en conjunto con los sistemas de aislamiento de base.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

En el mejoramiento del desempeño de la respuesta sísmica y el control de daño, los sistemas complementarios de disipación de energía trabajan muy bien. En estos sistemas, dispositivos mecánicos son incorporados en el pórtico de la estructura y disipan energía a lo largo de toda la altura de la estructura. Esto significa que la energía es disipada por fluencia de metales, fricción por deslizamiento, movimiento de un pistón o un plato con fluido viscoso, fluido a través de un orificio o la acción viscoelástica en materiales poliméricos.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

Adicionalmente al incremento de la capacidad de disipación de energía por unidad de desplazamiento de una estructura, algunos sistemas de disipación de energía también incrementan la resistencia y la rigidez. En estos sistemas están incluidos los siguientes tipos de dispositivos de disipación de energía: fluencia de metales, fricción y viscoelásticos. Los sistemas de disipación de energía llamados disipadores de fluido viscoso no incrementan la resistencia o la rigidez de una estructura a menos que la frecuencia de excitación sea muy alta. En la figura 13 se muestran las curvas fuerza deformación de una estructura simple de un nivel con y sin Sistemas de Disipación de Energía (EDS). Las curvas son mostradas hasta entrar al rango inelástico, como se espera sea el caso en las aplicaciones de alto peligro sísmico.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

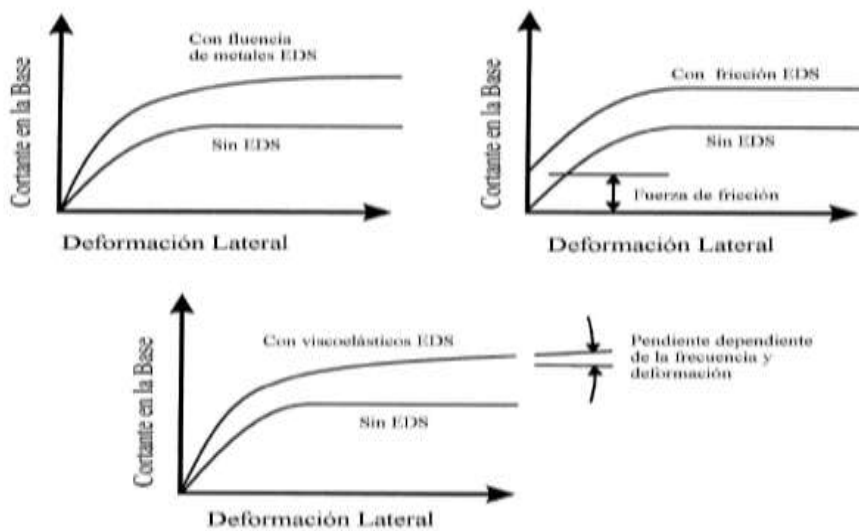


Figura 13: Efectos de los sistemas de disipación de energía en las curvas fuerza-deformación de una estructura. Fuente: Edificaciones con disipadores de energía, Villareal y Oviedo, 2009.

La adición de sistemas de disipación de energía incrementa, en general, la resistencia y/o rigidez de la estructura. En general, la adición de un sistema de disipación de energía resultará en una reducción de la distorsión y, una reducción del daño (debido a la disipación de energía) y un incremento en la fuerza lateral total en la estructura (debido al incremento de la resistencia y/o rigidez). (Villarreal & Oviedo, 2009)

1.3.1.7.3. Sistemas de control de la respuesta dinámica: Según (Villarreal & Oviedo, 2009), los diferentes sistemas de protección sísmica empleados en la actualidad tienen por objetivo el control de los desplazamientos de la estructura siguiendo una o varias de las siguientes alternativas:

- Por medio de dispositivos que anexados a la estructura absorban o disipen la energía de entrada del sismo.
- Por medio de mecanismos que al iniciar la excitación sísmica ejerzan fuerzas buscando neutralizar la acción de ésta.
- Por medio de dispositivos que modifiquen las propiedades y la respuesta dinámica de la estructura, buscando reducir la energía de entrada y evitando el comportamiento resonante.

De acuerdo a las alternativas expuestas, los sistemas de control estructural pueden clasificarse en 4 grandes grupos: Los sistemas pasivos, semiactivos, híbridos y activos, cada uno de los cuales posee diferentes tipos de dispositivos que producen el correspondiente control requerido. (Villarreal & Oviedo, 2009)



Figura 14: Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica.
Fuente: Propia.

Los sistemas de control pasivo se basan en elementos que responden de forma inercial a la acción sísmica y a diferencia del resto de sistemas, estos no precisan de aporte energético para funcionar. Los sistemas activos, semiactivos e híbridos están formados por actuadores de fuerza y/o elementos pasivos, controlador a tiempo real y dispositivos sensores instalados en la estructura. (Villarreal & Oviedo, 2009)

Los sistemas pasivos se clasifican en sistemas de aislamiento de base, de disipación de energía y en osciladores resonantes. Los aisladores de base, situados sobre la cimentación y soportando al edificio, desacoplan parcialmente al edificio del suelo, disminuyendo la energía de entrada y por consiguiente su respuesta estructural. Los disipadores de energía no alteran la energía de entrada, que depende básicamente del período fundamental y de la masa del edificio, manifestando su eficiencia maximizando la energía disipada y disminuyendo la respuesta estructural. Los sistemas inerciales acoplados tales como el Tuned Mass Dampers (TMD) introducen masas adicionales, normalmente situadas en la parte alta de los edificios, cuya excitación absorbe parte de la energía cinética introducida por el sismo. Las propiedades más valiosas de los sistemas pasivos es su no dependencia de fuentes de energía, que son mecánicamente simples y su costo es

competitivo. Existen actualmente cientos de edificios construidos en el mundo con estos sistemas.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

Los sistemas activos contrarrestan directamente los efectos del sismo mediante actuadores. La gran demanda de energía que comporta su actuación ante un sismo severo y la complejidad de los algoritmos de control los convierte en sistemas poco simples. Los sistemas híbridos y semiactivos nacen ante la necesidad de respuesta en una banda amplia de frecuencias y de menor consumo energético. Los sistemas híbridos son muy similares a los sistemas activos, sin embargo, en ellos intervienen elementos pasivos que permiten reducir el consumo energético del sistema ante un sismo. Los sistemas semiactivos emplean dispositivos de control pasivo, sin consumo energético, cuyas características resistentes permiten ser modificadas y controladas a tiempo real mediante actuadores de bajo consumo a través de sistemas de control parecidos a los empleados en los sistemas activos e híbridos.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

1.3.7.4. Sistemas pasivos de protección sísmica.: Los dispositivos pasivos son elementos de carácter reactivo, cuya respuesta no es controlable y depende únicamente de las condiciones de trabajo en que se encuentran. Estos intervienen alterando las propiedades dinámicas del edificio y provocando una reducción de su respuesta estructural, teniendo ventajas económicas. Los sistemas de control pasivo se pueden clasificar en control pasivo con aislamiento en la base, control pasivo con sistemas inerciales acoplados y control pasivo con disipadores de energía.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

1.3.7.4.1. Control pasivo con aislamiento en la base. El aislamiento de la base es una estrategia de diseño que se fundamenta en el desacoplamiento de la estructura del movimiento del suelo para proteger a ésta del efecto de los sismos. Se consigue a partir de dispositivos flexibles al movimiento horizontal y rígido al desplazamiento vertical, ubicados entre los cimientos y la superestructura. Su presencia alarga el periodo fundamental, con la cual desacopla de forma parcial la estructura del movimiento del terreno y limita la entrada de energía.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

El aislamiento de la base es más recomendable en estructuras rígidas sobre terrenos rígidos. El principal inconveniente que se presenta en estructuras con una elevada

relación altura-ancho son los elevados momentos de volteo que pueden suponer la pérdida de equilibrio. Además, al incrementarse la altura, las ventajas obtenidas al variar el periodo de vibración, disminuyen. (Villarreal & Oviedo, 2009)

En la figura 15 se puede observar el comportamiento de una estructura sin y con dispositivos pasivos de aislamiento en la base. Se observa que los aisladores amplían los desplazamientos totales, pero así mismo reducen las deformaciones de entrepiso y el periodo de la estructura.

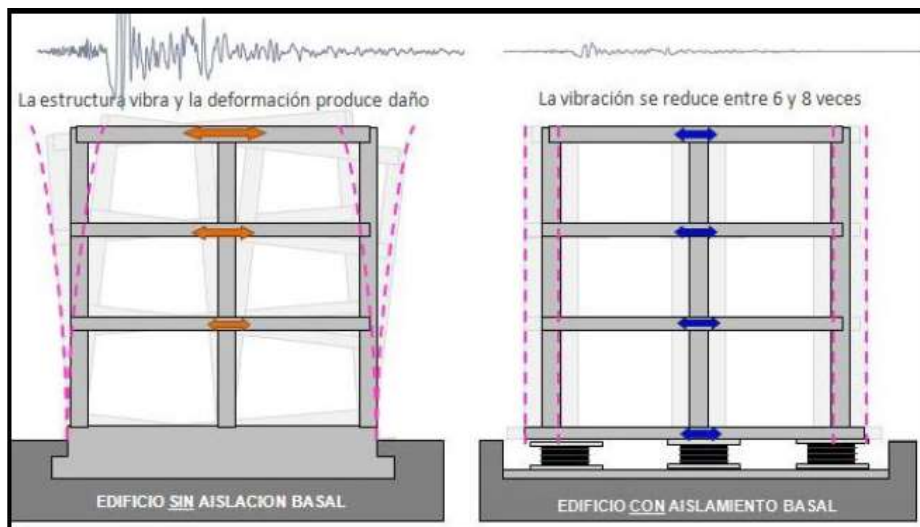


Figura 15: Comportamiento sísmico con aislamiento en la base.

Fuente: "Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos", Marco Díaz, 2014.

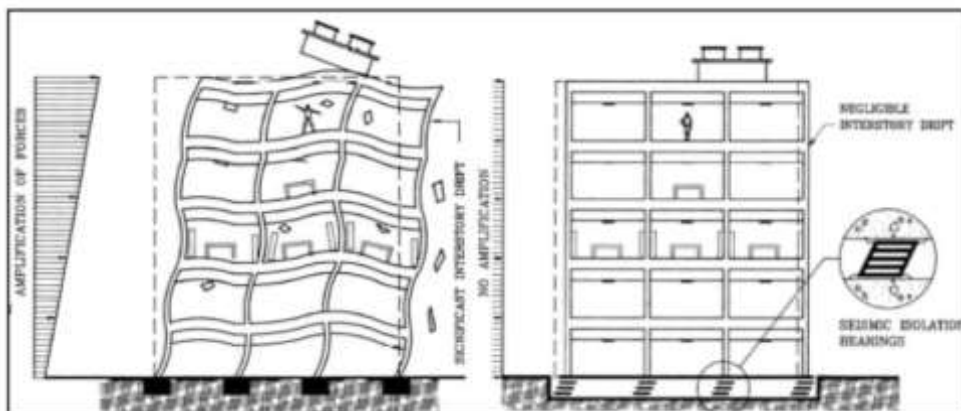


Figura 16: Efectos del aislamiento basal sobre los contenidos de la edificación.

Fuente: "Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos", Marco Díaz, 2014.

Existen tres grandes grupos de dispositivos pasivos de aislamiento basal. El primero son los aisladores de neopreno zunchado, éstos intercalan placas delgadas de acero en un bloque cúbico o cilindro de neopreno. Su rigidez vertical aumenta considerablemente,

manteniendo su flexibilidad lateral (figura 17). Estos dispositivos dotan de flexibilidad al edificio pero su capacidad de disipación resulta baja. (Villarreal & Oviedo, 2009)



Figura 17: Aislador con núcleo de plomo.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

El segundo grupo de aisladores de base corresponde a los de fricción. Estos trabajan de forma distinta a los aisladores de neopreno, al limitar la fuerza máxima transmitida a la estructura mediante el coeficiente de fricción. Su principal ventaja es el costo y no tener prácticamente limitación en la carga vertical que puede transmitir. (Villarreal & Oviedo, 2009)

El último grupo corresponde a los dispositivos de aislamiento basal basados en el movimiento pendular del edificio sobre las superficies cóncavas de los aisladores (figura 18). El periodo del péndulo es convertido en modo de vibración fundamental de la estructura y depende solamente del radio de curvatura de la superficie deslizante del aislador. (Villarreal & Oviedo, 2009)



Figura 18: Aislador de péndulo friccional.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

1.3.7.4.2. *Control pasivo con sistemas inerciales acoplados.* Los sistemas inerciales acoplados, en esencia, introducen masas adicionales a la estructura. Generalmente estos disipadores se disponen en la parte alta de los edificios y ante un sismo trabajan neutralizando las vibraciones producidas por éste. Dentro de este sistema existen principalmente dos tipos de amortiguadores: Los de masa sintonizada (Tuned Mass Damper) y los amortiguadores de líquido sintonizado. **(Díaz, 2014)**

“Los disipadores de masa sintonizada (Tuned Mass Damper) están constituidos principalmente de los siguientes elementos: Un oscilador de un grado de libertad, un mecanismo de resorte y un mecanismo de amortiguamiento” **(Díaz, 2014)**.

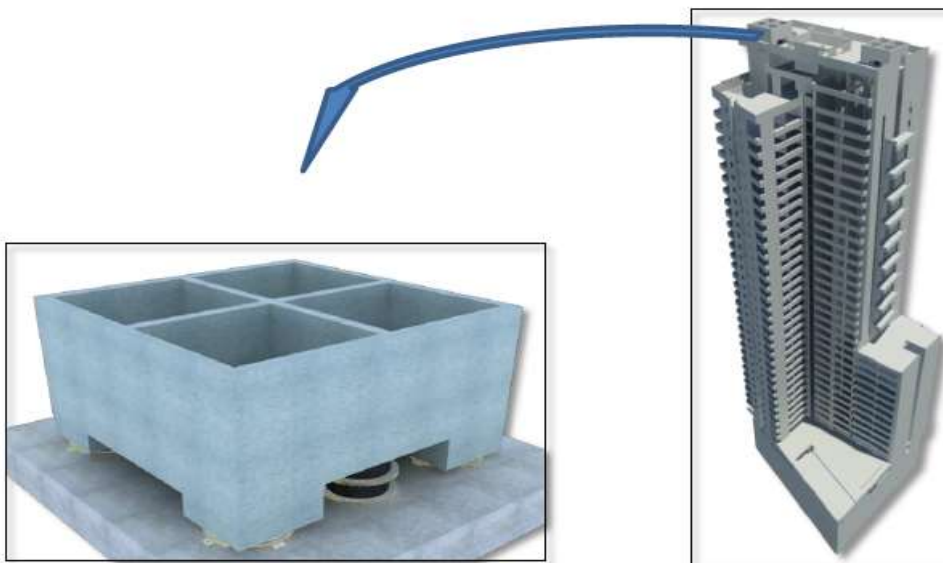


Figura 19: Amortiguador de masa sintonizada. Edificio Geocentro Agustinas (Chile).

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

Esta tecnología está siendo aplicada en algunos países vecinos, como es el caso de Chile donde ya se ha aplicado para edificios residenciales. El amortiguador de líquido sintonizado consiste en un gran tanque con líquido que se coloca en la parte alta del edificio. Durante un evento sísmico, el fluido en ese tanque se dirige de un lado a otro, pero en su trayectoria se encuentra con bafles (deflectores) que impiden su movimiento. A través de su masa, el agua puede cambiar o contrarrestar el periodo de la resonancia de edificio. **(Díaz, 2014)**

1.3.7.4.3. Control pasivo con disipadores de energía. Los dispositivos de disipación de energía se clasifican en esta sección, de acuerdo a lo estipulado por el FEMA 273 y ASCE 2010, como dependientes del desplazamiento y dependientes de la velocidad. Asimismo, se considera una tercera categoría concerniente a dispositivos dependientes del desplazamiento y la velocidad con la finalidad de separar todos los dispositivos de acuerdo a la función principal de la que dependen. Los dispositivos dependientes del desplazamiento se pueden clasificar como dispositivos de fricción y fluencia de metales. La respuesta de los dispositivos dependientes del desplazamiento debe ser independiente de la velocidad relativa y/o la frecuencia de excitación. Los dispositivos dependientes de la velocidad incluyen los dispositivos de fluido viscoso y la tercera clasificación incluye todos los dispositivos viscoelásticos. (Diaz, 2014)



Figura 20: Clasificación de los disipadores de energía
Fuente: Propia

1.3.7.5. Tipos de disipadores de energía.

1.3.7.5.1. Dependientes del desplazamiento. “Son aquellos dispositivos que inician la disipación de energía con el movimiento relativo de entrepiso. Esto se refleja como un incremento en la rigidez de la estructura modificando de esta manera el periodo de la estructura” (Torres y Guevara, 2012).

1.3.7.5.1.1. Disipadores por plastificación de metales. Disipan energía plastificando el componente de acero que hay en su interior mediante esfuerzos de flexión o cortante; sin embargo, la plastificación puede darse mediante cualquier tipo de esfuerzo (por ejemplo, esfuerzos de torsión o axial). Durante un sismo estos dispositivos, que se ubican habitualmente en las diagonales mostradas en la figura 21, plastifican y cambian las

características dinámicas del edificio. El periodo fundamental, por ejemplo, será distinto en cada instante de tiempo y, por ello, las fuerzas dinámicas cambiarán. Además, producen la reducción de las fuerzas sísmicas por su disipación de energía. Estos elementos se comportan de forma exactamente análoga a las rótulas plásticas en los diseños convencionales. **(Barbat & Bozzo, 2000)**



Figura 21: Dispositivo de amortiguación por fluencia.

Fuente: "Diseño de un edificio aporticado con amortiguadores de fluido viscoso en disposición diagonal", Guevara y Torres, 2012.

Uno de los disipadores más conocidos y estudiados es el conocido sistema con el nombre de ADAS (Adding Damping and stiffness), el cual es un dispositivo formado por un conjunto de chapas en paralelo, de espesor constante y sección variable en forma de X (figura 22). Este sistema frontalmente es similar a dos trapecios unidos por la base menor. Cada placa del dispositivo se encuentra impedida de giro en ambos extremos, de forma que un desplazamiento relativo entre estos en dirección perpendicular al plano de la placa, produce una distribución de momentos flectores, es decir este dispositivo se plastifica debido a flexión. **(Villarreal & Oviedo, 2009)**

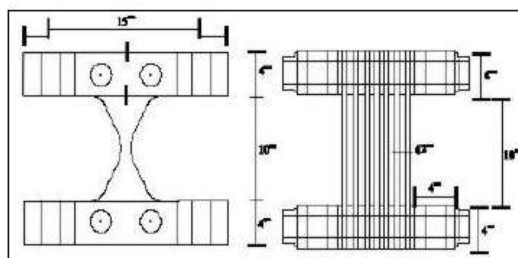
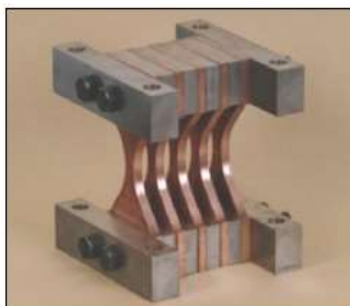


Figura 22: Dispositivo histerético metálico tipo ADAS.

Fuente: "Diseño de un edificio aporticado con amortiguadores de fluido viscoso en disposición diagonal", Guevara y Torres, 2012.

Otro disipador conocido es el tipo TADAS, al igual que el ADAS, está formado por un conjunto de placas trapezoidales de acero paralelas y de espesor constante. El hecho de que las placas se encuentren con un extremo empotrado y el otro articulado, condiciona la forma trapezoidal. Con un desplazamiento relativo entre extremos de la placa perpendicular a su plano, se consigue la plastificación por flexión. (Villarreal & Oviedo, 2009)

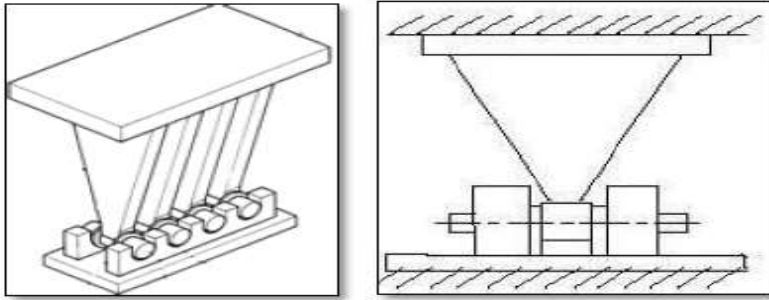


Figura 23: Dispositivo tipo TADAS.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

Para la presente tesis se escogerá como modelo representativo de los disipadores histeréticos los dispositivos tipo ADAS cuyo análisis de comportamiento está muy estudiado además de ser el más simple de fabricar.

Comportamiento desplazamiento vs fuerza. En la figura 24 se ilustra el funcionamiento del disipador tipo ADAS. La parte superior del disipador va anclada a la viga de la estructura y la inferior a los arriostres diagonales. En el disipador actúan las fuerzas sísmicas equivalentes F , las mismas que generan un desplazamiento relativo Δ , que da origen a la disipación de energía por fluencia del material. A la derecha se presenta la geometría de una placa del ADAS con su respectiva nomenclatura. (Barbat A. , 2016)

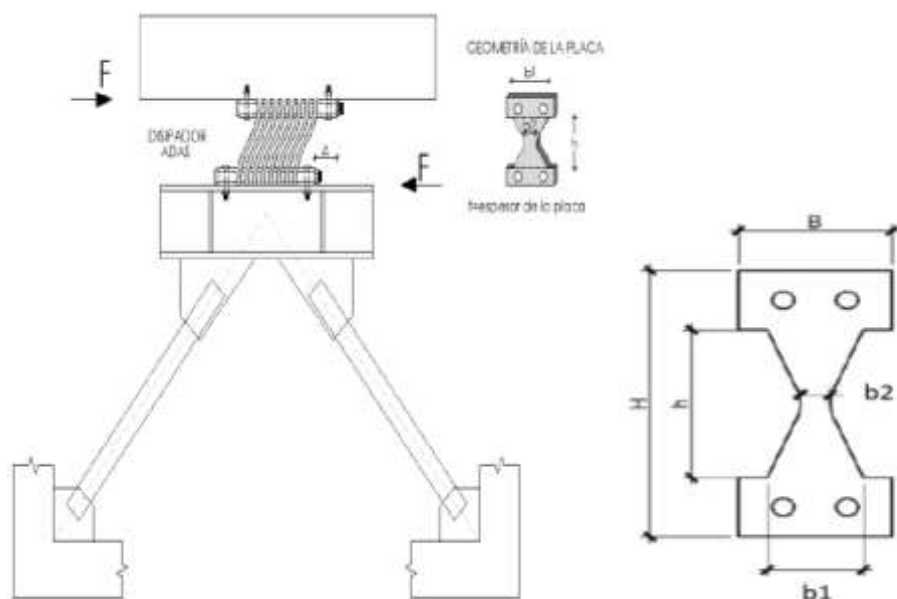


Figura 24: Configuración del disipador ADAS.

Fuente: "Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS", Barbat, 2016.

El modelado matemático de estos dispositivos representa un gran reto para el diseñador, debido a que es necesario desarrollar un modelo representativo de la estructura estudiada, de forma que se incluyan las propiedades del disipador, pero al mismo tiempo que el proceso sea eficiente en análisis y diseño.

“En forma simplificada y desde el punto de vista de un análisis sísmico práctico se puede considerar que el comportamiento de los disipadores histeréticos es bilineal” (Barbat A. , 2016), este modelo bilineal es producto de la modificación de una idealización elastoplástica del modelo. El modelo de histéresis bilineal es similar a un modelo elastoplástico excepto por el hecho de que se le asigna a la rigidez, después de la fluencia, una pendiente positiva, para simular las características de endurecimiento del acero por deformación.

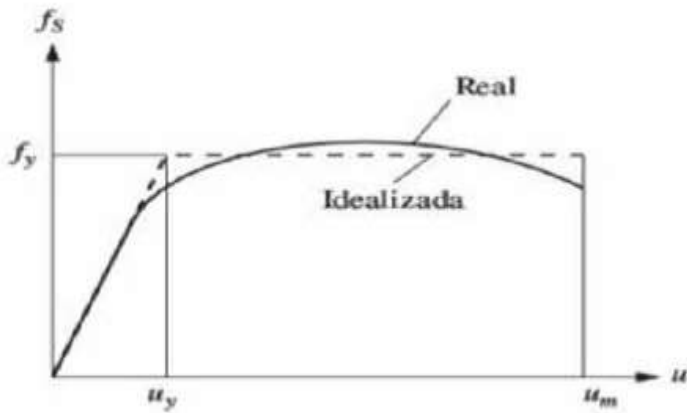


Figura 25: Curva fuerza-deformación durante la aplicación de carga, real e idealización elastoplástica.
Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

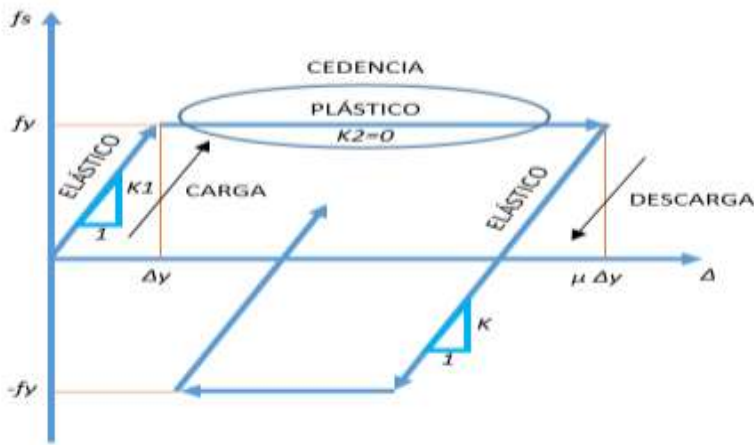


Figura 26: Relación elastoplástica de fuerza-deformación.
Fuente: Modificado de Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

En la figura 26 se muestra un ciclo típico de carga, descarga y recarga de un sistema elastoplástico. En la aplicación inicial de carga este sistema idealizado es elástico-lineal con rigidez K_1 , siempre y cuando la fuerza sea menor que f_y . La cedencia comienza cuando la fuerza alcanza el valor de f_y . La deformación a la que empieza la cedencia es ΔY (deformación de cedencia). La cedencia ocurre a una fuerza constante f_y (es decir, la rigidez es cero). La descarga desde un punto de deformación máxima tiene lugar a lo largo de una trayectoria paralela a la rama elástica inicial. Del mismo modo, la recarga de este punto de deformación mínima tiene lugar a lo largo de una trayectoria paralela a la rama elástica inicial. (Chopra, 2014)

El modelo elastoplástico descrito anteriormente no representa el comportamiento histerético post fluencia de forma precisa y acorde con los ensayos experimentales pues no considera la característica de endurecimiento del acero por deformación, por ende, el modelo usado para representar el comportamiento de los disipadores histeréticos es el modelo bilineal, el cual considera una rigidez después de la fluencia asignando una pendiente positiva como se muestra en la figura 27, donde α es un porcentaje de la rigidez elástica inicial. (Villarreal & Oviedo, 2009)

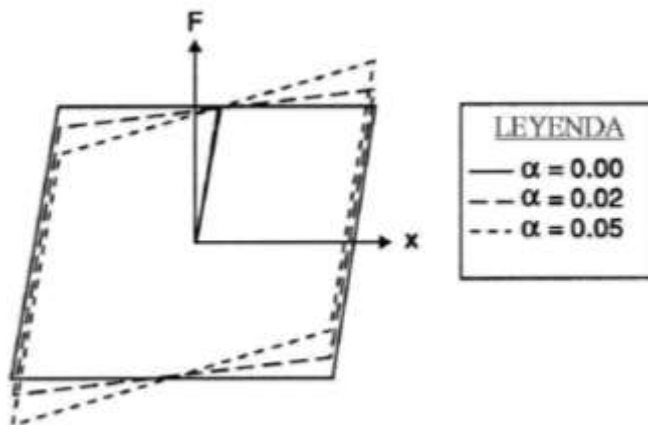


Figura 27: Variación de la deformación por endurecimiento.
Fuente: Edificaciones con disipadores de energía, Villarreal y Oviedo, 2009.

Los valores de α representan una relación post fluencia (K_2) con respecto a la rigidez elástica del disipador (K_1). Los valores frecuentes de α son 0; 0.03; 0.05 (Barbat A., 2016). Para la presente tesis se usará un valor de acuerdo a la experiencia de cálculo del Dr. Genner Villarreal, el cual considera un valor de $\alpha = 0.025$. Finalmente la gráfica representativa del modelo bilineal para un disipador histerético tipo ADAS es la siguiente:

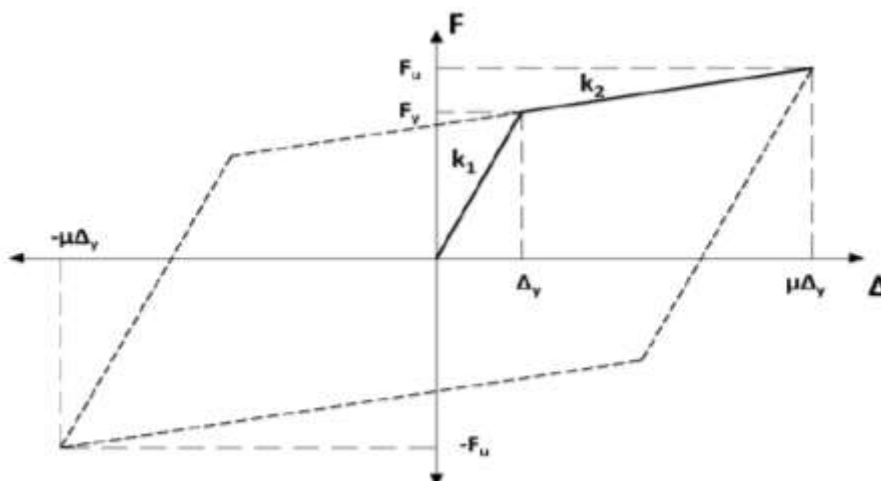


Figura 28: Modelo de histéresis bilineal de un disipador tipo ADAS.
Fuente: "Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS", Barbat, 2016.

Los valores que representan la gráfica anterior son:

F_y = Fuerza de inicio de fluencia.

F_u = Fuerza última de fluencia.

K_1 = Rigidez elástica inicial.

K_2 = Rigidez post fluencia.

Δ_y = Deformación de fluencia.

$\mu\Delta_y$ = Deformación última.

“El último parámetro que se debe imponer es la ductilidad μ del disipador (capacidad del dispositivo de deformarse inelásticamente), que relaciona la deformación última Δ_u con respecto a la fluencia Δ_y . Este valor para los disipadores ADAS o TADAS se encuentra alrededor de 10” (Barbat A. , 2016). y es producto de diversos ensayos experimentales observando las demandas de ductilidad de los dispositivos.

Ecuaciones del comportamiento. Se calcula la fuerza con la que inicia la fluencia el disipador ADAS. Se debe considerar que tanto la fuerza de fluencia inicial como la rigidez elástica inicial calculadas son de una sola placa, por ende, posteriormente se multiplicará por un número variable de placas.

$$F_Y = \frac{n\sigma_y t^2 b_{1eq}}{3h} \dots \dots \dots \text{Ec. (30)}$$

Donde:

b_{1eq} = Ancho equivalente y se obtiene en función de b_1 y b_2 .

n = número de placas.

σ_y = Esfuerzo de fluencia (Tn/m²).

t = Ancho estándar (m).

Las dimensiones b_1 y b_2 corresponden a la geometría del tipo de placa escogida y dependen de la altura escogida para la misma. Las dimensiones de la placa se considerarán de acuerdo a lo manifestado por el Dr. Arturo Tena y el Dr. Alex Barbat como se detalla a continuación:

De la figura 24, donde:

$$b_1 = 0.6h, b_2 = 0.1h, b_{eq} = 0.5h.$$

Después de obtener la fuerza de fluencia inicial se calcula el desplazamiento de fluencia mediante la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \frac{\sigma_y h^2}{2Et} \dots \dots \dots \text{Ec. (31)}$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad (Tn/m²).

h = Altura de la placa del disipador

Con la fuerza y desplazamiento de fluencia obtenidos se procede a calcular la rigidez elástica inicial del disipador para una placa.

$$K_1 = \frac{F_y}{\Delta_y} \dots \dots \dots \text{Ec. (32)}$$

Donde:

F_y = Fuerza de fluencia (Tn).

Δ_y = Desplazamiento de fluencia inicial (m).

K₁ = Rigidez elástica inicial (Tn/m).

1.3.7.5.1.2. *Disipadores por fricción.* Disipan energía utilizando la fricción entre dos superficies en contacto sometidas a presión, esta disipación está dominada por las fórmulas de Coulomb. La fuerza de fricción es $F = \mu N$, donde μ indica los coeficientes de fricción estática y cinética, tomados como iguales, y N es la fuerza normal entre las superficies deslizantes. Se supone que la fuerza de fricción es independiente de la velocidad una vez que inicia el movimiento. La dirección de la fuerza de fricción se opone al movimiento, y el signo de la fuerza de fricción cambiará cuando se modifique la dirección del movimiento. (Chopra, 2014)

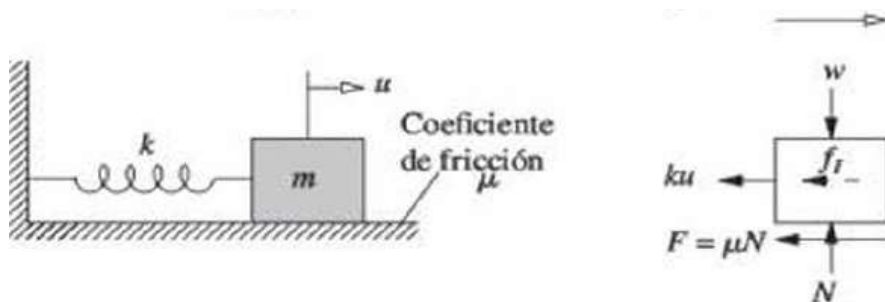


Figura 29: Diagrama de cuerpo libre de un sistema masa-resorte deslizándose sobre una superficie.
Fuente: Dinámica de estructuras, Chopra, Anil K., 2014.

Es menester resaltar que, aunque el concepto de fricción de Coulomb y sus fuerzas asociadas son simples de calcular, en la práctica esta teoría es solamente aproximada. El coeficiente de fricción μ , es un parámetro variable que depende no solamente de los materiales deslizantes, sino también de la condición presente en la superficie de interfase. Esta dependencia posteriormente incrementa la complejidad de la modelación del problema, a partir de que las superficies son frecuentemente el sitio de numerosos procesos químicos y físicos. Estos procesos pueden cambiar las características de la superficie y consecuentemente producir un impacto importante en la respuesta friccional a través del cambio en el área verdadera de contacto. **(Villarreal & Oviedo, 2009)**

Los materiales y sistemas que se empleen para la fabricación del disipador de fricción pueden ser muchos; sin embargo, indiferentemente del sistema utilizado, todos los disipadores tienen en común que su comportamiento histerético se asemeja a la de un material elastoplástico, siendo la fuerza necesaria para tener el comportamiento plástico la carga de deslizamiento F_y . **(Kelly, 2001)**

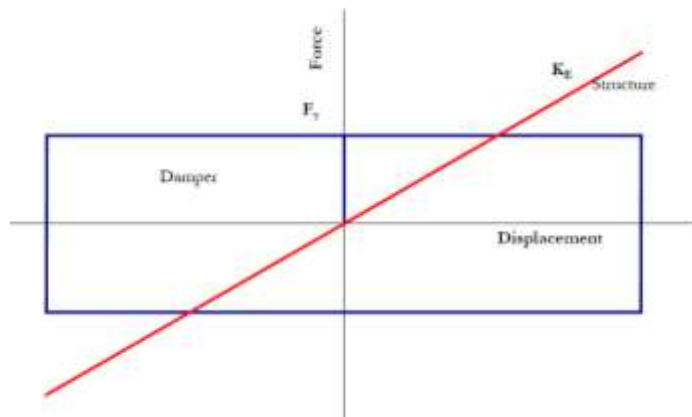


Figura 30: Histéresis de disipadores de fricción.
Fuente: "In structure damping and energy disipation", Kelly, 2001.

Ecuaciones del comportamiento. Según **(Villarreal & Oviedo, 2009)**,
“primeramente se determina la fuerza de deslizamiento, utilizando la siguiente relación”:

$$P_Y = \frac{(C_J)(2\pi^2)(d_0)}{(4\alpha_d)T_1} \dots \dots \dots \text{Ec. (30)}$$

Donde:

P_Y = Fuerza de deslizamiento.

C_J = Radio de amortiguamiento lineal viscoso bajo condiciones elásticas.

d_0 = Máximo desplazamiento de diseño del disipador.

α_d = Coeficiente de sujeción de ensamblaje del disipador.

T_1 = Periodo del primer modo de vibración.

El radio de amortiguamiento lineal viscoso es equivalente al amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura, el cual, para la presente tesis, se ha considerado como 5% del amortiguamiento crítico, es decir, del mínimo amortiguamiento que se necesita para que la estructura no oscile. (Villarreal & Oviedo, 2009)

Después se realiza el cálculo de la rigidez del disipador con la siguiente formula:

$$K_d = 17.5 K_e \dots \dots \dots \text{Ec. (31)}$$

Donde:

K_d = Rigidez del disipador.

K_e = Rigidez de la estructura sin disipadores.

Para el cálculo de la rigidez de la estructura se utilizará la fórmula de frecuencia natural del sistema (ω_n).

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K_e}{m}} \dots \dots \dots \text{Ec. (32)}$$

Donde:

m = Masa total de la estructura.

ω_n = Frecuencia natural de vibración libre de la estructura.

Posteriormente determinamos el coeficiente de amortiguamiento.

$$C_d = \frac{4P_Y d_0 T_1}{2\pi^2 d_0^2} \dots \dots \dots \text{Ec. (33)}$$

1.3.7.5.2. Dependientes de la velocidad.

“Estos dispositivos inician la disipación de energía con la velocidad relativa de entrepiso. No generan ningún efecto en la rigidez de la estructura por lo cual el periodo de la misma se mantiene intacto” (Torres y Guevara, 2012).

1.3.7.5.2.1. *Disipadores de fluido viscoso.* Estos dispositivos son básicamente recipientes llenos de un fluido que deben mantenerse en condiciones de servicio durante el período de vida de la estructura a la que sirve. La forma de trabajo de estos dispositivos es simple, durante un terremoto la estructura experimenta desplazamientos relativos entre los pisos, los que a su vez generan movimiento y aceleraciones en el dispositivo viscoso, el mismo que regula el paso de fluido a través de pequeños orificios. La energía sísmica se disipa tan rápido como circula este fluido de una cámara a otra. (Díaz, 2014). En la figura 31 se muestra el diseño básico de un disipador realizándose una breve descripción de las partes principales.

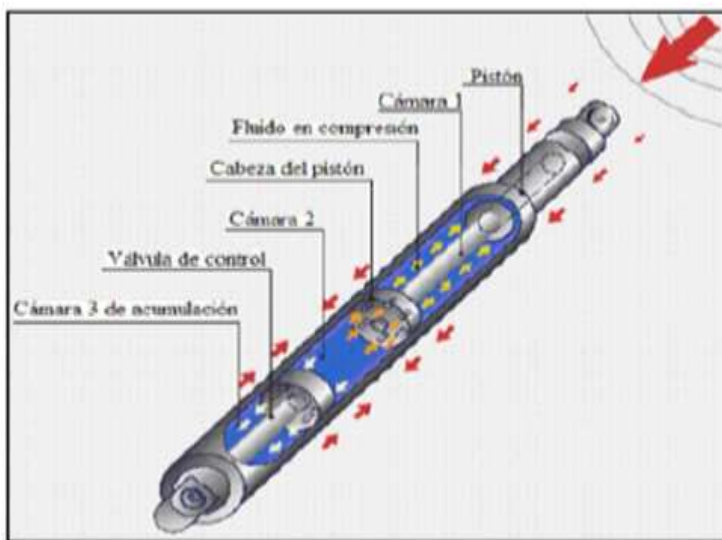


Figura 31: Funcionamiento de un disipador de fluido viscoso.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

- Barra del pistón. La barra del pistón debe ser lo suficientemente resistente como para reaccionar a todas las fuerzas de amortiguamiento. Debido a que el pistón se comporta como una columna relativamente esbelta, normalmente es fabricado con acero de alta resistencia preferentemente acero inoxidable. El extremo externo del pistón está sujeto a una de las dos horquillas de montaje del dispositivo mientras que el extremo interno está conectado a la cabeza del pistón. (Fuentes, 2015)

- Fluido. Los disipadores que forman parte de sistemas estructurales emplean fluidos con una serie de propiedades y requisitos de seguridad en los Estados Unidos. Los únicos fluidos que cumplen con dichas especificaciones son los provenientes de la familia de las siliconas, los cuales son resistentes al fuego (tienen un punto de inflamación mayor a

340 °C), son inertes, son completamente atóxicos y son térmicamente estables.(**Fuentes, 2015**)

- Cilindro. Debe funcionar como recipiente a presión que contiene el fluido. Es usualmente fabricado a partir de un tubo de acero de una sola pieza. No es admisible soldar o ensamblar piezas para cilindros de disipadores a fin de prevenir el agrietamiento debido a esfuerzos (**Fuentes, 2015**).

- Sellos. Los sellos deben tener una vida de servicio de al menos 25 años sin requerir reemplazo periódico. Debido a los extensos períodos de inactividad de los disipadores en la estructura, los sellos no deben desarrollar adherencia a largo plazo ni deben permitir filtración gradual del fluido (**Fuentes, 2015**).

- Cabeza del pistón. Separa las dos cámaras de presión dentro del cilindro. La cabeza del pistón desplaza el fluido a través de los orificios que están en su interior, generando de esta forma presión de amortiguamiento (**Fuentes, 2015**).

- Orificios. Los orificios controlan el flujo presurizado del fluido a través de la cabeza del pistón. Dependiendo de la forma y área de los orificios, se pueden obtener fuerzas que son proporcionales a $|u|^\alpha$ donde u es la velocidad relativa entre los extremos del disipador y α es un exponente intacto (**Fuentes, 2015**).

Comportamiento desplazamiento vs fuerza. El disipador de energía de fluido viscoso tiene la capacidad única de reducir los desplazamientos y no adicionar esfuerzos a la estructura cuando está sujeta a una excitación sísmica. Esto se debe a que los disipadores de fluido varían su fuerza solamente con la velocidad, la cual provee una respuesta que es inherentemente fuera de fase con los esfuerzos debido a la flexibilidad de la estructura.(**Villarreal & Oviedo, 2009**)

En el caso de otros dispositivos como los amortiguadores de fricción, plastificación o viscoelásticos, si bien son eficientes para adicionar amortiguamiento a la estructura, pero a cambio de esto, también le agregan esfuerzos, es decir, estos dispositivos de amortiguamiento disminuirán las deflexiones en una estructura, pero aumentarán los

esfuerzos en las columnas. Esto es debido a que la fuerza de amortiguamiento de estos dispositivos es dependiente de otros parámetros además de la velocidad, por ejemplo, los dispositivos histeréticos dependen de una deflexión o los viscoelásticos que son sensibles a los cambios de temperatura del ambiente y frecuencia de la carga.

Para entender el comportamiento fuera de fase se puede suponer un pórtico de 1gdl, el cual, al ser sometido a una carga sísmica experimenta desplazamientos y sale de su posición de equilibrio (t_0) para que en un tiempo (t_1) alcance su máximo desplazamiento, siendo en este instante donde la estructura comienza a trasladarse hacia la dirección contraria regresando nuevamente en un instante de tiempo (t_2) a su posición de equilibrio y posteriormente alcanzar un máximo desplazamiento en un tiempo (t_3).**(Díaz, 2014)**

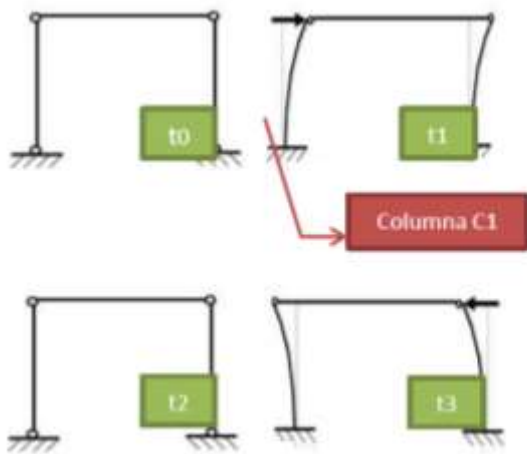


Figura 32: Comportamiento de pórtico ante una excitación sísmica.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

Ahora, si sobre este mismo pórtico se colocara el disipador viscoso, cuando el pórtico llegue a su desplazamiento máximo (t_1), la deformación en el dispositivo (producto de la fuerza de tracción) será máxima, cuando el pórtico regresa a su posición de equilibrio (t_2), las deformaciones en el dispositivo serán igual a cero pues este también regresa a su posición inicial, y nuevamente la deformación en el disipador (esta vez por fuerza de compresión) será máxima en el tiempo (t_3).**(Díaz, 2014)**

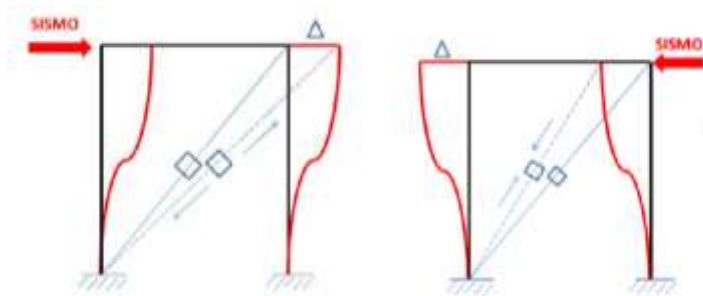


Figura 33: Desplazamiento del disipador viscoso en pórtico.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

Como se señaló anteriormente los disipadores viscosos dependen únicamente de la velocidad para disipar energía, tal es así que la fuerza de amortiguamiento que se genera en estos dispositivos es $F = CV^\alpha$, por ende la velocidad depende directamente de la fuerza de amortiguamiento. Teniendo en cuenta esto, se puede ver que cuando el pórtico llegue a su desplazamiento máximo (instante antes de cambiar de dirección), la fuerza de amortiguamiento en el dispositivo viscoso será igual a cero pues en este instante la velocidad es igual a cero, así mismo, la fuerza máxima de amortiguamiento ocurre cuando la velocidad es máxima y esto se da cuando el pórtico está en equilibrio siendo el desplazamiento de las columnas cero. **(Díaz, 2014)**

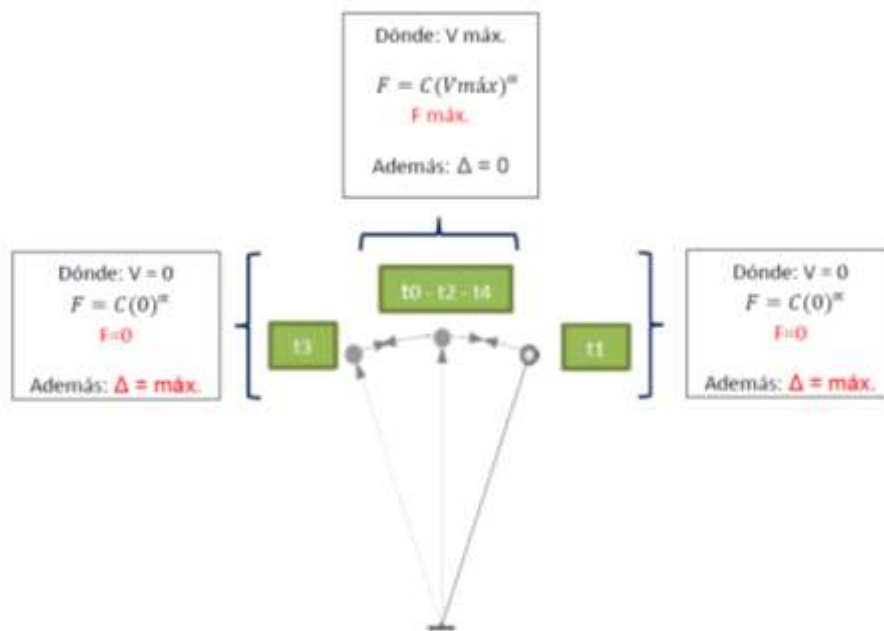


Figura 34: Idealización del comportamiento de un pórtico.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

Este desfase de la velocidad y el desplazamiento se puede apreciar en la siguiente gráfica.

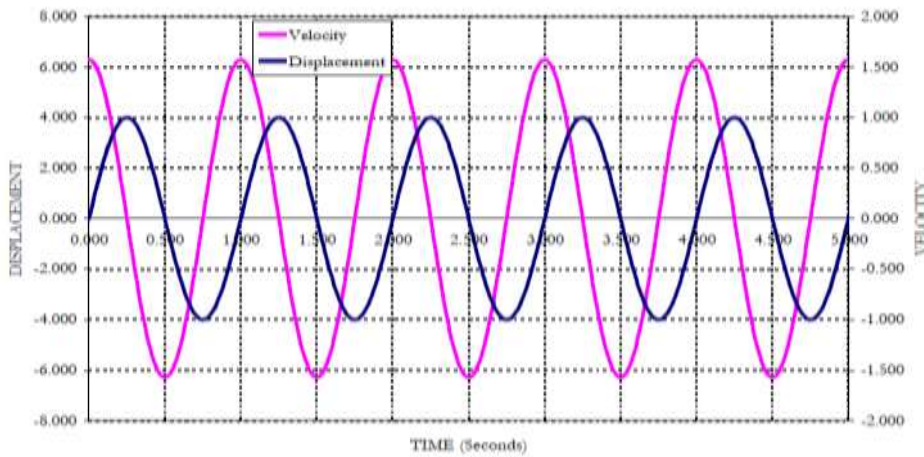


Figura 35: Desfase de la velocidad con respecto al desplazamiento.
Fuente: "In structure damping and energy disipation", Kelly, 2001.

Así la curva histerética o curva desplazamiento vs fuerza del disipador viscoso queda expresada de la siguiente manera:

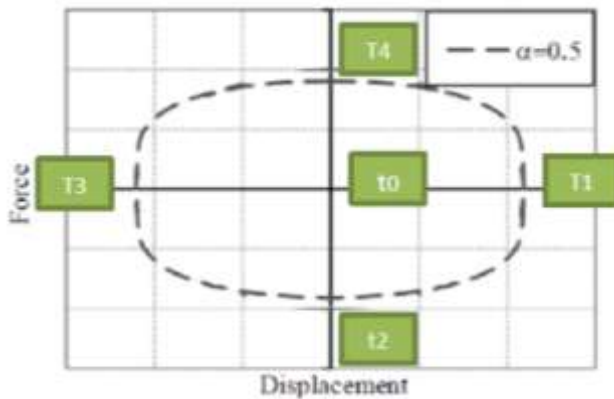


Figura 36: Curva histerética de un disipador viscoso.
Fuente: "Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos", Marco Díaz, 2014.

Ecuaciones del comportamiento. Según (Diaz, 2014), como primer paso se determina el factor de reducción de la respuesta (β) mediante el cociente:

$$\beta = \frac{D_{\text{máxima}}}{D_{\text{objetivo}}} \dots \dots \dots \text{Ec. (34)}$$

Donde:

$D_{\text{máxima}}$ = Deriva obtenida del análisis tiempo historia para el sismo de diseño seleccionado.

D_{objetivo} = Deriva que se espera obtener después del análisis de la estructura con los disipadores.

La deriva objetivo propuesta es de 0.007 de acuerdo al RNE (Reglamento Nacional de edificaciones) de Perú en su normativa para diseño sismorresistente de edificios

de concreto armado.

Posteriormente se determina el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) mediante la siguiente formula:

$$\beta = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_0)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})} \dots \dots \dots Ec. (35)$$

Donde:

β_0 = Amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura. Para el presente trabajo se fijará un amortiguamiento inherente igual a 5% del amortiguamiento crítico.

β_{eff} = Amortiguamiento que incluye tanto el amortiguamiento inherente como el amortiguamiento adicionado por los disipadores.

Descontando el amortiguamiento inherente del amortiguamiento efectivo se obtiene el amortiguamiento viscoso que se requiere adicionar.

$$\beta_H = \beta_{eff} - \beta_0 \dots \dots \dots Ec. (36)$$

La fuerza resistente del disipador, como se mencionó anteriormente, está dada por:

$$F = CV^\alpha \dots \dots \dots Ec. (37)$$

Donde:

F = Fuerza en el disipador.

C = Constante de amortiguamiento.

V = Velocidad relativa en el amortiguador.

α = Exponente de velocidad.

Es importante resaltar que no hay ninguna fuerza de resorte en esta ecuación. La fuerza del disipador varía sólo con la velocidad. Para una velocidad dada la fuerza será la misma en cualquier punto del dispositivo (**Diaz, 2014**).

Según (**Diaz, 2014**), para estimar el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) para dispositivos no lineales se puede emplear la siguiente ecuación del FEMA 274.

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H (2\pi A^{1-\alpha}) \omega^{2-\alpha} (\Sigma_I m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos \theta_j^{1+\alpha})} \dots \dots \dots Ec. (38)$$

Donde:

C_j = Coeficiente de amortiguamiento del disipador j.

A = Amplitud o Máximo desplazamiento del primer modo de vibración de acuerdo al porcentaje de masa participativa en cada dirección.

ω = Frecuencia del sistema.

m_i = Masa del nivel i.

ϕ_i = Desplazamiento del nivel i con nuestro sismo de diseño (m).

λ = Parámetro adimensional Lambda.

θ_j = Ángulo de inclinación del disipador.

ϕ_{rj} = Desplazamiento relativo con nuestro sismo de diseño (m).

“El FEMA 274 facilita una tabla que permite obtener el parámetro lambda directamente con el valor del exponente α ” (Diaz, 2014):

Coefficiente de velocidad α	Valores del parámetro lambda λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0
1.50	2.9
1.75	2.8
2.00	2.7

Figura 37: Valores del parámetro lambda.
Fuente: FEMA 274

Exponente de velocidad α . El exponente α define la reacción del dispositivo ante los impactos de velocidad, a su vez determina el comportamiento histerético de los disipadores empleados. Los disipadores viscosos con un valor de α igual a uno son llamados “disipadores lineales”, en ellos la fuerza del disipador es directamente proporcional a la velocidad relativa. (Diaz, 2014)

Los disipadores con un valor de α mayor o menor a uno son los llamados “disipadores no lineales”. Aquellos con valores menores a 1 son efectivos para minimizar los pulsos de alta velocidad, mientras que aquellos con el valor de α mayor a 1 no son empleados en edificaciones porque se necesitarían de grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza del disipador. (Diaz, 2014)

“En la figura 38 se puede apreciar la eficiencia del disipador viscoso no lineal ($\alpha < 1$) pues para pequeñas velocidades relativas, puede desarrollar una mayor fuerza de amortiguamiento en comparación a los otros tipos de disipadores con $\alpha = 1$ o $\alpha > 1$ ”.(Díaz, 2014)

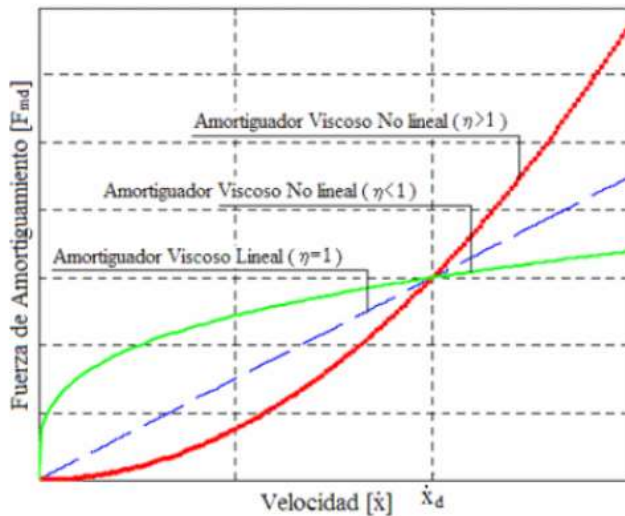


Figura 38: Relación fuerza de amortiguamiento vs velocidad.

Fuente: “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”, Marco Díaz, 2014.

“De acuerdo al comportamiento descrito y al exponente α , se pueden graficar los lazos de histéresis. Dicha forma de comportamiento debe ser verificada al final del análisis de la estructura con disipadores” (Díaz, 2014).

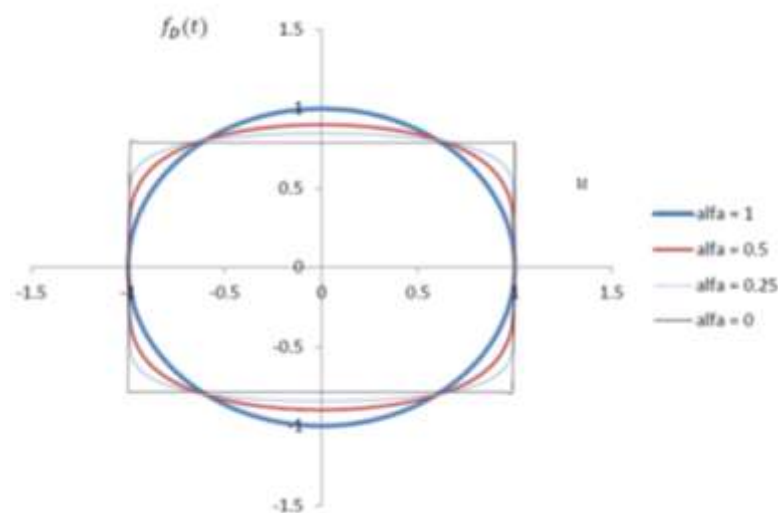


Figura 39: Lazos histeréticos de disipador de fluido viscoso con movimiento armónico para varios valores de α .

Fuente: Modificado de “Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers”, Lin & Chopra, 2002.

Los especialistas de Miyamoto Internacional y CDV Representaciones recomiendan utilizar valores de α entre 0.4 y 0.6 para edificios comunes, así mismo, el Ingeniero Genner Villarreal menciona que los valores de α que han demostrado ser los más empleados para el diseño sísmico de edificaciones están en el orden de 0.4 a 0.5. Para la tesis presentada se usará un valor de α igual a 0.5. (Díaz, 2014)

Rigidez del dispositivo. Como se mencionó anteriormente, este dispositivo solo depende de la velocidad para controlar la respuesta dinámica de la estructura. Para poder lograr esto en la modelación empleando el software ETABS V.16.2.0 se debe considerar que la rigidez del dispositivo es la rigidez del brazo metálico que conecta el dispositivo a la estructura (Díaz, 2014). “Esto debido a que la rigidez axial de este es mucho mayor a la del disipador” (Torres y Guevara, 2012). La rigidez de este brazo se calcula con la siguiente ecuación:

$$K = \frac{EA}{L} \dots \dots \dots Ec. (39)$$

Donde:

E = Coeficiente de elasticidad del acero.

A = Área de la sección del brazo metálico.

L = Longitud del brazo metálico.

“Es importante que este perfil metálico tenga un área (A) significativa, esto para minimizar las deflexiones elásticas en el brazo y maximizar las del disipador, logrando de esta manera que el dispositivo se active completamente ante una excitación sísmica” (Díaz, 2014).

“Así mismo, es importante que el perfil metálico seleccionado tenga suficiente momento de inercia (I) y área (A) para que tenga suficiente resistencia contra el pandeo en la dirección de compresión” (Díaz, 2014).

1.3.7.5.3. *Dependientes de la velocidad y desplazamiento.* “Estos dispositivos inician la disipación de energía al menor desplazamiento y/o velocidad” (Torres y Guevara, 2012).

1.3.7.5.3.1. *Disipadores viscoelásticos.* “Los disipadores viscoelásticos se han empleado con éxito en una serie de edificios altos como un sistema de disipación de energía para reducir la respuesta de estas estructuras ante sollicitaciones sísmicas y de viento” (Villarreal & Oviedo, 2009).

Estos dispositivos han sido capaces de aumentar el amortiguamiento total de las estructuras de manera significativa, es decir, mejoran el rendimiento global de las mismas. El primero y más notable ejemplo en que se han utilizado disipadores viscoelásticos lo constituyen las torres gemelas en New York en el cual se instalaron cerca de 10 000 disipadores.(Villarreal & Oviedo, 2009)

Los materiales viscoelásticos sólidos empleados en estructuras, son usualmente copolímeros o sustancias vidriosas que disipan energía cuando están sujetas a deformación por corte. Un disipador viscoelástico típico, el cual se muestra en la figura 40, consiste en capas viscoelásticas entre platos de acero. Cuando son montadas en una estructura, la deformación por corte y por consiguiente la disipación de energía ocurre cuando la vibración estructural induce el movimiento relativo entre las láminas de acero exteriores y el plato central.(Villarreal & Oviedo, 2009)

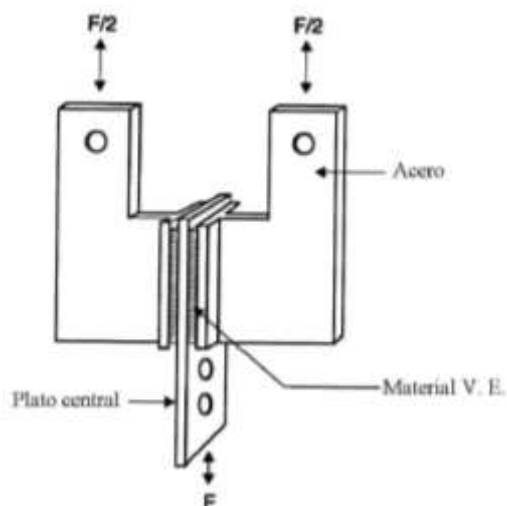


Figura 40: Configuración típica de un disipador viscoelástico sólido.
Fuente: Edificaciones con disipadores de energía, Villarreal y Oviedo, 2009.

Los materiales viscoelásticos exhiben propiedades de sólidos elásticos y de líquidos viscosos cuando se deforman, lo que permite disipar energía en forma de calor y después recuperar su forma original cuando la carga es removida. Diferentes estudios han desarrollado métodos y fórmulas con la finalidad de representar el comportamiento de los materiales viscoelásticos siendo los más aceptados los métodos de Maxwell y Kelvin-Voight aunque actualmente se vienen desarrollando teorías más complejas para obtener una representación más real. Para la representación del comportamiento de nuestro dispositivo viscoelástico nos basaremos en la teoría de Kelvin-Voight aceptada y usada internacionalmente en la mayoría de cálculos para disipadores viscoelásticos. **(Fuentes, 2015)**

La representación del modelo de Kelvin-Voight considera un resorte lineal en paralelo con un amortiguador puramente viscoso. Al aplicar un esfuerzo σ , la deformación unitaria del resorte y la deformación unitaria del amortiguador es la misma. El esfuerzo total es la suma de los esfuerzos de ambos componentes. **(Fuentes, 2015)**

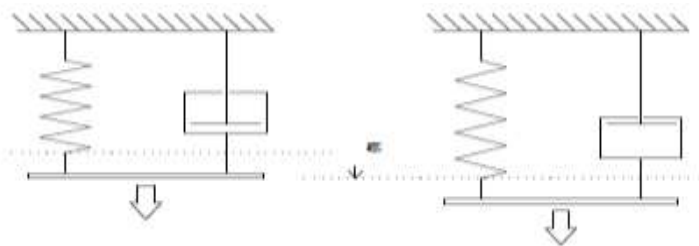


Figura 41: Representación del modelo de Kelvin-Voight para un Disipador Viscoelástico.
Fuente: "Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso", Fuentes, 2015.

La expresión básica que rige el comportamiento elástico del resorte es la ley de Hooke, que establece la proporcionalidad entre los esfuerzos aplicados y las deformaciones obtenidas. Por otro lado los materiales viscosos definen su comportamiento a partir de la ley de fluidos newtonianos que establece la proporcionalidad entre los esfuerzos aplicados y la velocidad de variación de las deformaciones; es decir, los fluidos newtonianos tienen una relación lineal entre el esfuerzo de cortante y el gradiente de velocidad **(Mott, 2006)**. “La relación de esfuerzo y velocidad de deformación de un fluido newtoniano tiene la misma forma que la relación fuerza y velocidad de desplazamiento de un amortiguador” **(Boza y Galán, 2013)**. Por lo tanto, el material viscoelástico tiene la capacidad de almacenar energía además de disipar energía. En relación a lo mencionado la ecuación que rige el comportamiento del material es dada por:

$$F_d = K_d(\mu) + C_d(\dot{u}) \dots \dots \dots Ec. (40)$$

Donde:

F_d = Fuerza de amortiguamiento del disipador.

K_d = Rigidez efectiva del disipador.

C_d = Coeficiente de amortiguamiento del disipador.

μ = Desplazamiento ocasionado por la excitación externa.

$\dot{\mu}$ = Velocidad ocasionada por el movimiento.

“La respuesta de estos materiales bajo carga dinámica depende de la frecuencia de vibración, el nivel de deformación y la temperatura del ambiente” (Villarreal & Oviedo, 2009). “Cabe mencionar que de acuerdo a resultados experimentales, para grandes deformaciones se presenta un calentamiento intrínseco del orden de 10°C durante la excitación sísmica” (López, 2009). De acuerdo a la dependencia de estas funciones la curva de histéresis, que servirá como verificación del comportamiento de nuestros disipadores viscoelásticos, es la siguiente:

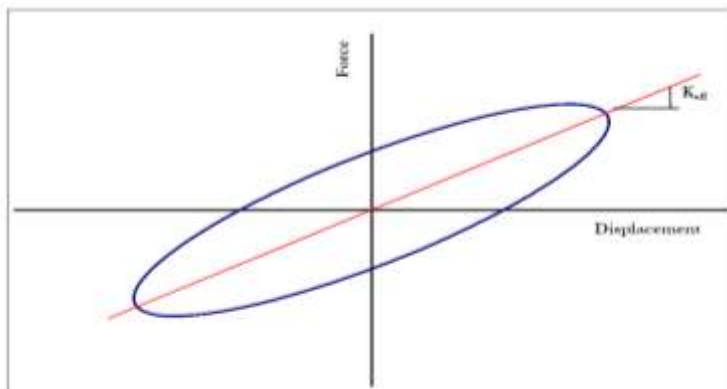


Figura 42: Relación fuerza-desplazamiento para dispositivos viscoelásticos.
Fuente: "In structure damping and energy disipation", Kelly, 2001.

“Para el modelamiento en ETABS V.16.2.0 se tiene que considerar que la curva de disipación de energía, a diferencia del amortiguador viscoso, es una función lineal de la velocidad, es decir, el exponente α es igual a 1 para todos los dispositivos viscoelásticos” (Kelly, 2001), esto como conclusión de resultados de ensayos que, finalmente, permiten linealizar el comportamiento de los dispositivos viscoelásticos.

Ecuaciones del comportamiento. Según (Villarreal & Oviedo, 2009), determinamos la rigidez del disipador mediante la siguiente fórmula:

$$K_d = \frac{2\beta K_e}{(n - 2\beta)\alpha_d} \dots \dots \dots Ec. (41)$$

Donde:

β = Porcentaje de amortiguamiento adicionado (adimensional).

K_e = Rigidez de la estructura sin disipadores (Tn/m).

α_d = Coeficiente de acoplamiento del disipador a la estructura (Cte.).

n = Factor de perdida e igual a la relación:

$$n = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} \dots \dots \dots Ec. (42)$$

G'' = Módulo de pérdida de corte del material que debe entenderse como una medida de la energía disipada por ciclo.

G' = Módulo de almacenamiento de corte del material que debe entenderse como una medida de la energía almacenada por ciclo.

Los módulos $G''(\omega)$ y $G'(\omega)$ son dependientes de la frecuencia ω y de la temperatura del medio ambiente, representando una pérdida de rigidez del disipador y cantidad de energía disipada por el dispositivo. Mediante varios ensayos Soong y Dargush en 1997 producen una escala logarítmica para estimar los módulos mencionados anteriormente. **(Villarreal & Oviedo, 2009)**

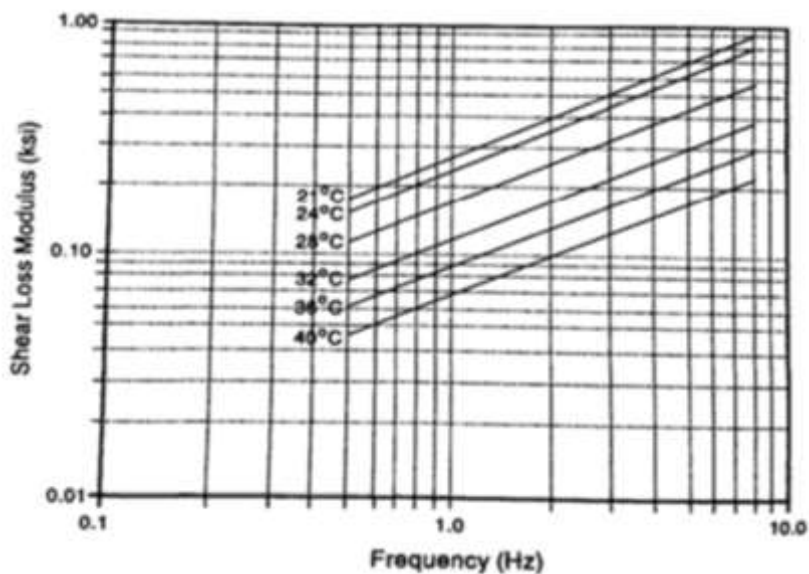


Figura 43: $G''(\omega)$, Módulo de pérdida de corte.

Fuente: “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit”, Soong & Dargush, 1997.

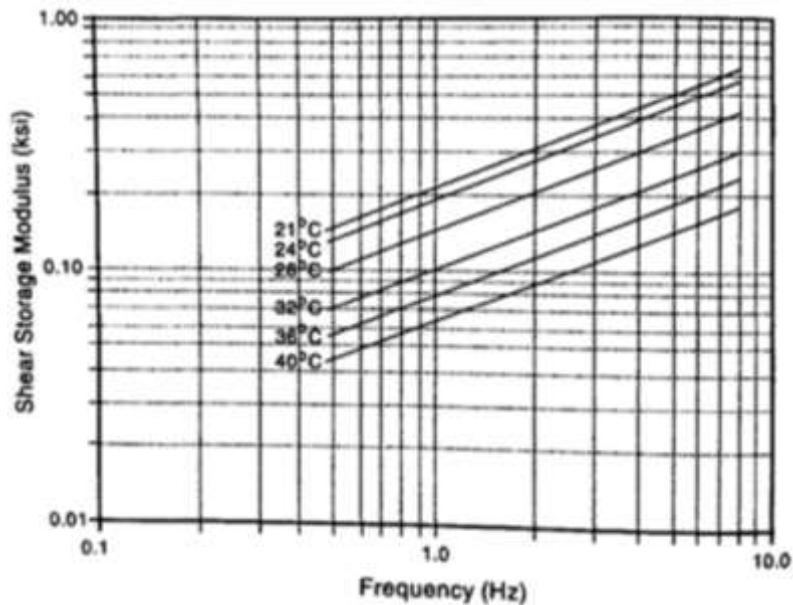


Figura 44: $G'(\omega)$, Módulo de almacenamiento de corte.

Fuente: “Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit”, Soong & Dargush, 1997.

La rigidez de la estructura sin disipadores será calculada igual que en el procedimiento mostrado para los disipadores de fricción, es decir, mediante la fórmula de la frecuencia natural del sistema.

Es menester recalcar que después de obtenida la rigidez del disipador, ésta se debe dividir entre el número de disipadores que se colocarán por piso, suponiendo que todos los pisos llevarán la misma cantidad de disipadores.

Según (Villarreal & Oviedo, 2009), el coeficiente de amortiguamiento del disipador se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$C_d = \frac{A(G''(\omega))}{\left(\frac{2\pi}{T_1}\right) h} \dots \dots \dots Ec. (43)$$

Donde:

A = Área del disipador viscoelástico (m²).

h = Espesor total de las capas de material viscoelástico (m).

T_1 = Periodo del primer modo de vibración (seg.).

Para (Villarreal & Oviedo, 2009), el área del material viscoelástico presente en el amortiguador se puede calcular con la siguiente ecuación, donde todas las variables ya son conocidas.

$$A = \frac{K_d(h)}{G'(\omega)} \dots \dots \dots Ec. (44)$$

Dice (**Villarreal & Oviedo, 2009**) que, después de ver el comportamiento del disipador viscoelástico es menester presentar algunas ventajas que este dispositivo presenta frente a los disipadores histeréticos, tales como:

- No precisan de una fuerza umbral para disipar energía.
- No cambian significativamente los periodos de vibración de la estructura.

Sin embargo, el dispositivo también presenta algunas inconvenientes para su elección:

- Los materiales viscoelásticos, en general, son sensibles a los cambios de temperatura, frecuencia y deformación, resultando necesario minimizar la influencia de estas variables en sus rangos de servicio en estructuras sismorresistentes para que su comportamiento resulte predecible.

- Para conseguir un aumento del amortiguamiento estructural a valores que se reduzcan significativamente la respuesta estructural ante un sismo severo es necesaria una gran cantidad de dispositivos (**Villarreal & Oviedo, 2009**).

1.3.1.8 Metodología de evaluación económica

Análisis Costo Efectividad

Los resultados se expresan en efectos (unidades físicas y naturales) resultantes del criterio objetivo normativo y cuya comparación sólo puede realizarse a través de la expresión general.

Las eficacias o efectividades que sirven como medida de las consecuencias se expresan en términos de:

1. Cambios en la mortalidad: vidas salvadas o años de vida ganados.
2. Cambios en la morbilidad: nuevos casos prevenidos, enfermos precozmente diagnosticados o prevalencia reducida.
3. Cambios en parámetros clínicos: enfermedades crónicas controladas, casos exitosamente tratados o reacciones adversas reducidas.
4. Actividades cuantificables mediante salidas o productos intermedios: casos tratados, pacientes atendidos, pruebas de diagnóstico realizado.

¿Cómo se elabora?

Determinar qué alternativa de proyecto logra los objetivos deseados al mínimo costo (es decir más eficientemente). En general, existen tres formas de efectuar un análisis costo-efectividad, siendo las más usadas el costo mínimo y el costo por beneficiario.

Método del Costo por Beneficiario

En ocasiones, las distintas alternativas de proyectos generan beneficios desiguales. En estos casos, en que las alternativas difieren básicamente en el “volumen de beneficio” que generan, es posible utilizar como criterio de selección de alternativas el costo por beneficiario, por atención, por egreso, o, en términos más genéricos, por “unidad de beneficio” producida. Para ello, se calculará para cada alternativa el Valor Actual de los Costos (VAC) y se dividirá por el “volumen de beneficios” a producir, medido a través de una variable “proxi” de éstos.

$$\frac{C}{U} = \frac{VAC}{N^{\circ} \text{ de unidades}} \dots \dots \dots Ec. (45)$$

En esta fórmula, C/U es el costo por unidad de la variable proxi de los beneficios; VAC es el valor actual de los costos; y el N° unidades es el número total de atenciones a generar, servicios a entregar o población a atender durante el horizonte de evaluación del proyecto.

1.3.1.9 Definición de términos básicos

- a. SISMO: es un fenómeno de sacudida brusca y pasajera de la corteza terrestre producida por la liberación de energía acumulada en forma de ondas sísmicas.
- b. AMORTIGUAMIENTO: capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía.
- c. GRADOS DE LIBERTAD: número mínimo de parámetros que necesitamos especificar para determinar completamente la velocidad de un mecanismo o el número de reacciones de una estructura.
- d. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE UNA EDIFICACIÓN: Conjunto de parámetros capaz de predecir el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo.
- e. CARGA SÍSMICA: Acciones que un sismo provoca sobre la estructura de un edificio y que deben ser soportadas por esta. Se transmiten a través del suelo, las estructuras adyacentes o el impacto de las olas de los maremotos.
- f. DERIVA DE ENTREPISO: Diferencia de los desplazamientos laterales

totales entre dos niveles consecutivos.

g. **EDIFICACIONES ESENCIALES:** Aquellas edificaciones que albergan instalaciones y/o dependencias cuyo financiamiento en condiciones de emergencia debidas a una crisis sísmica, es crítica y vital para afrontar las consecuencias inherentes del desastre natural.

h. **PELIGRO SÍSMICO:** Es la probabilidad que se presente un sismo de determinadas características durante cierto periodo de tiempo.

i. **DISIPADOR DE ENERGÍA:** Dispositivo que modifica la propiedad dinámica de amortiguamiento del sistema estructural de modo que las vibraciones inducidas por la excitación son absorbidas por estos dispositivos.

j. **MAGNITUD.** - Es la medida de potencia de un terremoto o extracción de energía liberada por este, y determinada por la observación sismográfica. Este es un valor logarítmico determinado por la escala de Richter (1935). Un incremento de una unidad de magnitud (por ejemplo, desde 4.6 a 5.6) representa un incremento de 10 en la amplitud de onda en un sismograma, o aproximadamente un incremento de 30 en la energía acumulada. En otras palabras, un terremoto de magnitud 6.7 alcanza 900 veces (30 veces 30) la energía de un terremoto de 4.7, o toma 900 terremotos de magnitud 4.7 para igualar la energía que alcanza uno de 6.7. Esta escala no tiene inicio ni límite. Sin embargo, la mecánica de rocas parece evitar temblores menores de un grado o tan grandes como de 9.5. Un sismo de magnitud -1 libera cerca de 900 veces menos energía que un sismo de magnitud 1. Con excepción de circunstancias especiales, los sismos con magnitud menor que 2.5 no son sentidos por los humanos.

1.4. Formulación del problema

¿Cómo se puede asegurar el pabellón nuevo del hospital “ALMANZOR AGUINAGA ASENJO” frente a un evento sísmico de gran magnitud utilizando disipadores de energía?

1.4.1. Objeto de estudio

Vulnerabilidad sísmica del hospital ALMANZOR AGUINAGA ASENJO.

1.5. Justificación e importancia del estudio

La investigación surge a raíz de demostrar que el tipo de pabellones en estudio del Hospital Nacional «ALMANZOR AGUINAGA ASENJO», categorizado como edificación esencial, es decir, cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, no cumplen con los parámetros sísmicos necesarios para asegurar su óptimo comportamiento sísmico ante un eventual sismo severo y por consiguiente optar por la reducción del daño al Hospital, evitando así su daño parcial o colapso total de la estructura, asegurando la integridad física de los pacientes y personal que laboran en dicha institución; así como evitar los costos de su futura reparación o de ser el caso su demolición total y la construcción de un nuevo hospital.

Generalizar el uso de disipadores de energía como herramienta para proteger edificaciones esenciales en la sociedad, cuya destrucción parcial o colapso acarrearía problemas sociales y económicos.

1.6. Hipótesis

La evaluación sísmica del Hospital Nacional “Almanzor Aguinaga Asenjo” y su reforzamiento con disipadores de energía logrará una disminución de derivas de entrepiso.

1.7. Objetivos

1.7.1. Objetivo general.

Evaluar el comportamiento estructural, mediante el Método de Hirosawa y el análisis sísmico dinámico, y diseñar el reforzamiento con disipadores de energía el pabellón nuevo del Hospital Nacional «ALMANZOR AGUINAGA ASENJO» frente a un sismo severo para asegurar la vida de las personas y brindar un espacio de atención a pacientes y trabajo confiables, ajustándose al Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.7.2. Objetivos específicos.

- Realizar ensayos de diamantina en elementos estructurales.
- Realización de planos de estructuras y arquitectura.
- Realizar ensayo de esclerometría para uniformidad.
- Realizar ensayos de mecánica de suelos con posteadora.
- Realizar evaluación sísmica mediante el Método de Hirosawa.
- Modelamiento de HNAAA con Etabs.
- Diseño de reforzamiento con disipadores de energía.
- Elección de disipador con mejor comportamiento.
- Diseño final de disipador elegido y cumplimiento de derivas.

II. MATERIALES Y MÉTODOS

2.1. Tipo y Diseño de Investigación

2.1.1. Tipo de investigación:

La investigación es de tipo tecnológico cuasi experimental.

2.1.2. Diseño de la investigación:

Tabla 7:

Diseño de la investigación.

Problema	Solución	Realidad esperada
Vulnerabilidad del hospital nacional ALMANZOR AGUINAGA ASENJO frente a un evento sísmico de gran magnitud.	Evaluación sísmica y reforzamiento con disipadores de energía del Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo	Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo asegurado para soportar un sismo severo.

Fuente: Propia

2.2. Variables, Operacionalización:

Tabla 8:

Operacionalización de variables.

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
EVALUACIÓN SÍSMICA	Métodos de Hirosawa	Resistencia convencional		Kg/cm ²	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
						Ubicación del edificio	Coordenadas
		Cimentación	Tipo de cimentación	Configuración	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
			Capacidad portante	Tn/m ²	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS	

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
					ENSAYO DE CORTE DIRECTO	DE DOCUMENTOS FORMATO DE ENSAYO GUÍA DE	
			Esfuerzo ultimo	Tn/m ²	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Sap 2000 Etabs
				Regularidad	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
				Regularidad	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
			Sistema estructural	Tipos de sistema	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO	

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
					DOCUMENTOS	GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
						GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO	
		Tipo de losa		Configuración	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
		Elementos no estructurales	Tipo de elemento	Configuración	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
		Mantenimiento		Estado de conservación	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
Sismo	Fuerza sísmica	Cortante basal		Tn	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS	Sap 2000 Etabs Excel

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN DE DOCUMENTOS	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
			Fuerza por piso	Tn	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Sap 2000 Etabs Excel
	Deriva de entrepiso	Desplazamientos		cm	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Sap 2000 Etabs Excel
NORMATIVIDAD	E.020	Cargas	Las edificaciones y todas sus partes deberán ser capaces de resistir las cargas que se les imponga como consecuencia de su uso previsto.		OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
	E.030	Diseño sísmoresistente	Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según sus requerimientos tengan un		OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
			comportamiento sísmico acorde con los principios señalados.				
	E.050	Suelos y cimentaciones	El objetivo de esta norma es establecer los requisitos para la ejecución de Estudios de Mecánica de Suelos con fines de cimentación, de edificaciones y otras obras indicadas en esta norma.		OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
	E.060	Concreto armado	Esta Norma fija los requisitos y exigencias mínimas para el análisis, el diseño, los materiales, la construcción, el control de calidad y la supervisión de estructuras de concreto armado, Pre esforzado y simple.		OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
DISIPADORES DE ENERGÍA	Estructura	Arriostres		ML	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Wincha
		Material viscoso		LTS	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Balanza electrónica
		Amortiguadores		UND	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	
		Propiedades	Conversión de energía		JOULE	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	SUB INDICADORES	ÍNDICES	TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN	INSTRUMENTOS DE MEDICIÓN
		Amortiguamiento		JOULE	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Sap 2000 Etabs
		Control de desplazamientos		cm	OBSERVACIÓN ENTREVISTA ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	GUÍA DE OBSERVACIÓN CUESTIONARIO GUÍA DE ANÁLISIS DE DOCUMENTOS	Sap 2000 Etabs

Fuente: Propia

2.3. Población y Muestra

2.3.1. Población

Estructura del Hospital Nacional “Almanzor Aguinaga Asenjo”

2.3.2. Muestra

Pórtico del Hospital Nacional “Almanzor Aguinaga Asenjo”

2.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

2.4.1. Técnicas de Investigación.

1. Observación.

Fue necesario realizar ensayos de diamantina y esclerómetro con la finalidad de verificar la resistencia de los elementos estructurales principales (columnas y vigas) del Hospital.

2. Entrevista

Se realizaron entrevistas a docentes de la escuela profesional de Ingeniería Civil, entendidos en la materia.

3. Análisis de documentos

Se realizó la revisión de normas y textos concernientes al tema tratado.

2.4.2. Instrumentos utilizados.

2.4.2.1. Guías de observación.

Mediante este instrumento se recopiló los datos que se obtuvieron de los diferentes ensayos que se realizaron para obtener datos necesarios relacionados con el análisis de la vulnerabilidad sísmica del hospital “ALMANZOR AGUINAGA ASENJO” con la finalidad de cuantificar los diferentes aspectos que hacen vulnerable a la estructura. (Ver anexo N°1).

2.4.2.2. Cuestionario

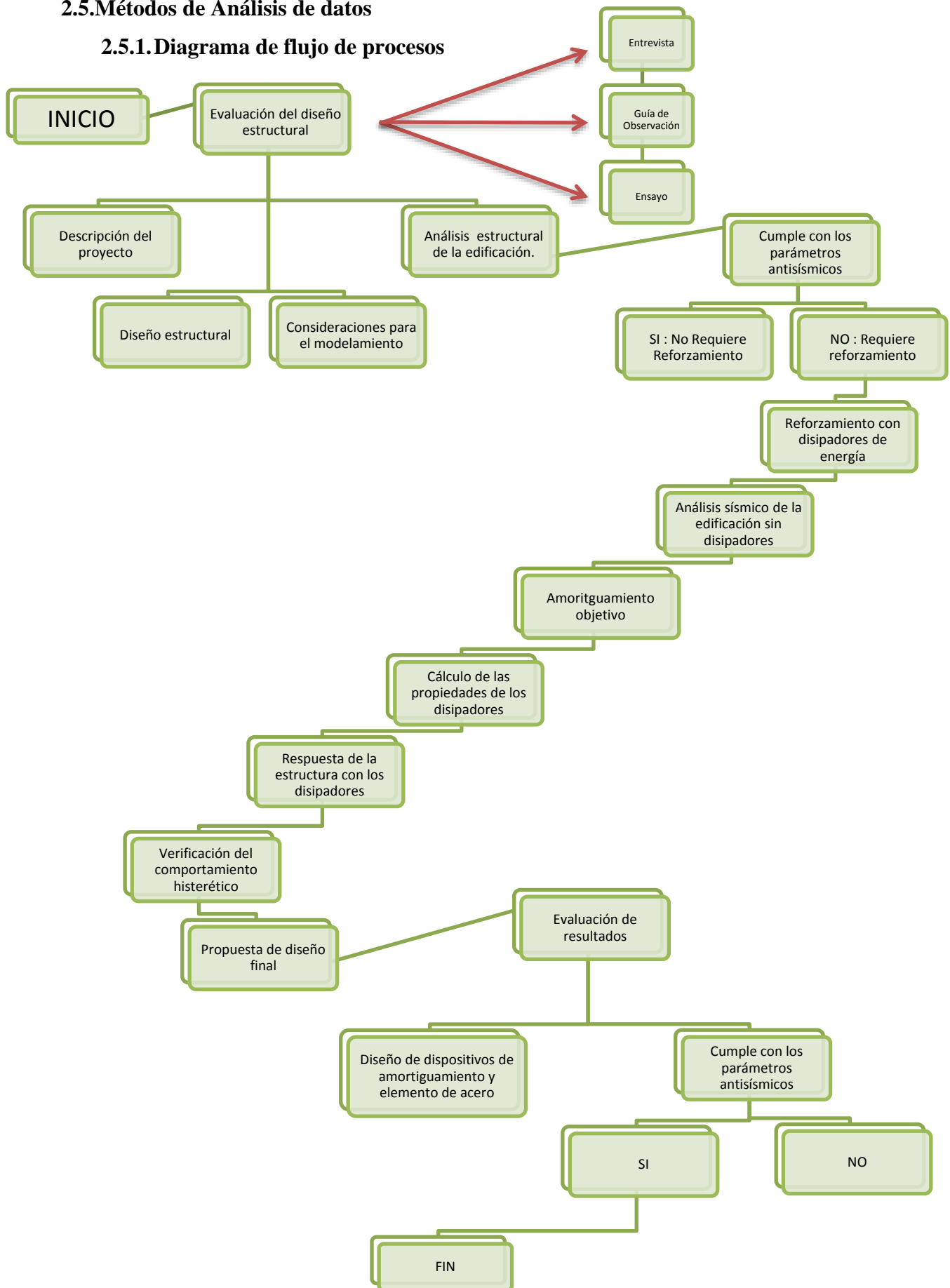
Instrumento mediante el cual se recolectó información basada en el conocimiento y experiencia de diferentes docentes escogidos siguiendo la especialidad que se requiere para la presente tesis. Se desarrolló entregando al docente escogido una entrevista basada en 10 preguntas las cuales abarcarán temas puntuales cuya aclaración y opinión servirán como guía para el desarrollo del tema en estudio. (Ver anexo N°1)

2.4.2.3. Guía de Análisis de Documentos

Mediante este instrumento se tomó en cuenta los artículos mencionados para ser revisados, ajustando la investigación al reglamento nacional de edificaciones. (Ver anexo N°2).

2.5. Métodos de Análisis de datos

2.5.1. Diagrama de flujo de procesos



2.5.2.Descripción del proceso

2.5.2.1.Evaluación del diseño estructural

El siguiente punto tiene como finalidad evaluar el diseño estructural, inicialmente concebido, de las edificaciones existentes en el HNAAA (en adelante a las edificaciones existentes se les denominará bloques) mediante análisis sísmicos estáticos y dinámicos, analizando los resultados y determinando si estos cumplen con los parámetros exigidos por la norma peruana de diseño sismorresistente.

El primer lugar se realizaron ensayos para determinar y verificar la resistencia a la compresión (f_c) de los diferentes elementos estructurales (vigas, columnas y muros de corte). Estos ensayos fueron de dos tipos; ensayo de esclerometría y ensayo de compresión de núcleos extraídos, este último también conocido como compresión de testigos de diamantina.

El ensayo de esclerometría originalmente fue propuesto como un método de ensayo para determinar la resistencia a la compresión del concreto, estableciendo curvas de correlación en laboratorio, sin embargo, por los diferentes factores que afectan los resultados, como textura superficial, medida forma y rigidez del elemento constructivo, edad del concreto, condiciones de humedad interna, tipo de agregado, etc.; actualmente se usa mayormente para evaluar la uniformidad del concreto en una obra y contribuir conjuntamente con otros ensayos a la evaluación de las estructuras. Es así que el ensayo de esclerometría se ha realizado para verificar la uniformidad de la resistencia a la compresión de los elementos estructurales.

Debido a la falta de información sobre el diseño estructural original de los diferentes bloques que conforman el HNAAA, fue necesario obtener la resistencia a la compresión de los elementos estructurales mediante ensayos de compresión de núcleos extraídos siguiendo lo estipulado en la norma ASTM C 42/C 42M. Este ensayo se realizó extrayendo testigos cilíndricos con un equipo provisto de brocas diamantadas para después llevarlos al laboratorio de la Universidad Señor de Sipán y realizar el respectivo ensayo de resistencia a la compresión.

Tabla 9.
Resultados de Ensayos

Propiedades del concreto	
Resistencia a compresión del concreto:	
Columnas	f_c 240 kg/cm ²
Vigas	230 kg/cm ²

Fuente: Propia

2.5.2.2. Descripción de la edificación:

La edificación de estudio es el Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo (HNAA). Esta edificación consta de 4 bloques de forma rectangular. El área del Hospital en estudio tiene los siguientes linderos: por el frente con la calle Tarata, por la derecha con la calle Mariscal Nieto, por el fondo con la calle Hipólito Unanue y por la izquierda con el Hospital Ex Obrero.

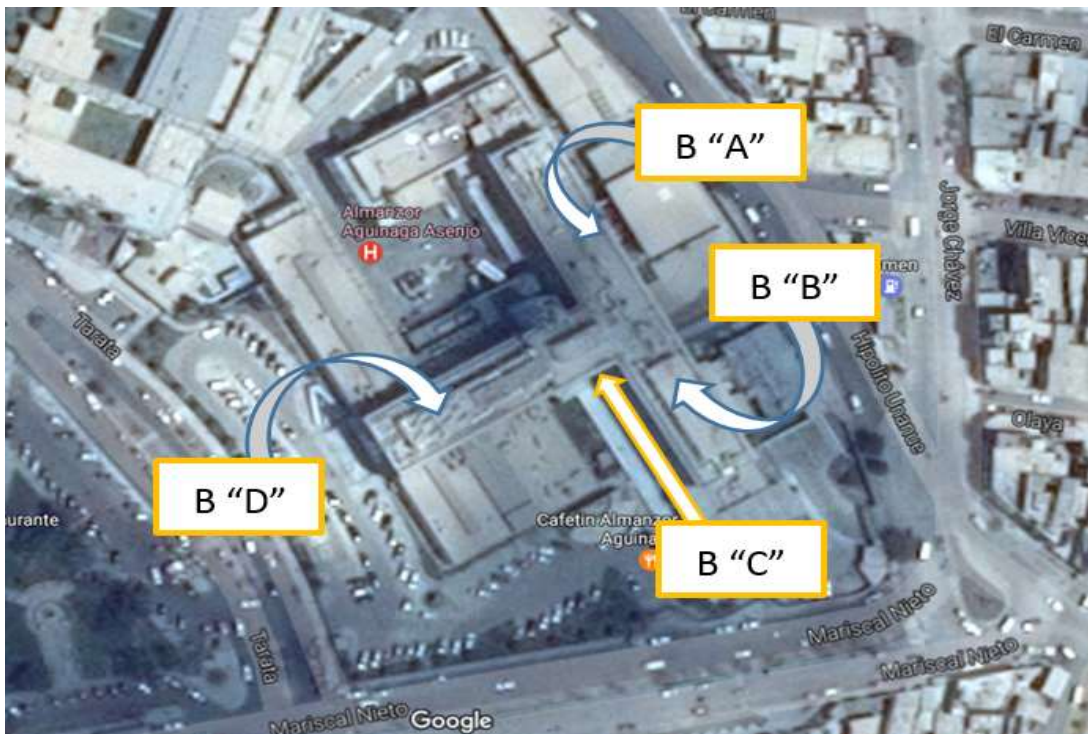


Figura 45: Identificación de bloques que conforman el HNAAA
Fuente: Modificado de Google Earth

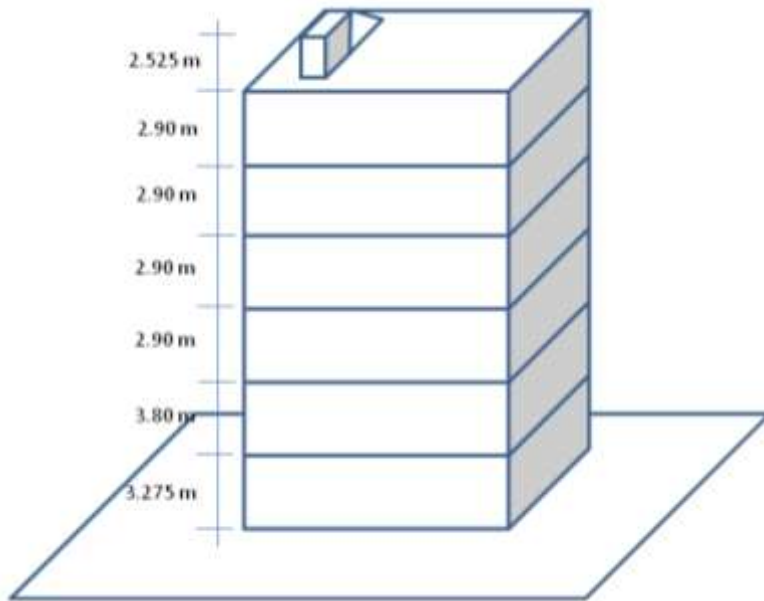


Figura 46: Bloque "A" del HNAAA
Fuente: Propia

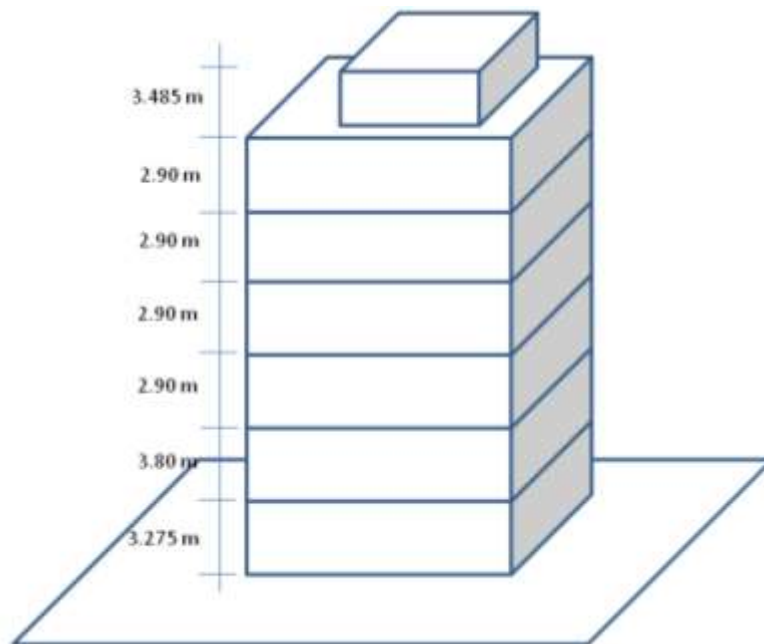


Figura 47: Bloque "B" del HNAAA
Fuente: Propia

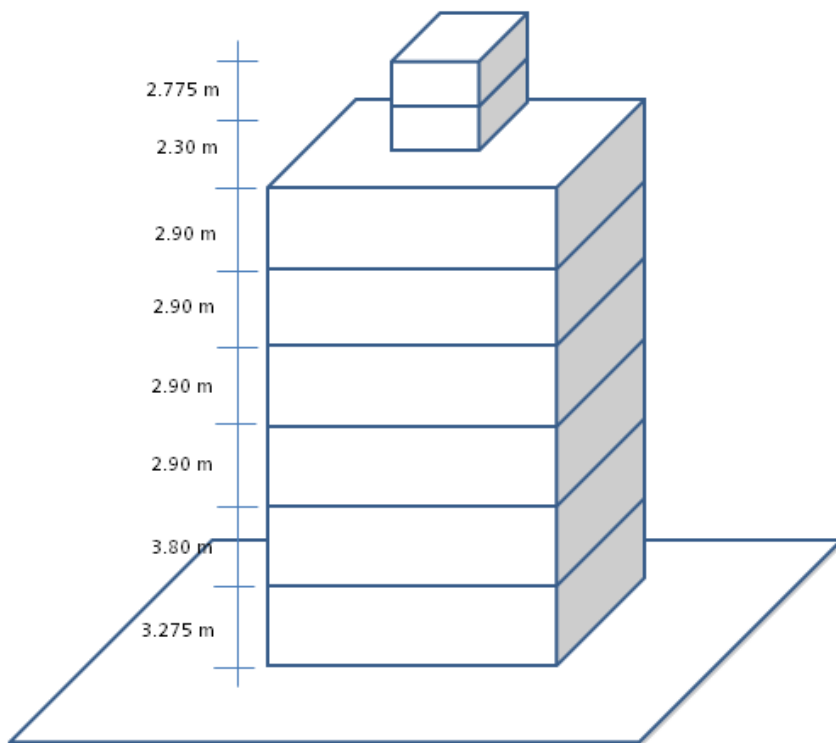


Figura 48: Bloque "C" del HNAAA
Fuente: Propia

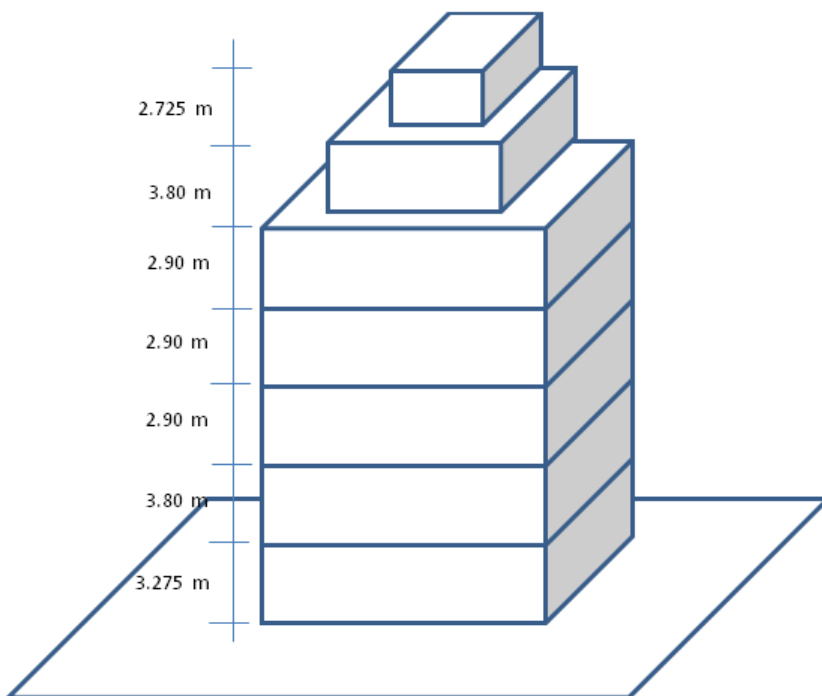


Figura 49: Bloque "D" del HNAAA
Fuente: Propia

2.5.2.2.1. *Ubicación:* El edificio se ubica geográficamente en la región costa de nuestro país en la región Lambayeque, Distrito de Chiclayo, en la provincia de Chiclayo. Esta edificación es de tipo esencial puesto a que corresponde a un hospital.



Figura 50: Ubicación de la edificación en estudio.
Fuente: Google Earth

2.5.2.2.2. *Detalle de los niveles:* El edificio cuenta con 6 niveles en total en cada uno de sus bloques; las dimensiones en planta se muestran en la tabla 10.

Tabla 10.

Dimensiones y área techada por nivel

BLOQUE	NIVEL	FRENTE(m)	IZQ. (m)	FONDO(m)	DER.(m)	ÁREA(m ²)
A	1ero - 6to	53.58	12.77	53.58	12.77	684.2166
	Azotea	5.1	4.2	5.1	4.2	21.42
B	1ero - 6to	47.33	12.77	47.33	12.77	604.4041
	Azotea	27.48	5.81	27.48	5.81	159.6588
C	1ero - 6to	13.79	16.16	13.79	16.16	222.8464
	Azotea 1	5.19	12.37	5.19	12.37	64.2003
	Azotea 2	5.19	12.37	5.19	12.37	64.2003
D	1ero - 5to	15.165	43.64	15.165	43.64	661.8006
	6to	6.3	36.21	6.3	36.21	228.123
	Azotea	2.91	19.18	2.91	19.18	55.8138

Fuente: Propia

En los planos anexos se muestran los cortes en planta de los diferentes niveles, así mismo en la tabla 11 se detallan las alturas de cada nivel:

Tabla 11.
Alturas por nivel

BLOQUE	NIVEL	ALTURA (m)
A	1ero	4.475
	2do	3.8
	3 - 6to	2.9
	Azotea	2.53
B	1ero	4.475
	2do	3.8
	3 - 6to	2.9
	Azotea	3.49
C	1ero	4.475
	2do	3.8
	3 - 6to	2.9
	Azotea 1	2.3
	Azotea 2	2.78
D	1ero	4.475
	2do	3.8
	3 - 5to	2.9
	6to	3.8
	Azotea	2.73

Fuente: Propia

2.5.2.3. Diseño estructural:

2.5.2.3.1. Estudio de mecánica de suelos: En la ciudad de Chiclayo, de manera predominante presenta suelos del tipo S3 (suelos flexibles) y S2 (suelos intermedios) tal como lo demuestra las investigaciones anteriores (Figura 51), además el nivel freático se encuentra a poca profundidad de la superficie, debido a que la ciudad se encuentra topográficamente en una cota más baja respecto a la zona agrícola circundante, infiltraciones de acequias que cruzan la ciudad y que no presentan el debido revestimiento, así como la existencia de lluvias y avenidas máximas.

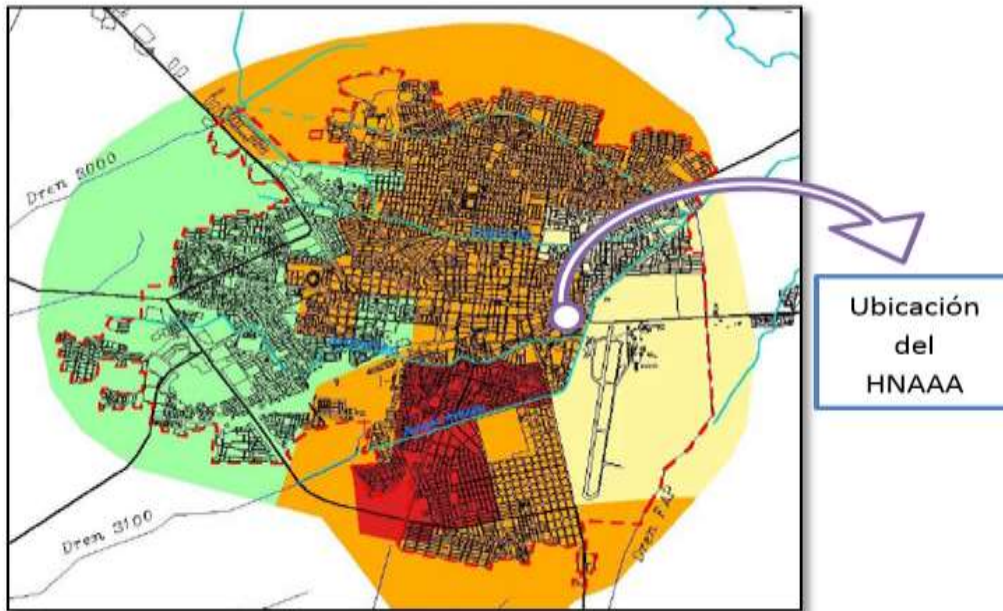


Figura 51: Mapa Geotécnico de la ciudad de Chiclayo
 Fuente: Tesis. “Microzonificación de la Ciudad de Chiclayo y Zonas de Expansión para la Reducción de Desastres- 2001” – Universidad Nacional “Pedro Ruíz Gallo”.

Tabla 12:

Tipos de suelos predominantes por sectores en la Chiclayo.

Sector	Descripción	Perfil Tipo	Nivel Freático
I		S2	2.0-7.0 m
II		S2	2.0 - 3.5 m
III		S3	1.5 - 2.3 m
IV		S3-S4	1.0 - 2.0 m

Fuente: Plan de prevención ante desastres: usos del suelo y medidas de mitigación ciudad de Chiclayo -Indeci Mayo 2003

Esto se corrobora con el estudio de mecánica de suelos donde se señala que el suelo donde está construida la edificación es del tipo CL y CH, arcillas arenosas de bajas plasticidad y arcillas arenosa de alta plasticidad.

Tabla 13:*Tipos de suelos en el HNAAA*

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO	
C-01	M-1	0.00-0.70	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	0.70-1.10	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	1.10-1.90	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	1.90-2.40	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-5	2.40-3.20	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	3.20-4.00	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-7	4.00-5.00	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-02	M-1	0.00-1.30	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.30-2.00	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	2.00-2.60	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.20	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.20-4.20	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.20-5.00	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-03	M-1	0.00-1.10	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.10-1.90	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	1.90-2.60	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.30	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.30-4.20	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.20-5.00	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-04	M-1	0.00-1.20	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.20-2.10	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	2.10-2.60	CL	Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.30	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.30-4.10	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.10-5.00	CH	Arcilla arenosa de alta plasticidad

Fuente: Propia

Ver estratos en anexos 7, ver planos de ubicación en anexos.

Ver fotos en anexo 4 y 5

2.5.2.3.2. *Elementos estructurales:* La estructura está conformada por un sistema aporticado de concreto armado en los bloques A, B y D, y muros de cortes (M1 y M2) en el bloque C. La disposición de los muros de corte se muestra en la figura 52. Los muros M1 y M2 tienen las mismas dimensiones, 0.20m de espesor y 3.09m de longitud, además están confinados por columnas de 0.45m x 0.45m. Estas dimensiones son constantes en todos los pisos. Es importante mencionar que todos los planos de estructuras fueron elaborados para la presente tesis porque esta información no se encontró en el HNAAA.

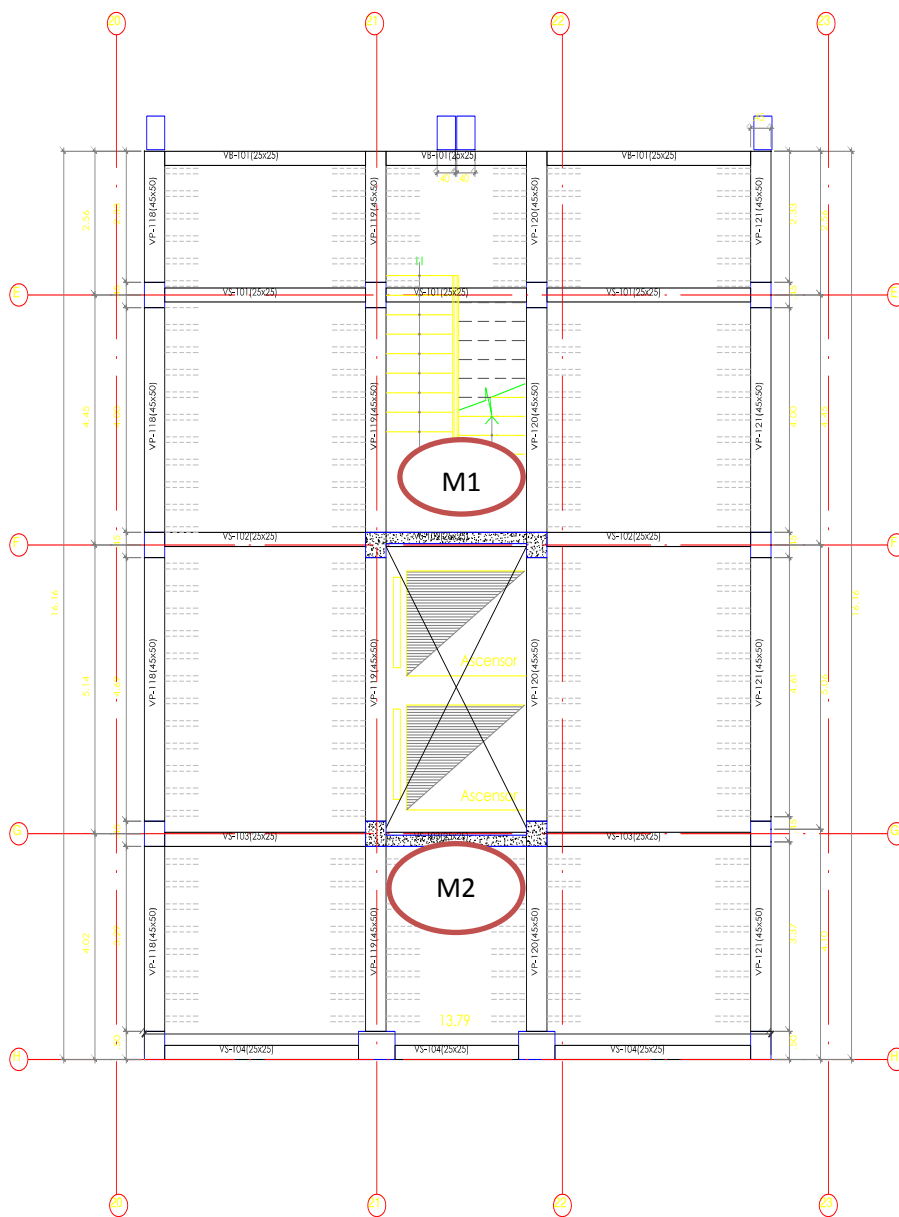


Figura 52: Muros de corte en el bloque C.
Fuente: Propia

Tabla 14:
Sistema y elementos estructurales de la edificación.

Sistema y elementos estructurales				
Bloque	A	B	C	D
Sistema	Aporticado	Aporticado	Muros estructurales	Aporticado
Cimentación	Platea	Platea	Platea	Platea
Número de Placas	-	-	2	-
Columnas				
Secciones	0.40 X 0.50	0.15 X 0.25	0.45 X 0.45	0.25 X 0.40
	0.40 X 0.60	0.25 X 0.25	0.45 X 0.50	0.50 X 0.40
	0.40 X 0.80	0.40 X 0.50	0.50 X 0.80	0.40 X 0.60
	0.50 X 0.60	0.40 X 0.60	0.35 diámetro	0.40 X 0.80
	0.70 X 0.80	0.40 X 0.80	0.40 diámetro	0.50 X 0.65
		0.50 X 0.60		0.80 X 0.50
		0.70 X 0.80		0.30 diámetro
			0.50 diámetro	
Sistema de losas	Aligerada (e=20cm)	Aligerada (e=20cm)	Aligerada (e=25cm)	Aligerada (e=25cm)
	Aligerada (e=40cm)			
Vigas				
Secciones	0.25 X 0.25	0.25 X 0.25	0.25 X 0.25	0.25 X 0.25
	0.30 X 0.50	0.30 X 0.50	0.25 X 0.30	0.30 X 0.25
	0.60 X 0.50	0.60 X 0.50	0.30 X 0.55	0.30 X 0.50
			0.30 X 0.60	0.40 X 0.50
			0.35 X 0.75	0.60 X 0.50
			0.40 X 0.50	
			0.45 X 0.45	
		0.45 X 0.50		

Fuente: Propia

En cada nivel se tiene una losa aligerada que hace la función de diafragma rígido, los espesores son de 20, 25 y 40 cm.



Figura 53: Aligerado en el modelo estructural.
Fuente propia

2.5.2.4. Consideraciones para el modelamiento:

2.5.2.4.1. *Propiedades de los materiales:* A continuación, en la tabla 15, se presenta las características de los materiales empleados para los elementos de la estructura.

Tabla 15:

Propiedades del concreto y acero del HNAAA

Propiedades del concreto			
Resistencia a compresión del concreto:			
Columnas	f_c		240 kg/cm ²
Vigas			230 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto			
Columnas	E_c		2339281.94 tn/m ²
Vigas			2290028.38 tn/m ²
Peso específico del concreto	γ		2400 kg/m ³
Propiedades del acero			
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y		4200 kg/cm ²

Fuente: Propia

2.5.2.4.2. *Cargas consideradas para el análisis:* Debido a que este hospital es una estructura compleja que presenta diversos ambientes y en consecuencia cargas de diferentes magnitudes aplicadas en ellas; el metrado de cargas, para cada elemento estructural, será calculado por el software de análisis estructural Etabs V. 16.2.0, para esto se consideraron las siguientes cargas:

A. *Sobrecargas:* Se emplearon los valores que se establecen en tabla 3.1.1 de la norma E.020 (Cargas) teniendo en cuenta los diferentes tipos de uso u ocupación de los espacios que se señalan en los planos de arquitectura.

Tabla 16:
Sobrecargas consideradas

Hospitales	Cargas repartidas (kgf/m ²)
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300
Cuartos	200
Corredores y escaleras	400

Fuente: Norma E0.20. Cargas vivas mínimas repartidas

B. *Carga muerta:* La carga muerta está constituida principalmente por el piso terminado y los tabiques interiores. La carga muerta se uniformizó con valores de 200kg/m² en todos los niveles excepto en la azotea que presenta una carga muerta de 100kg/m².

C. *Peso propio:* El peso propio es calculado automáticamente por el programa Etabs V. 16.2.0 considerando las propiedades y secciones de todos los elementos dibujados en el programa, por ende, para obtener un resultado más cercano a la realidad, se han dibujado todos los elementos estructurales y no estructurales que están ubicados en las azoteas de los bloques y así considerar su influencia en el análisis sísmico. En el caso de las losas aligeradas se ha considerada un espesor de losa superior igual 0.05m constante para todos los espesores de losa aligerada, con viguetas de 0.10m de ancho y espaciamiento de 0.40m entre ejes de viguetas.

Cabe mencionar que en algunas azoteas se ha considerado la albañilería porque ésta participa como elemento vertical portante que soporta losas, además las columnas de las azoteas no están alineadas verticalmente con las columnas de los pisos inferiores en los bloques A, B y D a diferencia del bloque C que presenta dos azoteas con columnas de 0.45m

x 0.45m que empiezan desde el sótano y que sirven como elementos de confinamiento del muro de corte que termina en la azotea 1. Para la albañilería se ha considerado un peso específico de 1.8 Tnf/m³ y un módulo de elasticidad de 325 000Tnf/m² correspondiente a una resistencia a la compresión axial de la albañilería igual a 65 Kg/cm².

D. Peso de la edificación: El peso sísmico que se ha considerado es el 100% del peso propio y carga muerta, más el 50 % de la carga viva de entrepiso, más el 25% de la carga viva de azotea según la norma E 0.30.

E. Bloques modelados:

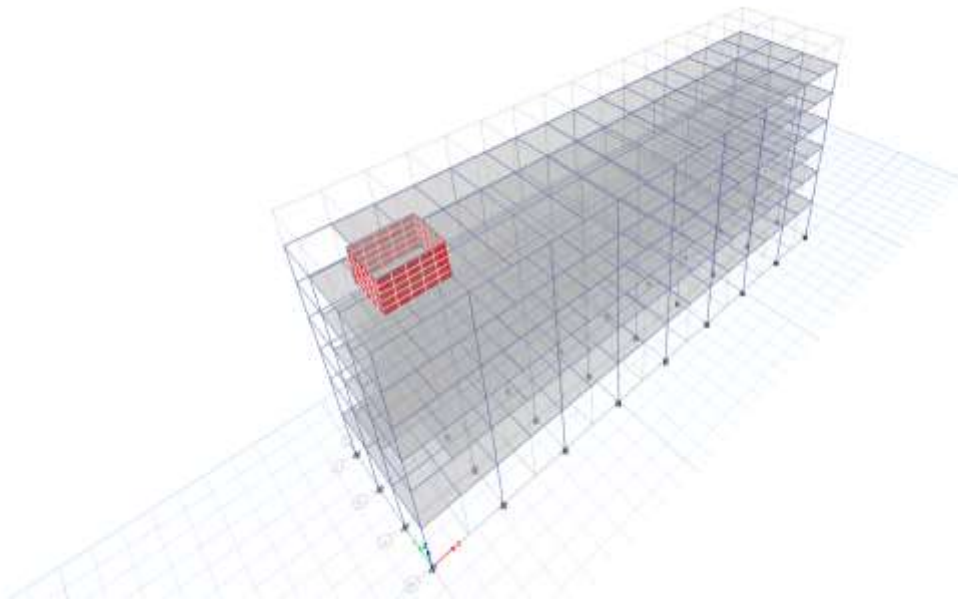


Figura 54: Bloque A en Etabs V. 16.2.0.
Fuente propia

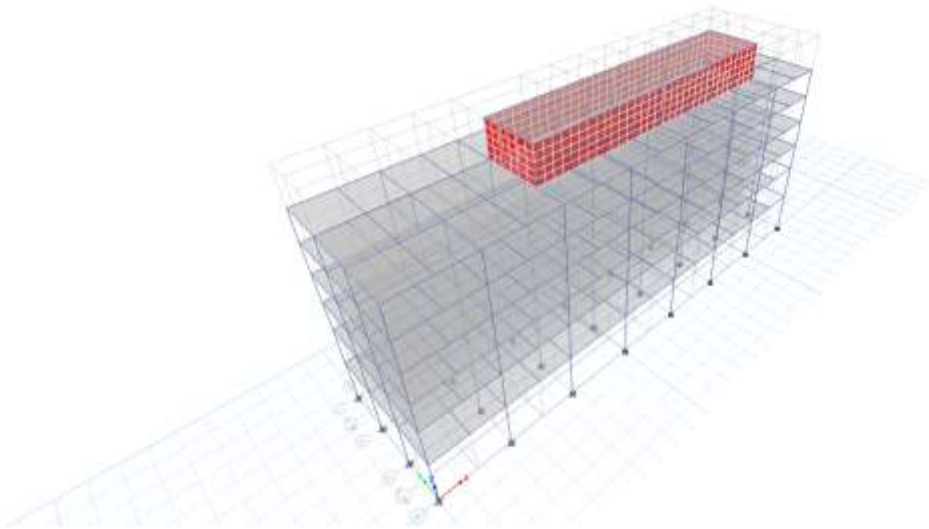


Figura 55: Bloque B en Etabs V. 16.2.0.
Fuente propia

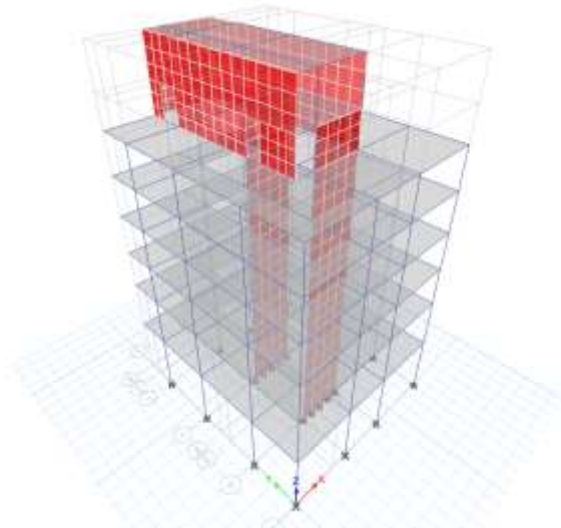


Figura 56: Bloque C en Etabs V. 16.2.0.
Fuente propia

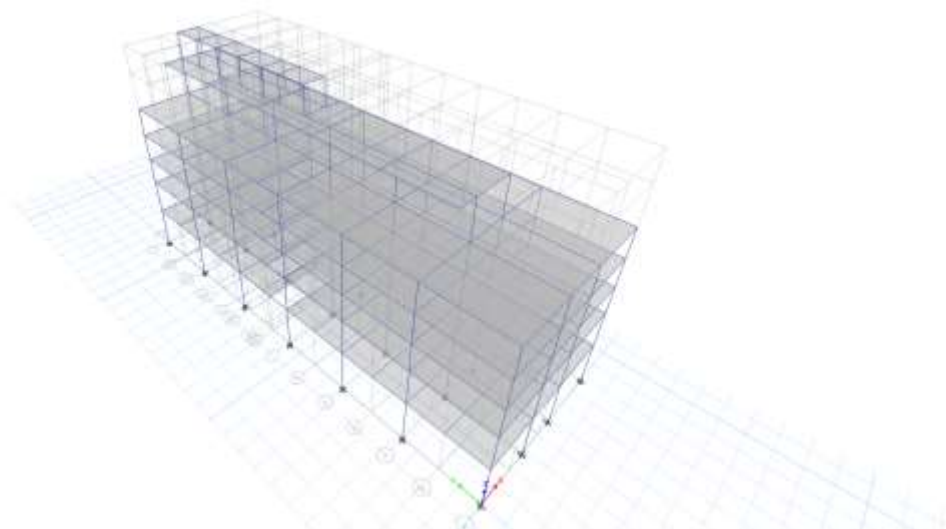


Figura 57: Bloque D en Etabs V. 16.2.0.
Fuente propia

2.5.2.5. Análisis estructural:

Para el análisis sísmico de las diferentes edificaciones se ha considerado uno de los análisis más completo que nos brinda el programa Etabs V. 16.2.0 concerniente a un análisis dinámico tiempo historia no lineal (FNA) el cual proporciona una alternativa al amortiguamiento viscoso lineal pues no permite que los dispositivos pasivos de disipación de energía sean linealizados o simplificados para obtener una respuesta numérica además de ser recomendado por la norma peruana E.030 para edificaciones especialmente importantes. La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE, por sus siglas en inglés) menciona que una estructura con un sistema de amortiguamiento deberá ser diseñada utilizando procedimientos lineales, procedimientos no lineales, o una combinación de los procedimientos lineales y no lineales, poniendo restricciones para un análisis dinámico espectral y de fuerza lateral equivalente, dejando como una alternativa generalizada el análisis dinámico tiempo historia no lineal. Previamente se realizó un análisis dinámico espectral para verificar el comportamiento sísmico, siendo necesario realizar un análisis estático para la verificación del cortante dinámico mínimo según la norma peruana de diseño sismorresistente E. 030 para estructuras regulares e irregulares, así mismo, previo al análisis estático.

2.5.2.5.1. *Método de Hirozawa*: El primer análisis que se realizó fue un análisis de vulnerabilidad estructural de los bloques mediante el Método de Hirozawa explicado en el capítulo anterior, el cual evalúa el índice de resistencia del edificio (I_s) y lo compara con el índice de resistencia demandada (I_{so}). Del análisis de vulnerabilidad estructural se y concluye que todos los bloques en estudio son vulnerables (Ver Tabla 17 y Anexo 9), siendo este resultado un primer indicativo que se comprobará con los ulteriores análisis sísmicos.

Tabla 17:
Resultados Método de Hirozawa

	Bloque A	Bloque B	Bloque C	Bloque D
Is	0.28	0.27	0.52	0.23
Iso	0.97	0.93	2.29	1.23
Resultado	Vulnerable	Vulnerable	Vulnerable	Vulnerable

Fuente: Propia

2.5.2.5.2. Análisis dinámico.

A. *Parámetros sísmicos*: Los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico dinámico de los diferentes bloques en estudio vienen dados por la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente del año 2016:

– Factor de Zona (Z); la ciudad de Chiclayo se encuentra ubicada en la zona sísmica 4, por lo tanto, según la Tabla N° 1 de la Norma E.030 le corresponde un valor de $Z=0.45$.

– Parámetros de sitio S, T_p , y T_L ; según el estudio de mecánica de suelos la estructura estará ubicada sobre un suelo tipo S3 (flexible) al mismo que le corresponde un factor de amplificación del suelo $S=1.10$ por estar ubicado en la zona 4 y un periodo $T_p=1.0$ seg y $T_L=1.6$ seg. como se indica en la Tabla N°4 de la norma E.030.

– Categoría de la Edificación (U); según la Tabla N° 5 de la Norma E.030, a una edificación esencial (hospital) le corresponde un factor $U=1.5$.

– Coeficiente de Reducción (R): en la Tabla N° 7 de la Norma E-030, para un sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado le corresponde un coeficiente de reducción $R=6$ y para un sistema aporticado $R=8$, estos coeficientes de reducción deben considerarse para cada dirección de análisis. Para los bloques A, B se consideró un $R=8$ pues no presenta muros estructurales en ninguna de sus direcciones, sin embargo, el bloque C presenta muros estructurales en la dirección X, por ende, se consideró inicialmente un $R=6$ en la dirección X y $R=8$ en la dirección Y, y para el bloque D se considera un $R=7.2$ debido a la irregularidad geométrica vertical analizada en el método de Hirosawa (Anexo 8). Todos los R se verifican posteriormente de acuerdo a las irregularidades que presenten los bloques, además, en el caso del bloque C, para la dirección X, se analizará el porcentaje de cortante basal que es asumido por los muros de corte y verificar si el sistema estructural califica como muros estructurales o es un sistema dual.

– Factor de Amplificación Sísmica (C); de acuerdo a los parámetros de sitio y el periodo de la estructura, se define el factor de amplificación sísmica con las siguientes expresiones:

$$T < T_p \text{ entonces; } C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \text{ entonces; } C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \text{ entonces; } C = 2.5 \left(\frac{T_p * T_L}{T^2} \right)$$

Donde T es el periodo de la estructura para cada dirección de análisis, $T_p=1.0\text{seg}$ y $T_L=1.6\text{seg}$, de acuerdo al tipo de suelo detallado líneas arriba. Cabe mencionar que T_p representa el fin de la plataforma o meseta del espectro del suelo y T_L representa el periodo de inicio del comportamiento inelástico del terreno.

Finalmente se tiene:

Tabla 18:

Parámetros sísmicos para el análisis dinámico.

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.5
S	1.1
T_p	1.0seg
T_L	1.6seg
R	(A, B y D=8), (Cx=6), (Cy=8)

Fuente: E0.30 y propia

Con los valores de la tabla 18 se puede realizar la curva de pseudoaceleraciones versus el periodo estructural. Para realizar el análisis de respuesta espectral en Etabs V. 16.2 se introdujo la función del espectro en cada una de las direcciones mediante la opción “Load cases”, considerando un 5% de amortiguamiento inherente a la estructura que representa el amortiguamiento viscoso equivalente o fracción de amortiguamiento. Para realizar la combinación modal de las respuestas obtenidas (desplazamientos máximos, fuerzas y esfuerzos) se especificó el método de Combinación Cuadrática Completa (CQC) como lo señala la norma E.030, este método es una forma de aproximar la respuesta máxima total de una estructura considerando la máxima contribución modal, además considera la posible cercanía de frecuencias consecutivas. La Norma también indica que deben considerarse posibles efectos torsionales para lo cual considera una excentricidad accidental correspondiente al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis, esto se aplica tanto a estructuras regulares como irregulares considerando que la fuerza de cada piso actúa en el centro de masa y genera un momento torsor alrededor del centro de rigidez como lo muestra figura 58 para una losa cualesquiera.

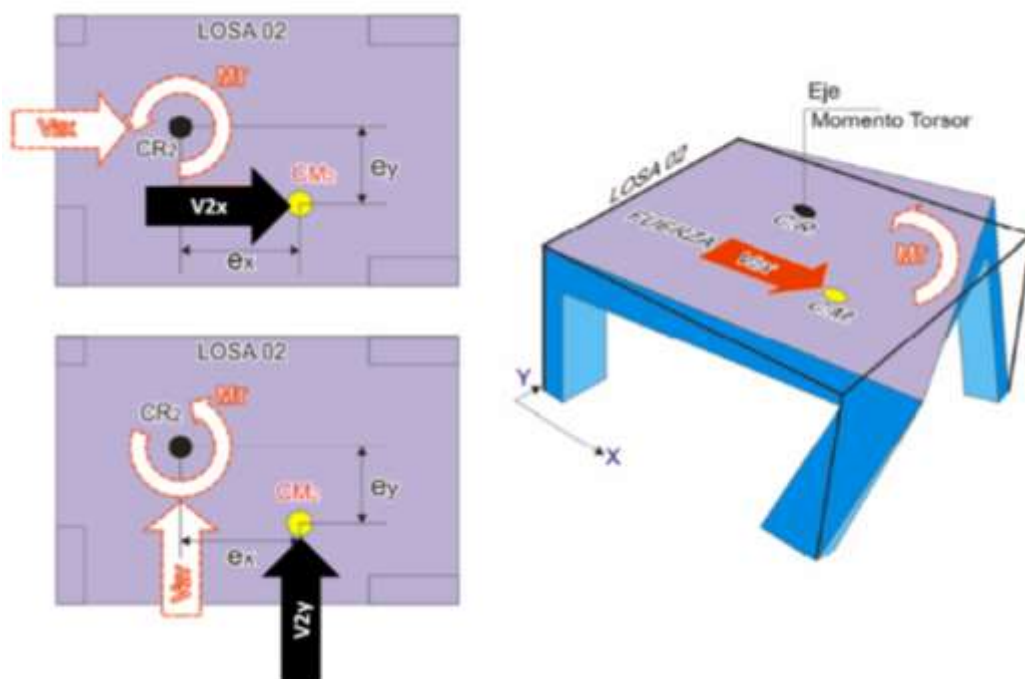


Figura 58: Torsión alrededor del centro de rigidez.

Fuente: Modificado de Tesis: “Comparación del comportamiento sísmico lineal y no lineal, en el análisis y diseño estructural de un edificio alto con disipadores de energía e interacción suelo-estructura”, Condori Gustavo, 2014

Así tenemos:

$$S_a = \frac{Z \times U \times S \times C}{R} \times g \dots \dots \dots Ec. (46)$$

Donde S_a es la aceleración espectral y g es la gravedad (9.81 m/s^2)

En las figuras 59 y 60 se muestran S_a (aceleración espectral) vs T (periodo):

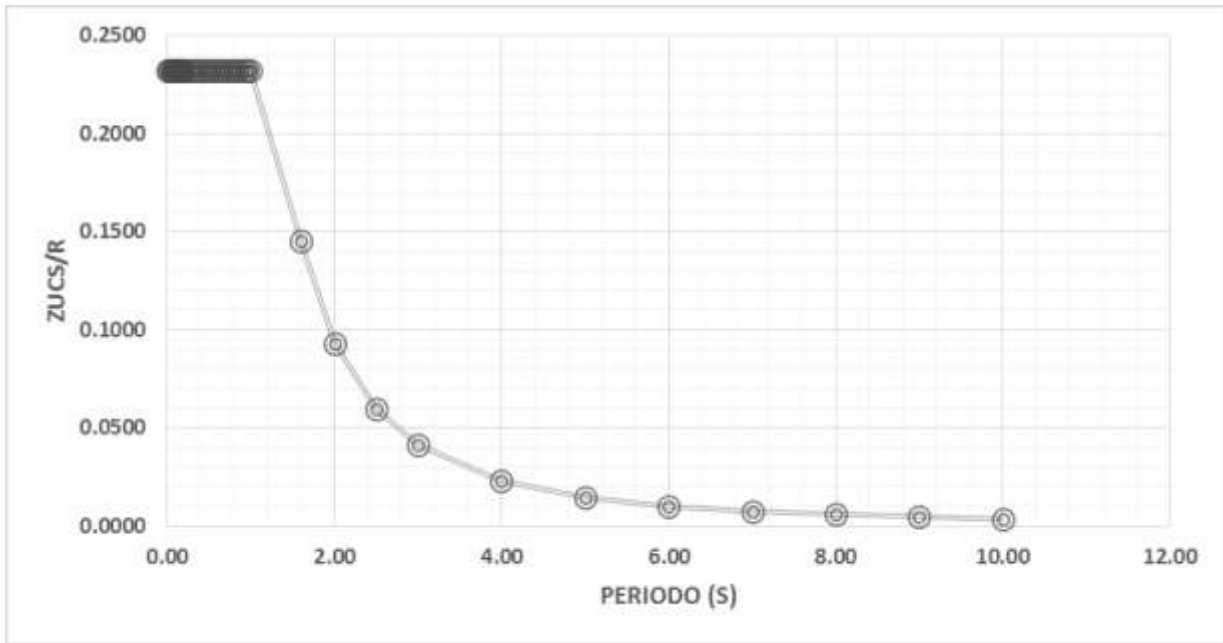


Figura 59: Bloque A, B, D y Cy: Sa/g (aceleración espectral) vs T (periodo).
Fuente: Propia

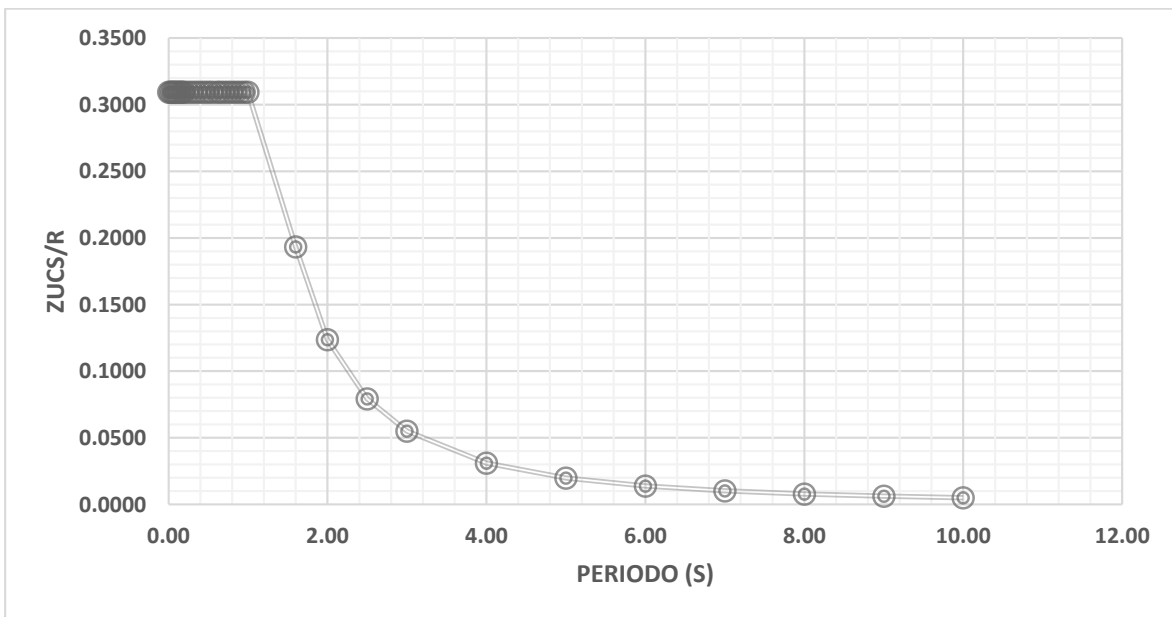


Figura 60: Bloque Cx: Sa/g (aceleración espectral) vs T (periodo).
Fuente: Propia

B. Verificaciones

B.1. Verificación de factor de reducción para el bloque C en dirección X (r):

Procedemos a verificar el cortante asumido por los elementos verticales resistentes a sismos, es decir, por columnas y muros. Para los bloques A, B y D el $R = 8$ asumido, es correcto debido a que no presenta muros de corte, sin embargo, en el bloque C existen dos muros de corte en la dirección X, M1 y M2 (ver figura 52), por ende, es necesario saber qué porcentaje de la cortante basal actúa sobre los muros de corte y columnas para verificar el R asumido inicialmente ($R=6$).

El cortante total que actúa en la base para la dirección X es **218.4346 Tn-f**. La cortante es obtenida para una aceleración espectral con los parámetros sísmicos especificados anteriormente.

Tabla 19:
Distribución de cortante en altura para el Bloque C

PISO	ELEVACIÓN (m)	X-Dir (tonf)
AZOTEA 2	24.95	24.9142
AZOTEA 1	22.175	44.7018
PISO 6	19.875	88.3177
PISO 5	16.975	131.3521
PISO 4	14.075	165.2403
PISO 3	11.175	190.9616
PISO 2	8.275	209.4115
PISO 1	4.475	218.4346

Fuente: Propia

Del total de la cortante basal en la dirección X el programa Etabs V. 16.2 nos muestra la cortante asumida por los muros de corte y columnas.

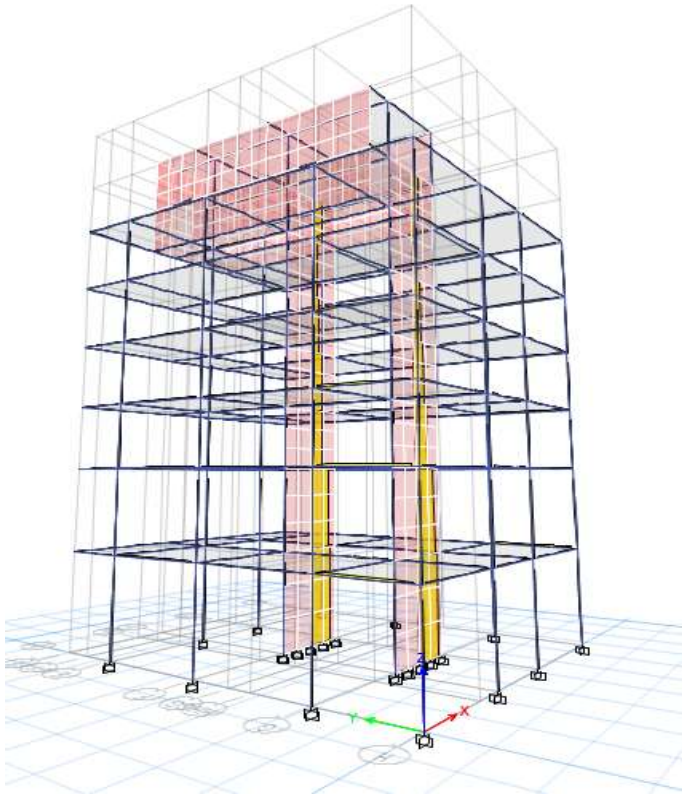


Figura 61: Fuerzas Cortantes en X para caso de carga SX(R=6).
Fuente: Propia

En la figura 62 se puede observar la cantidad de cortante que asumen los muros estructurales y en la tabla 20 el porcentaje que le corresponde.

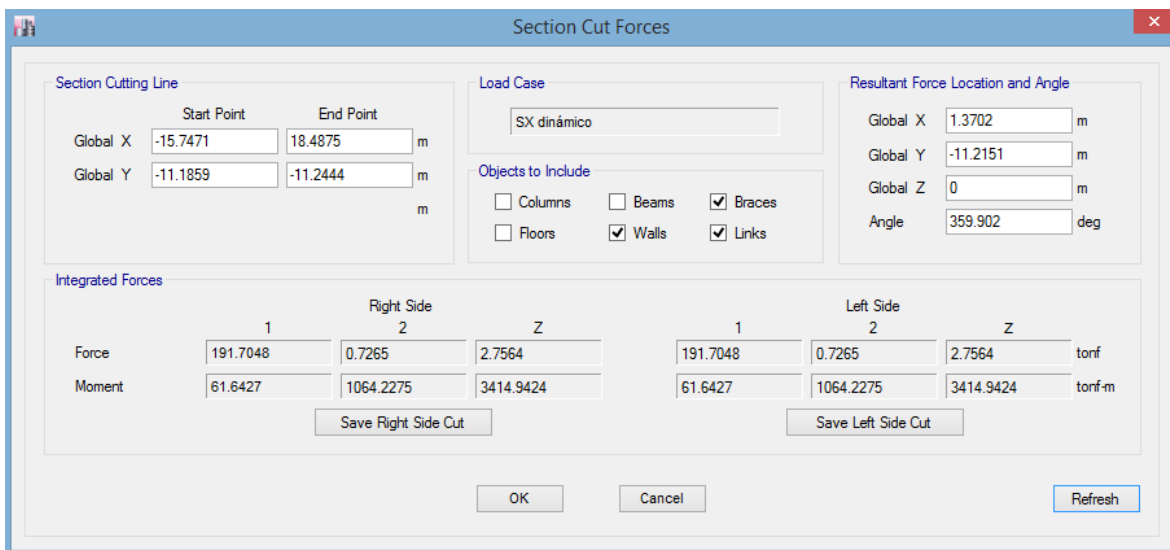


Figura 62: Cortante que asumen los muros de corte para caso de carga sismo dinámico SX en el bloque C.
Fuente: Propia

Tabla 20:

Porcentaje de participación de muros de corte y columnas para tomar el cortante basal en X.

	DINÁMICO (Tnf)	CORTANTE QUE ABSORBEN LOS MUROS (Tnf)	CORTANTE QUE ABSORBEN LAS COLUMNAS (Tnf)	
V_{XX}	218.4346	191.7048	26.7298	R
% V_{XX}	100.00 %	87.76	12.24 %	6

Fuente: Propia

La tabla 20 muestra el cortante que toman los muros estructurales y los pórticos en la dirección X. Se puede contemplar que los muros estructurales toman más del 70% de la cortante basal, en consecuencia, el sistema estructural es de muros estructurales en X tal y como se había asumido inicialmente para el bloque C.

B.2. Verificación de irregularidad torsional: Se estudió si existía irregularidad torsional según los lineamientos de la norma de diseño sismorresistente E-0.30.

En la tabla N°9 del reglamento señala que la irregularidad torsional se debe considerar solamente en edificios en los que la deriva máxima de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible (0.0035); que en el caso de edificaciones de concreto armado es igual a 0.007.

En la siguiente tabla se muestran las derivas elásticas de todos los bloques, las cuales han sido multiplicadas por 0.75R para los bloques A, B, C y D. Esta multiplicación de las derivas elásticas se interpreta como las derivas que tendría el edificio al entrar en régimen inelástico ante un sismo severo.

Tabla 21:

Comparación de derivas máxima, en la dirección X, con el 50% de la deriva permisible para un caso de sismo dinámico SX.

BLOQUE	PISO	Desplaz. máximo (m)	Altura de piso (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	50% de deriva permisible
A (R=8)	6	0.050177	2.9	0.00093	0.0056	0.0035
	5	0.047479	2.9	0.00183	0.0110	0.0035
	4	0.042169	2.9	0.00268	0.0161	0.0035
	3	0.034392	2.9	0.00313	0.0188	0.0035
	2	0.025327	3.8	0.00352	0.0211	0.0035
	1	0.011953	4.48	0.00267	0.0160	0.0035
B (R=8)	6	0.053829	2.9	0.00110	0.0066	0.0035
	5	0.050627	2.9	0.00206	0.0124	0.0035
	4	0.044651	2.9	0.00290	0.0174	0.0035
	3	0.036231	2.9	0.00332	0.0199	0.0035
	2	0.026598	3.8	0.00370	0.0222	0.0035
	1	0.01252	4.48	0.00279	0.0168	0.0035
Cx (R=6)	6	0.043557	2.9	0.00175	0.0079	0.0035
	5	0.038469	2.9	0.00218	0.0098	0.0035
	4	0.032143	2.9	0.00251	0.0113	0.0035
	3	0.024861	2.9	0.00262	0.0118	0.0035
	2	0.017266	3.8	0.00267	0.0120	0.0035
	1	0.007118	4.48	0.00159	0.0072	0.0035
D (R=8)	6	0.095579	3.8	0.013988	0.0839	0.0035
	5	0.042423	2.9	0.001650	0.0099	0.0035
	4	0.037637	2.9	0.002237	0.0134	0.0035
	3	0.031151	2.9	0.002821	0.0169	0.0035
	2	0.022969	3.8	0.003203	0.0192	0.0035
	1	0.010798	4.48	0.002413	0.0145	0.0035

Fuente: Propia

Tabla 22:

Comparación de derivas, en la dirección Y, con el 50% de la deriva permisible para un caso de sismo dinámico SY.

BLOQUE	PISO	Desplaz. Máximo (m)	Altura de piso (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	50% de deriva permisible
A (R=8)	6	0.042952	2.9	0.00100	0.0060	0.0035
	5	0.040052	2.9	0.00167	0.0100	0.0035
	4	0.035199	2.9	0.00231	0.0139	0.0035
	3	0.028491	2.9	0.00277	0.0166	0.0035
	2	0.020454	3.8	0.00291	0.0175	0.0035
	1	0.009381	4.48	0.00209	0.0126	0.0035
B (R=8)	6	0.042695	2.9	0.00109	0.0065	0.0035
	5	0.039536	2.9	0.00173	0.0104	0.0035
	4	0.034526	2.9	0.00230	0.0138	0.0035
	3	0.027851	2.9	0.00271	0.0163	0.0035
	2	0.019996	3.8	0.00283	0.0170	0.0035
	1	0.009238	4.48	0.00206	0.0124	0.0035
Cy (R=8)	6	0.052356	2.9	0.00120	0.0072	0.0035
	5	0.048889	2.9	0.00183	0.0110	0.0035
	4	0.043569	2.9	0.00234	0.0141	0.0035
	3	0.036776	2.9	0.00275	0.0165	0.0035
	2	0.028804	3.8	0.00389	0.0233	0.0035
	1	0.014036	4.48	0.00314	0.0188	0.0035
D (R=8)	6	0.08783	3.8	0.009424	0.0565	0.0035
	5	0.052018	2.9	0.001568	0.0094	0.0035
	4	0.047471	2.9	0.002445	0.0147	0.0035
	3	0.04038	2.9	0.003361	0.0202	0.0035
	2	0.030632	3.8	0.004367	0.0262	0.0035
	1	0.014038	4.48	0.003137	0.0188	0.0035

Fuente: Propia

En todos los pisos de los bloques, para ambas direcciones, las derivas de entrepiso exceden el 50% de la máxima deriva permisible, es decir, 0.0035 y debe considerarse la posible irregularidad torsional de todos los bloques, para ello debemos proceder con la segunda condición, la misma que establece que si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso en un extremo del edificio es 1.2 veces mayor que el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso, la estructura califica como irregular, además, si el desplazamiento relativo del extremo es mayor a 1.5 veces el del centro de masa,

la estructura tendría una irregularidad torsional extrema y por consiguiente un factor de irregularidad más severo. Las tablas 23 y 24 muestran los resultados del análisis para esta segunda condición.

Tabla 23:

Relación entre deriva máxima y la deriva del centro de masa de cada entrepiso para un sismo dinámico SX.

BLOQUE	PISO	Deriva CM (m)	Deriva Desp. Máx. (m)	D(MÁX.) / D(CM)	Config.
A (R=8)	6	0.0055	0.0056	1.02	Regular
	5	0.0109	0.0110	1.01	Regular
	4	0.0159	0.0161	1.01	Regular
	3	0.0186	0.0188	1.01	Regular
	2	0.0209	0.0211	1.01	Regular
	1	0.0159	0.0160	1.01	Regular
B (R=8)	6	0.0066	0.0066	1.00	Regular
	5	0.0122	0.0124	1.02	Regular
	4	0.0172	0.0174	1.01	Regular
	3	0.0197	0.0199	1.01	Regular
	2	0.0220	0.0222	1.01	Regular
	1	0.0166	0.0168	1.01	Regular
Cx (R=6)	6	0.0076	0.0079	1.04	Regular
	5	0.0069	0.0098	1.42	Irregular
	4	0.0068	0.0113	1.66	Irregular
	3	0.0064	0.0118	1.84	Irregular
	2	0.0053	0.0120	2.26	Irregular
	1	0.0026	0.0072	2.77	Irregular
D (R=8)	6	0.0839	1.45	1.45	Irregular
	5	0.0099	1.41	1.40	Irregular
	4	0.0134	1.33	1.33	Irregular
	3	0.0169	1.28	1.28	Irregular
	2	0.0192	1.14	1.14	Regular
	1	0.0145	1.29	1.29	Irregular

Fuente: Propia

Tabla 24:

Relación entre deriva máxima y la deriva del centro de masa de cada entrepiso para un sismo dinámico SY.

BLOQUE	PISO	Deriva CM (m)	Deriva Desp. Máx. (m)	D(MÁX.) / D(CM)	Config.
A (R=8)	6	0.0055	0.0060	1.09	Regular
	5	0.0088	0.0100	1.14	Regular
	4	0.0124	0.0139	1.12	Regular
	3	0.0150	0.0166	1.11	Regular
	2	0.0158	0.0175	1.11	Regular
	1	0.0113	0.0126	1.11	Regular
B (R=8)	6	0.0059	0.0065	1.10	Regular
	5	0.0090	0.0104	1.16	Regular
	4	0.0122	0.0138	1.13	Regular
	3	0.0145	0.0163	1.12	Regular
	2	0.0152	0.0170	1.12	Regular
	1	0.0111	0.0124	1.12	Regular
Cy (R=8)	6	0.0064	0.0072	1.13	Regular
	5	0.0099	0.0110	1.11	Regular
	4	0.0128	0.0141	1.10	Regular
	3	0.0151	0.0165	1.10	Regular
	2	0.0219	0.0233	1.06	Regular
	1	0.0180	0.0188	1.04	Regular
D (R=8)	6	0.0560	0.0565	1.01	Regular
	5	0.0093	0.0094	1.02	Regular
	4	0.0145	0.0147	1.02	Regular
	3	0.0199	0.0202	1.01	Regular
	2	0.0259	0.0262	1.01	Regular
	1	0.0186	0.0188	1.01	Regular

Fuente: Propia

Se puede observar en la tabla 23 que la relación entre la máxima deriva de entrepiso y la deriva del centro de masa para el bloque C en la dirección X, es mayor a 1.5 para los pisos 1, 2, 3 y 4, por ende, la estructura presenta una irregularidad torsional extrema y el R asumido inicialmente debe corregirse multiplicando este valor por 0.60 de acuerdo a lo estipulado en la norma sismorresistente E.030 para irregularidades estructurales en planta.

En el caso del Bloque D, en la dirección X, sólo el segundo nivel no presenta irregularidad torsional, los pisos 1, 3, 4 y 5 presentan una relación de derivas superior a 1.2, sin embargo, esta relación no llega a ser superior a 1.5. El caso más crítico se presenta en la

relación de derivas para el piso 6, en la que ésta es mayor a 1.5, por ende, el edificio presenta una irregularidad torsional extrema, entonces nuestro factor de irregularidad en planta final será 0.60 de acuerdo a la norma E.030 vigente.

B.3. Verificación de irregularidad de rigidez o de piso blando.: Además de verificar la irregularidad torsional, la norma nos indica que debemos verificar la irregularidad de rigidez o de piso blando, dicha irregularidad existe cuando en cualquiera de las direcciones de análisis la deriva de entrepiso es mayor que 1.4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o, es mayor que 1.25 veces el promedio de las derivas de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La deriva de entrepiso se calcula como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso. Además, si la deriva de entrepiso es mayor a 1.6 veces la deriva del entrepiso inmediato superior, o, es mayor a 1.4 veces el promedio de las derivas de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes, la estructura presenta una irregularidad extrema de rigidez, afectando al R por un factor de irregularidad más severo. Las siguientes tablas muestran la verificación de las condiciones expuestas líneas arriba para cada dirección de análisis.

Tabla 25:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque A en la dirección X.*

BLOQUE A (X-X)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.050177	0.049705	0.005582	0.005514	0.0055479		
5	0.047479	0.04704	0.010986	0.01087	0.0109283	1.96979303	
4	0.042169	0.041786	0.01609	0.015935	0.0160128	1.46525937	
3	0.034392	0.034084	0.018755	0.018571	0.0186631	1.16551457	1.7233331
2	0.025327	0.025108	0.021117	0.020929	0.0210229	1.12644153	1.3829597
1	0.011953	0.011853	0.016008	0.015875	0.0159415	0.75829319	0.8586287

Fuente: Propia

Tabla 26:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque A en la dirección Y.*

BLOQUE A (Y-Y)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.042952	0.042088	0.006	0.005431	0.0057155		
5	0.040052	0.039463	0.010041	0.009484	0.0097624	1.7080543	
4	0.035199	0.034879	0.013879	0.01349	0.0136841	1.40171665	
3	0.028491	0.028359	0.016628	0.016432	0.01653	1.20796795	1.7004966
2	0.020454	0.020417	0.017484	0.017462	0.0174726	1.0570255	1.311216
1	0.009381	0.009358	0.012564	0.012533	0.0125484	0.71817674	0.7894289

Fuente: Propia

Tabla 27:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque B en la dirección X.*

BLOQUE B (X-X)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.053829	0.053151	0.006625	0.006519	0.0065721		
5	0.050627	0.05	0.012364	0.012199	0.0122814	1.86872344	
4	0.044651	0.044104	0.017421	0.017199	0.01731	1.40945081	
3	0.036231	0.035791	0.01993	0.01967	0.0198	1.14384749	1.6425425
2	0.026598	0.026284	0.022228	0.021962	0.022095	1.11590909	1.3420358
1	0.01252	0.012375	0.016768	0.016574	0.0166708	0.75450369	0.8447306

Fuente: Propia

Tabla 28:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque B en la dirección Y.*

BLOQUE B (Y-Y)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.040829	0.042695	0.005737	0.006536	0.0061366		
5	0.038056	0.039536	0.009559	0.010366	0.0099621	1.62339852	
4	0.033436	0.034526	0.013094	0.01381	0.0134524	1.35036345	
3	0.027107	0.027851	0.015639	0.016252	0.0159455	1.18532759	1.6187776
2	0.019548	0.019996	0.016543	0.016986	0.0167645	1.05135967	1.27778
1	0.009071	0.009238	0.012149	0.012372	0.0122605	0.73133767	0.7967842

Fuente: Propia

Tabla 29:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque C en la dirección X.*

BLOQUE C (X-X)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.037963	0.043557	0.007746	0.007895	0.0078207		
5	0.032971	0.038469	0.009065	0.009816	0.0094407	1.20714286	
4	0.027129	0.032143	0.010052	0.0113	0.0106759	1.13083498	
3	0.020651	0.024861	0.010305	0.011785	0.0110452	1.03459302	1.1860698
2	0.01401	0.017266	0.009928	0.012017	0.0109729	0.99345617	1.056382
1	0.005626	0.007118	0.005657	0.007158	0.0064076	0.5839478	0.5879622

Fuente: Propia

Tabla 30:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque C en la dirección Y.*

BLOQUE C (Y-Y)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.052356	0.048315	0.007173	0.006064	0.0066186		
5	0.048889	0.045384	0.011007	0.009716	0.0103614	1.56548922	
4	0.043569	0.040688	0.014054	0.01265	0.0133521	1.28863818	
3	0.036776	0.034574	0.016494	0.015077	0.0157852	1.1822267	1.561236
2	0.028804	0.027287	0.023318	0.021902	0.0226097	1.43234019	1.7172552
1	0.014036	0.013416	0.018819	0.017988	0.0184036	0.81396681	1.0669362

Fuente: Propia

Tabla 31:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque D en la dirección X.*

BLOQUE D (X-X)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.055164	0.095579	0.031456	0.083931	0.0576932		
5	0.035242	0.042423	0.005909	0.009902	0.0079055	0.13702695	
4	0.032386	0.037637	0.009449	0.013419	0.0114341	1.44634912	
3	0.027819	0.031151	0.012771	0.016928	0.0148496	1.29870623	0.5783089
2	0.0216464	0.022969	0.02059	0.019217	0.0199037	1.34035633	1.7464912
1	0.008606	0.010798	0.011539	0.014478	0.0130083	0.65355909	0.8449221

Fuente: Propia

Tabla 32:*Verificación de irregularidad por rigidez o piso blando para el bloque D en la dirección Y.*

BLOQUE D (Y-Y)							
PISO	Despl. Extremo 1 (m)	Despl. Extremo 2 (m)	Deriva 1	Deriva 2	Deriva de entrepiso	Deriva i /Deriva i+1	Deriva i /Deriva i+3
6	0.08783	0.086173	0.056545	0.054862	0.0557037		
5	0.052018	0.051427	0.009408	0.009213	0.0093103	0.16714056	
4	0.047471	0.046974	0.014671	0.014466	0.0145686	1.56477778	
3	0.04038	0.039982	0.020168	0.019949	0.0200586	1.37683732	0.756143
2	0.030632	0.03034	0.026201	0.025933	0.0260668	1.29953313	1.7798093
1	0.014038	0.013916	0.018822	0.018658	0.0187401	0.71892528	0.9262902

Fuente: Propia

De acuerdo a los resultados de las tablas anteriores, todos los bloques, en alguna dirección de análisis, presentan una irregularidad de rigidez extrema, esto debido a que la relación de derivas entre el piso analizado y el piso inmediato superior es mayor a 1.6 o es mayor a 1.4 veces el promedio de las derivas de los 3 pisos superiores adyacentes. De acuerdo a estos resultados el factor de irregularidad en altura (Ia), para todos los bloques, es 0.50. Cabe mencionar que de acuerdo a la norma E.030 2016, en cualquiera de las direcciones de análisis, debe considerarse el menor valor del factor de irregularidad, tanto para la irregularidad en planta como en altura.

Los factores de irregularidad, tanto en planta como en altura, se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 33:

Factores de irregularidad para todos los bloques.

FACTORES DE IRREGULARIDAD				
BLOQUES	Ip	Ia	R inicial	R final
A	1	0.5	8	4
B	1	0.5	8	4
Cx	0.6	0.5	6	1.8
Cy	0.6	0.5	8	2.4
D	0.75	0.5	8	3.0

Fuente: Propia

B.4. Derivas finales del análisis dinámico espectral: Todos los bloques analizados presentan irregularidades, por ende, las derivas elásticas se multiplicarán por R para obtener las derivas inelásticas. Las derivas finales del análisis dinámico espectral para todos los bloques son las siguientes:

Tabla 34:

Derivas finales en la dirección X para un análisis dinámico.

BLOQUE	PISO	Altura de piso (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	Control R.N.E
A (R=4)	6	2.9	0.00184	0.0074	0.007
	5	2.9	0.00363	0.0145	0.007
	4	2.9	0.00531	0.0213	0.007
	3	2.9	0.00619	0.0248	0.007
	2	3.8	0.00698	0.0279	0.007
	1	4.48	0.00529	0.0212	0.007
B (R=4)	6	2.9	0.00219	0.0088	0.007
	5	2.9	0.00407	0.0163	0.007
	4	2.9	0.00574	0.0230	0.007
	3	2.9	0.00657	0.0263	0.007
	2	3.8	0.00733	0.0293	0.007
	1	4.48	0.00553	0.0221	0.007
Cx (R=1.8)	6	2.9	0.00562	0.0101	0.007
	5	2.9	0.00512	0.0092	0.007
	4	2.9	0.00506	0.0091	0.007
	3	2.9	0.00472	0.0085	0.007
	2	3.8	0.00390	0.0070	0.007
	1	4.48	0.00192	0.0035	0.007
D (R=3)	6	3.8	0.02580	0.0774	0.007
	5	2.9	0.00313	0.0094	0.007
	4	2.9	0.00449	0.0135	0.007
	3	2.9	0.00587	0.0176	0.007
	2	3.8	0.00750	0.0225	0.007
	1	4.48	0.00500	0.0150	0.007

Fuente: Propia

Tabla 35:*Derivas finales en la dirección Y para un análisis dinámico.*

BLOQUE	PISO	Altura de piso (m)	Deriva elástica	Deriva inelástica	Control R.N.E
A (R=4)	6	2.9	0.00183	0.0073	0.007
	5	2.9	0.00294	0.0118	0.007
	4	2.9	0.00413	0.0165	0.007
	3	2.9	0.00499	0.0200	0.007
	2	3.8	0.00527	0.0211	0.007
	1	4.48	0.00377	0.0151	0.007
B (R=4)	6	2.9	0.00196	0.0078	0.007
	5	2.9	0.00300	0.0120	0.007
	4	2.9	0.00407	0.0163	0.007
	3	2.9	0.00482	0.0193	0.007
	2	3.8	0.00505	0.0202	0.007
	1	4.48	0.00369	0.0147	0.007
Cy (R=2,4)	6	2.9	0.00356	0.0085	0.007
	5	2.9	0.00549	0.0132	0.007
	4	2.9	0.00709	0.0170	0.007
	3	2.9	0.00841	0.0202	0.007
	2	3.8	0.01218	0.0292	0.007
	1	4.48	0.00999	0.0240	0.007
D (R=3)	6	3.8	0.02487	0.0746	0.007
	5	2.9	0.00412	0.0123	0.007
	4	2.9	0.00644	0.0193	0.007
	3	2.9	0.00887	0.0266	0.007
	2	3.8	0.01151	0.0345	0.007
	1	4.48	0.00828	0.0248	0.007

Fuente: Propia

De las derivas mostradas se concluye que, para todos los bloques, en ambas direcciones, **la deriva es mayor al máximo estipulado por la norma sismorresistente E.030 de 0.007**, por ende, es necesario mejorar el comportamiento de los edificios reduciendo sus derivas.

B.5. Verificación de la fuerza cortante mínima en la base: Sólo para efectos de diseño se verifica la cortante mínima en la base. La norma señala que la cortante basal dinámica no debe ser menor al 90% de la cortante basal obtenida en el análisis estático para estructuras con irregularidades y 80% para estructuras regulares. Todos los bloques analizados presentan irregularidad, por ende, se verifica con el 90% del cortante estático.

En el caso de que esto no se diera, se debe incrementar la cortante dinámica hasta que sea mayor al mínimo especificado.

$$\text{Factor Escala} = \frac{0.9 V \text{ estática}}{V \text{ dinámica}} \quad (\text{Estructura con irregularidades})$$

La siguiente tabla muestra los cortantes basales y el cálculo del factor escala.

Tabla 36:

Verificación de fuerza cortante mínima en la base en los bloques A y B.

A	EST. (Tnf)	DIN. (Tnf)	CONDICIÓN	90 % CORTANTE EST. (Tnf)	CUMPLE	FACTOR DE ESCALA
V_{XX}	1706.6285	1476.4601	90%	1535.96565	No cumple	1.04030
V_{YY}	1706.6285	1460.3587	90%	1535.96565	No cumple	1.05177
B	EST. (Tnf)	DIN. (Tnf)	CONDICIÓN	90 % CORTANTE EST. (Tnf)	CUMPLE	FACTOR DE ESCALA
V_{XX}	1541.8274	1339.0292	90%	1387.64466	No cumple	1.03631
V_{YY}	1541.8273	1326.5265	90%	1387.64466	No cumple	1.04610

Fuente: Propia

Tabla 37:

Verificación de fuerza cortante mínima en la base en los bloques C y D

C	EST. (Tnf)	DIN. (Tnf)	CONDICIÓN	90 % CORTANTE EST. (Tnf)	CUMPLE	FACTOR DE ESCALA
V_{XX}	1184.1318	728.0213	90%	1065.71862	No cumple	1.46386
V_{YY}	888.0988	794.5203	90%	799.28892	No Cumple	1.00600
D	EST. (Tnf)	DIN. (Tnf)	CONDICIÓN	90 % CORTANTE EST. (Tnf)	CUMPLE	FACTOR DE ESCALA
V_{XX}	2294.0052	1736.0347	90%	2064.60468	No cumple	1.18926
V_{YY}	2294.0052	1914.8461	90%	2064.60468	No cumple	1.07821

Fuente: Propia

Verificando la cortante dinámica en los diferentes bloques se puede observar que todas las cortantes dinámicas deben ser escalada, además, el mayor factor de escala se da en la dirección X para el bloque C y el menor en la dirección Y del mismo bloque. Es menester mencionar que las derivas finales mostrados en la tabla 34 y 35 no han sido obtenidos con desplazamientos escalados de acuerdo a lo estipulado por la norma E.030.

B.6.Verificación de la masa participativa: La norma establece que para el análisis se deben considerar el número de modos necesarios para que la suma de masas efectivas sea mayor o igual al 90% de la masa de la estructura, siendo además importante que los 3 primeros modos de vibración sean los más predominantes en cada dirección de análisis, sin embargo, en las oficinas de proyectos en general se trabaja con 3 modos por piso, esta última opción se usará para escoger el número de modos de cada bloque. Todos los bloques tienen 6 pisos, por ende, se escogerán 18 modos de vibración libre. Las tablas 38, 39, 40 y 41 muestran los periodos de vibración de la estructura, así como la masa participativa por cada modo considerado.

Tabla 38:
Periodos de vibración del bloque A

BLOQUE A			
Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X	Masa Y-Y
1	0.821	0.8592	0
2	0.718	0	0.8486
3	0.671	0.0002	0.0004
4	0.263	0.086	0
5	0.224	0	0.0936
6	0.208	0.000009685	0.0001
7	0.143	0.0315	0
8	0.12	0	0.0334
9	0.112	0.000004775	0.0004
10	0.099	0.0171	0
11	0.08	0	0.0169
12	0.076	0.000007749	0.0007
13	0.073	0.0044	0.000001002
14	0.061	0.000001092	0.0011
15	0.059	0.0015	0.000002986
16	0.057	8.018E-07	0.0037
17	0.056	0.000007342	0.00003592
18	0.053	0	0.0001
Sumatoria (%)		99.99%	99.90%

Fuente: Propia

Tabla 39:
Periodos de vibración del bloque B

BLOQUE B			
Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X	Masa Y-Y
1	0.855	0.8629	0
2	0.717	0	0.8536
3	0.652	0.0002	0.001
4	0.271	0.0837	0
5	0.224	0	0.0905
6	0.201	0.00002446	0.0001
7	0.146	0.0295	0
8	0.121	0	0.0296
9	0.108	0.00002769	0.0001
10	0.099	0.0172	0
11	0.086	0	0.0104
12	0.074	0.00003814	0.0063
13	0.073	0.0047	0.0001
14	0.072	0.00004438	0.003
15	0.059	0.0016	0
16	0.057	0	0.0042
17	0.053	0	0.0001
18	0.045	0	0.0008
Sumatoria (%)		99.99%	99.98%

Fuente: Propia

Tabla 40:
Periodos de vibración del bloque C

BLOQUE C			
Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.832	0.0003	0.89
2	0.726	0.1858	0.0027
3	0.523	0.5522	0.0001
4	0.25	0.000005848	0.0703
5	0.197	0.0356	0.0001
6	0.136	0.0075	0.0265
7	0.133	0.1135	0.0014
8	0.097	0.0108	0.0041
9	0.096	0.0111	0.004
10	0.075	0.0284	0
11	0.067	0.0002	0.0007
12	0.064	0.0052	0.00001138
13	0.052	0.00003576	0.0001
14	0.048	0.0037	0.000001551
15	0.047	0.0306	0
16	0.046	0.0001	0.00001356
17	0.04	0	0
18	0.035	0.00001785	0
Sumatoria (%)		98.51%	100.0%

Fuente: Propia

Tabla 41:
Periodos de vibración del bloque D

BLOQUE D			
Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.891	0.00002582	0.8259
2	0.767	0.6978	0.0002
3	0.687	0.0885	0.0009
4	0.528	0.0001	0.0633
5	0.487	0.0885	0.0002
6	0.399	0.0063	0.0002
7	0.241	0	0.0705
8	0.197	0.072	0
9	0.176	0.0005	0.000003432
10	0.139	0	0.0318
11	0.128	0	0.0002
12	0.125	0.0001	5.648E-07
13	0.11	0.0001	0.000003418
14	0.108	0.034	0
15	0.097	0.0016	7.324E-07
16	0.096	0	0.0064
17	0.074	0.0084	0
18	0.067	0	0.0004
Sumatoria (%)		99.80%	100.0%

Fuente: Propia

Se satisfacen ambos requerimientos de la norma sismorresistente E.030, la masa participativa en ambas direcciones es superior al 90% y además se consideran los tres primeros modos predominantes en cada dirección de análisis.

2.5.2.5.3. Conclusiones del análisis dinámico modal espectral.

✓ El sistema estructural de los bloques A, B y D es aporticado y del C es de muros estructurales en la dirección X y aporticado en Y, ya que en X la cortante que toman los muros de corte es mayor al 70% del cortante total en la base.

✓ De acuerdo a la tabla 23 la relación entre la máxima deriva de entrepiso y la deriva del centro de masa para el bloque C en la dirección X, es mayor a 1.5 en uno o más niveles y en el bloque D la relación es mayor a 1.2; por ende, el bloque C presenta una irregularidad torsional extrema y el bloque D una irregularidad torsional.

✓ Tolos bloques, en alguna dirección de análisis, presentan una irregularidad de rigidez extrema, esto debido a que la relación de derivas entre el piso analizado y el piso inmediato superior es mayor a 1.6 o es mayor a 1.4 veces el promedio de las derivas de los 3 pisos superiores adyacentes

✓ Como resultado del análisis dinámico espectral, se calcularon las derivas finales para todos los bloques, llegando a la conclusión que ninguno de los bloques, en ninguna de las direcciones analizadas, cumple con no superar la deriva máxima propuesta por la norma E.030 2016. Cabe mencionar que el Bloque C, en su dirección X, presenta el mejor comportamiento estructural debido a la presencia de muros estructurales, sin embargo, sus derivas siguen siendo mayores a 0.007.

2.5.2.5.4. *Alternativa de solución:*

Se adoptó hacer reforzamiento al hospital debido a las altas derivadas presentadas en el análisis dinámico y la vulnerabilidad hallada con el Método de Hirosawa, para ello se hizo diseños de reforzamiento con 4 tipos de disipadores, sistemas que en la actualidad dan resultados satisfactorios al momento de disipar fuerzas sísmicas por sobre otros tipos de reforzamiento, así como también tiene una mayor facilidad de instalación sin afectar de gran manera la arquitectura y estructura de una edificación existente y con grandes solicitaciones como el Hospital Almanzor Aguinaga Asenjo.

De acuerdo a la edad de la estructura en varios países se usa este tipo de dispositivos con fine de reforzamiento para edificaciones existentes. Esta es una buena opción puesto que mejora el desempeño de la estructura sin la necesidad de colocar elemento rigidizantes como muros de corte o arriostres metálicos. Además, su instalación tiene menores implicancias ya que van adosadas a los pórticos.

Según la importancia del hospital, por ser una edificación esencial, el relativo costo de implementar un sistema de disipadores es relativamente bajo comparado con los que ha futuro se tendrían que asumir para rehabilitar la edificación después de un sismo, en sus elementos estructurales y reposición de equipamiento afectado.

2.5.2.6.Reforzamiento con disipadores de energía:

Como se vio capítulos anteriores, el desempeño estructural puede ser optimizado incrementando el amortiguamiento a través de disipadores de energía, es por esto que se anexaron disipadores de energía viscosos, viscoelásticos, por fricción y por plastificación de metales los bloques ,de esta manera se pretende incrementar el amortiguamiento del sistema y aminorar la demanda de disipación de energía a través de la inelasticidad en los elementos estructurales, evitando de esta manera la posible falla de los mismos ante un evento sísmico.

Se emplearon normas americanas para:

Realizar el análisis estructural de la edificación (ASCE 7-10).

Calcular las propiedades del disipador de energía (Fema 273-274).

2.5.2.6.1. Análisis sísmico de la edificación sin disipadores:

A. Recomendaciones y procedimiento para el análisis: Se emplearon las recomendaciones de la norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 (requerimientos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de disipación) para la determinación del sismo de diseño, el mismo que se empleó para el cálculo de las propiedades de los disipadores en conjunto con las investigaciones realizadas por el PhD. Genner Villareal. Así mismo también se siguieron los lineamientos de la norma peruana de diseño sismorresistente y las recomendaciones de ingenieros entendidos en el tema.

A.1. Recomendaciones

✓ De acuerdo al ASCE 7-10 y la norma peruana de diseño sismorresistente E.030, se deben de emplear al menos 3 registros sísmicos en sus dos componentes horizontales.

✓ Los registros sísmicos, de acuerdo al Dr. Genner Villarreal, deben de haber sido tomados en suelos que reflejen la realidad sobre la cual se proyecta el edificio, estos registros deberán ser provistos por el Instituto Geofísico del Perú (IGP).

✓ La norma peruana señala que, para cada par de componentes horizontales de movimientos del suelo, por separado, se debe construir un espectro de pseudo aceleraciones, dichos espectros deben ser escalados a un espectro de diseño o espectro objetivo, este

espectro de pseudo aceleraciones debe ser calculado fijando el valor del coeficiente de reducción sísmica a la unidad ($R=1$).

A.2. Procedimiento:

Los pasos que se han de seguir para determinar el sismo de diseño son los siguientes:

- Realizar el análisis dinámico espectral de la edificación y calcular las derivas de entrepiso considerando el coeficiente de reducción sísmica (R) igual a 1, esta reducción del valor de R se realiza para que el edificio entre en el rango inelástico ante un sismo severo, es importante tener en cuenta que, para la obtención de derivas, los desplazamientos laterales calculados en el análisis ya no se multiplican por $0.75 \cdot R$ o R sino simplemente por 1.

- Escalar los acelerogramas, en sus dos componentes, al espectro objetivo. Para poder obtener una mayor exactitud se recomienda emplear un software especializado para tal tarea, en este trabajo se realizó el escalamiento con el programa SeismoMatch versión 2.1.0 (recomendado por Taylor Devices Inc.).

- Realizar el análisis tiempo historia con los acelerogramas escalados; es importante tener en cuenta que los registros sísmicos han sido tomados en dos componentes (E-W y N-S) de manera que el método correcto para analizar la estructura se muestra en las figuras 63 y 64.

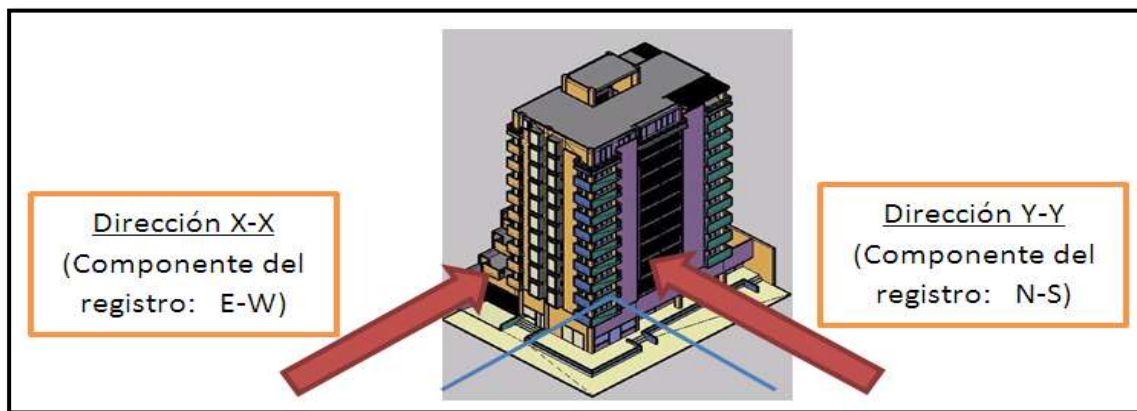


Figura 63: Primer Caso de análisis

Fuente: Tesis “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”

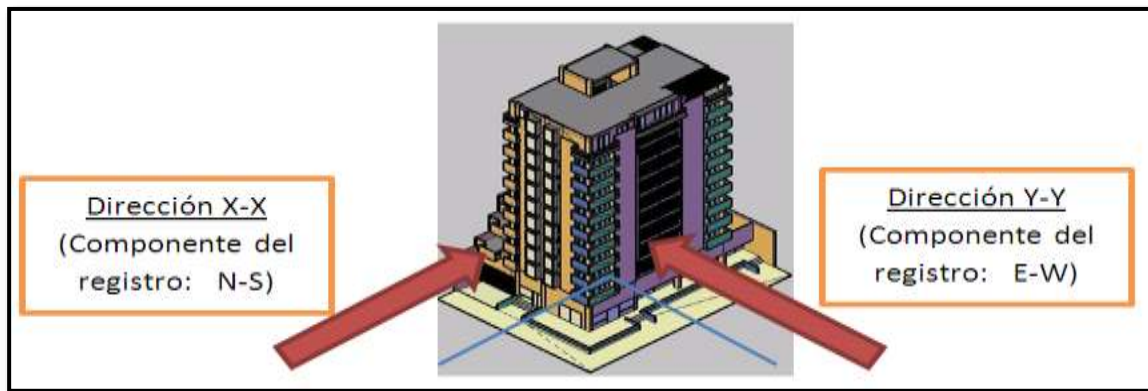


Figura 64: Segundo caso de análisis

Fuente: Tesis “Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos”

Por cada registro sísmico empleado en el análisis tiempo historia, deberán analizarse dos casos por separado, el caso 1, cuando la componente E-W del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X de la estructura mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente N-S y el caso 2, donde la componente N-S del registro sísmico actúa sobre la dirección X-X mientras que sobre la dirección Y-Y lo hace la componente E-W.

Finalmente, para determinar el sismo de diseño, realizar una comparación entre las derivas de entrepiso obtenidas del análisis dinámico espectral y del análisis tiempo historia, el sismo de diseño será aquel que se ajuste más a las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral con $R=1$ (comportamiento esperado).

A continuación, se desarrolla el procedimiento expuesto anteriormente para determinar el sismo de diseño final que, posteriormente, se empleó para el diseño de los diferentes sistemas de disipación.

B. Análisis dinámico espectral

Los parámetros sísmicos son los mismos que se emplearon en el capítulo de análisis dinámico, esta vez se ha de considerar el valor de $R = 1$. El espectro de pseudo aceleraciones formado con estos parámetros sísmicos, será el mismo para todos los bloques, pues el coeficiente de reducción es igual a 1 para todas las estructuras.

Tabla 42:

Parámetros sísmicos para el análisis dinámico.

Parámetro	Valor
Z	0.45
U	1.5
S	1.1
Tp	1.0seg
TL	1.6seg
R	1 (todos los bloques)

Fuente: E0.30 y propia

Con los parámetros en la tabla 42, obtenemos el espectro de pseudo-aceleraciones (Sa).

$$Sa = \frac{Z \times U \times S \times C}{R} \times g = \frac{0.45 \times 1.5 \times 1.1 \times 2.5}{1} \times g = 1.8563 \times g$$

A continuación, se muestra la gráfica del espectro objetivo. Cabe mencionar que la gravedad no ha sido considerada aún en los cálculos, por ende, el valor de esta será introducido directamente en el programa Etabs V. 16.2

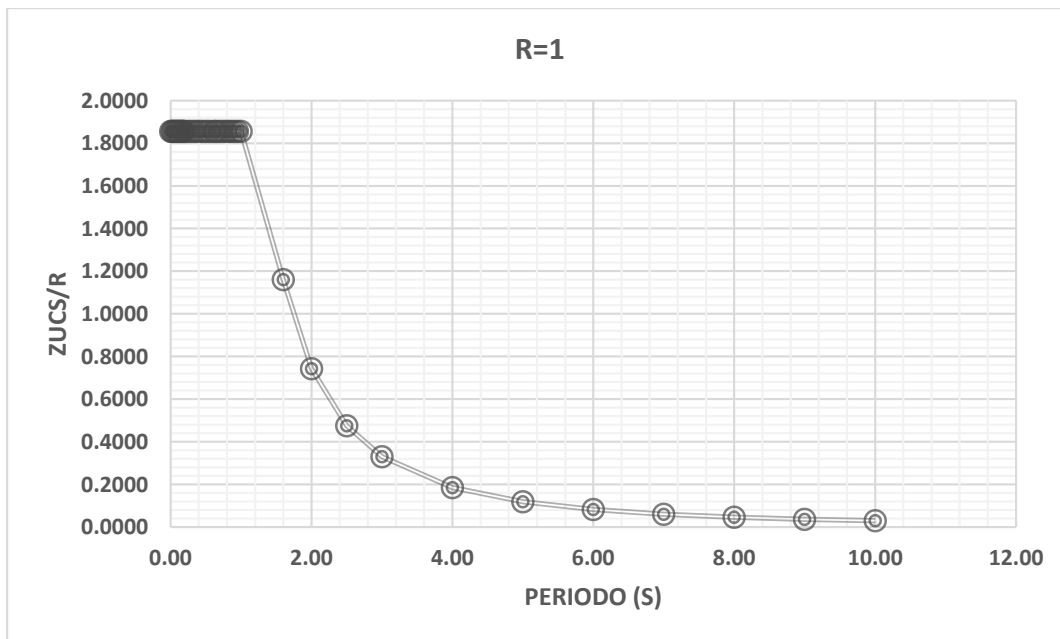


Figura 65: Espectro de pseudo - aceleración (R=1)

Fuente: Propia

La figura 65 muestra el espectro de pseudo-aceleraciones (espectro objetivo) el cual será empleado para escalar los acelerogramas seleccionados y realizar el análisis tiempo historia.

Las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral, considerando R=1, se muestran a continuación.

Tabla 43:

Control de derivas por espectro objetivo (R=1) en dirección X – X

BLOQUE	PISO	Altura de piso (m)	Desplazamiento CM (m)	Deriva de entrepiso	Control R.N.E
A	6	2.9	0.397766	0.00738	0.007
	5	2.9	0.376376	0.01450	0.007
	4	2.9	0.334324	0.02126	0.007
	3	2.9	0.272684	0.02477	0.007
	2	3.8	0.200852	0.02791	0.007
	1	4.48	0.094809	0.02116	0.007
B	6	2.9	0.425789	0.00876	0.007
	5	2.9	0.400396	0.01629	0.007
	4	2.9	0.353164	0.02296	0.007
	3	2.9	0.286578	0.02626	0.007
	2	3.8	0.210429	0.02931	0.007
	1	4.48	0.099065	0.02211	0.007
C	6	2.9	0.149226	0.01012	0.007
	5	2.9	0.119864	0.00922	0.007
	4	2.9	0.093131	0.00910	0.007
	3	2.9	0.066728	0.00849	0.007
	2	3.8	0.042100	0.00701	0.007
	1	4.48	0.015454	0.00345	0.007
D	6	3.8	0.235039	0.03225	0.007
	5	2.9	0.112499	0.00391	0.007
	4	2.9	0.101164	0.00562	0.007
	3	2.9	0.084873	0.00734	0.007
	2	3.8	0.063599	0.00938	0.007
	1	4.48	0.027963	0.00625	0.007

Fuente: Propia

Tabla 44:*Control de derivas por espectro objetivo (R=1) en dirección Y – Y*

BLOQUE	PISO	Altura de piso (m)	Desplazamiento CM (m)	Deriva de entrepiso	Control R.N.E
A	6	2.9	0.308912	0.00731	0.007
	5	2.9	0.287718	0.01177	0.007
	4	2.9	0.253596	0.01654	0.007
	3	2.9	0.20564	0.01997	0.007
	2	3.8	0.147726	0.02108	0.007
	1	4.48	0.067626	0.01510	0.007
B	6	2.9	0.303477	0.00783	0.007
	5	2.9	0.280764	0.01202	0.007
	4	2.9	0.245918	0.01626	0.007
	3	2.9	0.198759	0.01928	0.007
	2	3.8	0.14286	0.02021	0.007
	1	4.48	0.066048	0.01474	0.007
C	6	2.9	0.389156	0.00855	0.007
	5	2.9	0.364369	0.01317	0.007
	4	2.9	0.326164	0.01701	0.007
	3	2.9	0.276842	0.02018	0.007
	2	3.8	0.218331	0.02922	0.007
	1	4.48	0.107283	0.02397	0.007
D	6	3.8	0.289509	0.03109	0.007
	5	2.9	0.171383	0.00514	0.007
	4	2.9	0.156467	0.00805	0.007
	3	2.9	0.133128	0.01108	0.007
	2	3.8	0.100992	0.01439	0.007
	1	4.48	0.046323	0.01035	0.007

Fuente: Propia

Las derivas mostradas en las tablas anteriores, serán comparadas con las derivas obtenidas por los 3 registros históricos de aceleraciones escalados al espectro de diseño o espectro objetivo, escogiéndose un tipo de registro final cuyas derivas serán las representativas del comportamiento sísmico del edificio. Posteriormente estas derivas tendrán que ser disminuidas mediante la incorporación de dispositivos suplementarios de disipación de energía. **Escalamiento de acelerogramas al espectro de diseño.**

Los registros sísmicos que se consideraron para el siguiente trabajo son los siguientes:

Tabla 45:

Ubicación de las estaciones con fecha

Sismo	Ubicación de la estación
15 de Agosto del 2007	San Luis Gonzaga (Ica)
23 de Junio del 2001	Gobierno Regional de Moquegua (Moquegua)
13 de Junio del 2005	Gobierno Regional de Moquegua (Moquegua)

Fuente: Propia

Tabla 46:

Registros sísmicos considerados para el análisis (sin escalar)

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)
ICA 2007	15/08/2007	E - W	272.82
		N - S	333.66
MOQ 2001	23/06/2001	E - W	295.15
		N - S	219.99
MOQ 2005	13/06/2005	E - W	57.45
		N - S	65.83

Fuente: Propia

Las unidades de estos registros son (cm/seg²).

En las figuras 66 y 67 se muestra el escalamiento del registro sísmico ICA 2007 en la componente N-S con una aceleración original máxima de **333.66 cm/seg²**. Las unidades que se manejaron en el programa SeismoMatch son cm/seg² (las mismas unidades de los registros sísmicos originales). La máxima aceleración del espectro objetivo, considerando R=1 y un valor de la gravedad g=981 cm/seg², es **1820.35 cm/seg²**.

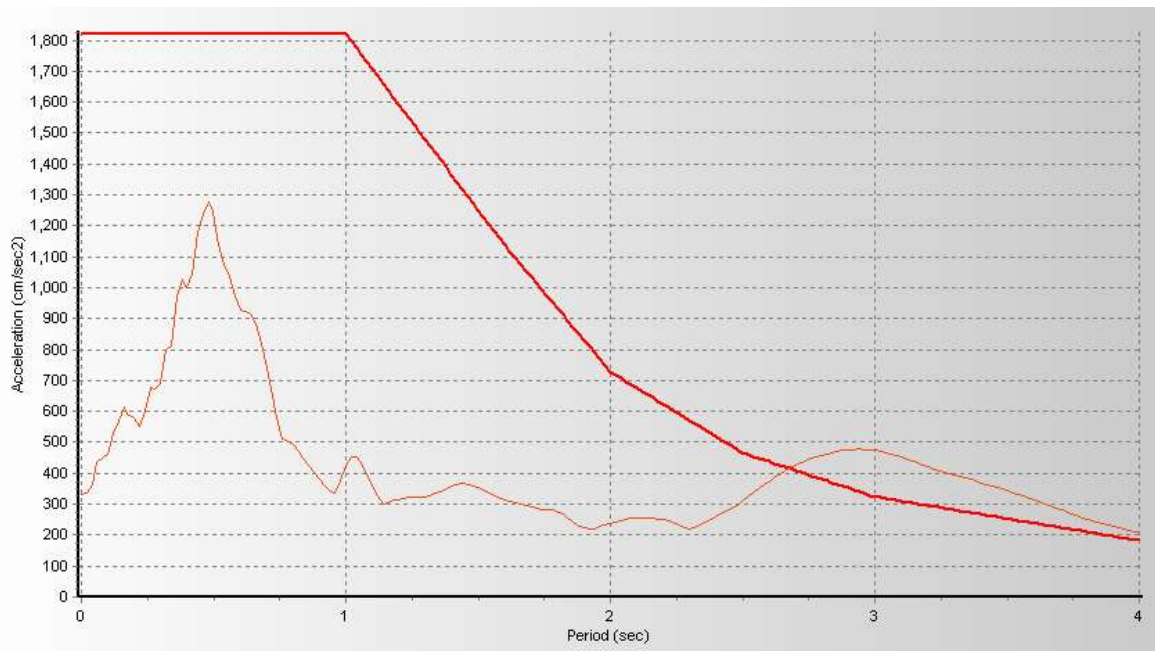


Figura 66: Espectro objetivo (color rojo) y registro sísmico ICA 2007 sin escalar (verde).
Fuente: Propia (SeismoMatch)

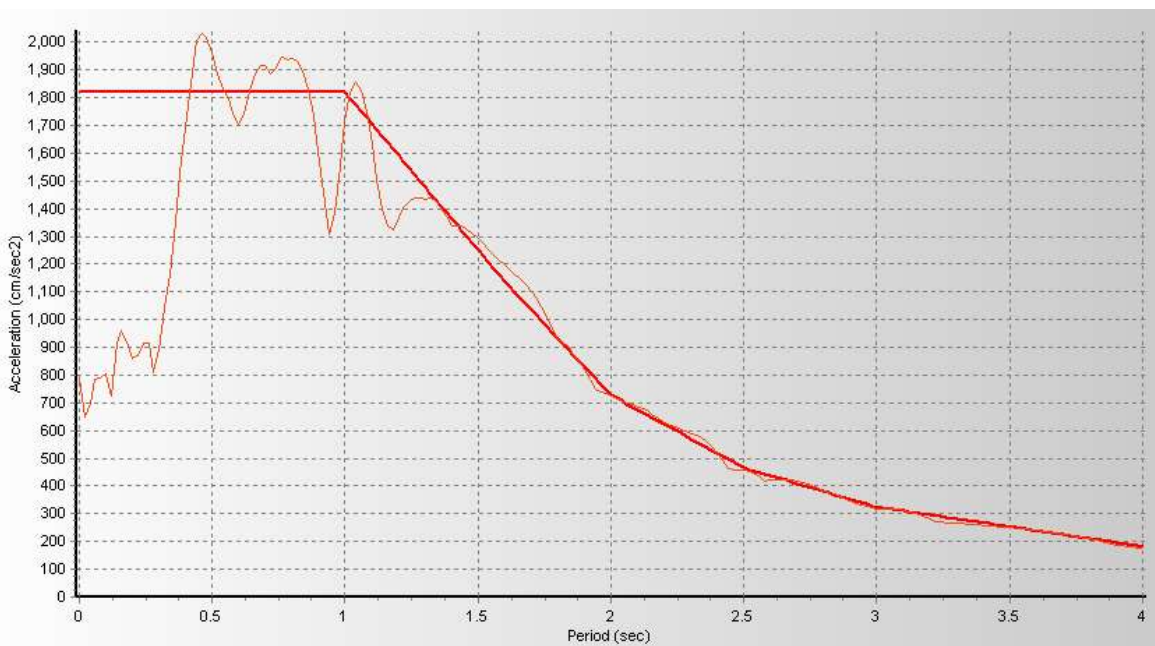


Figura 67: Comparación entre el registro sísmico ICA 2007 escalado (verde) y el espectro objetivo (rojo).
Fuente: Propia (SeismoMatch)

Las aceleraciones máximas de los espectros escalados de cada registro sísmico son las que se muestran en la tabla 47.

Tabla 47:
Aceleración de los registros sísmicos escalados

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)
ICA 2007	15/08/2007	E - W	787.53170
		N - S	646.59723
MOQ 2001	23/06/2001	E - W	700.53278
		N - S	568.12712
MOQ 2005	13/06/2005	E - W	594.3054
		N - S	646.23837

Fuente: Propia

C. Análisis tiempo - historia

A continuación, se muestran las derivas de entrepiso para cada caso de análisis.

Tabla 48:
Bloque A: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)

A	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS XX (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS XX (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0074	0.0048	0.0079	0.0078	0.0077	0.0077	0.0071
PISO 5	0.0145	0.0096	0.0156	0.0153	0.0152	0.0153	0.0141
PISO 4	0.0213	0.0144	0.0228	0.0224	0.0223	0.0226	0.0209
PISO 3	0.0248	0.0174	0.0264	0.0261	0.0258	0.0264	0.0246
PISO 2	0.0279	0.0202	0.0294	0.0295	0.0289	0.0297	0.0280
PISO 1	0.0212	0.0156	0.0221	0.0223	0.0219	0.0225	0.0215

Fuente: Propia

Tabla 49:
Bloque A: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)

A	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS YY (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS YY (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0073	0.0072	0.0065	0.0070	0.0062	0.0068	0.0063
PISO 5	0.0118	0.0122	0.0113	0.0120	0.0108	0.0116	0.0108
PISO 4	0.0165	0.0170	0.0161	0.0172	0.0147	0.0165	0.0153
PISO 3	0.0200	0.0204	0.0196	0.0214	0.0186	0.0201	0.0186
PISO 2	0.0211	0.0215	0.0206	0.0232	0.0204	0.0215	0.0198
PISO 1	0.0151	0.0154	0.0146	0.0169	0.0150	0.0156	0.0143

Fuente: Propia

Tabla 50:*Bloque B: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)*

B	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS XX (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS XX (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0088	0.0069	0.0092	0.0087	0.0091	0.0088	0.0079
PISO 5	0.0163	0.0130	0.0171	0.0167	0.0168	0.0166	0.0149
PISO 4	0.0230	0.0188	0.0238	0.0240	0.0237	0.0235	0.0212
PISO 3	0.0263	0.0219	0.0268	0.0276	0.0272	0.0270	0.0246
PISO 2	0.0293	0.0248	0.0294	0.0306	0.0304	0.0301	0.0276
PISO 1	0.0221	0.0189	0.0220	0.0229	0.0230	0.0226	0.0209

Fuente: Propia

Tabla 51:*Bloque B: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)*

B	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS YY (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS YY (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0078	0.0077	0.0071	0.0075	0.0068	0.0073	0.0068
PISO 5	0.0120	0.0124	0.0115	0.0123	0.0105	0.0118	0.0111
PISO 4	0.0163	0.0167	0.0158	0.0170	0.0145	0.0162	0.0150
PISO 3	0.0193	0.0197	0.0189	0.0206	0.0180	0.0194	0.0179
PISO 2	0.0202	0.0206	0.0197	0.0222	0.0196	0.0206	0.0189
PISO 1	0.0147	0.0150	0.0142	0.0165	0.0146	0.0152	0.0139

Fuente: Propia

Tabla 52:*Bloque C: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)*

C	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS XX (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS XX (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0101	0.0107	0.0084	0.0055	0.0117	0.0055	0.0100
PISO 5	0.0092	0.0109	0.0093	0.0079	0.0070	0.0085	0.0067
PISO 4	0.0091	0.0108	0.0092	0.0077	0.0071	0.0084	0.0067
PISO 3	0.0085	0.0100	0.0085	0.0071	0.0070	0.0077	0.0061
PISO 2	0.0070	0.0083	0.0070	0.0059	0.0059	0.0065	0.0052
PISO 1	0.0034	0.0041	0.0035	0.0029	0.0030	0.0032	0.0026

Fuente: Propia

Tabla 53:*Bloque C: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)*

C	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS YY (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS YY (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0085	0.0091	0.0060	0.0086	0.0091	0.0081	0.0088
PISO 5	0.0132	0.0140	0.0094	0.0140	0.0145	0.0126	0.0137
PISO 4	0.0170	0.0179	0.0124	0.0180	0.0186	0.0165	0.0178
PISO 3	0.0202	0.0211	0.0150	0.0213	0.0219	0.0197	0.0213
PISO 2	0.0292	0.0302	0.0223	0.0310	0.0312	0.0288	0.0309
PISO 1	0.0239	0.0246	0.0187	0.0255	0.0252	0.0238	0.0253

Fuente: Propia

Tabla 54:*Bloque D: Derivas obtenidas en la dirección X-X (ATH)*

D	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS XX (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS XX (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0774	0.0547	0.0676	0.0694	0.0644	0.0730	0.0752
PISO 5	0.0094	0.0087	0.0094	0.0097	0.0084	0.0097	0.0100
PISO 4	0.0135	0.0134	0.0140	0.0138	0.0120	0.0140	0.0145
PISO 3	0.0176	0.0178	0.0186	0.0175	0.0157	0.0184	0.0192
PISO 2	0.0225	0.0223	0.0240	0.0220	0.0201	0.0237	0.0249
PISO 1	0.0150	0.0146	0.0160	0.0146	0.0136	0.0159	0.0168

Fuente: Propia

Tabla 55:*Bloque D: Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (ATH)*

D	ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL DERIVAS YY (m)	ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA DERIVAS YY (m)					
		(1) SISMO ICA (2007)		(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
		CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.0746	0.0698	0.0561	0.0736	0.0825	0.0550	0.0723
PISO 5	0.0123	0.0113	0.0114	0.0123	0.0135	0.0102	0.0119
PISO 4	0.0193	0.0175	0.0185	0.0191	0.0209	0.0163	0.0183
PISO 3	0.0266	0.0241	0.0255	0.0263	0.0282	0.0227	0.0248
PISO 2	0.0345	0.0311	0.0331	0.0341	0.0355	0.0296	0.0318
PISO 1	0.0248	0.0220	0.0236	0.0243	0.0249	0.0214	0.0225

Fuente: Propia

D. Determinación del sismo de diseño

En las siguientes tablas se muestran las diferencias que presentan las derivas calculadas con los registros históricos escalados con respecto a las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral considerando $R=1$. El registro escalado final que se escogerá, será el que presente la menor diferencia con las derivas obtenidas del espectro objetivo ($R=1$). Como criterio adicional se recomienda descartar aquellos casos en los cuales esta diferencia sea mayor o igual a 1.5 (‰) en cualquiera de las direcciones (sea X o Y). Las celdas sin pintar indican las diferencias mayores que 1.5 (‰), por ende, las celdas pintadas de amarillo indican una mayor aproximación a las derivas obtenidas del espectro objetivo.

Tabla 56:

Bloque A: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en X-X (‰)						
A	(1) SISMO (2007)	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	2.600	-0.482	-0.408	-0.287	-0.343	0.295
PISO 5	4.934	-1.064	-0.787	-0.678	-0.792	0.427
PISO 4	6.851	-1.583	-1.116	-1.000	-1.307	0.396
PISO 3	7.402	-1.609	-1.376	-0.997	-1.590	0.195
PISO 2	7.734	-1.445	-1.588	-0.995	-1.769	-0.109
PISO 1	5.543	-0.913	-1.151	-0.773	-1.312	-0.337

Fuente: Propia

Tabla 57:

Bloque A: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en Y-Y (‰)						
A	(1) SISMO (2007)	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.083	0.790	0.315	1.092	0.506	0.970
PISO 5	-0.417	0.501	-0.252	0.957	0.135	0.918
PISO 4	-0.505	0.472	-0.708	1.807	0.071	1.217
PISO 3	-0.471	0.395	-1.411	1.372	-0.134	1.377
PISO 2	-0.383	0.501	-2.072	0.664	-0.423	1.328
PISO 1	-0.277	0.503	-1.809	0.087	-0.509	0.845

Fuente: Propia

Tabla 58:*Bloque B: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en X-X (‰)						
B	(1) SISMO (2007)	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	1.878	-0.413	0.021	-0.391	-0.070	0.864
PISO 5	3.254	-0.771	-0.399	-0.553	-0.299	1.402
PISO 4	4.190	-0.856	-1.051	-0.756	-0.574	1.715
PISO 3	4.327	-0.524	-1.316	-0.923	-0.712	1.696
PISO 2	4.523	-0.097	-1.278	-1.086	-0.744	1.722
PISO 1	3.233	0.158	-0.789	-0.868	-0.505	1.221

Fuente: Propia

Tabla 59:*Bloque B: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en Y-Y (‰)						
B	(1) SISMO (2007)	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	0.133	0.766	0.308	1.038	0.557	1.000
PISO 5	-0.406	0.489	-0.288	1.474	0.180	0.961
PISO 4	-0.458	0.446	-0.716	1.729	0.109	1.234
PISO 3	-0.413	0.411	-1.340	1.300	-0.082	1.378
PISO 2	-0.357	0.502	-1.956	0.641	-0.360	1.319
PISO 1	-0.265	0.498	-1.748	0.104	-0.458	0.864

Fuente: Propia

Tabla 60:*Bloque C: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en X-X (‰)						
C	(1) SISMO (2007)	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA (2001)		(3) SISMO MOQUEGUA (2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2
PISO 6	-0.528	1.755	4.598	-1.588	4.666	0.168
PISO 5	-1.656	-0.103	1.354	2.258	0.674	2.481
PISO 4	-1.667	-0.101	1.360	2.054	0.666	2.426
PISO 3	-1.536	-0.023	1.424	1.537	0.751	2.351
PISO 2	-1.304	-0.036	1.144	1.116	0.542	1.859
PISO 1	-0.655	-0.022	0.553	0.423	0.227	0.814

Fuente: Propia

Tabla 61:*Bloque C: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en Y-Y (‰)							
C	(1)	SISMO	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA	(3) SISMO MOQUEGUA		
	(2007)			(2001)	(2005)	(2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
PISO 6	-0.597	2.571		-0.015	-0.598	0.441	-0.233
PISO 5	-0.792	3.791		-0.825	-1.292	0.546	-0.561
PISO 4	-0.941	4.647		-1.018	-1.612	0.545	-0.841
PISO 3	-0.923	5.137		-1.161	-1.676	0.467	-1.107
PISO 2	-1.020	6.915		-1.731	-1.943	0.419	-1.686
PISO 1	-0.623	5.254		-1.558	-1.210	0.107	-1.377

Fuente: Propia

Tabla 62:*Bloque D: Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en X-X (‰)							
D	(1)	SISMO	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA	(3) SISMO MOQUEGUA		
	(2007)			(2001)	(2005)	(2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
PISO 6	22.727	9.753		7.995	13.022	4.447	2.247
PISO 5	0.708	-0.010		-0.356	0.972	-0.357	-0.658
PISO 4	0.056	-0.486		-0.269	1.468	-0.550	-1.059
PISO 3	-0.160	-0.976		0.091	1.930	-0.813	-1.578
PISO 2	0.173	-1.513		0.496	2.421	-1.182	-2.414
PISO 1	0.353	-1.031		0.378	1.360	-0.870	-1.823

Fuente: Propia

Tabla 63:*Bloque D: Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y*

Variaciones de derivas TH Vs Espectral en Y-Y (‰)							
D	(1)	SISMO	ICA	(2) SISMO MOQUEGUA	(3) SISMO MOQUEGUA		
	(2007)			(2001)	(2005)	(2005)	
	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	CASO 1	CASO 2	
PISO 6	4.787	18.516		0.993	-7.899	19.659	2.351
PISO 5	1.062	0.928		0.091	-1.165	2.096	0.468
PISO 4	1.792	0.853		0.266	-1.576	2.972	1.050
PISO 3	2.502	1.064		0.285	-1.620	3.891	1.786
PISO 2	3.442	1.424		0.410	-1.019	4.931	2.763
PISO 1	2.777	1.244		0.525	-0.042	3.460	2.302

Fuente: Propia

En el Bloque A se consideró como sismo de diseño MOQUEGUA 2005 CASO 2.
 En el Bloque B se consideró como sismo de diseño MOQUEGUA 2005 CASO 1.
 En el Bloque C se consideró como sismo de diseño MOQUEGUA 2005 CASO 1.
 En el Bloque D se consideró como sismo de diseño MOQUEGUA 2001 CASO 1.
 Con estos sismos se calcularon las propiedades de los disipadores.

2.5.2.6.2. Amortiguamiento objetivo:

Para esta investigación se consideró como deriva objetivo el valor de 7‰, es decir la deriva máxima permitida para estructuras de concreto armado tal como lo indica la norma sismorresistente peruana. Los cálculos se realizaron para todos los bloques en ambos ejes pues es necesario reducir las derivas de acuerdo a los cálculos realizados anteriormente. Para calcular el amortiguamiento adicional necesario para llegar a la deriva objetivo (7‰) se sigue el siguiente procedimiento:

A. Amortiguamiento Objetivo en el Bloque A

A.1. Factor de reducción de respuesta (β): Como primer paso se determina el factor de reducción de respuesta (β), donde la deriva máxima ($D_{\text{máx}}$) es la obtenida del análisis tiempo-historia de acuerdo al acelerograma seleccionado. $\beta = \frac{D_{\text{máxima}}}{D_{\text{objetivo}}}$.

$$\beta_{YY} = \frac{0.0197505}{0.007} = 2.8215038 \quad , \quad \beta_{XX} = \frac{0.028015526}{0.007} = 4.002218045$$

A.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff}): Determinamos el amortiguamiento efectivo despejando la siguiente ecuación.

$$\beta = \frac{2.31 - 0.4 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.4 \ln(\beta_{\text{eff}})}, \text{ considerando: } \beta_o = 5\%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{\text{eff}yy}) = \frac{1.6501305}{2.8215038}, \quad \beta_{\text{eff}yy} = 67.20\%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{\text{eff}xx}) = \frac{1.650130456}{4.002218045}, \quad \beta_{\text{eff}xx} = 102.36\%$$

Este amortiguamiento efectivo incluye la acción del disipador de energía (β_H) y el amortiguamiento de la estructura (β_o), por ende, es menester restar el 5% correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente y obtener el amortiguamiento objetivo (amortiguamiento viscoso requerido).

$$\beta_{Hyy} = 62.20\% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 97.36\%$$

Para el diseño del sistema de amortiguamiento se tomará un amortiguamiento mayor al requerido por la estructura y así obtener derivas menores a 0.007.

$$\beta_{Hyy} = 65.00\% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 100.00\%$$

El amortiguamiento efectivo será el siguiente:

$$\beta_{Hyy} = 70.00\% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 105.00\%$$

Tabla 64:

Amortiguamientos efectivos en el bloque A.

	β_{eff}	β_o	β	$D_{m\acute{a}xima}$	$D_{esperada}$
XX	105.00 %	5.00 %	4.106066058	0.028015526	0.00682296
YY	70.00 %	5.00 %	2.904561206	0.019750526	0.006799831

Fuente: Propia

B. Amortiguamiento Objetivo en el Bloque B

B.1. Factor de reducción de respuesta (β): Se determina el factor de reducción de respuesta (β), donde la deriva máxima ($D_{m\acute{a}x}$) es la obtenida del análisis tiempo-historia de acuerdo al acelerograma seleccionado. $\beta = \frac{D_{m\acute{a}xima}}{D_{objetivo}}$

$$\beta_{YY} = \frac{0.020595}{0.007} = 2.9421429 \quad , \quad \beta_{XX} = \frac{0.030050789}{0.007} = 4.292969925$$

B.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff})

Determinamos el amortiguamiento efectivo despejando la siguiente ecuación.

$$\beta = \frac{2.31 - 0.4 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.4 \ln(\beta_{eff})}, \text{ considerando: } \beta_o = 5\%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effyy}) = \frac{1.650130456}{2.9421429}, \quad \beta_{effyy} = 71.25 \%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effxx}) = \frac{1.650130456}{4.292969925}, \quad \beta_{effxx} = 109.58 \%$$

Restando el 5% correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente para obtener el amortiguamiento objetivo (amortiguamiento viscoso requerido).

$$\beta_{Hyy} = 66.25 \% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 104.58 \%$$

Para el diseño del sistema de amortiguamiento se tomará un amortiguamiento mayor al requerido por la estructura y así obtener derivas menores a 0.007.

$$\beta_{Hyy} = 70.00 \% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 110.00 \%$$

El amortiguamiento efectivo será el siguiente:

$$\beta_{Hyy} = 75.00 \% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 115.00 \%$$

Tabla 65:

Amortiguamientos efectivos en el bloque B.

	β_{eff}	β_o	β	$D_{m\acute{a}xima}$	$D_{esperada}$
XX	115.00 %	5.00 %	4.526140462	0.030050789	0.006639385
YY	75.00 %	5.00 %	3.05676017	0.020595	0.006737526

Fuente: Propia

C. Amortiguamiento Objetivo en el Bloque C

C.1. Factor de reducción de respuesta (β): Se determina el factor de reducción de respuesta (β), donde la deriva máxima ($D_{m\acute{a}x}$) es la obtenida del análisis tiempo-historia de acuerdo al acelerograma seleccionado. $\beta = \frac{D_{m\acute{a}xima}}{D_{objetivo}}$

$$\beta_{YY} = \frac{0.02880447}{0.007} = 4.1149248 \quad , \quad \beta_{XX} = \frac{0.008543793}{0.007} = 1.220541872$$

C.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff}): Determinamos el amortiguamiento efectivo despejando la siguiente ecuación.

$$\beta = \frac{2.31 - 0.4 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.4 \ln(\beta_{eff})}, \text{ considerando: } \beta_o = 5\%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effyy}) = \frac{1.650130456}{4.3531034}, \quad \beta_{effyy} = 105.22 \%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effxx}) = \frac{1.650130456}{1.208817734}, \quad \beta_{effxx} = 10.35 \%$$

Restando el 5% correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente para obtener el amortiguamiento objetivo (amortiguamiento viscoso requerido).

$$\beta_{Hyy} = 106.01 \% \text{ y } \beta_{Hxx} = 5.02 \%$$

Para el diseño del sistema de amortiguamiento se tomará un amortiguamiento mayor al requerido por la estructura y así obtener derivas menores a 0.007.

$$\beta_{Hyy} = 105.00\% \text{ y } \beta_{Hxx} = 10.00\%$$

El amortiguamiento efectivo será el siguiente:

$$\beta_{effyy} = 110.00\% \text{ y } \beta_{effxx} = 15.00\%$$

Tabla 66:

Amortiguamientos efectivos en el bloque C.

	β_{eff}	β_o	β	$D_{m\acute{a}xima}$	$D_{esperada}$
XX	15.00 %	5.00 %	1.375453244	0.008543793	0.00621162
YY	110.00 %	5.00 %	4.3106513	0.028804474	0.006682163

Fuente: Propia

D. Amortiguamiento Objetivo en el Bloque D

D.1. Factor de reducción de respuesta (β): Se determina el factor de reducción de respuesta (β), donde la deriva máxima ($D_{m\acute{a}x}$) es la obtenida del análisis tiempo-historia de acuerdo al acelerograma seleccionado. $\beta = \frac{D_{m\acute{a}xima}}{D_{objetivo}}$

$$\beta_{YY} = \frac{0.03412053}{0.007} = 4.8743609 \quad , \quad \beta_{XX} = \frac{0.022013421}{0.007} = 3.144774436$$

D.2. Amortiguamiento efectivo (β_{eff}): Determinamos el amortiguamiento efectivo despejando la siguiente ecuación.

$$\beta = \frac{2.31 - 0.4 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.4 \ln(\beta_{eff})}, \text{ considerando: } \beta_o = 5\%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effyy}) = \frac{1.650130456}{4.8743609}, \quad \beta_{effyy} = 122.54 \%$$

$$2.31 - 0.4 \ln(\beta_{effxx}) = \frac{1.650130456}{3.144774436}, \quad \beta_{effxx} = 77.82 \%$$

Restando el 5% correspondiente al amortiguamiento viscoso equivalente para

obtener el amortiguamiento objetivo (amortiguamiento viscoso requerido).

$$\beta_{Hyy} = 117.54 \% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 72.82 \%$$

Para el diseño del sistema de amortiguamiento se tomará un amortiguamiento mayor al requerido por la estructura y así obtener derivas menores a 0.007.

$$\beta_{Hyy} = 120.00\% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 80.00\%$$

El amortiguamiento efectivo será el siguiente:

$$\beta_{Hyy} = 125.00\% \quad y \quad \beta_{Hxx} = 85.00\%$$

Tabla 67:

Amortiguamientos efectivos en el bloque D.

	β_{eff}	β_o	β	$D_{\text{máxima}}$	D_{esperada}
XX	85.00 %	5.00 %	3.377864063	0.022013421	0.006516965
YY	125.00 %	5.00 %	4.994472063	0.034120526	0.006831658

Fuente: Propia

2.5.2.6.3. Cálculo de las propiedades de los disipadores:

A. Disipador de fluido viscoso (DFV).

A.1. Disipadores de fluido viscoso para el Bloque A.

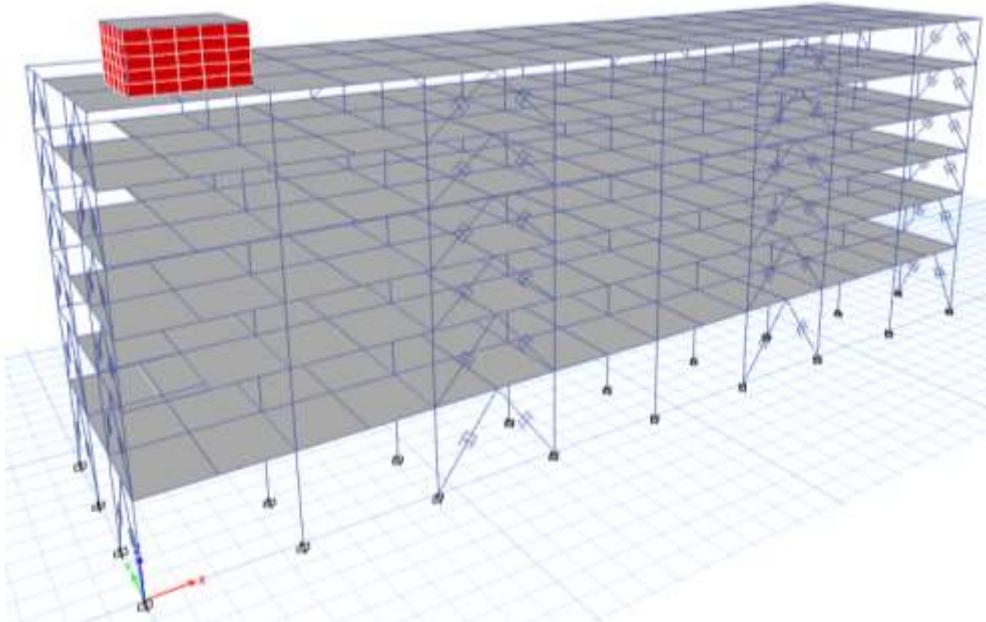


Figura 68: Bloque A modelado con DFV
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

Para el bloque A los pórticos escogidos para colocar los disipadores de fluido viscoso son:

- En el eje 1, los pórticos ubicados entre los ejes A-B y C-D.
- En el eje 9, los pórticos ubicados entre los ejes A-B y C-D.
- En el eje A, los pórticos ubicados entre los ejes 3-4 y 6-7.
- En el eje D, los pórticos ubicados entre los ejes 3-4 y 6-7.

La ubicación de los disipadores está en función de dos variables; la primera es, de acuerdo al ASCE 7-10 en su capítulo 18, asegurar que no se genere un aumento en los efectos de torsión de la estructura debido a la incorporación de los dispositivos de disipación de energía, en consecuencia, los dispositivos se han configurado de una forma simétrica en los pórticos perimetrales de todos los bloques. La segunda variable es no afectar la función de los diferentes ambientes que presenta el HNAA de acuerdo a su arquitectura, sin embargo, se tuvo que afectar algunos ambientes ante la ausencia de pórticos perimetrales disponibles que no afecten algún uso.

A.1.1. Rigidez de brazo metálico

A.1.1.1. Cálculo de rigidez del brazo metálico.

El perfil metálico a emplear debe tener un área significativa, esto para asegurar que todas las deformaciones se den en el disipador y no en el brazo metálico, haciendo que el dispositivo trabaje eficientemente ante un evento sísmico. También es importante la Inercia que tenga nuestro perfil para evitar el posible pandeo de nuestro brazo metálico.

La rigidez que se debe tomar para la modelación, de acuerdo al Ing. Ricardo Oviedo y el Ing. Genner Villarreal, es la rigidez del brazo metálico, esto debido a que la rigidez axial de este es mucho mayor a la del disipador de fluido viscoso, quedando pendiente su ulterior verificación de resistencia a las fuerzas máximas de tracción y compresión generadas.

Se usó un perfil metálico ROUND HSS 8.625x0.625 como sección de prueba diseñado bajo la norma ASTM A1085 del año 2013 con un $FY=50$ Ksi para todos los perfiles metálicos HSS. De acuerdo al Instituto de tubos de acero de Norteamérica (Steel Tube Institute of North America), las propiedades del perfil son las siguientes:

**DIMENSIONS
AND SECTION
PROPERTIES OF
ROUND HSS**

Shape	Design Wall Thickness, t in.	Nominal Wt lb/ft	Area, A in. ²	D/t	I	S	r	Z	Torsion	
					in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	J in. ⁴	C in. ³
HSS9.625X0.500	0.500	48.77	14.3	19.2	150	31.1	3.23	41.7	299	61.9
X0.375	0.375	37.08	10.9	25.7	117	24.3	3.27	32.1	233	48.4
X0.312	0.312	31.06	9.13	30.8	99.1	20.6	3.29	27.1	198	41.1
X0.250	0.250	25.06	7.36	38.5	81.0	16.8	3.32	22.0	162	33.6
X0.188	0.188	18.97	5.57	51.2	62.1	12.9	3.34	16.7	124	25.8
HSS8.625X0.625	0.625	53.45	15.7	13.8	126	29.3	2.84	40.1	253	58.0
X0.500	0.500	43.43	12.8	17.2	106	24.5	2.88	33.0	211	48.7
X0.375	0.375	33.07	9.72	23.0	82.9	19.2	2.92	25.5	166	38.3
X0.322	0.322	28.58	8.40	26.8	72.5	16.8	2.94	22.2	145	33.5
X0.250	0.250	22.38	6.58	34.5	57.7	13.4	2.96	17.5	115	26.7
X0.188	0.188	16.96	4.98	45.9	44.4	10.3	2.98	13.4	88.7	20.6
HSS7.625X0.375	0.375	29.06	8.54	20.3	56.3	14.8	2.57	19.7	113	29.4
0.328	0.328	25.59	7.52	23.2	50.1	13.2	2.58	17.5	100	26.2
HSS7.5X0.500	0.500	37.42	11.0	15.0	67.7	18.1	2.48	24.5	135	35.8
X0.375	0.375	28.56	8.39	20.0	53.4	14.2	2.52	19.1	107	28.4
X0.312	0.312	23.97	7.05	24.0	45.6	12.2	2.54	16.1	91.2	24.2
X0.250	0.250	19.38	5.69	30.0	37.5	9.99	2.56	13.1	74.9	19.9
X0.188	0.188	14.70	4.32	39.9	28.9	7.70	2.59	10.1	57.8	15.4
HSS7X0.500	0.500	34.74	10.2	14.0	54.2	15.5	2.30	21.2	108	30.7
X0.375	0.375	26.56	7.80	18.7	43.0	12.3	2.35	16.5	85.9	24.4
X0.312	0.312	22.31	6.56	22.4	36.7	10.5	2.37	14.0	73.5	20.9
X0.250	0.250	18.04	5.30	28.0	30.2	8.64	2.39	11.4	60.5	17.2
X0.188	0.188	13.69	4.02	37.2	23.4	6.67	2.41	8.73	46.7	13.3
HSS6.875X0.500	0.500	34.07	10.0	13.8	51.2	14.9	2.26	20.4	102	29.5
X0.375	0.375	26.06	7.66	18.3	40.6	11.8	2.30	15.9	81.2	23.5
X0.312	0.312	21.89	6.43	22.0	34.7	10.1	2.32	13.4	69.4	20.1
X0.250	0.250	17.71	5.20	27.5	28.6	8.32	2.34	11.0	57.2	16.6
X0.188	0.188	13.44	3.95	36.6	22.1	6.43	2.37	8.41	44.2	12.8

Figura 69: Dimensiones y propiedades de perfiles metálicos HSS
Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Propiedades del perfil HSS 8.625 x 0.625:

Tabla 68:
Propiedades del perfil HSS 8.625 x 0.625:

D _{exterior}	D _{interior}	Espesor	Área	Inercia	Radio de giro (r)	E _{acero}
8.625 in	8.000 in	0.625 in	15.700 in ²	126.000 in ⁴	2.840 in	29000.00 Ksi
21.91 cm	20.32 cm	1.59 cm	101.29 cm ²	5244.52 cm ⁴	7.21 cm	2038903.00 Kg/cm ²

Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Longitud del brazo metálico:

La forma de disposición escogida, en primera instancia, es la de tipo DOBLE DIAGONAL y no la DIAGONAL por los siguientes motivos:

- Debido al uso del edificio es importante que se respete el libre tránsito respetando la arquitectura.

- Los dispositivos de disipación de energía colocados de forma DOBLE DIAGONAL generan un mejor control de derivas que los colocados de forma diagonal, debido a que poseen dos dispositivos de disipación a diferencia de los diagonales que solo tienen 1.

- También es necesario considerar que esta forma de disposición de los dispositivos genera un sobreesfuerzo en la parte intermedia de la viga, mientras que la diagonal no tiene ese requerimiento.

Para el número de pórticos escogidos se tuvo en cuenta el artículo del 18.2.2 del ASCE 7-10 que exige como mínimo 2 dispositivos por piso en cada dirección analizada, de tal forma que su ubicación no genere torsión.

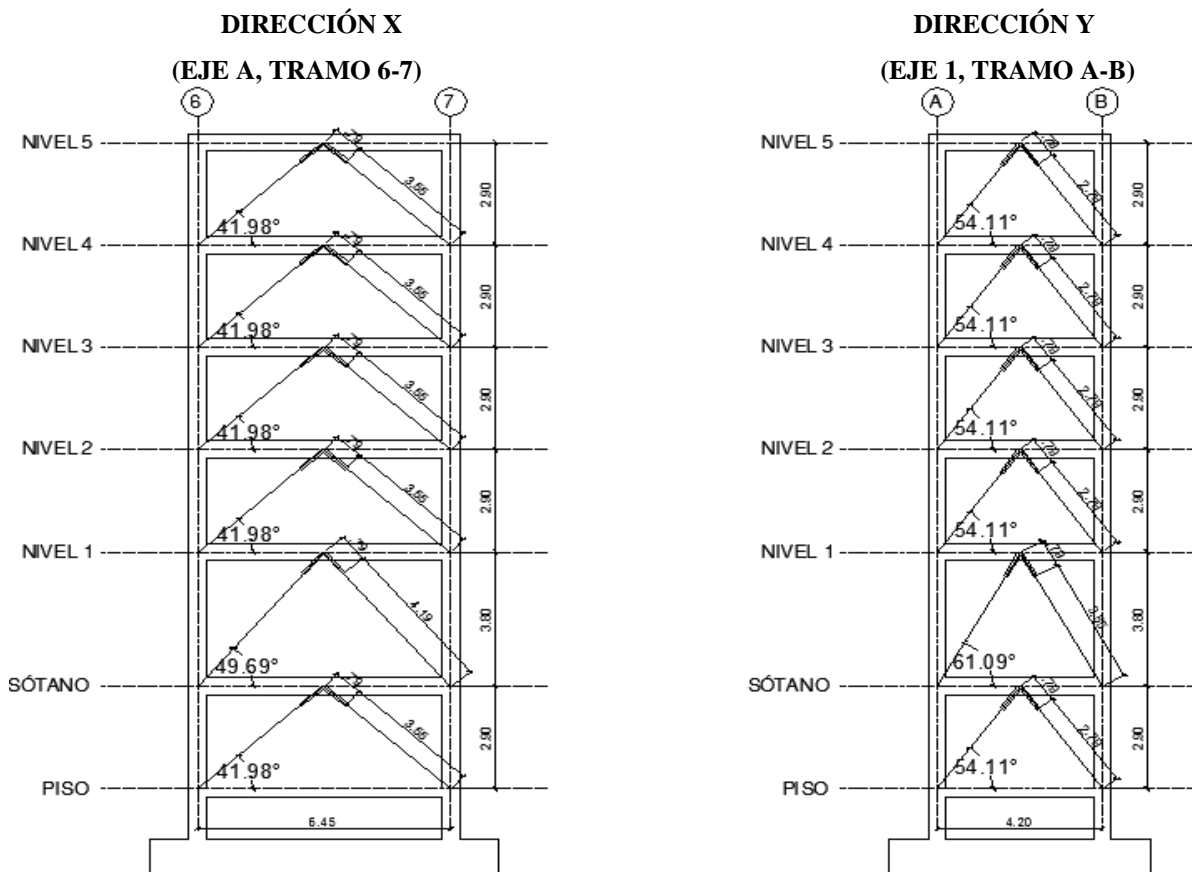


Figura 70: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque A
Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Cálculo de la rigidez:

Con los datos del perfil y la geometría definida, se procede a calcular la rigidez del sistema.

$$K = \frac{EA}{L}$$

Donde:

$$E_{\text{acero}} = 20389030 \text{ Tn/m}^2, \text{Área} = 0.01013 \text{ m}^2$$

Tabla 69:

Rigideces de brazos metálicos en ambas direcciones del bloque A

DIRECCIÓN X				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	3.55 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	58174.85 Tn/m
PISO 2	4.19 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	49288.96 Tn/m
PISO TÍPICO	3.55 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	58174.85 Tn/m
DIRECCIÓN Y				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	2.79 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74021.77 Tn/m
PISO 2	3.55 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	58174.85 Tn/m
PISO TÍPICO	2.79 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74021.77 Tn/m

Fuente: Propia

A.1.2. Cálculo de propiedades:

A.1.2.1. Coeficiente de amortiguamiento

- Definición de α :

De acuerdo a la tabla publicada en el FEMA 274, se procederá a elegir un valor.

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

Figura 71: Parámetro alfa.

Fuente: FEMA 274

Para nuestro caso en particular se escogerá un valor de 0.50 por tratarse de un dispositivo no lineal. Entonces: $\alpha = 0.5, \lambda = 3.5$

- Datos modales:

Se deben considerar los modos naturales de vibración de la estructura y obtener los siguientes valores.

Tabla 70:
Masas participativas del Bloque A

Modo	Periodo	Masa participativa		W = 2*π*1/T
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)	
1	0.821	0.8592	0	W_{XX} = 7.6530881
2	0.718	0	0.8486	W_{YY} = 8.7509545
3	0.671	0.0002	0.0004	
4	0.263	0.086	0	
5	0.224	0	0.0936	
6	0.208	0.000009685	0.0001	
7	0.143	0.0315	0	
8	0.12	0	0.0334	
9	0.112	0.000004776	0.0004	
10	0.099	0.0171	0	
11	0.08	0	0.0169	
12	0.076	0.000007749	0.0007	
13	0.073	0.0044	0.000001002	
14	0.061	0.000001096	0.0011	
15	0.059	0.0015	0.000003004	
16	0.057	8.08E-07	0.0037	
17	0.056	0.000007346	0.00003615	
18	0.053	0	0.0001	

Fuente: Propia

Tabla 71:
Desplazamientos modales por niveles y amplitudes del Bloque A

Nivel	Desplazamiento modal $\phi_j(m)$			
	Modo	Dirección X	Modo	Dirección Y
1	1	0.016917	2	0.015862
2	1	0.035902	2	0.034711
3	1	0.048809	2	0.048402
4	1	0.059892	2	0.059741
5	1	0.067425	2	0.067781
6	1	0.07123	2	0.072538
Amplitud (A)				
Dirección X				
0.07123				
Dirección Y				
0.072538				

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección X:**

Se consideran cuatro pórticos perimetrales (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos 3-4 y 6-7 de los ejes A y D.

Tabla 72:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque A en X

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X			
Nivel	\emptyset_j	\emptyset_{j+1}	$\emptyset_{rj} = (\emptyset_{j+1}) - \emptyset_j$
BASE	0	0.09632	0.09632
1	0.09632	0.202779	0.106459
2	0.202779	0.274045	0.071266
3	0.274045	0.334536	0.060491
4	0.334536	0.37535	0.040814
5	0.37535	0.395884	0.020534
6	0.395884		

Fuente: Propia

Tabla 73:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque A

Θ	TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X				
	Nivel	Masa (Tn.s2/m)	Cos (Θ)	$\emptyset_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m_i * \emptyset_j^2$
41.98 °	1	75.83275	0.743378351	0.019159738	0.703541553
49.69 °	2	65.12935	0.64692288	0.018073919	2.678074769
41.98 °	3	62.48769	0.743378351	0.012193782	4.692866887
41.98 °	4	62.29239	0.743378351	0.009535666	6.971411421
41.98 °	5	62.29239	0.743378351	0.005284801	8.776226727
41.98 °	6	45.40641	0.743378351	0.001885928	7.116280624
			$\Sigma=$	0.066133835	30.93840198

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección Y:**

Se consideran cuatro pórticos perimetrales (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos A-B y C-D de los ejes 1 y 9.

Tabla 74:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque A en Y

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN Y			
Nivel	δ_j	δ_{j+1}	$\delta_{rj} = (\delta_{j+1}) - \delta_j$
BASE	0	0.063842	0.063842
1	0.063842	0.138894	0.075052
2	0.138894	0.192814	0.05392
3	0.192814	0.237241	0.044427
4	0.237241	0.268702	0.031461
5	0.268702	0.287083	0.018381
6	0.287083		

Fuente: Propia

Tabla 75:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque A

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s ² /m)	Cos (Θ)	$\delta_{rj}^{1+a} * \text{Cos}\Theta^{1+a}$	$m_i * \delta_j^2$
54.11 °	1	75.83275	0.586230969	0.007240405	0.309079196
61.09 °	2	65.12935	0.483435173	0.006911157	1.256445671
54.11 °	3	62.48769	0.586230969	0.005619892	2.32311976
54.11 °	4	62.29239	0.586230969	0.004203138	3.506020781
54.11 °	5	62.29239	0.586230969	0.002504736	4.497558199
54.11 °	6	45.40641	0.586230969	0.001118554	3.74224415
			$\Sigma=$	0.027597881	15.63446776

Fuente: Propia

- **Cálculo del coeficiente de amortiguamiento:**

Entonces:

$$\text{Donde: } \Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\Sigma_i m_i \phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j)}$$

$\beta_H = A$
A = Amplitud del desplazamiento máximo (m)

ω = Frecuencia angular (radianes / seg)

m_i = Masa de cada nivel (Tn.s²/m)

ϕ_i = Desplazamiento del nivel i con nuestro sismo de diseño (m)

ϕ_{rj} = Desplazamiento relativo con nuestro sismo de diseño (m)

θ_j = ángulo de inclinación del disipador (radianes)

C_j = Coeficiente de amortiguamiento del disipador (Tn.s/m)

Dirección X:

$$\Sigma C_j = 1098.409512 / 0.231468421$$

$$\Sigma C_j = 4745.396831$$

DE DISIPADORES POR PISO = 8

$$C_j = 593.17 \text{ Tn.s/m}$$

Dirección Y:

$$\Sigma C_j = 445.1867714 / 0.096592585$$

$$\Sigma C_j = 4608.912509$$

DE DISIPADORES POR PISO = 8

$$C_j = 576.11 \text{ Tn.s/m}$$

Considerando la influencia de las masas de las azoteas y un factor de seguridad para un correcto comportamiento de la estructura, se tomarán los siguientes coeficientes de amortiguamiento.

$$C_j \text{ XX} = 600.00 \text{ Tn.s/m}$$

$$C_j \text{ YY} = 600.00 \text{ Tn.s/m}$$

Después del modelamiento de la estructura con disipadores, se procede a verificar las derivas y el comportamiento del disipador mediante la curva de histéresis, este último asegura que el comportamiento del disipador sea de acuerdo al comportamiento previsto para los dispositivos viscosos, el cual está representado como lazos de histéresis que forman curvas ovaladas horizontales.

A.2. Disipadores de fluido viscoso para el Bloque B.

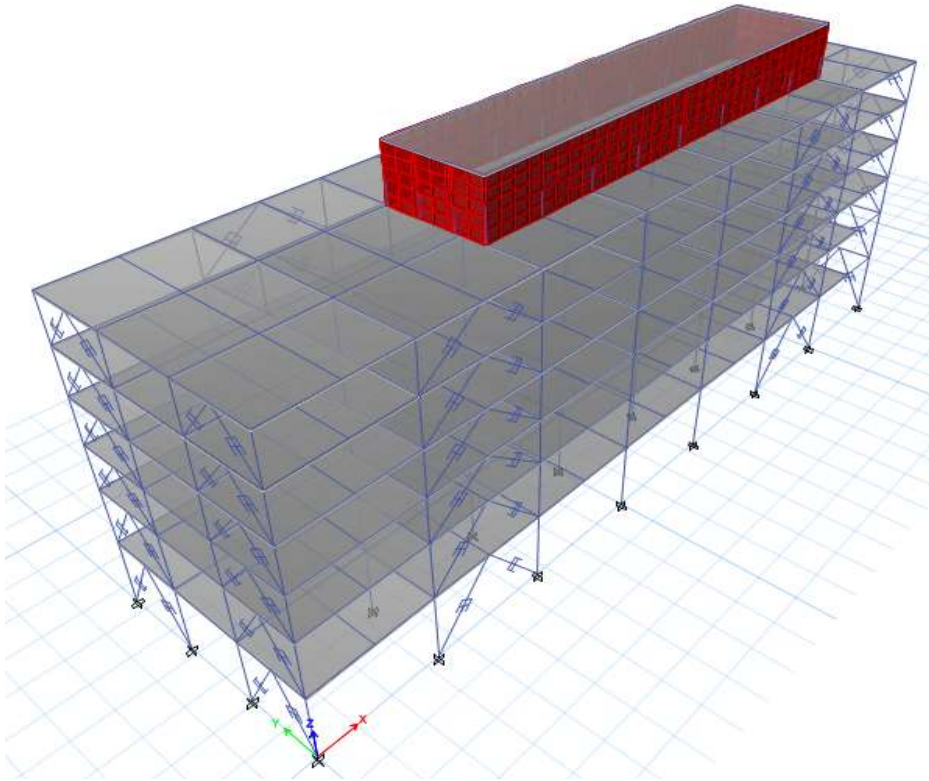


Figura 72: Bloque B modelado con DFV.

Fuente: Etabs V. 16.2.0.

Para el bloque B los pórticos escogidos para colocar los disipadores de fluido viscoso son:

- En el eje 10, los pórticos ubicados entre los ejes A-B y C-D.
- En el eje 17, los pórticos ubicados entre los ejes A-B y C-D.
- En el eje A, los pórticos ubicados entre los ejes 11-12 y 15-16.
- En el eje D, los pórticos ubicados entre los ejes 11-12 y 1-16.

A.2.1. Rigidez de brazo metálico

A.2.1.1. Cálculo de rigidez del brazo metálico.

Se usó un perfil metálico ROUND HSS 8.625x0.625 como sección de prueba diseñado bajo la norma ASTM A1085 del año 2013 con un $FY=50$ Ksi para todos los perfiles metálicos HSS. De acuerdo al Instituto de tubos de acero de Norteamérica (Steel Tube Institute of North America), las propiedades del perfil son las siguientes:

- **Propiedades del perfil HSS 8.625 x 0.625:**

Las Propiedades se muestran en la Tabla 58.

- **Longitud del brazo metálico:**

La forma de disposición escogida, en primera instancia, es la de tipo DOBLE DIAGONAL y no la DIAGONAL por los motivos expuestos en el cálculo del bloque A.

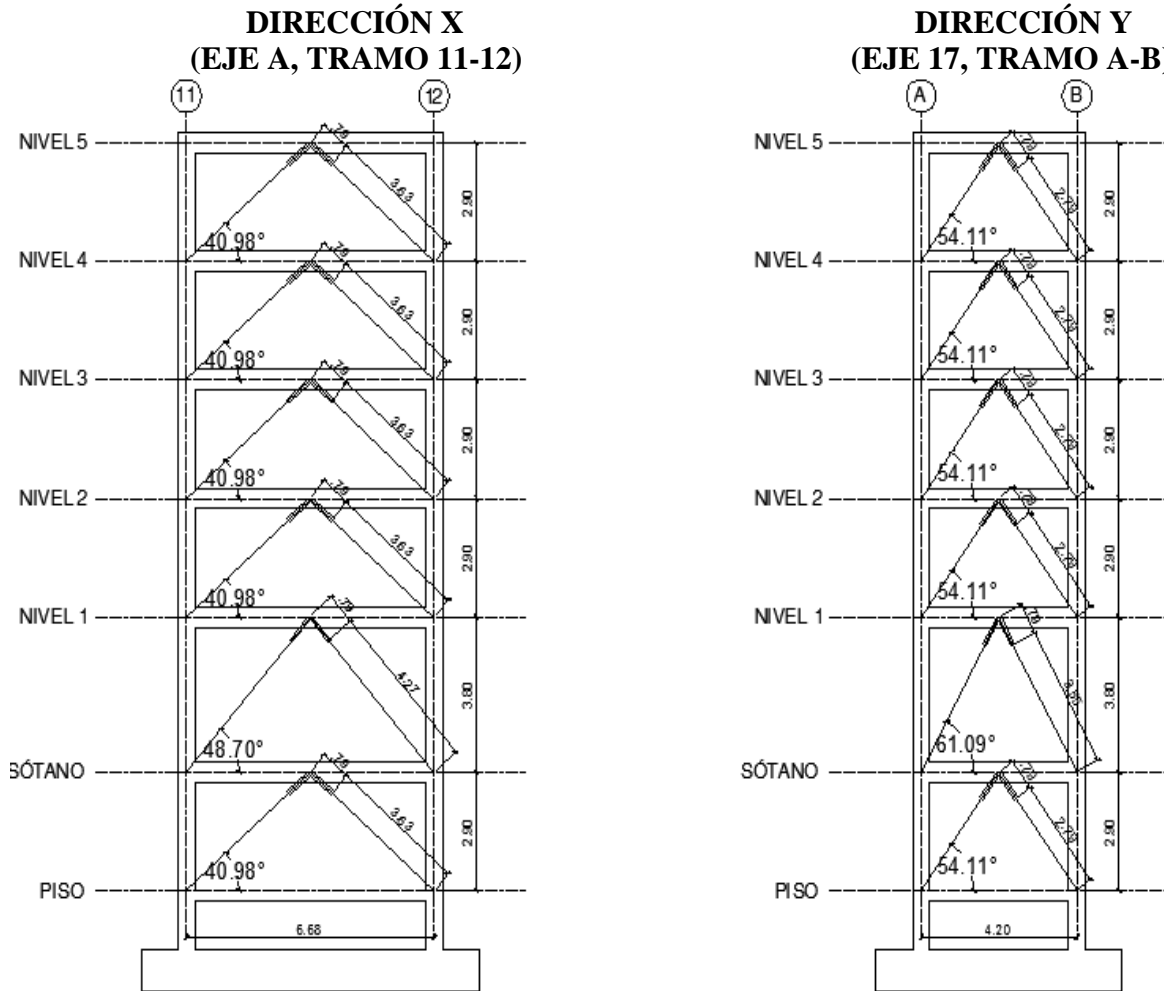


Figura 73: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque B
Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Cálculo de la rigidez:

Con los datos del perfil y la geometría definida, se procede a calcular la rigidez del sistema.

$$E_{\text{acero}} = 20389030 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Área} = 0.01013 \text{ m}^2$$

Tabla 76:

Rigideces de brazos metálicos en ambas direcciones del bloque B

DIRECCIÓN X				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	3.63 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	56892.76 Tn/m
PISO 2	4.27 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	48365.51 Tn/m
PISO TÍPICO	3.63 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	56892.76 Tn/m
DIRECCIÓN Y				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	2.79 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74021.77 Tn/m
PISO 2	3.55 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	58174.85 Tn/m
PISO TÍPICO	2.79 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74021.77 Tn/m

Fuente: Propia

A.2.2. Cálculo de propiedades:

A.2.2.1. Coeficiente de amortiguamiento

- Definición de α :

De acuerdo a la figura 73 propuesta por el FEMA 274 para un dispositivo no lineal se escoge un $\alpha = 0.5$, $\lambda = 3.5$

- Datos modales:

Se deben considerar los modos naturales de vibración de la estructura y obtener los siguientes valores.

Tabla 77:*Masas participativas del Bloque B*

Modo	Periodo	Masa participativa		W = 2*π*1/T
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)	
1	0.855	0.8629	0	W _{XX} = 7.3487547
2	0.717	0	0.8536	W _{YY} = 8.7631594
3	0.652	0.0002	0.001	
4	0.271	0.0837	0	
5	0.224	0	0.0905	
6	0.201	0.00002446	0.0001	
7	0.146	0.0295	0	
8	0.121	0	0.0296	
9	0.108	0.00002769	0.0001	
10	0.099	0.0172	0	
11	0.086	0	0.0104	
12	0.074	0.00003811	0.0063	
13	0.073	0.0047	0.0001	
14	0.072	0.00004438	0.003	
15	0.059	0.0016	0	
16	0.057	0.00E+00	0.0042	
17	0.053	0	0.0001	
18	0.045	0	0.0008	

Fuente: Propia

Tabla 78:*Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque B*

Nivel	Desplazamiento modal δ_j (m)			
	Modo	Dirección X	Modo	Dirección Y
1	1	0.017128	2	0.016292
2	1	0.03644	2	0.035302
3	1	0.049693	2	0.049189
4	1	0.061293	2	0.060916
5	1	0.069495	2	0.069558
6	1	0.073872	2	0.074967
Amplitud (A)				
Dirección X				
0.073872				
Dirección Y				
0.074967				

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección X:**

Se consideran cuatro pórticos perimetrales (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos 11-12 y 15-16 de los ejes A y D.

Tabla 79:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque B en X

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X			
Nivel	\emptyset_j	\emptyset_{j+1}	$\emptyset_{rj} = (\emptyset_{j+1}) - \emptyset_j$
BASE	0	0.101328	0.101328
1	0.101328	0.215521	0.114193
2	0.215521	0.293736	0.078215
3	0.293736	0.361986	0.06825
4	0.361986	0.410084	0.048098
5	0.410084	0.435681	0.025597
6	0.435681		

Fuente: Propia

Tabla 80:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque B.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s ² /m)	Cos (Θ)	$\emptyset_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m_i * \emptyset_j^2$
40.98 °	1	62.32135	0.754938542	0.021157366	0.639875959
48.70 °	2	56.98545	0.660001668	0.020690776	2.646934345
40.98 °	3	55.07591	0.754938542	0.014348367	4.751995652
40.98 °	4	54.90851	0.754938542	0.01169557	7.194874243
40.98 °	5	54.90851	0.754938542	0.006919233	9.233903017
40.98 °	6	46.39195	0.754938542	0.002686278	8.806024092
			$\Sigma=$	0.077497589	33.27360731

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección Y:**

Se consideran cuatro pórticos (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos A-B y C-D de los ejes 10 Y 17.

Tabla 81:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque B en Y

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN Y			
Nivel	\emptyset_j	\emptyset_{j+1}	$\emptyset_{rj} = (\emptyset_{j+1}) - \emptyset_j$
BASE	0	0.0681	0.0681
1	0.0681	0.146279	0.078179
2	0.146279	0.202417	0.056138
3	0.202417	0.249259	0.046842
4	0.249259	0.283583	0.034324
5	0.283583	0.304682	0.021099
6	0.304682		

Fuente: Propia

Tabla 82:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque B.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s ² /m)	Cos (Θ)	$\emptyset_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m_i * \emptyset_j^2$
54.11 °	1	62.32135	0.586230969	0.00797671	0.289022116
61.09 °	2	56.98545	0.483435173	0.00734755	1.219348779
54.11 °	3	55.07591	0.586230969	0.005970195	2.256605537
54.11 °	4	54.90851	0.586230969	0.00455047	3.411468421
54.11 °	5	54.90851	0.586230969	0.002854302	4.415704921
54.11 °	6	46.39195	0.586230969	0.001375612	4.30661673
			$\Sigma=$	0.03007484	15.8987665

Fuente: Propia

- Cálculo del coeficiente de amortiguamiento:

Dirección X:

$$\Sigma C_J = 1245.182474 / 0.271241562$$

$$\Sigma C_J = 4590.677267$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = \longrightarrow C_J = 573.83 \text{ Tn.s/m}$$

Dirección Y:

$$\Sigma C_J = 496.6694808 / 0.105261939$$

$$\Sigma C_J = 4718.414715$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = \longrightarrow C_J = 589.80 \text{ Tn.s/m}$$

Considerando la influencia de las masas de las azoteas y un factor de seguridad para un correcto comportamiento de la estructura, se tomarán los siguientes coeficientes de amortiguamiento.

$$C_J \text{ XX} = 600.00 \text{ Tn.s/m}$$

$$C_J \text{ YY} = 600.00 \text{ Tn.s/m}$$

A.3. Disipadores de fluido viscoso para el Bloque C.

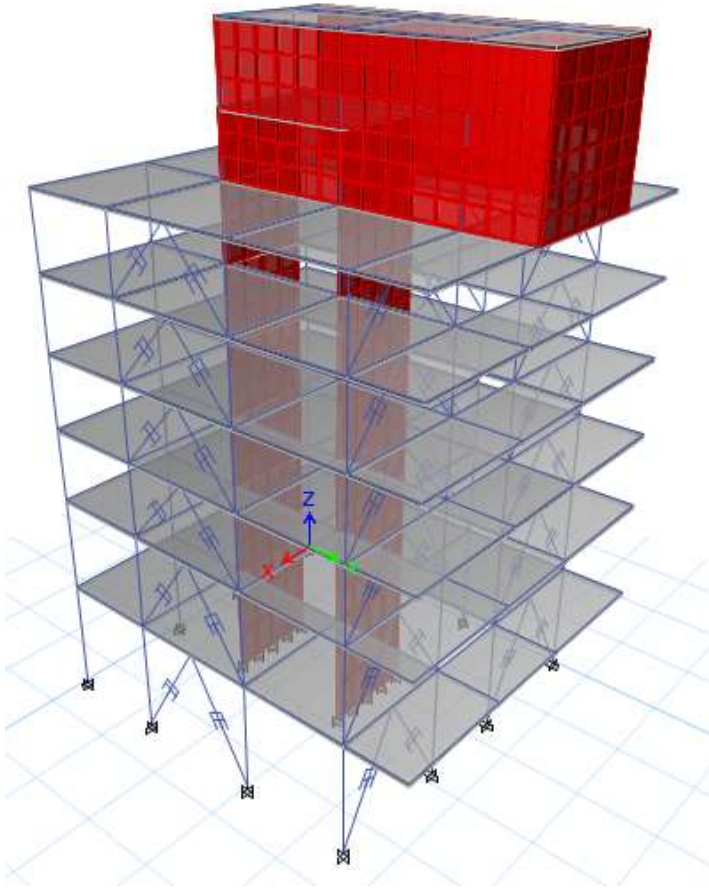


Figura 74: Bloque C modelado con DFV
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

Para el bloque C los pórticos escogidos para colocar los disipadores de fluido viscoso son:

- En el eje 41, el pórtico ubicado entre los ejes G-F.
- En el eje 45, el pórtico ubicado entre los ejes G-F.
- En el eje E, los pórticos ubicados entre los ejes 41-43 y 44-45.

A.3.1. Rigidez de brazo metálico

A.3.1.1. Cálculo de rigidez del brazo metálico.

Se inicia la iteración considerando un perfil metálico estándar HSS, se partió de un perfil tipo HSS 7.50x0.50 (igual para todos los bloques), siendo las propiedades del perfil, de acuerdo al Instituto de tubos de acero de Norteamérica (Steel Tube Institute of North America), las siguientes:

- **Propiedades del perfil HSS 7.50x0.5:**

Las Propiedades se muestran en la Tabla 58.

- **Longitud del brazo metálico:**

La forma de disposición escogida, en primera instancia, es la de tipo DOBLE DIAGONAL y no la DIAGONAL por los motivos expuestos en el cálculo del bloque A.

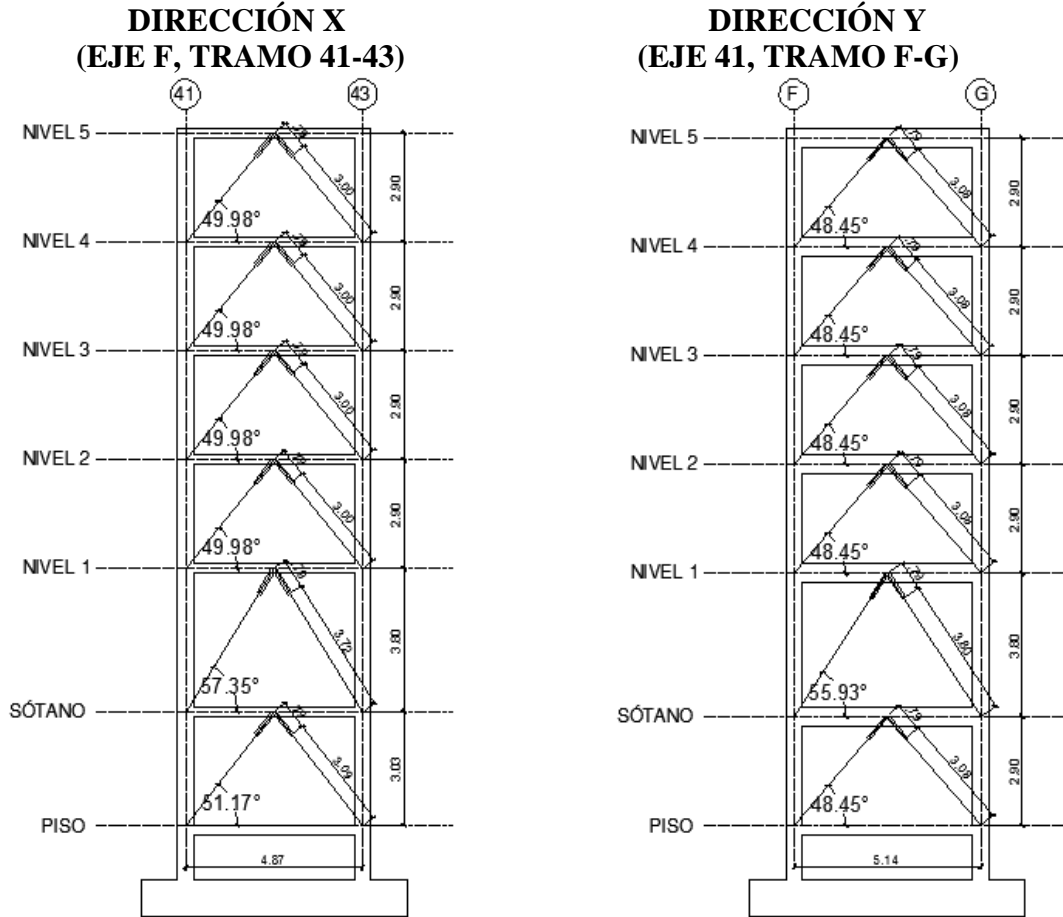


Figura 75: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque C
Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Cálculo de la rigidez:

Con los datos del perfil y la geometría definida, se procede a calcular la rigidez del sistema.

$$E_{\text{acero}} = 20389030 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Área} = 0.01013 \text{ m}^2$$

Tabla 83:

Rigideces en ambas direcciones del bloque C

DIRECCIÓN X				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	3.09 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	66835.19 Tn/m
PISO 2	3.72 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	55516.33 Tn/m
PISO TÍPICO	3.00 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	68840.24 Tn/m
DIRECCIÓN Y				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	3.08 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	67052.18 Tn/m
PISO 2	3.80 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	54347.56 Tn/m
PISO TÍPICO	3.08 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	67052.18 Tn/m

Fuente: Propia

A.3.2. Cálculo de propiedades:

A.3.2.1. Coeficiente de amortiguamiento

- Definición de α :

De acuerdo a la figura 73 propuesta por el FEMA 274 para un dispositivo no lineal se escoge un $\alpha = 0.5$, $\lambda = 3.5$

- Datos modales:


Se deben considerar los modos naturales de vibración de la estructura y obtener los siguientes valores.

Tabla 84:*Masas participativas del Bloque C*

Modo	Periodo	Masa participativa		W = 2*π*1/T
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)	
1	0.832	0.0003	0.89	W_{YY} = 7.5519054
2	0.726	0.1858	0.0027	
3	0.523	0.5523	0.0001	W_{XX} = 12.013739
4	0.25	0.000005844	0.0703	
5	0.197	0.0356	0.0001	
6	0.136	0.0075	0.0265	
7	0.133	0.1135	0.0014	
8	0.097	0.0108	0.0041	
9	0.096	0.0111	0.004	
10	0.075	0.0284	0	
11	0.067	0.0002	0.0007	
12	0.064	0.0052	0.00001138	
13	0.052	0.00003575	0.0001	
14	0.048	0.0037	0.00000155	
15	0.047	0.0306	0	
16	0.046	0.0001	0.00001356	
17	0.04	0	0	
18	0.035	0.00001785	0	

Fuente: Propia

Tabla 85:*Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque C*

Nivel	Desplazamiento modal ϕ_j (m)			
	Modo	Dirección X	Modo	Dirección Y
1	3	0.012839	1	0.032758
2	3	0.035309	1	0.066772
3	3	0.056198	1	0.084734
4	3	0.07938	1	0.099883
5	3	0.103069	1	0.111594
6	3	0.116456	1	0.119127
Amplitud (A)				
Dirección X				
		0.116456		
Dirección Y				
		0.119127		

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección X:**

Se consideran dos pórticos perimetrales (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos 41-43, 44-45 del eje E.

Tabla 86:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque C en X

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X			
Nivel	δ_j	δ_{j+1}	$\delta_{rj} = (\delta_{j+1}) - \delta_j$
BASE	0	0.014436	0.014436
1	0.014436	0.039022	0.024586
2	0.039022	0.061472	0.02245
3	0.061472	0.085944	0.024472
4	0.085944	0.110721	0.024777
5	0.110721	0.126554	0.015833
6	0.126554		

Fuente: Propia

Tabla 87:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque C.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s2/m)	Cos (Θ)	$\delta_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m_i * \delta_j^2$
51.17 °	1	19.75886	0.627011786	0.00086116	0.004117709
57.35 °	2	18.45378	0.539505758	0.001527657	0.028099875
49.98 °	3	17.88063	0.64305497	0.001734589	0.067567446
49.98 °	4	17.83489	0.64305497	0.001974133	0.131735117
49.98 °	5	17.83489	0.64305497	0.002011154	0.218640411
49.98 °	6	14.48482	0.64305497	0.001027347	0.231987645
$\Sigma=$				0.009136039	0.682148202

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección Y:**

Se consideran cuatro pórticos (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos F-G de los ejes 41 y 45.

Tabla 88:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque C en Y

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN Y			
Nivel	\emptyset_j	\emptyset_{j+1}	$\emptyset_{rj} = (\emptyset_{j+1}) - \emptyset_j$
BASE	0	0.106805	0.106805
1	0.106805	0.216262	0.109457
2	0.216262	0.273419	0.057157
3	0.273419	0.321161	0.047742
4	0.321161	0.357783	0.036622
5	0.357783	0.381292	0.023509
6	0.381292		

Fuente: Propia

Tabla 89:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque C.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s2/m)	Cos (Θ)	$\emptyset_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m_i * \emptyset_j^2$
48.45 °	1	19.75886	0.663273383	0.018854987	0.225395402
55.93 °	2	18.45378	0.560205346	0.015184	0.863069499
48.45 °	3	17.88063	0.663273383	0.007381472	1.336719236
48.45 °	4	17.83489	0.663273383	0.005634946	1.839568813
48.45 °	5	17.83489	0.663273383	0.00378575	2.283020639
48.45 °	6	14.48482	0.663273383	0.001947108	2.105855121
			$\Sigma=$	0.052788263	8.65362871

Fuente: Propia

- Cálculo del coeficiente de amortiguamiento:

Dirección X:

$$\Sigma C_J = 6.090501877 / 0.031976138$$

$$\Sigma C_J = 190.4702139$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = 4 \longrightarrow C_J = 47.62 \text{ Tn.s/m}$$

Dirección Y:

$$\Sigma C_J = 408.9378794 / 0.184758921$$

$$\Sigma C_J = 2213.359322$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = 4 \longrightarrow C_J = 553.34 \text{ Tn.s/m}$$

Considerando la influencia de las masas de las azoteas y un factor de seguridad para un correcto comportamiento de la estructura, se tomarán los siguientes coeficientes de amortiguamiento.

$$C_J \text{ XX} = 60.00 \text{ Tn.s/m}$$

$$C_J \text{ YY} = 600.00 \text{ Tn.s/m}$$

A.4. Disipadores de fluido viscoso para el Bloque D.

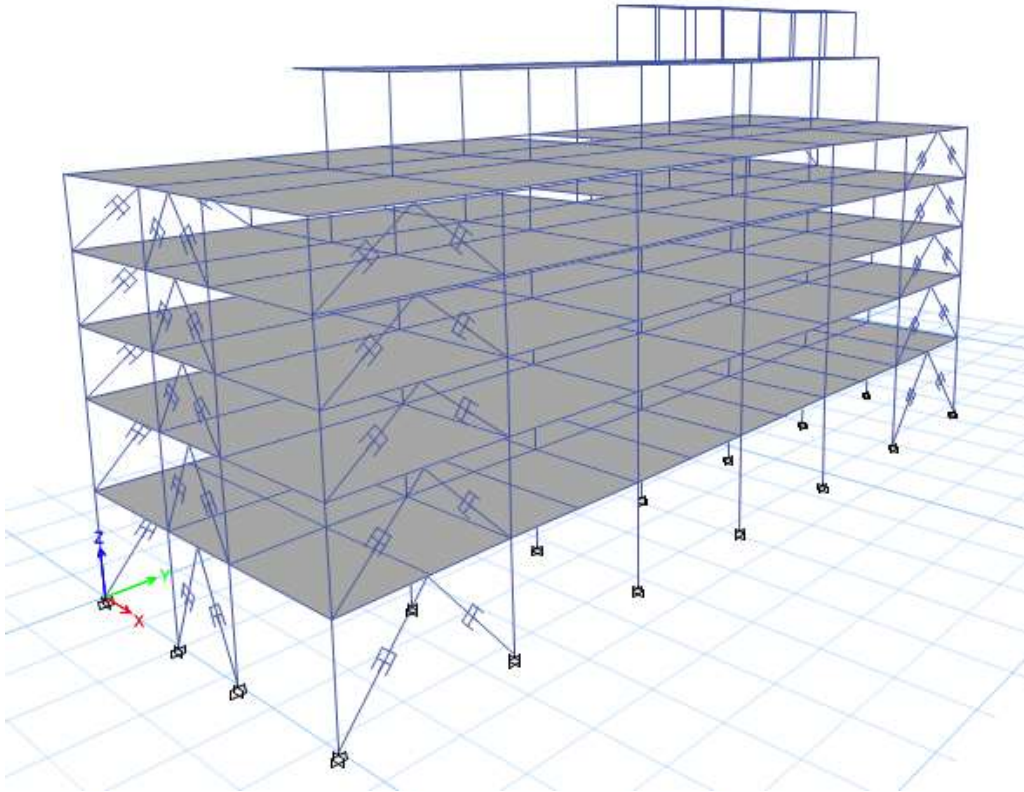


Figura 76: Bloque D modelado con DFV
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

Para el bloque C los pórticos escogidos para colocar los disipadores de fluido viscoso son:

- En el eje P, el pórtico ubicado entre los ejes 21-22.
- En el eje I, el pórtico ubicado entre los ejes 20-21.
- En el eje 20, los pórticos ubicados entre los ejes P-O y J-I.
- En el eje 23, los pórticos ubicados entre los ejes P-O y J-I.

A.4.1. Rigidez de brazo metálico

A.4.1.1. Cálculo de rigidez del brazo metálico.

Se inicia la iteración considerando un perfil metálico estándar HSS, se partió de un perfil tipo HSS 7.50x0.50 (igual para todos los bloques), siendo las propiedades del perfil, de acuerdo al Instituto de tubos de acero de Norteamérica (Steel Tube Institute of North America), las siguientes:

- Propiedades del perfil HSS 7.50x0.5:

Las Propiedades se muestran en la Tabla 58.

- Longitud del brazo metálico:

La forma de disposición escogida, en primera instancia, es la de tipo DOBLE DIAGONAL y no la DIAGONAL por los motivos expuestos en el cálculo del bloque A.

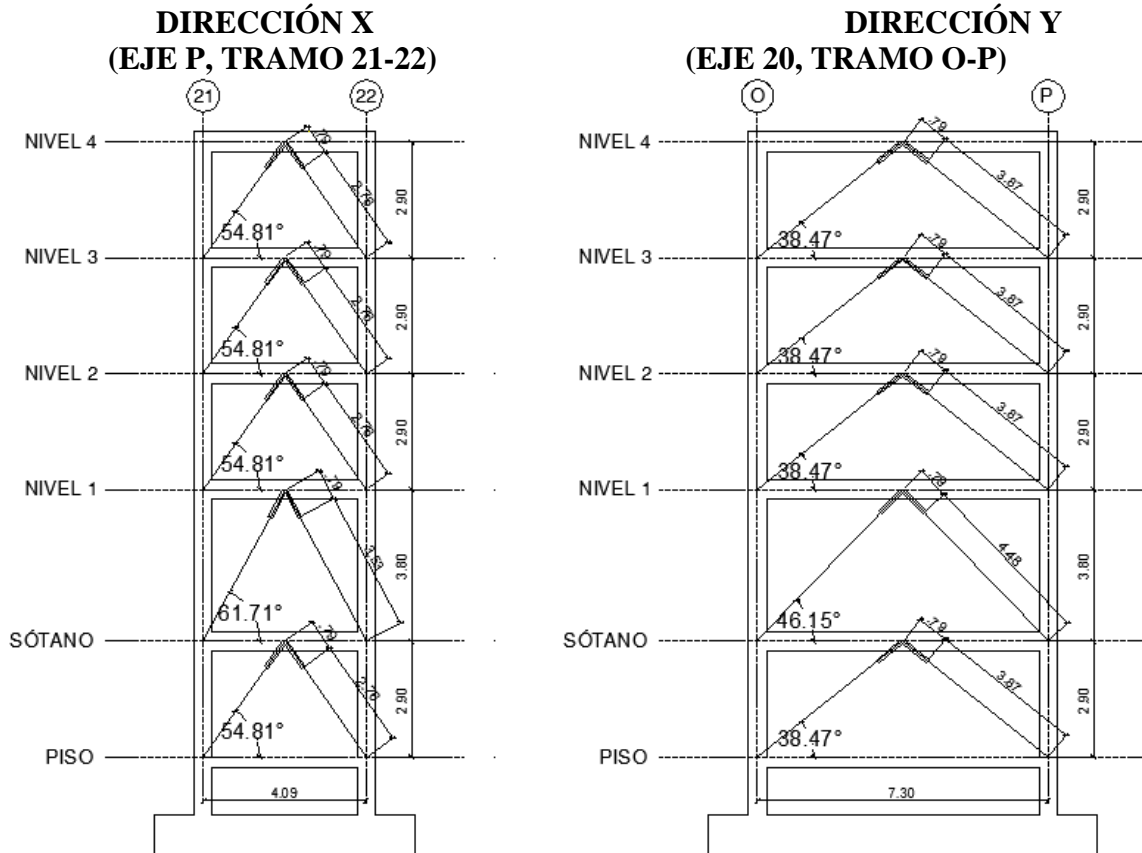


Figura 77: Ángulos de inclinación de los disipadores en el Bloque D
Fuente: Steel Tube Institute of North America

- Cálculo de la rigidez:

Con los datos del perfil y la geometría definida, se procede a calcular la rigidez del sistema.

$$E_{\text{acero}} = 20389030 \text{ Tn/m}^2$$

$$\text{Área} = 0.01013 \text{ m}^2$$

Tabla 90:

Rigideces en ambas direcciones del bloque D

DIRECCIÓN X				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	2.76 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74826.35 Tn/m
PISO 2	3.53 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	58504.46 Tn/m
PISO TÍPICO	2.76 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	74826.35 Tn/m
DIRECCIÓN Y				
	L	E acero	Área	K
PISO 1	3.87 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	52549.80 Tn/m
PISO 2	4.48 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	45589.57 Tn/m
PISO TÍPICO	3.87 m	20389030 Tn/m ²	0.01013 m ²	52549.80 Tn/m

Fuente: Propia

A.4.2. Cálculo de propiedades:

A.4.2.1. Coeficiente de amortiguamiento

- Definición de α :

De acuerdo a la figura 73 propuesta por el FEMA 274 para un dispositivo no lineal se escoge un $\alpha = 0.5$, $\lambda = 3.5$.

- Datos modales:

Se deben considerar los modos naturales de vibración de la estructura y obtener los siguientes valores.

Tabla 91:*Masas participativas del Bloque D*

Modo	Periodo	Masa participativa		$W = 2*\pi*1/T$	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)		
1	0.891	0.00002582	0.8259	W_{YY}	= 7.05183536
2	0.767	0.6978	0.0002	W_{XX}	= 8.1918974
3	0.687	0.0885	0.0009		
4	0.528	0.0001	0.0633		
5	0.487	0.0885	0.0002		
6	0.399	0.0063	0.0002		
7	0.241	0	0.0705		
8	0.197	0.072	0		
9	0.176	0.0005	0.000003432		
10	0.139	0	0.0318		
11	0.128	0	0.0002		
12	0.125	0.0001	5.65E-07		
13	0.11	0.0001	0.000003418		
14	0.108	0.034	0		
15	0.097	0.0016	7.32E-07		
16	0.096	0	0.0064		
17	0.074	0.0084	0		
18	0.067	0	0.0004		

Fuente: Propia

Tabla 92:*Desplazamientos modales por niveles y amplitudes por eje del Bloque D*

Nivel	Desplazamiento modal $\phi_j(m)$			
	Modo	Dirección X	Modo	Dirección Y
1	2	0.015823	1	0.01904
2	2	0.035642	1	0.041616
3	2	0.047706	1	0.05494
4	2	0.057235	1	0.06464
5	2	0.064144	1	0.070865
Amplitud (A)				
Dirección X				
0.064144				
Dirección Y				
0.070865				



Fuente: Propia

- Desplazamientos con registro de diseño en dirección X:

Se consideran dos pórticos perimetrales (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados en el tramo 21-22 del eje P, y en el tramo 20-21 del eje I.

Tabla 93:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque D en X

DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X			
Nivel	\emptyset_j	\emptyset_{j+1}	$\emptyset_{rj} = (\emptyset_{j+1}) - \emptyset_j$
BASE	0	0.065421	0.065421
1	0.065421	0.149072	0.083651
2	0.149072	0.199869	0.050797
3	0.199869	0.23975	0.039881
4	0.23975	0.267987	0.028237
5	0.267987		

Fuente: Propia

Tabla 94:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección X del bloque D.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN X					
Θ	Nivel	Masa (Tn.s2/m)	Cos (Θ)	$\emptyset_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\Theta^{1+\alpha}$	$m * \emptyset_j^2$
54.81 °	1	64.34342	0.576289689	0.007320438	0.275383869
61.71 °	2	59.96084	0.47393453	0.007893766	1.332477439
54.81 °	3	58.82446	0.576289689	0.005008623	3.381233637
54.81 °	4	59.82446	0.576289689	0.003484258	4.296415168
54.81 °	5	44.80834	0.576289689	0.002075817	3.218001995
			$\Sigma=$	0.025782902	12.50351211

Fuente: Propia

- **Desplazamientos con registro de diseño en dirección Y:**

Se consideran cuatro pórticos (con sus respectivas alturas de entrepiso), los cuales están ubicados entre los tramos O-P y J-I, ambos pertenecientes a los ejes 20 y 23.

Tabla 95:

Desplazamientos con registro de diseño del Bloque D en Y

DESPLAZAMIENTO MODAL RELATIVO EN DIRECCIÓN Y			
Nivel	δ_j	δ_{j+1}	$\delta_{rj} = (\delta_{j+1}) - \delta_j$
BASE	0	0.108833	0.108833
1	0.108833	0.238491	0.129658
2	0.238491	0.314797	0.076306
3	0.314797	0.370044	0.055247
4	0.370044	0.405579	0.035535
5	0.405579		

Fuente: Propia

Tabla 96:

Cálculo de términos para desplazamiento en dirección Y del bloque D.

TÉRMINOS PARA DESPLAZAMIENTO EN DIRECCIÓN Y					
θ	Nivel	Masa (Tn.s2/m)	Cos (θ)	$\delta_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m_i * \delta_j^2$
37.94 °	1	64.34342	0.788655041	0.025146151	0.762123481
45.61 °	2	59.96084	0.699538631	0.027315964	3.410450084
37.94 °	3	58.82446	0.788655041	0.014762797	5.829336407
37.94 °	4	59.82446	0.788655041	0.009094811	8.191916574
37.94 °	5	44.80834	0.788655041	0.004691537	7.370717653
			$\Sigma=$	0.08101126	25.5645442

Fuente: Propia

- Cálculo del coeficiente de amortiguamiento:

Dirección X:

$$\Sigma C_J = 373.2129033 / 0.090240157$$

$$\Sigma C_J = 4135.774092$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = 8 \longrightarrow C_J = 1033.94 \text{ Tn.s/m}$$

Dirección Y:

$$\Sigma C_J = 960.8781339 / 0.283539411$$

$$\Sigma C_J = 3388.869757$$

$$\# \text{ DE DISIPADORES POR PISO} = 8 \longrightarrow C_J = 423.61 \text{ Tn.s/m}$$

Considerando la influencia de las masas de las azoteas y un factor de seguridad para un correcto comportamiento de la estructura, se tomarán los siguientes coeficientes de seguridad.

$$C_J \text{ XX} = 1050.00 \text{ Tn.s/m}$$

$$C_J \text{ YY} = 450.00 \text{ Tn.s/m}$$

B. Disipador viscoelástico (DVE).

B.1. Disipador viscoelástico para el Bloque A.

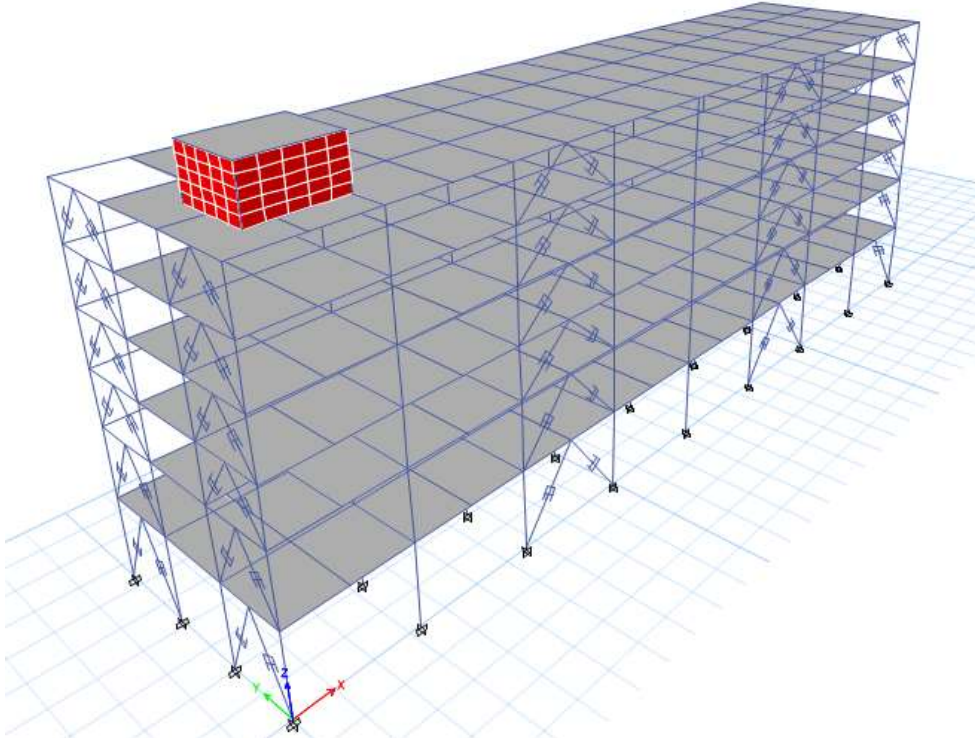


Figura 78: Bloque A modelado con DVE
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

B.1.1. Determinación De La Rigidez Del Disipador

Se calcula la rigidez del disipador mediante la siguiente fórmula:

$$K_d = \frac{2\beta K_e}{(\eta - 2\beta)\alpha_d}$$

Donde:

β = factor de amortiguamiento adicionado (adimensional)

K_e = Rigidez de la estructura sin disipadores (Tn/m)

α_d = Coeficiente de acoplamiento del disipador a la estructura (Cte.)

n = Factor de pérdida e igual a la relación (adimensional):

$$n = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)}$$

$G''(\omega)$ = Modulo de pérdida de corte del material.

$G'(\omega)$ = Modulo de almacenamiento de corte del material.

Los módulos $G''(\omega)$ Y $G'(\omega)$ son dependientes de la frecuencia ω y de la temperatura del medio ambiente, representando una pérdida de rigidez del disipador y cantidad de energía disipada por el dispositivo. Soong & Dargush (1997) a partir de varios ensayos en campo y laboratorio producen una escala logarítmica para estimar los módulos.

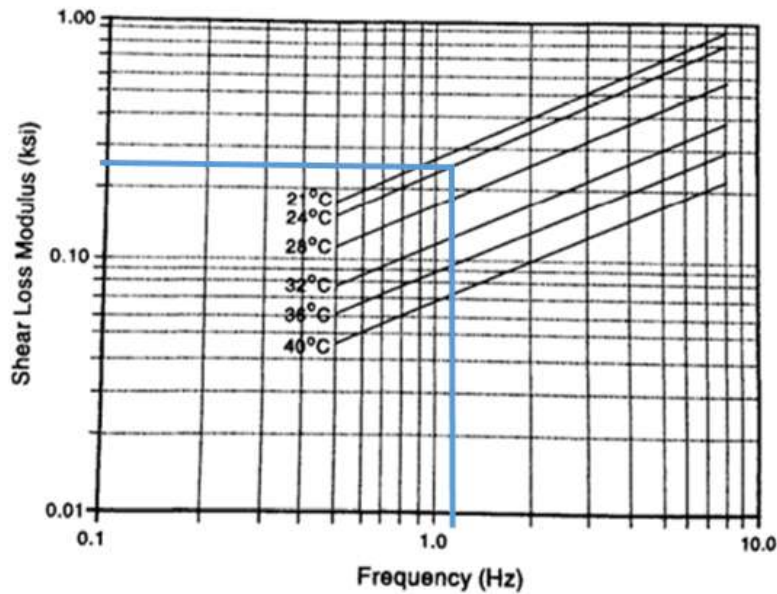


Figura 79: G'' (Módulo de pérdida de corte)
Fuente: Soong & Dargush (1997)

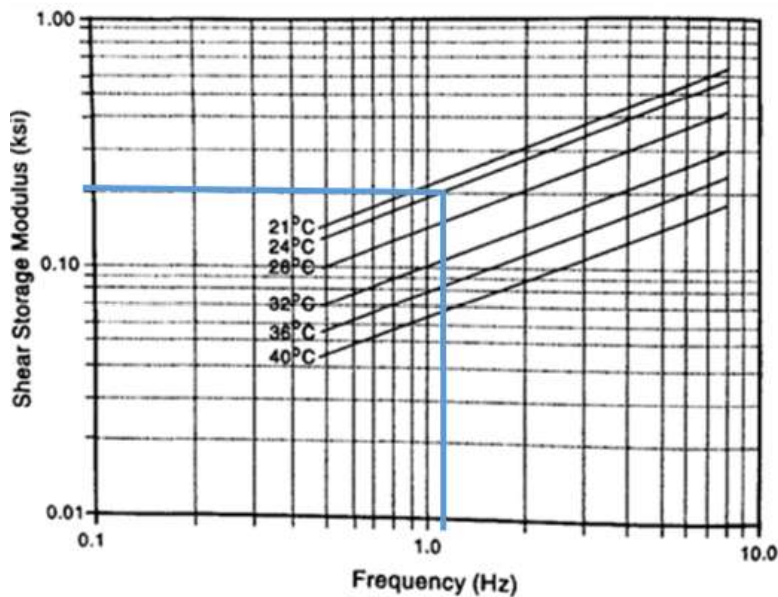


Figura 80: G' (Módulo de almacenamiento de corte)
Fuente: Soong & Dargush (1997)

Considerando una temperatura aproximada para la ciudad de Chiclayo de 24°C y una frecuencia dominante del sistema calculado como la inversa del periodo fundamental, calculamos los módulos de almacenamiento y pérdida de corte. $f = \frac{1}{T}$

Donde:

f = Frecuencia cíclica (Hz)

T = Periodo del primer modo de vibración (seg.)

$T = 0.821$ seg

Reemplazando:

$F = 1.218$ Hz

De las figuras 81 y 82 obtenemos:

$G''(\omega) = 0.265$ Ksi=186.70 Tn/m²

$G'(\omega) = 0.205$ Ksi=144.43 Tn/m²

Entonces, el factor de pérdida es igual a:

$n = 1.29$

Después se procede a calcular la rigidez lateral por piso de la estructura, mediante la fórmula:

$$K = \omega^2 m \longleftarrow \omega = \frac{2\pi}{T}$$

Donde:

ω = Frecuencia natural (rad/seg)

m = masa total de la estructura (Tn.s²/m)

$K = K_e$ = Rigidez de la estructura sin disipadores (Tn/m)

T = Periodo del primer modo de vibración (seg.)

Entonces:

$W = 2 * \pi * 1 / T = 7.653088072$

Tabla 97:
Masas del Bloque A.

	MASAS
PISOS	m (Tn.s ² /m)
PISO 1	75.83
PISO 2	65.13
PISO 3	62.49
PISO 4	62.29
PISO 5	62.29
PISO 6	45.41
m	= 373.44 Tn.s ² /m

Fuente: Propia

Tabla 98:
Rigidez del DVE en el Bloque A.

RIGIDEZ DE LOS DISIPADORES VISCOELÁSTICOS							
m (Tn.s ² /m)	Ke (Tn/m)	n	α_d	β	$2\beta Ke$	$(n-2\beta)\alpha_d$	ΣKd
373.44	21872.35	1.29	0.566	1.10	48119 Tn/m	0.5135	93701 Tn/m

Fuente: Propia

DE DISIPADORES POR PISO=16



KD = 5856.29 Tn.s/m

B.1.2. Área del disipador viscoelástico.

Considerando que el disipador empleado será fabricado con dos capas de material. El espesor de cada capa de material viscoelástico oscila, normalmente, entre 0.3"-0.4". De acuerdo a Ingenieros entendidos en la materia, se puede considerar un espesor de 0.0157 m (2 capas de material viscoelástico).

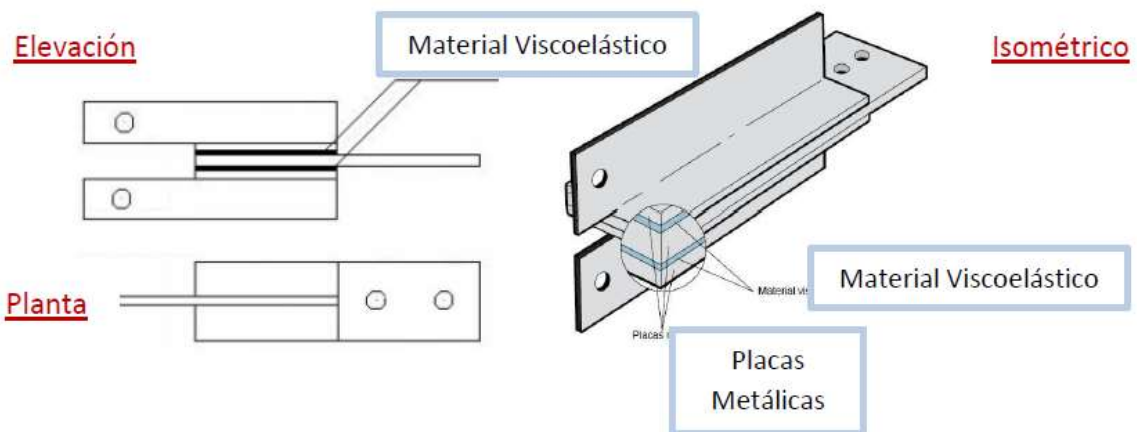


Figura 81: Partes del disipador viscoelástico
Fuente: Propia

Calculamos el área del disipador viscoelástico con la siguiente formula:

$$A = \frac{K_d * h}{G'(\omega)}$$

Dónde: h = Espesor del disipador

Entonces:

Tabla 99:
Área del DVE en el Bloque A.

ÁREA DEL DISIPADOR			
Kd	h	G'(ω)	A
5856 Tn/m	0.0157 m	144.431	0.64 m ²

Fuente: Propia

B.1.3. Cálculo del coeficiente de amortiguamiento.

El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Cd) se determinará con la siguiente formula:

$$C_d = \frac{A * G''(\omega)}{\left(\frac{2\pi}{T_1}\right) * h}$$

Donde:

Cd = Coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente.

T1 = T= Periodo del primer modo de vibración (seg.)

Entonces:

Tabla 100:

Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque A.

DIRECCIÓN X					
	ω	h	$G''(\omega)$	A	Cd
PISO 1	7.653 seg.	0.0157 m	186.703	0.64 m ²	989.19 Tn.s/m

Fuente: Propia

Coeficiente de amortiguamiento a considerar.

CJ =1000.00 Tn.s/m

B.2. Disipador Viscoelástico Para El Bloque B.

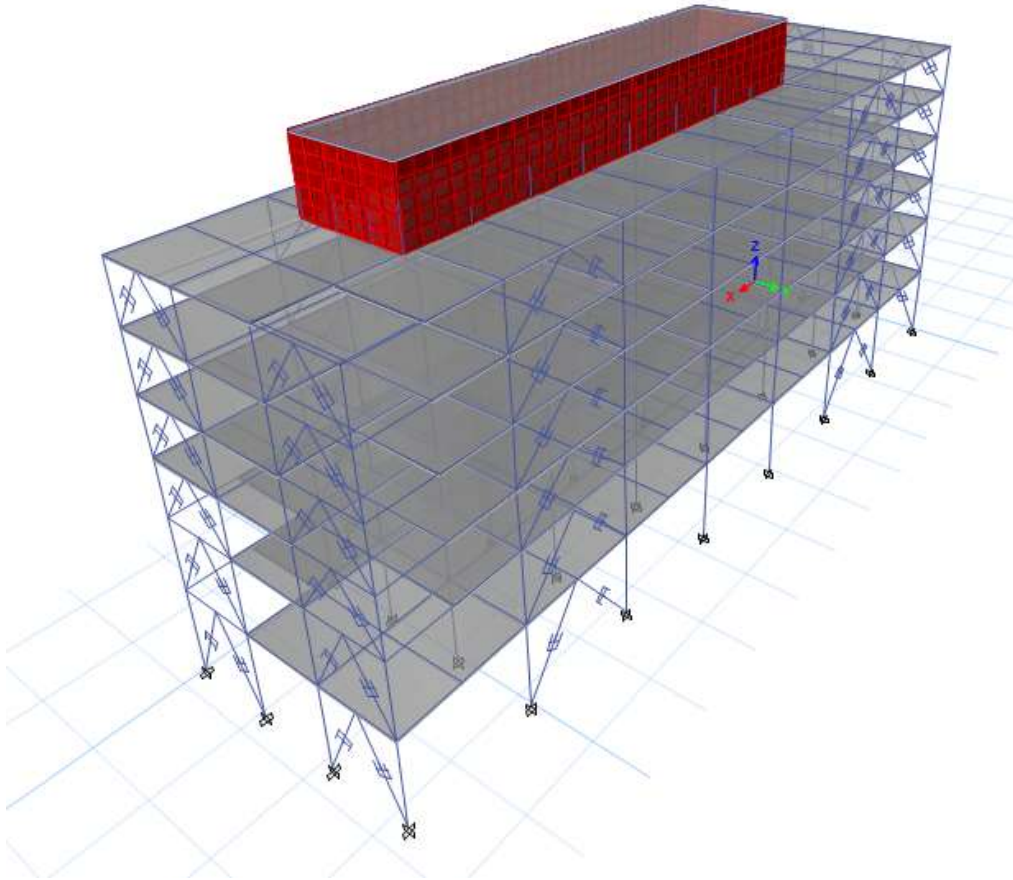


Figura 82: Bloque B modelado con DVE

Fuente: Etabs V. 16.2.0.

B.2.1. Determinación de la rigidez del disipador

Se calcula la rigidez del disipador mediante la siguiente fórmula:

$$K_d = \frac{2\beta K_e}{(\eta - 2\beta)\alpha_d}$$

Donde el factor de pérdida n se calcula mediante la siguiente relación:

$$n = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)}$$

De acuerdo a lo explicado líneas arriba, los módulos $G''(\omega)$ Y $G'(\omega)$ se determinan mediante las escalas de Soong & Dargush.

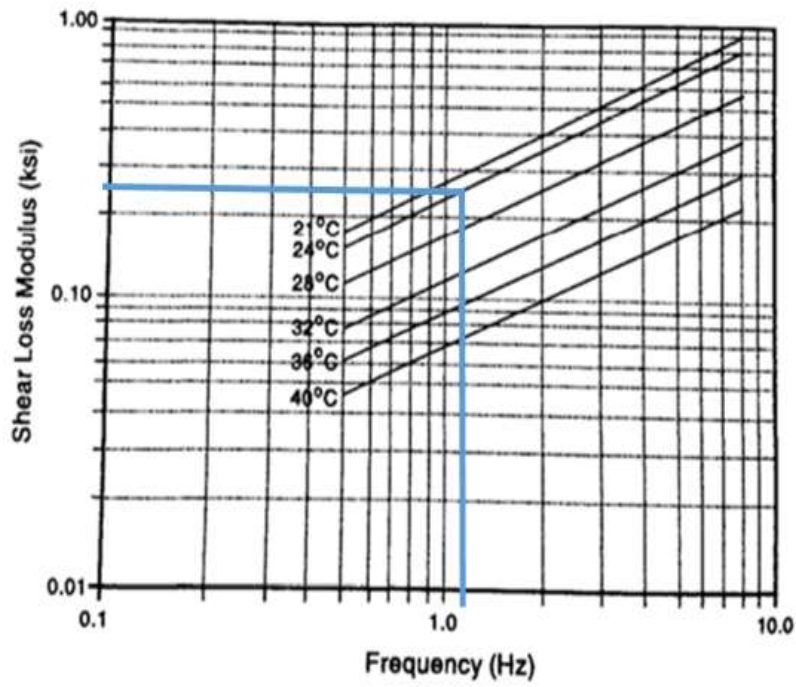


Figura 83: G'' (Módulo de pérdida de corte)
 Fuente: Soong & Dargush (1997)

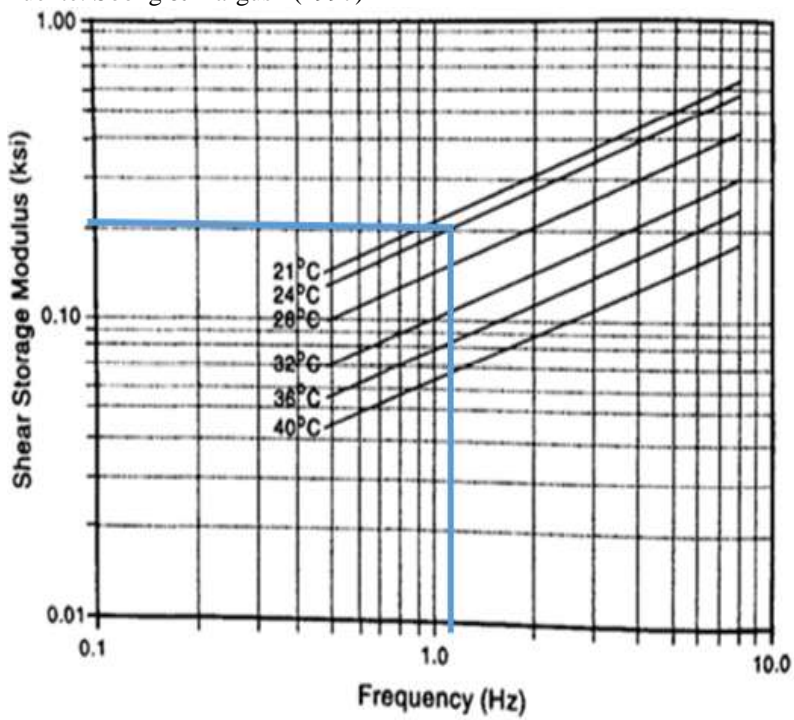


Figura 84: G' (Módulo de almacenamiento de corte)
 Fuente: Soong & Dargush (1997)

Calculando la frecuencia cíclica de acuerdo al periodo del primer modo de vibración:

$$f = \frac{1}{T}$$

T = 0.855 seg, reemplazando:

$$f = 1.170 \text{ Hz}$$

De acuerdo a las escalas de Soong & Dargush:

$$G''(\omega) = 0.250 \text{ Ksi} = 176.14 \text{ Tn/m}^2$$

$$G'(\omega) = 0.195 \text{ Ksi} = 137.39 \text{ Tn/m}^2$$

$$n = 1.28$$

Después se procede a calcular la rigidez lateral por piso de la estructura, mediante la fórmula:

$$K = \omega^2 m \quad \leftarrow \quad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

Entonces:

$$W = 2 * \pi * 1 / T = 7.348754745$$

Tabla 101:
Masas del Bloque B.

MASAS	
PISOS	m (Tn.s2/m)
PISO 1	62.32
PISO 2	56.99
PISO 3	55.08
PISO 4	54.91
PISO 5	54.91
PISO 6	46.39
m = 330.59 Tn.s2/m	

Fuente: Propia

Tabla 102:
Rigidez del DVE en el Bloque B.

RIGIDEZ DE LOS DISIPADORES VISCOELÁSTICOS							
m (Tn.s2/m)	Ke (Tn/m)	n	α_d	β	$2\beta Ke$	$(n-2\beta)\alpha_d$	ΣKd
330.59	17853.35	1.28	0.566	1.17	41777 Tn/m	0.5988	69768 Tn/m

Fuente: Propia

DE DISIPADORES POR PISO=16



$$KD = 4360.48 \text{ Tn.s/m}$$

B.2.2. Área Del Disipador Viscoelástico.

Calculamos el área del disipador viscoelástico con la siguiente formula:

$$A = \frac{K_d * h}{G'(\omega)}$$

Entonces:

Tabla 103:

Área del DVE en el Bloque B.

ÁREA DEL DISIPADOR			
Kd	h	G'(ω)	A
4360 Tn/m	0.0157 m	137.385	0.50 m2

Fuente: Propia

B.2.3. Cálculo Del Coeficiente De Amortiguamiento.

El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Cd) se determinará con

la siguiente formula:

$$C_d = \frac{A * G''(\omega)}{\left(\frac{2\pi}{T_1}\right) * h}$$

Reemplazando valores:

Tabla 104:

Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque B.

DIRECCIÓN X					
	ω	h	G'(ω)	A	Cd
PISO 1	7.349 seg.	0.0157 m	176.135	0.50 m2	760.72 Tn.s/m

Fuente: Propia

Coeficiente de amortiguamiento a considerar.

$$C_J = 770.00 \text{ Tn. s/m}$$

B.3. Disipador Viscoelástico Para El Bloque C.

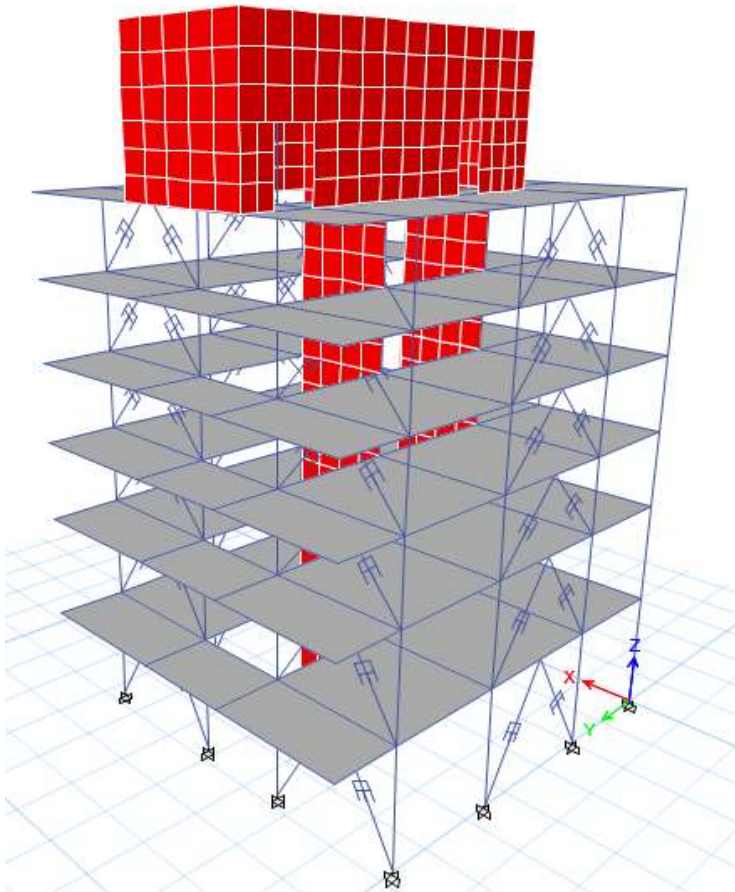


Figura 85: Bloque C modelado con DVE
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

B.3.1. Determinación De La Rigidez Del Disipador

Se calcula la rigidez del disipador mediante la siguiente fórmula:

$$K_d = \frac{2\beta K_e}{(\eta - 2\beta)\alpha_d}$$

Donde el factor de pérdida n se calcula mediante la siguiente relación:

$$n = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)}$$

De acuerdo a lo explicado líneas arriba, los módulos $G''(\omega)$ Y $G'(\omega)$ se determinan mediante las escalas de Soong & Dargush.

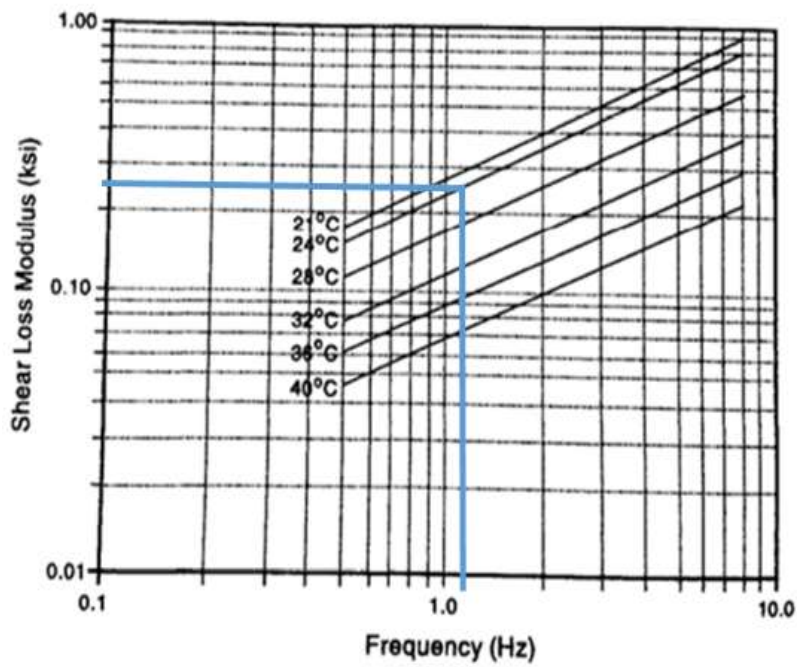


Figura 86: G'' (Módulo de pérdida de corte)
 Fuente: Soong & Dargush (1997)

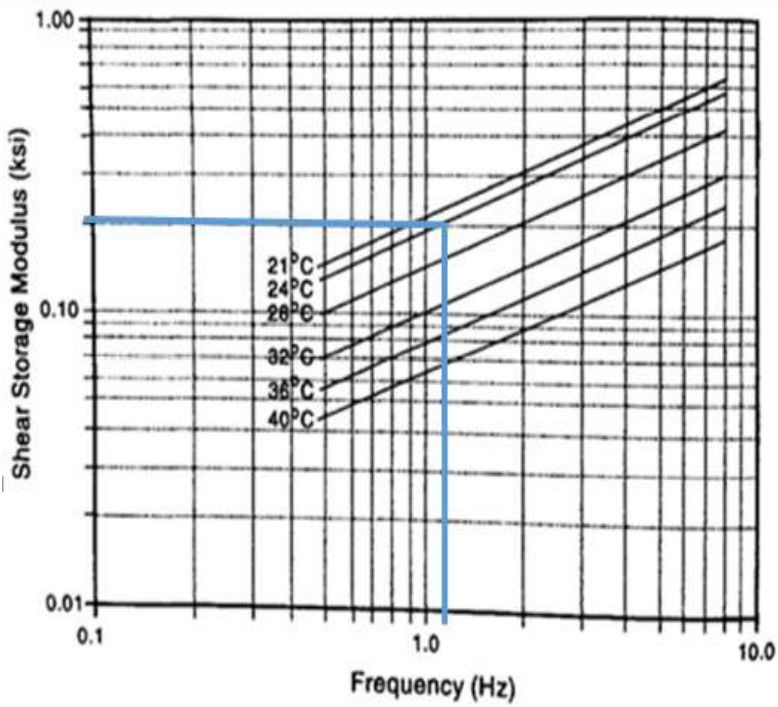


Figura 87: G' (Módulo de almacenamiento de corte)
 Fuente: Soong & Dargush (1997)

Calculando la frecuencia cíclica de acuerdo al periodo del primer modo de vibración:

$$f = \frac{1}{T}$$

T = 0.832 seg, reemplazando:

$$f = 1.202 \text{ Hz}$$

De acuerdo a las escalas de Soong & Dargush:

$$G''(\omega) = 0.260 \text{ Ksi} = 183.18 \text{ Tn/m}^2$$

$$G'(\omega) = 0.200 \text{ Ksi} = 140.91 \text{ Tn/m}^2$$

$$n = 1.30$$

Después se procede a calcular la rigidez lateral por piso de la estructura, mediante la fórmula:

$$K = \omega^2 m \quad \leftarrow \quad \omega = \frac{2\pi}{T}$$

$$\text{Entonces: } W = 2 * \pi * 1 / T = 7.551905417$$

Tabla 105:
Masas del Bloque C.

MASAS	
PISOS	m (Tn.s2/m)
PISO 1	19.76
PISO 2	18.45
PISO 3	17.88
PISO 4	17.83
PISO 5	17.83
PISO 6	14.48
m =	106.25 Tn.s2/m

Fuente: Propia

Tabla 106:
Rigidez del DVE en el Bloque C.

RIGIDEZ DE LOS DISIPADORES VISCOELÁSTICOS							
m (Tn.s2/m)	Ke (Tn/m)	n	α_d	β	$2\beta Ke$	$(n-2\beta)\alpha_d$	ΣKd
106.25	6059.45	1.30	0.566	1.20	14543 Tn/m	0.6226	23358 Tn/m

Fuente: Propia

DE DISIPADORES POR PISO=8



$$KD = 2919.75 \text{ Tn.s/m}$$

B.3.2. Área Del Disipador Viscoelástico.

Calculamos el área del disipador viscoelástico con la siguiente formula:

$$A = \frac{K_d * h}{G'(\omega)}$$

Entonces:

Tabla 107:

Área del DVE en el Bloque C.

ÁREA DEL DISIPADOR			
Kd	h	G'(ω)	A
2920 Tn/m	0.0157 m	140.908	0.33 m2

Fuente: Propia

B.3.3. Cálculo Del Coeficiente De Amortiguamiento.

El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Cd) se determinará con la siguiente formula:

$$C_d = \frac{A * G''(\omega)}{\left(\frac{2\pi}{T_1}\right) * h}$$

Entonces:

Tabla 108:

Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque C.

DIRECCIÓN X					
	ω	h	G''(ω)	A	Cd
PISO 1	7.552 seg.	0.0157 m	183.180	0.33 m2	502.61 Tn.s/m

Fuente: Propia

Coeficiente de amortiguamiento a considerar.

CJ =500.00 Tn.s/m

B.4. Disipador Viscoelástico Para El Bloque D.

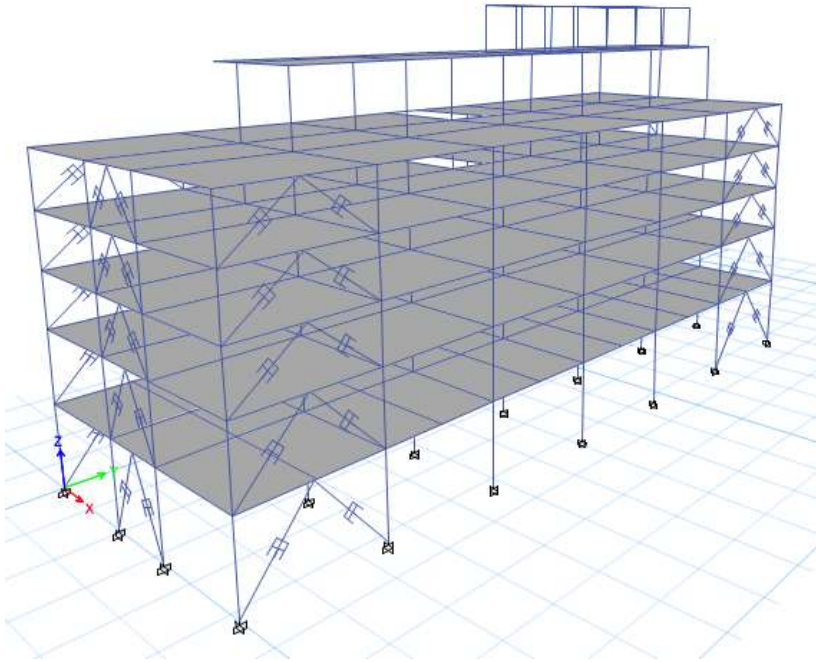


Figura 88: Bloque D modelado con DVE
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

B.4.1. Determinación De La Rigidez Del Disipador

Se calcula la rigidez del disipador mediante la siguiente fórmula:

$$K_d = \frac{2\beta K_e}{(\eta - 2\beta)\alpha_d}$$

Donde el factor de pérdida n se calcula mediante la siguiente relación:

$$n = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)}$$

De acuerdo a lo explicado líneas arriba, los módulos $G''(\omega)$ Y $G'(\omega)$ se determinan mediante las escalas de Soong & Dargush.

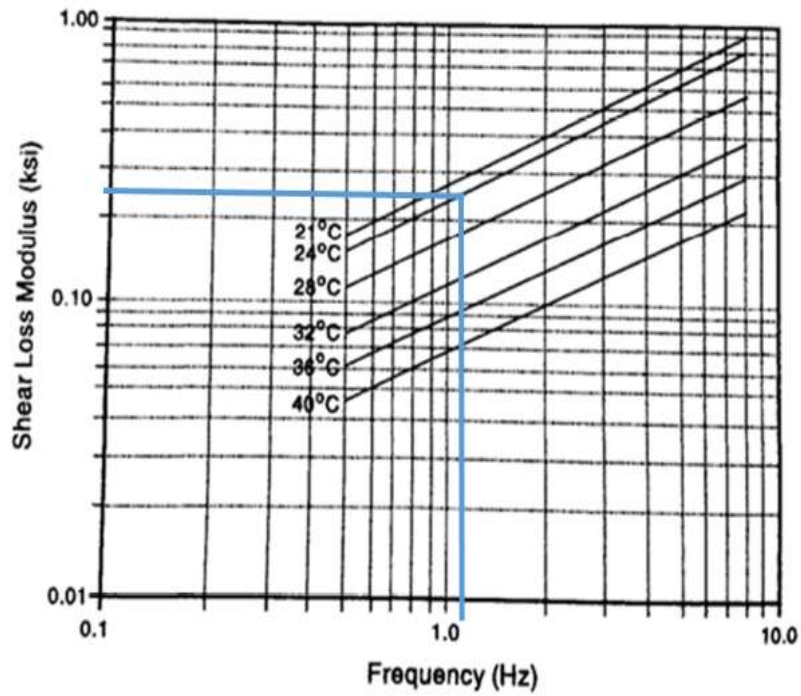


Figura 89: G'' (Módulo de pérdida de corte)
Fuente: Soong & Dargush (1997)

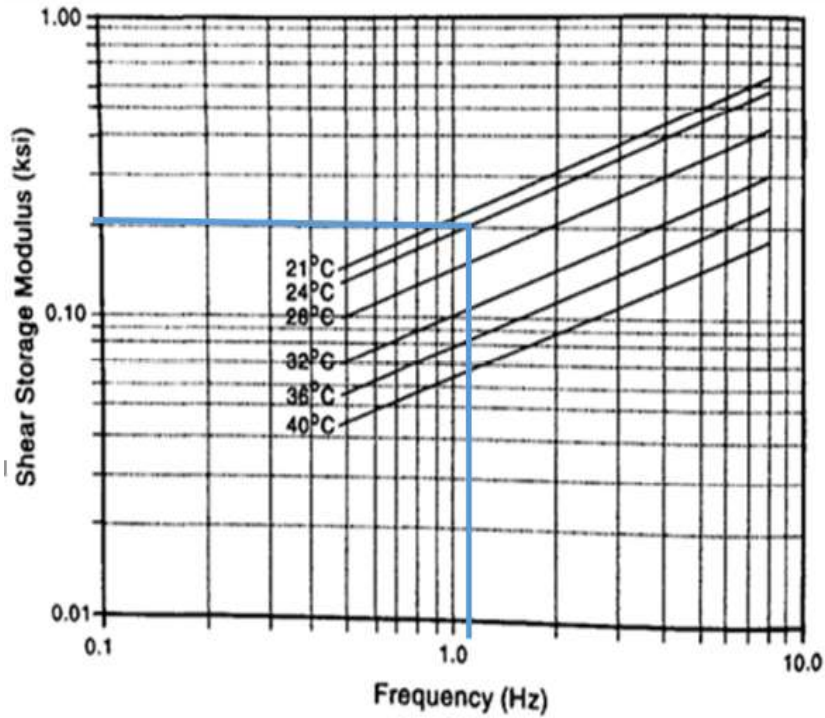


Figura 90: G' (Módulo de almacenamiento de corte)
Fuente: Soong & Dargush (1997)

Calculando la frecuencia cíclica de acuerdo al periodo del primer modo de vibración:

$$f = \frac{1}{T}$$

T = 0.891 seg, reemplazando:

$$f = 1.122 \text{ Hz}$$

De acuerdo a las escalas de Soong & Dargush:

$$G''(\omega) = 0.240 \text{ Ksi} = 169.09 \text{ Tn/m}^2$$

$$G'(\omega) = 0.190 \text{ Ksi} = 133.86 \text{ Tn/m}^2$$

$$n = 1.26$$

Después se procede a calcular la rigidez lateral por piso de la estructura, mediante la fórmula:

$$K = \omega^2 m \quad \omega \leftarrow \frac{2\pi}{T}$$

$$\text{Entonces: } W = 2 * \pi * 1 / T = 7.051835362$$

Tabla 109:
Masas del Bloque D.

MASAS	
PISOS	m (Tn.s2/m)
PISO 1	64.34
PISO 2	59.96
PISO 3	58.82
PISO 4	58.82
PISO 5	44.81
m =	286.76 Tn.s2/m

Fuente: Propia

Tabla 110:
Rigidez del DVE en el Bloque D.

RIGIDEZ DE LOS DISIPADORES VISCOELÁSTICOS							
m (Tn.s2/m)	Ke (Tn/m)	n	α_d	β	$2\beta Ke$	$(n-2\beta)\alpha_d$	ΣKd
286.76	14260.19	1.26	0.566	1.35	38503 Tn/m	0.8133	47344 Tn/m

Fuente: Propia

DE DISIPADORES POR PISO=12



$$KD = 3945.32 \text{ Tn.s/m}$$

B.4.2. Área Del Disipador Viscoelástico.

Calculamos el área del disipador viscoelástico con la siguiente formula:

$$A = \frac{K_d * h}{G'(\omega)}$$

Entonces:

Tabla 111:

Área del DVE en el Bloque 4.

ÁREA DEL DISIPADOR			
Kd	h	G'(ω)	A
3945 Tn/m	0.0157 m	133.863	0.46 m2

Fuente: Propia

B.4.3. Cálculo Del Coeficiente De Amortiguamiento.

El coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente (Cd) se determinará con la siguiente formula:

$$C_d = \frac{A * G''(\omega)}{\left(\frac{2\pi}{T_1}\right) * h}$$

Entonces:

Tabla 112:

Coeficiente de amortiguamiento del DVE en el Bloque D.

DIRECCIÓN X					
	ω	h	G''(ω)	A	Cd
PISO 1	7.052 seg.	0.0157 m	169.090	0.46 m2	706.70 Tn.s/m

Fuente: Propia

Coeficiente de amortiguamiento a considerar.

$$CJ = 770.00 \text{ Tn.s/m}$$

C. Disipador Por Fricción (DF).

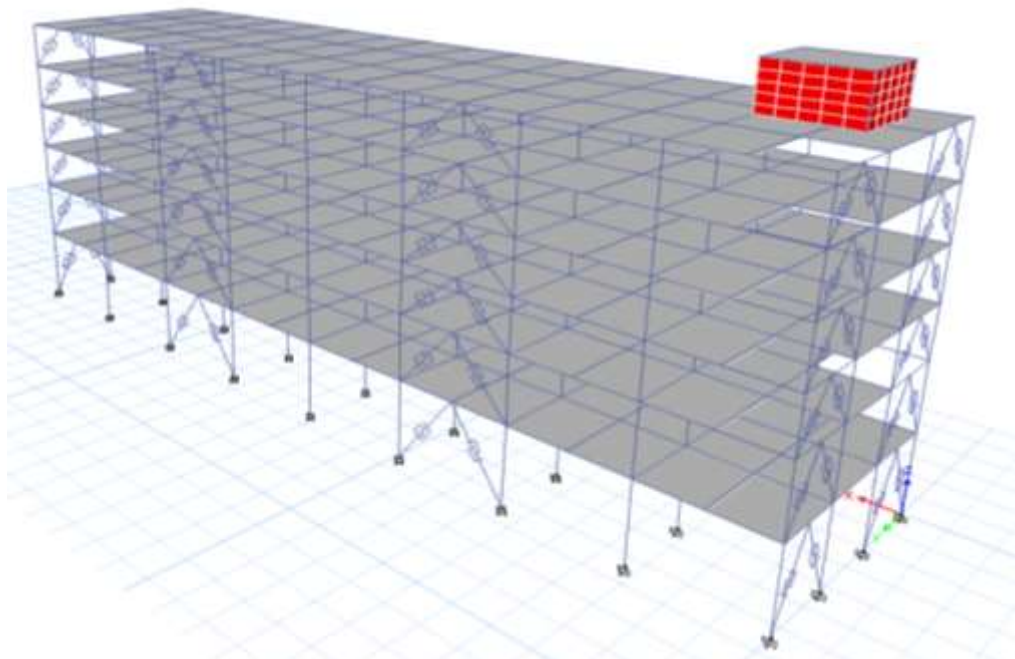


Figura 91: Bloque A modelado con DF
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

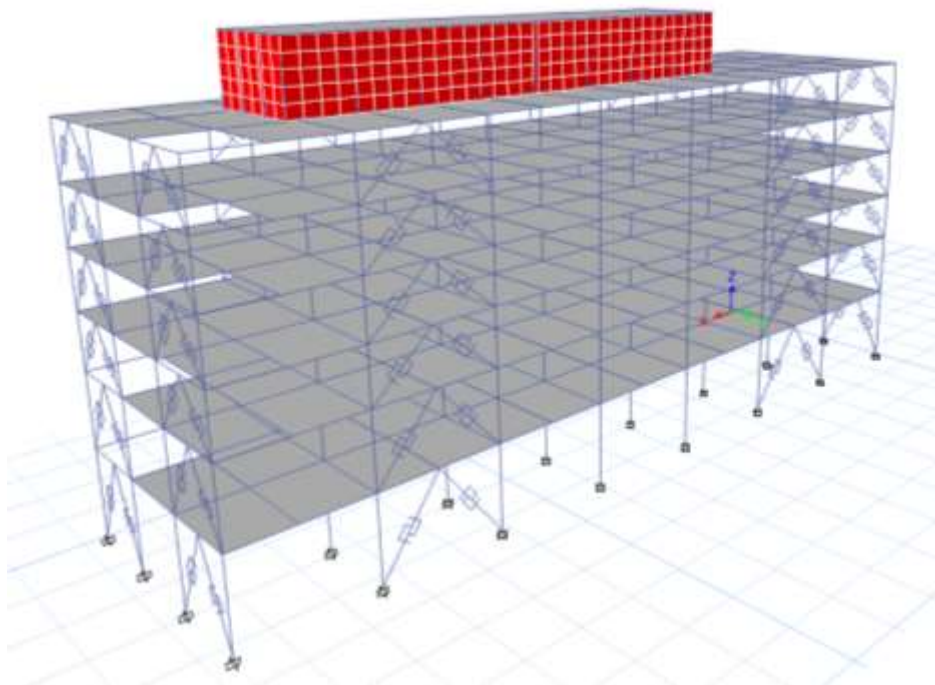


Figura 92: Bloque B modelado con DF
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

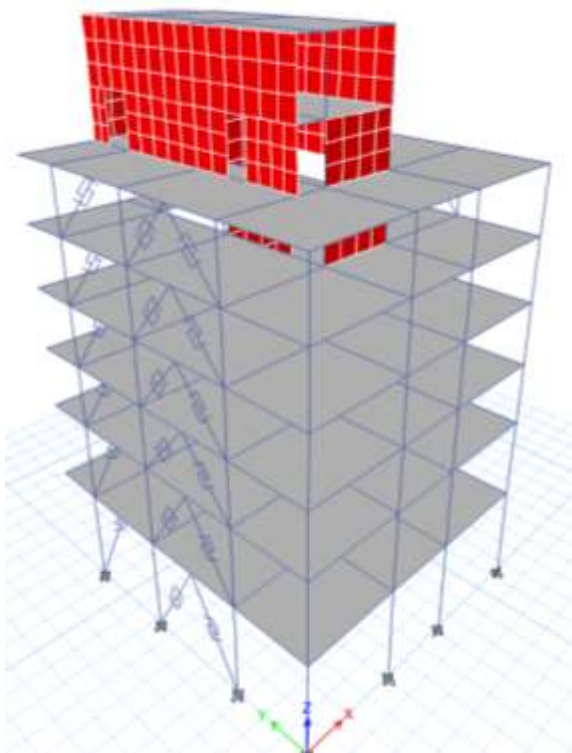


Figura 93: Bloque C modelado con DF
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

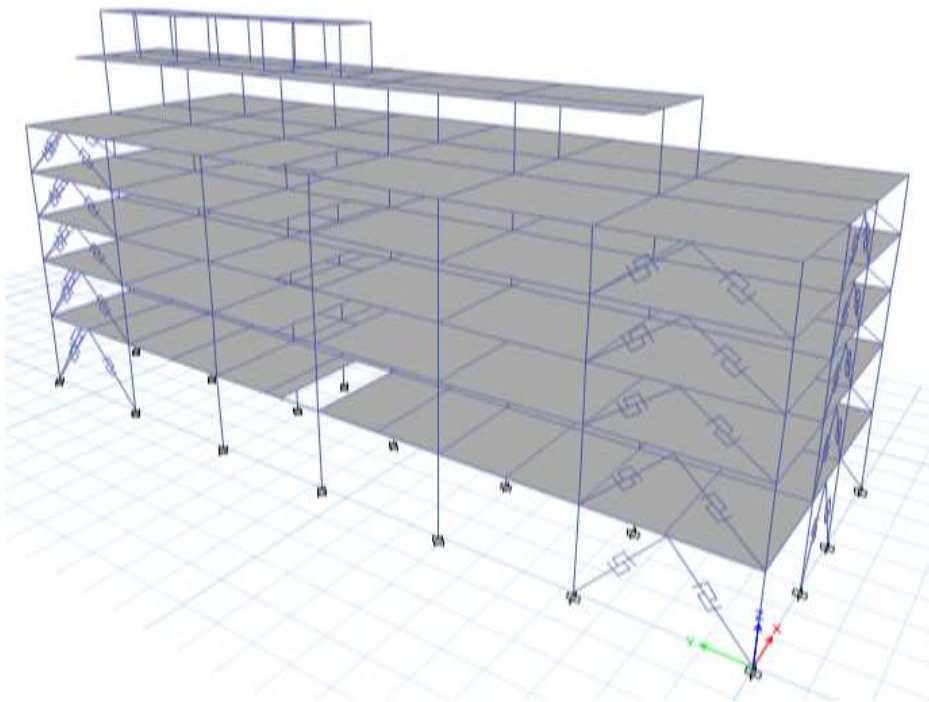


Figura 94: Bloque D modelado con DF
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

C.1. Fuerza de deslizamiento

La fuerza de deslizamiento del disipador de fricción es aquella con la que se inicia la disipación de energía. Determinamos la fuerza de deslizamiento, utilizando la siguiente relación:

$$P_y = \frac{C_j * 2\pi^2 * d_0}{4\alpha_d * T_1}$$

C_j es el radio de amortiguamiento lineal viscoso bajo condiciones elásticas:

$$\text{Adoptamos: } C_j = 5$$

d_0 es el máximo desplazamiento de diseño del disipador, obtenido de los modelos comerciales propuestos por la empresa Quaketek:

$$\text{Adoptamos: } d_0 = 0.175$$

α_d es el coeficiente de sujeción de ensamblaje del disipador. Se asume un valor estándar para este tipo de disipador propuesto por el Dr. Genner Villarreal.

$$\text{Adoptamos: } \alpha_d = 0.566$$

La siguiente tabla muestra el periodo del primer periodo de vibración de todos los bloques:

Tabla 113:

Periodos Fundamentales.

	BLOCK-A	BLOCK-B	BLOCK-C	BLOCK-D
T1=	0.821	0.855	0.832	0.891

Fuente: Propia

Reemplazando en la ecuación inicial obtenemos P_y :

Tabla 114:

Fuerzas de deslizamiento.

	BLOCK-A	BLOCK-B	BLOCK-C	BLOCK-D
P_y (tn) =	9.292192847	8.922678746	9.169339336	8.562166473

Fuente: Propia

C.2. Rigidez del disipador

Luego, calculamos la rigidez del disipador con la siguiente expresión:

$$K_d = AE/L$$

Esta ecuación es usada por la empresa Quaketek especializada en diseño de disipadores de fricción, además de encontrarse en la literatura especializada en el tema.

C.3. Coeficiente de amortiguamiento

Posteriormente, determinamos el coeficiente de amortiguamiento usando el periodo del primer modo de vibración (T_1), el máximo desplazamiento del disipador (d_0) y la fuerza de deslizamiento (P_y):

$$C_d = \frac{4P_y d_0 T_1}{2\pi^2 * d_0^2}$$

Se realiza el cálculo para cada bloque:

Tabla 115:

Coefficientes de amortiguamiento del DF.

	BLOCK-A	BLOCK-B	BLOCK-C	BLOCK-D
Cd (t.s/m)=	17.6678	17.6678	17.6678	17.6678
Cd FINAL	8.83	8.83	8.83	8.83

Fuente: Propia

D. Disipador por plastificación de metales (DPM).

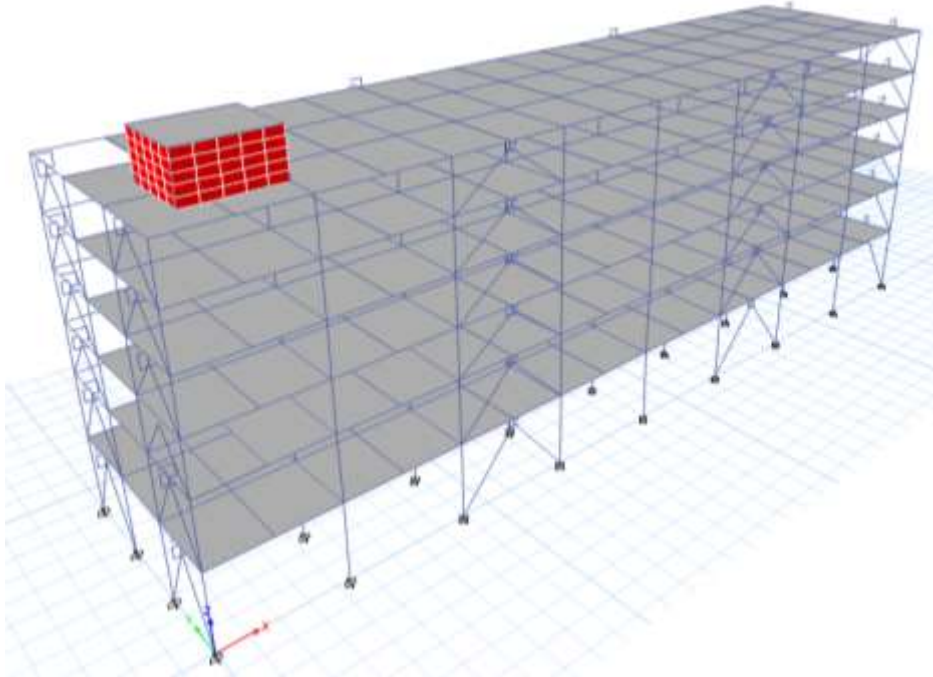


Figura 95: Bloque A modelado con DPM

Fuente: Etabs V. 16.2.0.

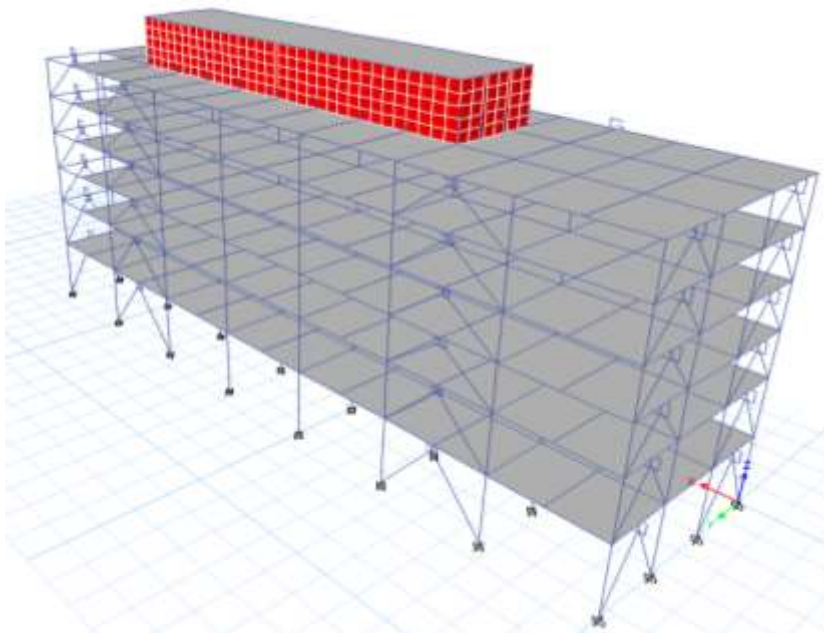


Figura 96: Bloque B modelado con DPM

Fuente: Etabs V. 16.2.0.

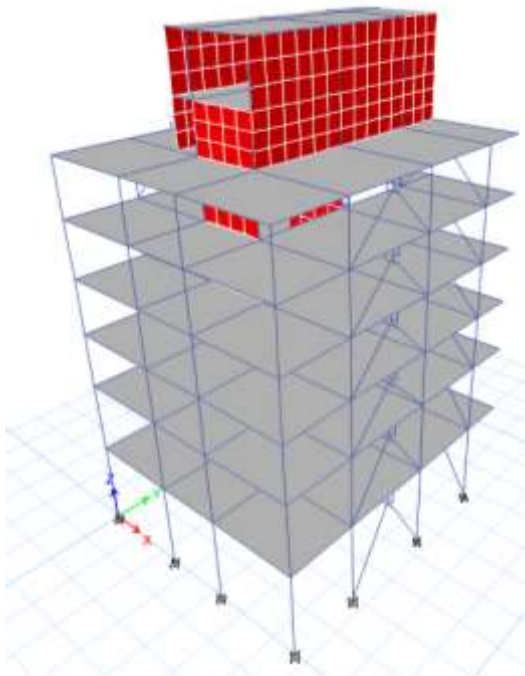


Figura 97: Bloque C modelado con DPM
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

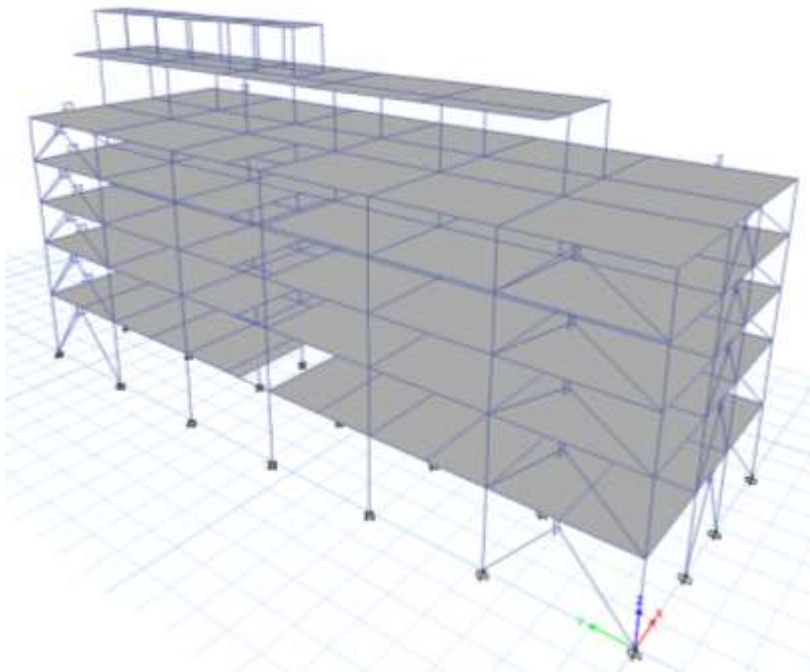


Figura 98: Bloque D modelado con DPM
Fuente: Etabs V. 16.2.0.

D.1. Propiedades mecánicas del acero.

El acero estructural usado en el mercado local e internacional, por los fabricantes, para diseñar los disipadores es el denominado acero A-36. Las propiedades de este material son:

Tabla 116:

Propiedades mecánicas del disipador.

Propiedades mecánicas del disipador ADAS			
Material	σ_y (ksi)	σ_y (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Acero A-36	36	2530	2093000

Fuente: Propia

D.2. Fuerza de fluencia inicial (fy).

Se calcula la fuerza con la que se inicia la fluencia del dispositivo ADAS. Se considera que tanto la fuerza de fluencia como la rigidez elástica inicial calculadas son de una sola placa, por ende, posteriormente se multiplica la fuerza de fluencia por una cantidad variable de placas modificando la rigidez inicial en función de éstas. Así mismo, las dimensiones de las placas se consideran de acuerdo a lo manifestado por el Dr. Arturo Tena y el Dr. Alex Barbat, considerando este último, una altura máxima para los disipadores de 30 cm y un espesor aproximado de 3 cm. Cabe mencionar que todas las fórmulas usadas para calcular la fuerza de fluencia, el desplazamiento de fluencia y las rigideces; dependen únicamente de las propiedades mecánicas y dimensiones del disipador ADAS, por consiguiente, las propiedades de los diferentes bloques no intervienen en el cálculo. La fórmula para hallar la fuerza que inicia la fluencia se muestra a continuación:

$$F_Y = \frac{n\sigma_y t^2 b_{1eq}}{3h}$$

Donde:

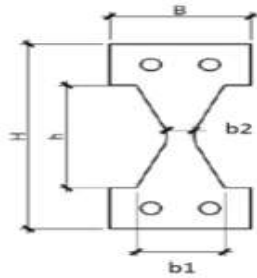
b_{1eq} = Ancho equivalente y se obtiene en función de b_1 y b_2 .

n = número de placas.

σ_y = Esfuerzo de fluencia (Tn/m²).

t = Ancho estándar (m).

Las dimensiones del disipador ADAS dependen de la altura. Para una altura de 0.30m las dimensiones son las siguientes:



$$b_1 = 0.6h = \mathbf{0.18 \text{ m}}$$

$$b_2 = 0.1h = \mathbf{0.03 \text{ m}}$$

$$b_{eq} = 0.5h = \mathbf{0.15 \text{ m}}$$

$$h = \mathbf{0.30 \text{ m}}$$

Entonces:

Tabla 117:

Fuerza de fluencia para el disipador ADAS.

σ_y (Tn/m ²)	b_{eq} (m)	t (m)	h (m)	n	FY (Tn)
25300	0.15 m	0.03 m	0.30 m	1	3.795

Fuente: Propia

D.3. Desplazamiento de fluencia (δ_y).

Mediante la siguiente formula calculamos el desplazamiento de fluencia inicial y posteriormente el desplazamiento último.

$$\Delta_y = \frac{\sigma_y h^2}{2Et}$$

Donde: E = Módulo de elasticidad (Tn/m²).

Tabla 118:

Desplazamiento de fluencia y desplazamiento último.

σ_y (Tn/m ²)	t (m)	h (m)	E (Tn/m ²)	ΔY (m)	$\Delta u = 10 * \Delta y$ (m)
25300	0.03 m	0.30 m	20930000	0.001813187	0.018131868

Fuente: Propia

D. 4. Rigidez elástica inicial del disipador por plastificación:

Con la fuerza y desplazamiento de fluencia obtenidos se procede a calcular la rigidez elástica inicial del disipador para una placa.

$$K_1 = \frac{F_y}{\Delta_y}$$

Donde:

Fy = Fuerza de fluencia (Tn), Δy = Desplazamiento de fluencia inicial (m),

K1 = Rigidez elástica inicial (Tn/m).

Tabla 119:
Rigidez inicial del dissipador ADAS.

Fy (Tn)	ΔY (m)	K1 (Tn/m)
3.795	0.0018132 m	2093.00

Fuente: Propia

D. 5. Rigidez post-fluencia

Para la rigidez post-fluencia se considera un porcentaje de la rigidez elástica inicial calculada anteriormente. El porcentaje, representado por α , será de acuerdo a lo recomendado por el Dr. Genner Villarreal para este tipo de dissipadores.

Tabla 120:
Rigidez post-fluencia del dissipador ADAS.

α	K1 (Tn/m)	K2 (Tn/m)
0.025	2093.00	52.33

Fuente: Propia

D.6. Propiedades finales del dissipador.

Los resultados anteriores representan las propiedades de rigidez de una placa que formará parte del dissipador ADAS, pero el dissipador estará formado por una cantidad variable de placas. En la siguiente tabla se presenta el resumen de las propiedades de acuerdo al número de placas.

Tabla 121:
Propiedades finales del dissipador.

n	FY (Tn)	ΔY (m)	$\Delta u=10*\Delta y(m)$	K1 (Tn/m)	K2 (Tn/m)
1	3.795	0.001813187	0.018131868	2093.00	52.33
2	7.59	0.001813187	0.018131868	4186.00	104.65
3	11.385	0.001813187	0.018131868	6279.00	156.98
4	15.18	0.001813187	0.018131868	8372.00	209.30
5	18.975	0.001813187	0.018131868	10465.00	261.63
6	22.77	0.001813187	0.018131868	12558.00	313.95
7	26.565	0.001813187	0.018131868	14651.00	366.28
8	30.36	0.001813187	0.018131868	16744.00	418.60
9	34.155	0.001813187	0.018131868	18837.00	470.93
10	37.95	0.001813187	0.018131868	20930.00	523.25

Fuente: Propia

2.5.2.7. Respuesta de la estructura con disipadores:

2.5.2.7.1. Reducción de derivas: Se verificará si las derivas en el edificio realmente cumplen con lo solicitado en la norma E 0.30 es decir que sean menores al valor de 7‰.

Las siguientes tablas muestran las derivas obtenidas en cada uno de los bloques con los 4 tipos de disipadores de energía ubicados en los ejes XX y YY tal como se mostró en el capítulo anterior con las correspondientes propiedades para cada bloque.

Tabla 122.

Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE A

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE A XX						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00708	0.00059	0.00423	0.00380	0.00182	0.007
5	0.01407	0.00181	0.00836	0.00774	0.00438	0.007
4	0.02086	0.00348	0.01237	0.01173	0.00724	0.007
3	0.02457	0.00507	0.01480	0.01407	0.01020	0.007
2	0.02802	0.00681	0.01728	0.01592	0.01529	0.007
1	0.02150	0.00587	0.01378	0.01269	0.01476	0.007

Fuente: Propia

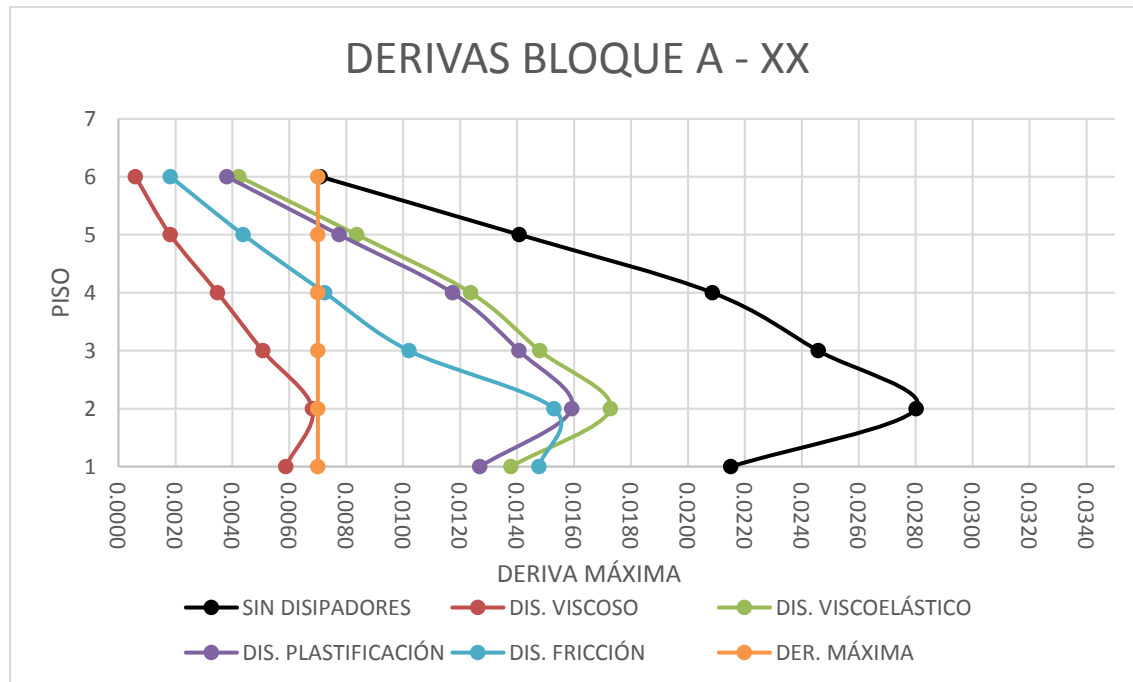


Figura 99: Derivas del bloque A con disipadores en dirección XX

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 123.

Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE A

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE A YY						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00634	0.00199	0.00444	0.00539	0.00413	0.007
5	0.01085	0.00382	0.00742	0.00864	0.00659	0.007
4	0.01532	0.00592	0.01046	0.01210	0.00912	0.007
3	0.01859	0.00777	0.01281	0.01476	0.01173	0.007
2	0.01975	0.00889	0.01394	0.01492	0.01457	0.007
1	0.01425	0.00675	0.01030	0.01079	0.01188	0.007

Fuente: Propia

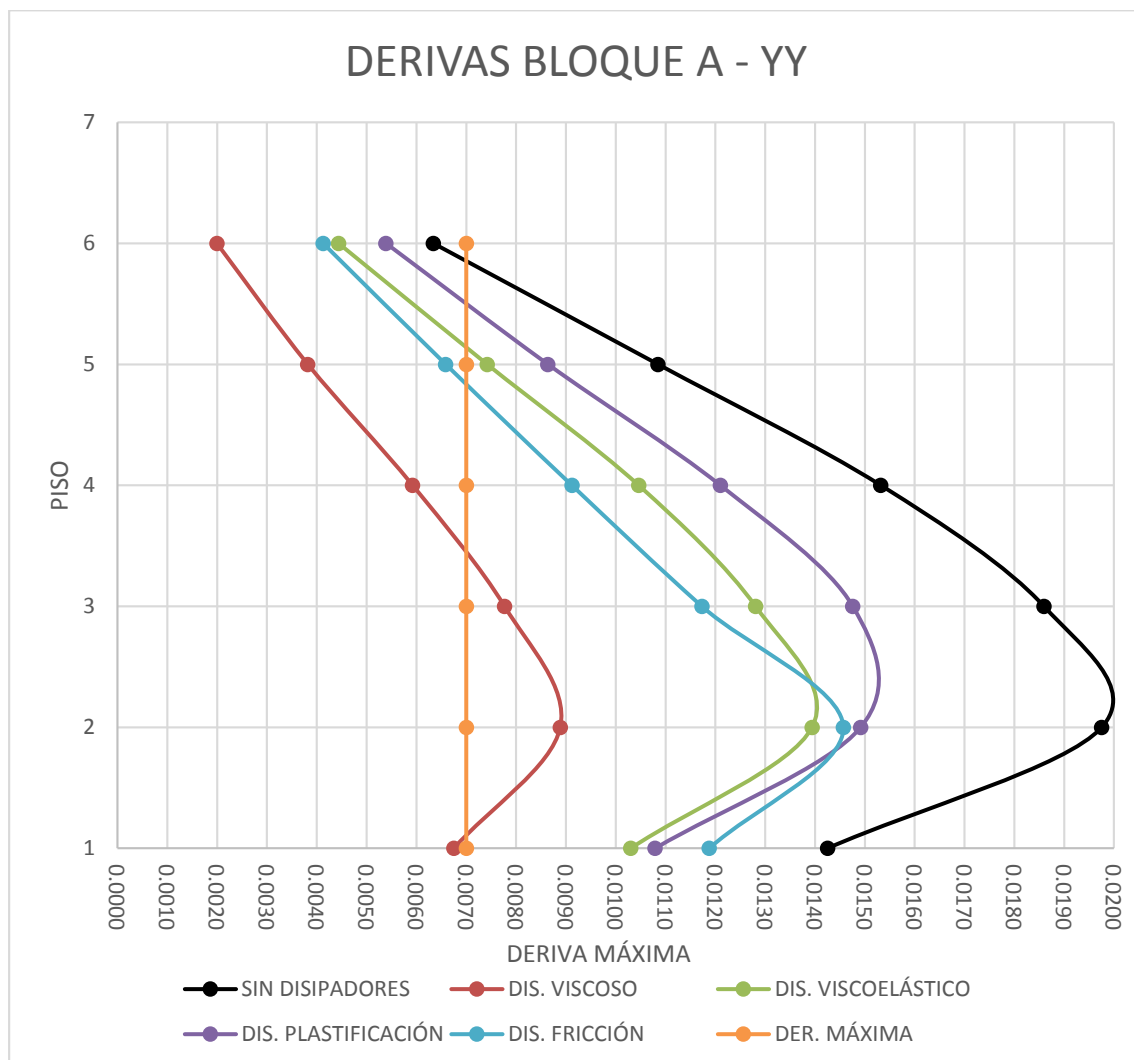


Figura 100: Derivas del bloque A con disipadores en dirección YY

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 124.

Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE B

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE B XX						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00883	0.00081	0.00481	0.00418	0.00212	0.007
5	0.01659	0.00216	0.00899	0.00797	0.00419	0.007
4	0.02353	0.00395	0.01275	0.01142	0.00675	0.007
3	0.02697	0.00568	0.01482	0.01323	0.00941	0.007
2	0.03005	0.00760	0.01682	0.01456	0.01424	0.007
1	0.02262	0.00651	0.01308	0.01141	0.01388	0.007

Fuente: Propia

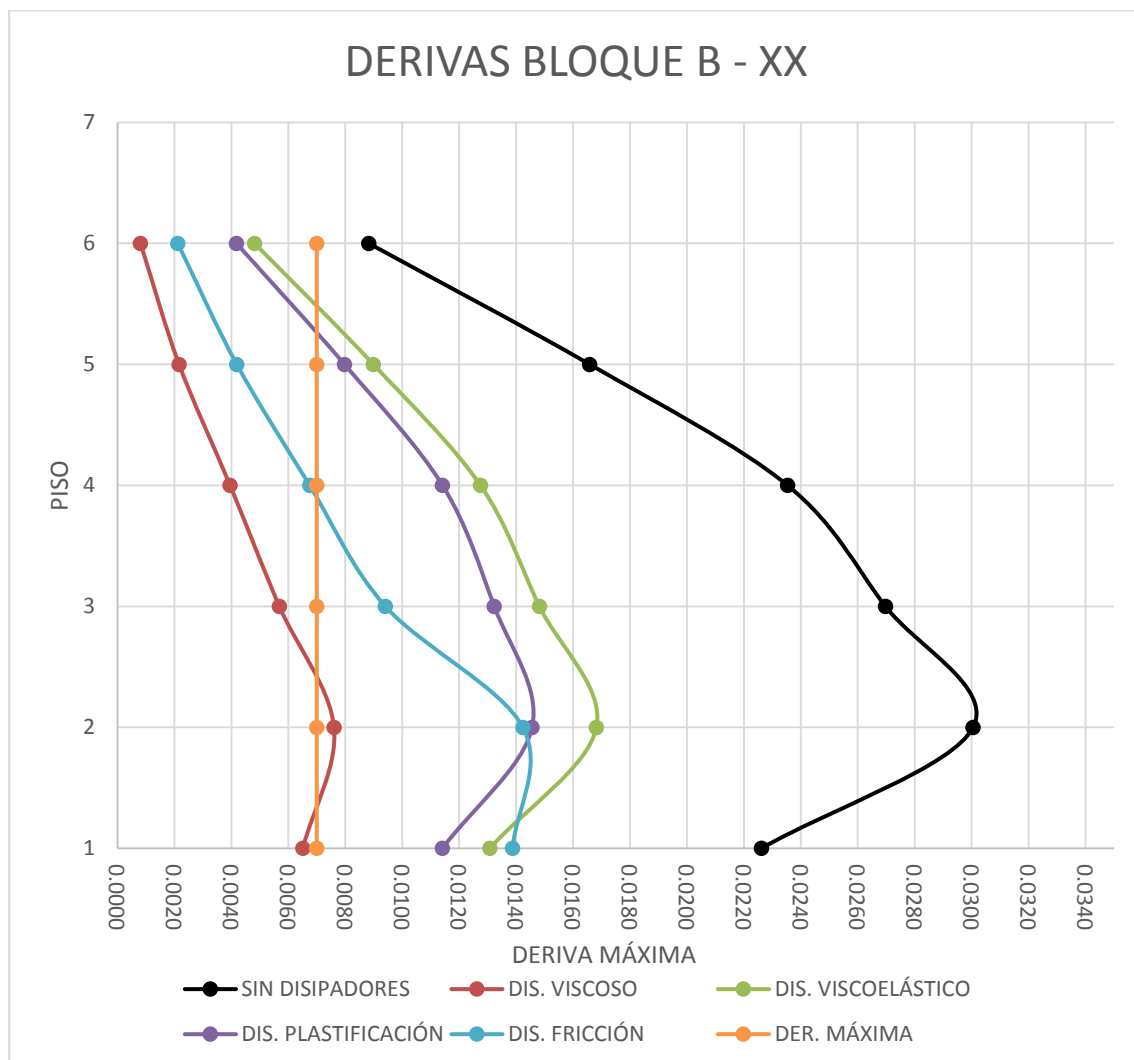


Figura 101: Derivas del bloque B con disipadores en dirección XX

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 125.

Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE B

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE B YY						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00728	0.00171	0.00533	0.00566	0.00479	0.007
5	0.01184	0.00308	0.00862	0.00881	0.00726	0.007
4	0.01615	0.00461	0.01173	0.01158	0.00941	0.007
3	0.01936	0.00604	0.01414	0.01328	0.01140	0.007
2	0.02057	0.00702	0.01527	0.01343	0.01359	0.007
1	0.01520	0.00555	0.01147	0.00982	0.01101	0.007

Fuente: Propia

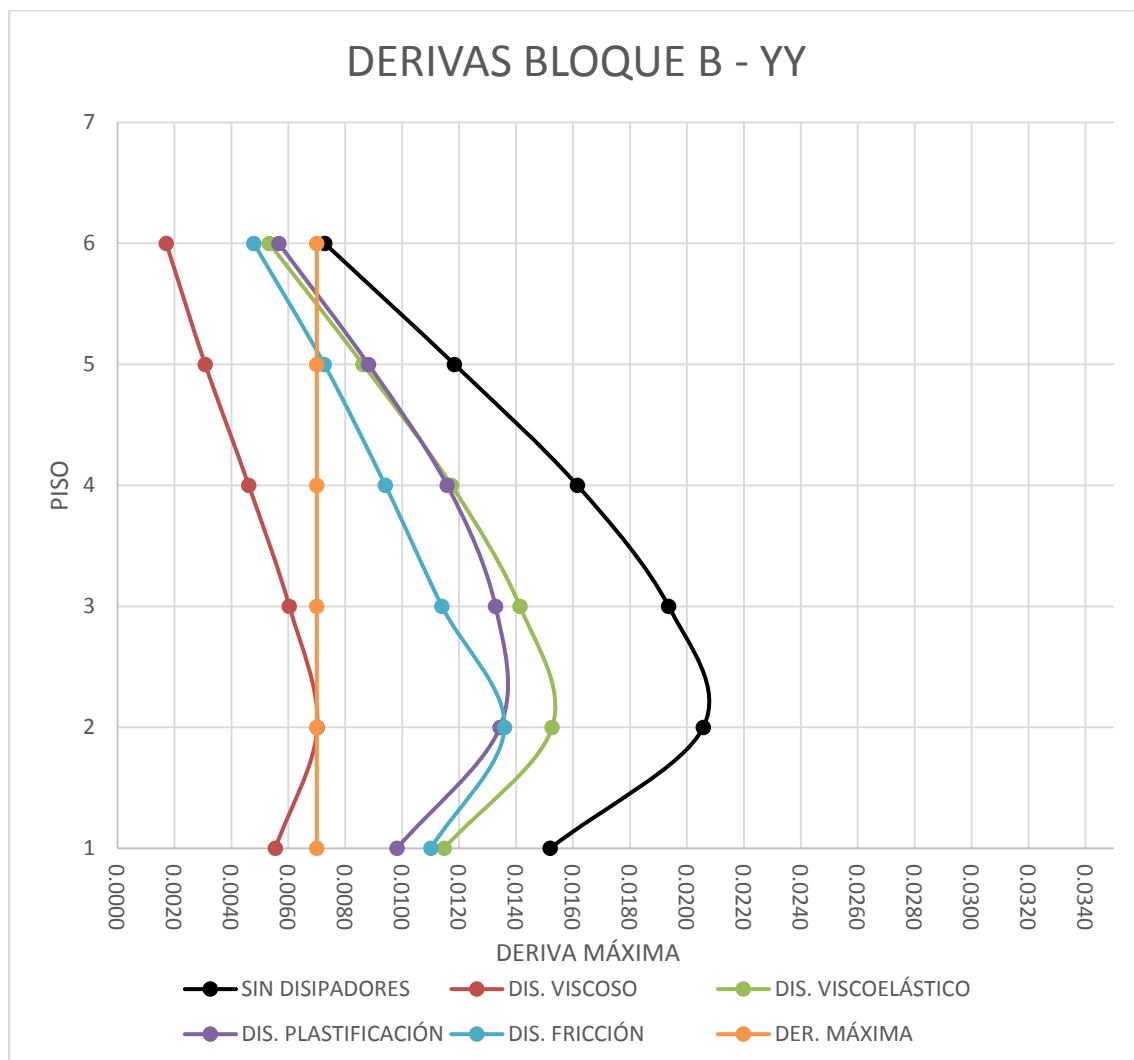


Figura 102: Derivas del bloque B con disipadores en dirección YY

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 126.

Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE C

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE C XX						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00546	0.00608	0.00515	0.00555	0.00434	0.007
5	0.00854	0.00603	0.00718	0.00630	0.00511	0.007
4	0.00844	0.00606	0.00716	0.00638	0.00509	0.007
3	0.00774	0.00577	0.00668	0.00609	0.00470	0.007
2	0.00647	0.00491	0.00564	0.00519	0.00405	0.007
1	0.00322	0.00252	0.00287	0.00271	0.00225	0.007

Fuente: Propia

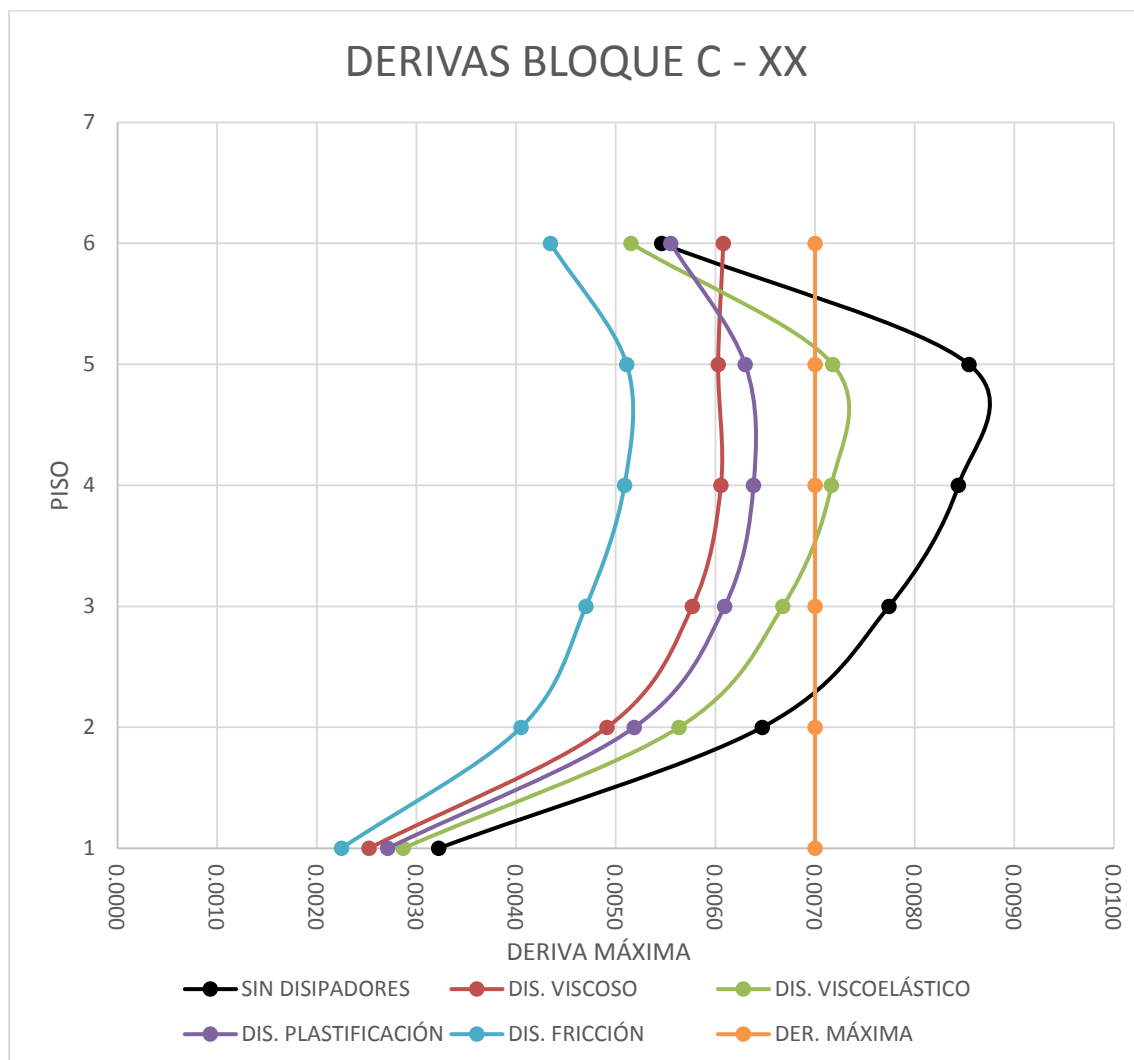


Figura 103: Derivas del bloque C con disipadores en dirección XX

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 127.

Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE C

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE C YY						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
6	0.00811	0.00054	0.00599	0.00453	0.00344	0.007
5	0.01263	0.00124	0.00955	0.00713	0.00488	0.007
4	0.01646	0.00209	0.01250	0.00912	0.00586	0.007
3	0.01971	0.00306	0.01498	0.01024	0.00690	0.007
2	0.02880	0.00536	0.02184	0.01306	0.01183	0.007
1	0.02384	0.00545	0.01852	0.01067	0.01318	0.007

Fuente: Propia

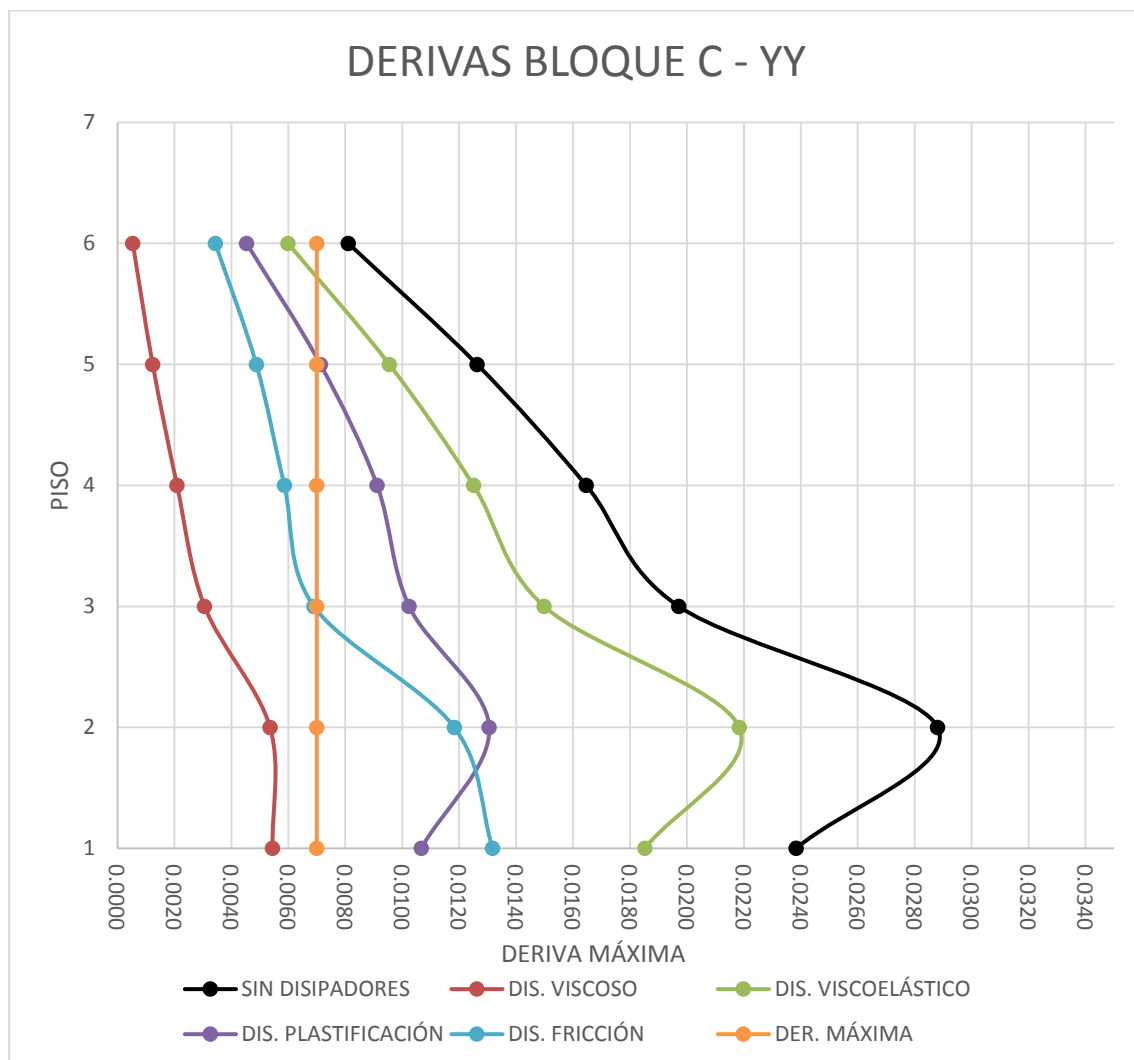


Figura 104: Derivas del bloque C con disipadores en dirección YY

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 128.

Derivas de entrepiso en X-X – BLOQUE D

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE D XX						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
5	0.00974	0.00295	0.00560	0.00651	0.00485	0.007
4	0.01375	0.00467	0.00815	0.00931	0.00728	0.007
3	0.01752	0.00696	0.01067	0.01233	0.01046	0.007
2	0.02201	0.01002	0.01359	0.01612	0.01559	0.007
1	0.01460	0.00725	0.00908	0.01151	0.01167	0.007

Fuente: Propia

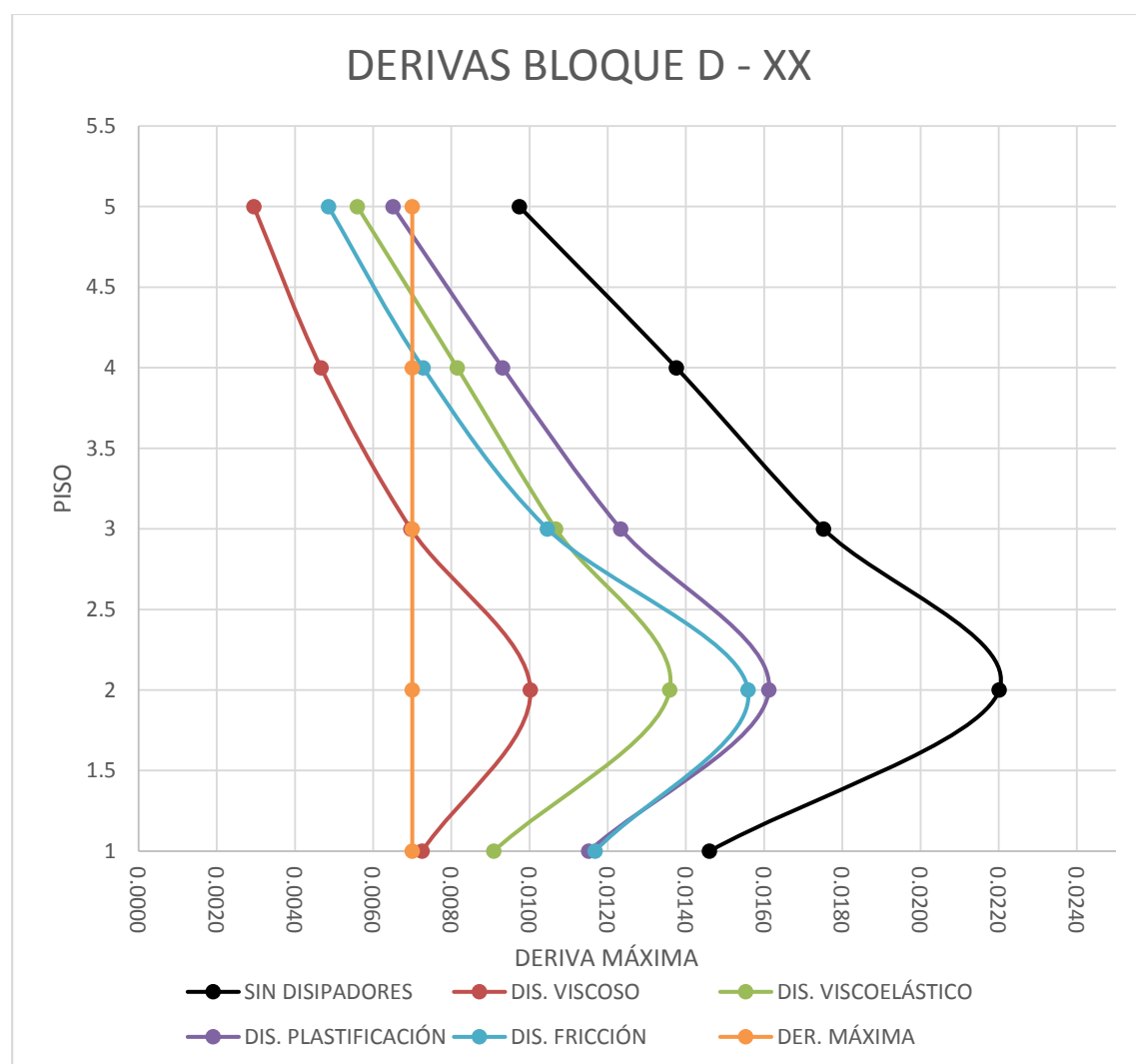


Figura 105: Derivas del bloque D con disipadores en dirección XX

Fuente: Etabs V. 16.2.0

Tabla 129.

Derivas de entrepiso en Y-Y – BLOQUE D

DERIVAS MÁXIMAS BLOQUE D YY						
NIVEL	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
5	0.01225	0.00204	0.00384	0.00624	0.00312	0.007
4	0.01905	0.00408	0.00623	0.00981	0.00541	0.007
3	0.02631	0.00687	0.00894	0.01363	0.00886	0.007
2	0.03412	0.01043	0.01218	0.01722	0.01601	0.007
1	0.02429	0.00873	0.00976	0.01362	0.01779	0.007

Fuente: Propia

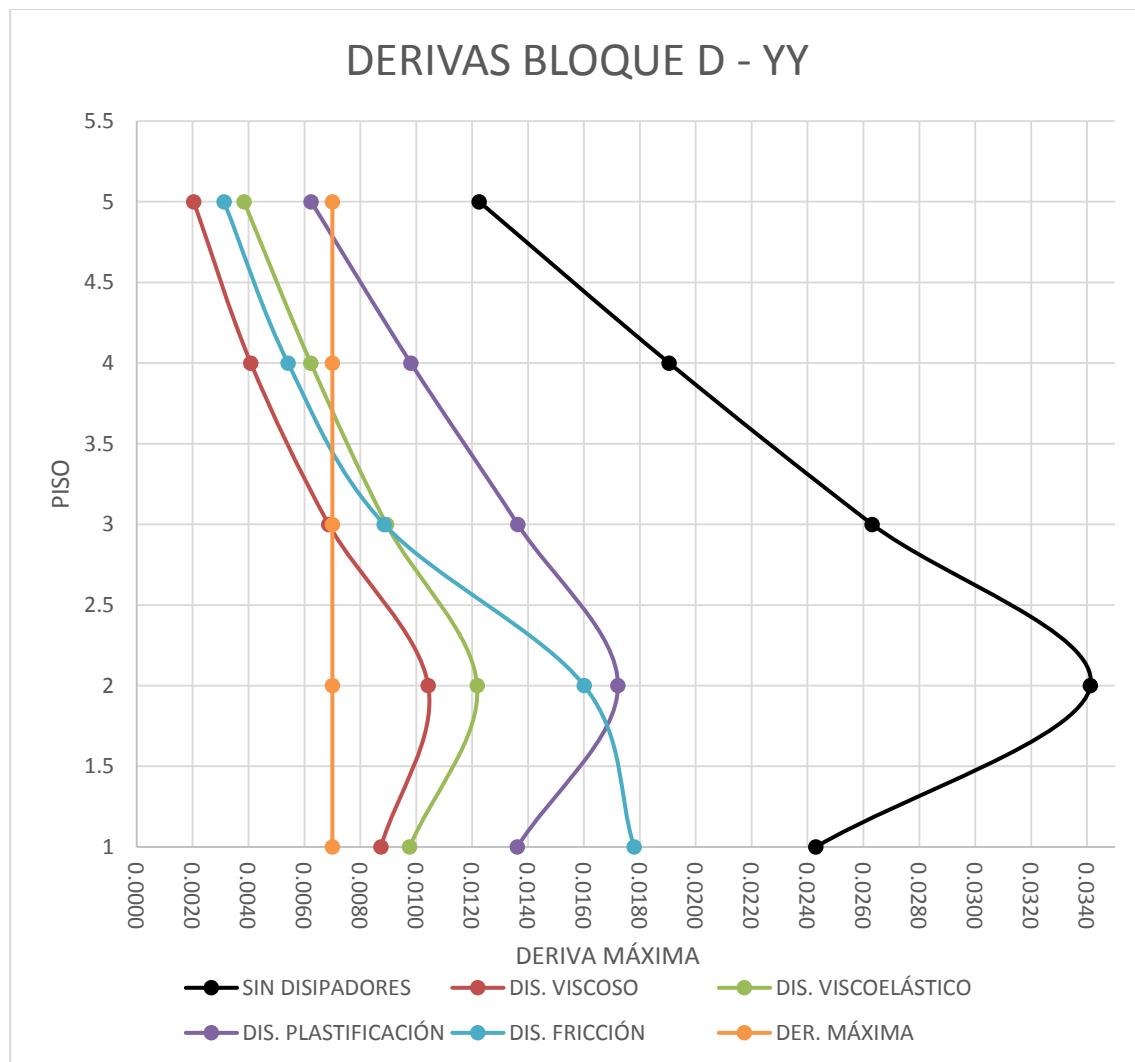


Figura 106: Derivas del bloque D con disipadores en dirección YY

Fuente: Etabs V. 16.2.0

2.5.2.7.2. *Balance de energía:* A continuación, en las siguientes figuras se presenta de manera gráfica el balance energético para el sismo de diseño seleccionado en cada boque; así mismo se presenta un gráfico comparativo donde se observan los porcentajes de energía disipados tanto por el edificio como por los disipadores pasivos de energía. Cabe mencionar que las energías cinética y potencial tienen una participación importante solo en los primeros segundos del registro de aceleración seleccionado, después de esos segundos la energía de entrada solo se disipa mediante el amortiguamiento del edificio y el de los disipadores de energía pasivos.

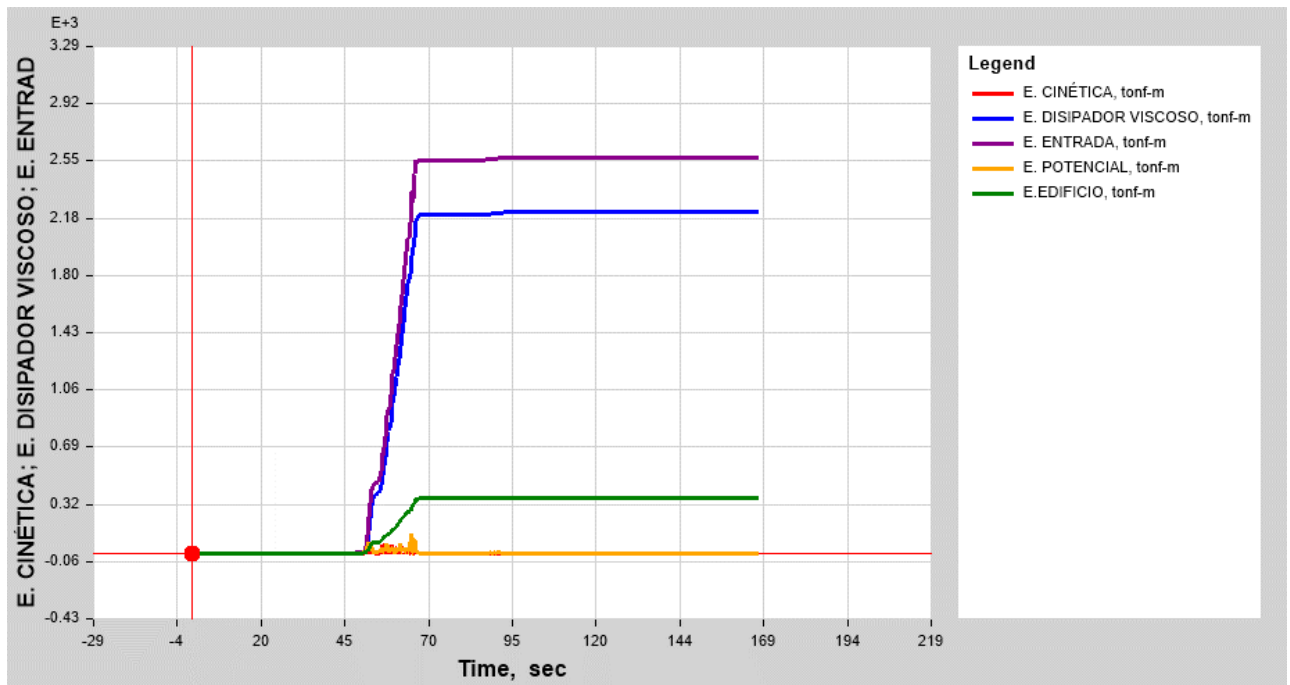


Figura 107: Balance de energía en el bloque A con los disipadores de fluido viscoso.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

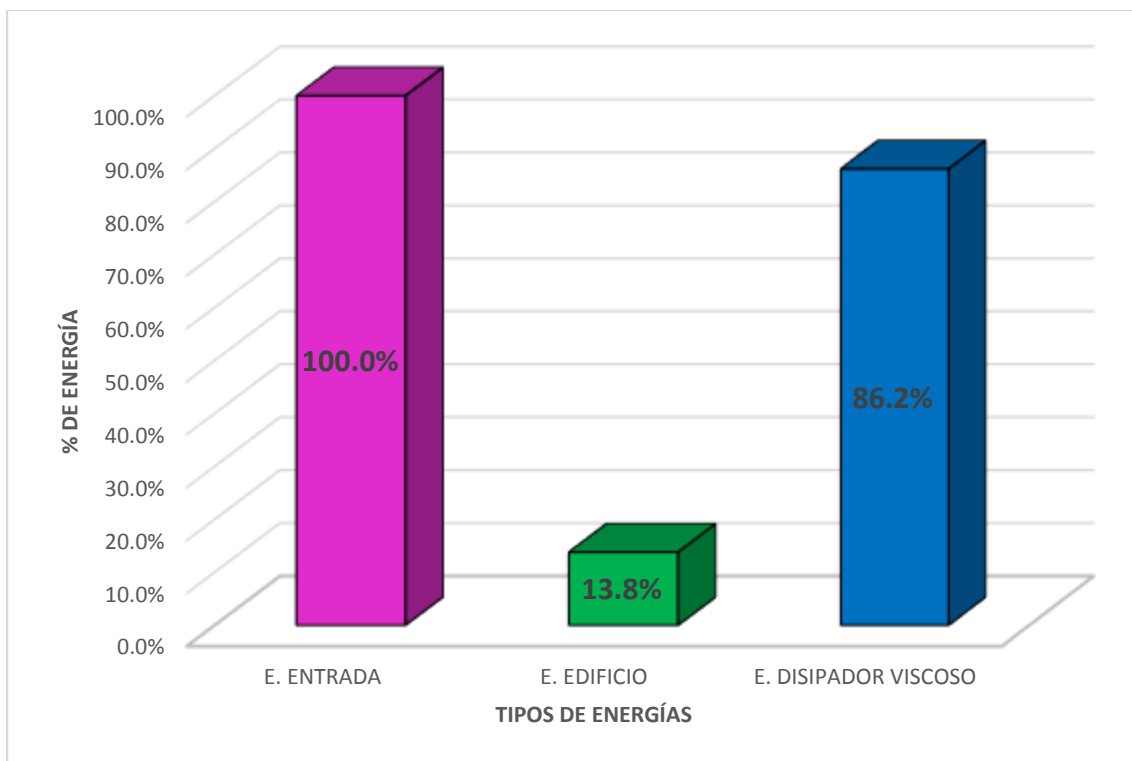


Figura 108: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores de fluido viscoso en el Bloque A.
Fuente: Propia

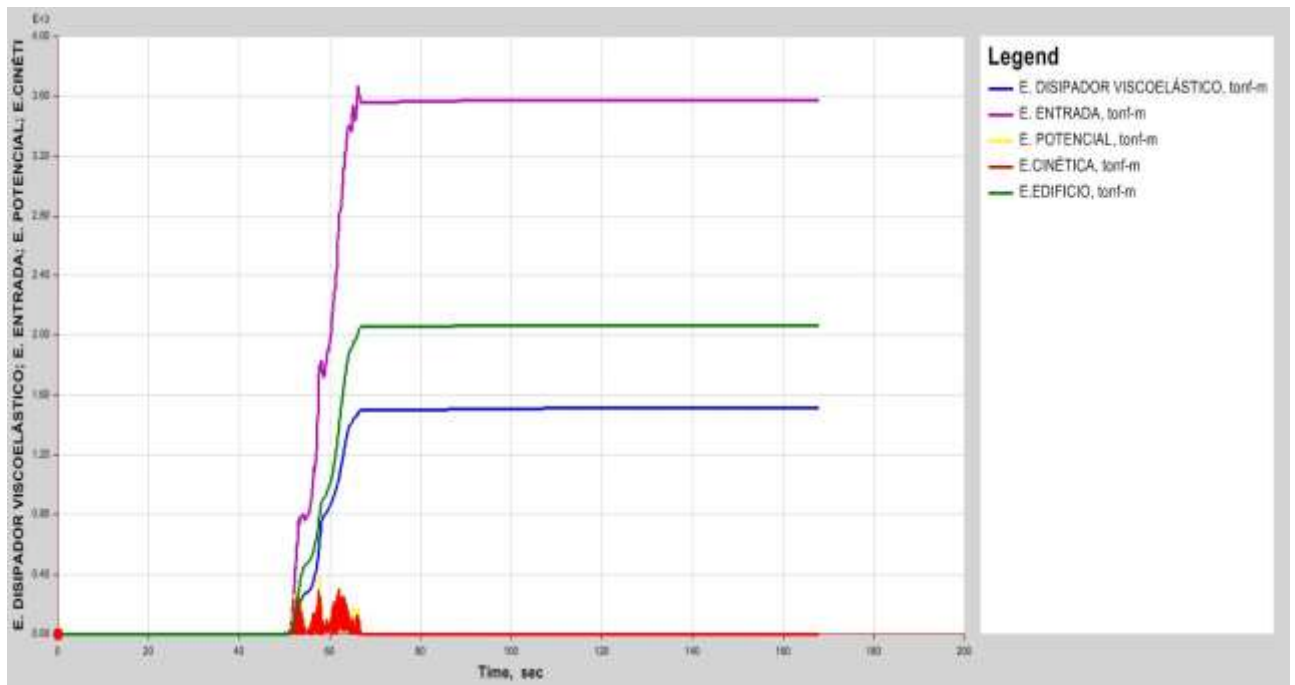


Figura 109: Balance de energía en el bloque A con los disipadores viscoelásticos.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

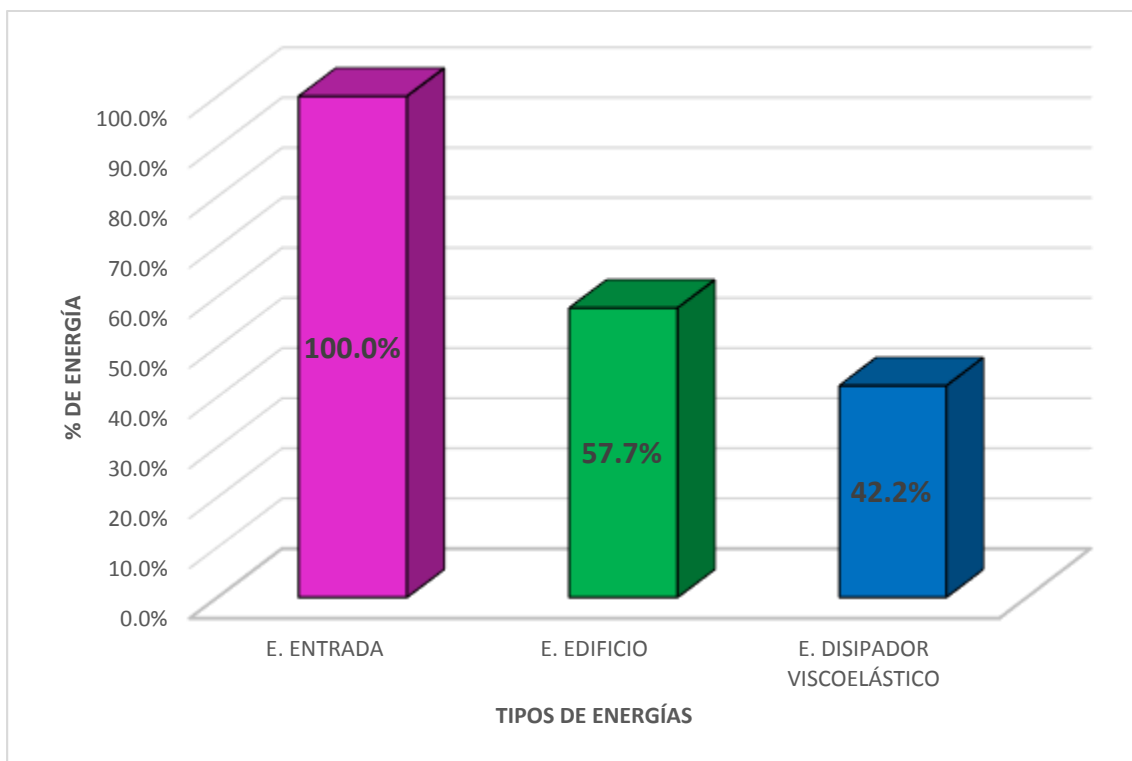


Figura 110: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque A.
Fuente: Propia

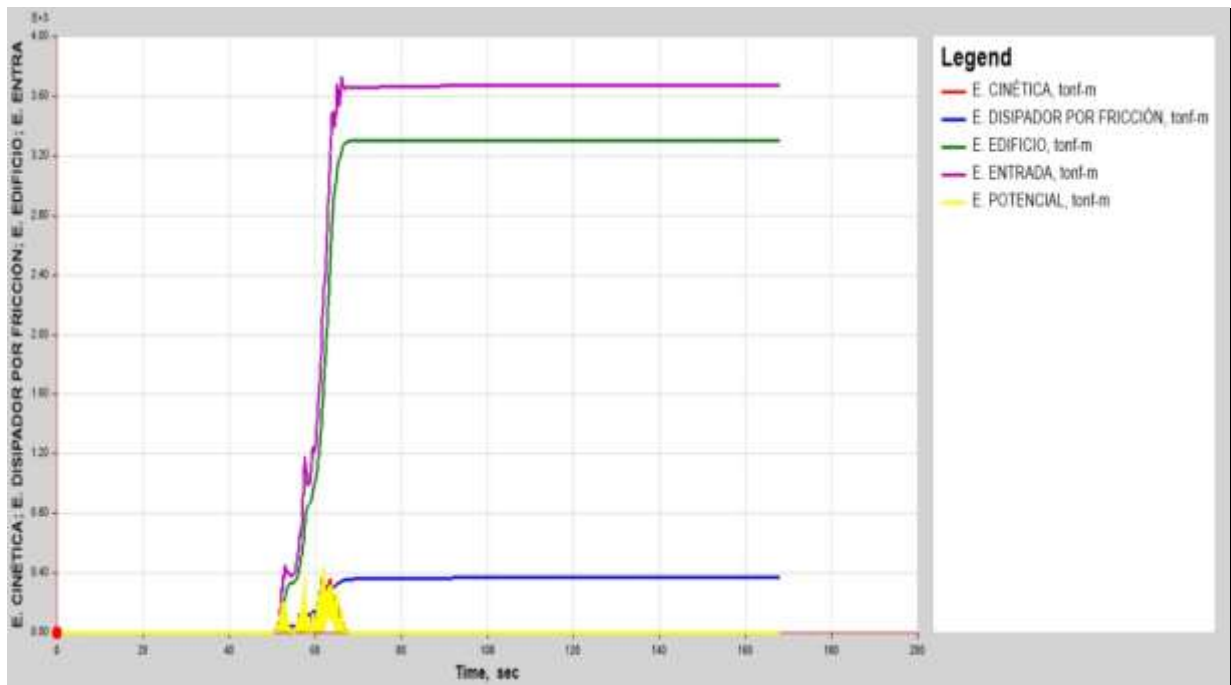


Figura 111: Balance de energía en el bloque A con los disipadores por fricción.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

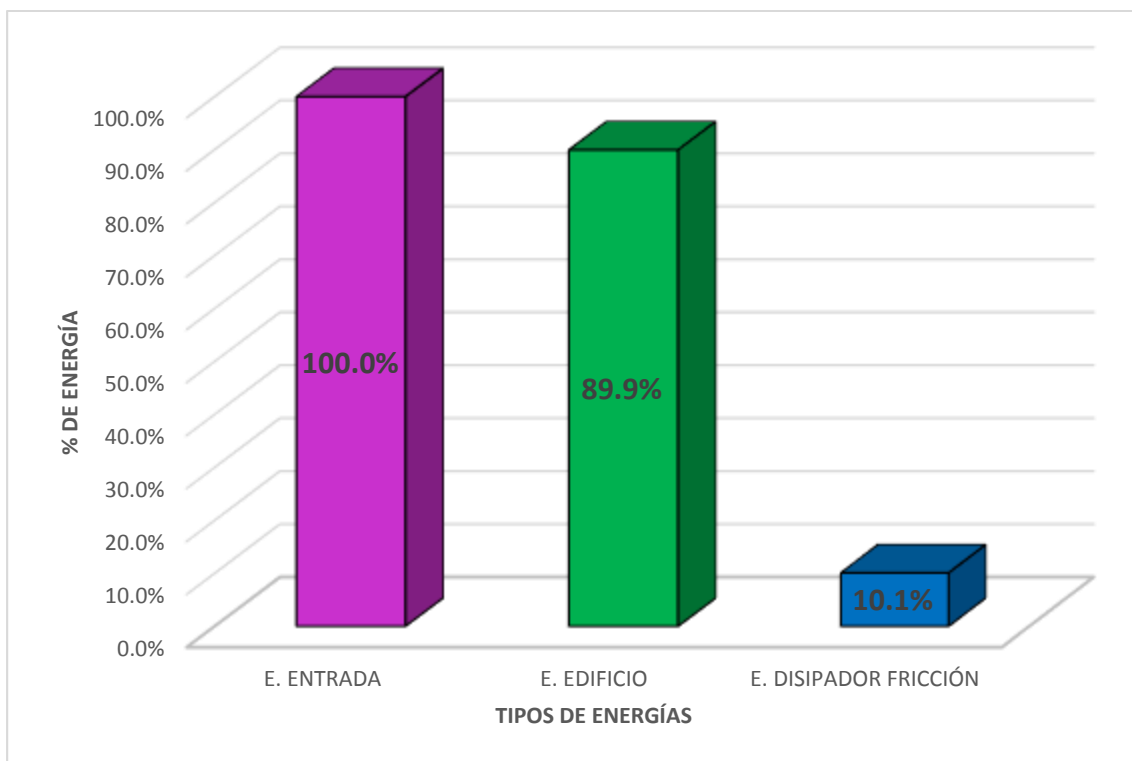


Figura 112: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque A.
Fuente: Propia

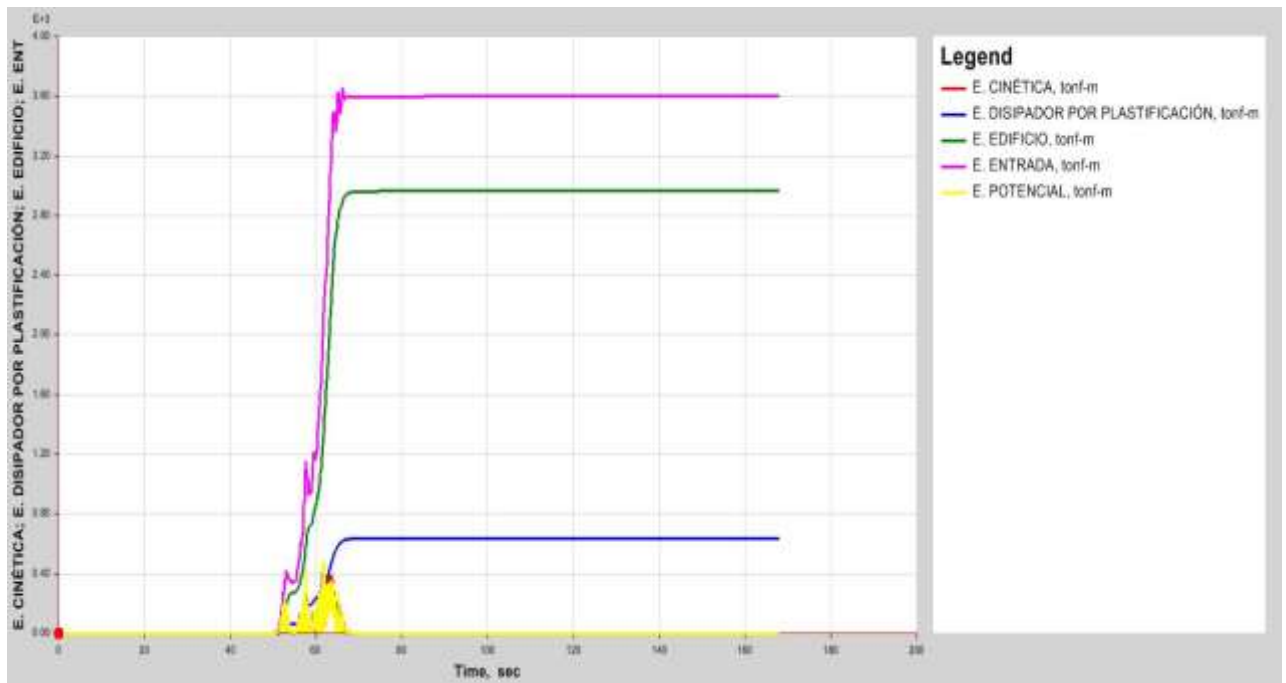


Figura 113: Balance de energía en el bloque A con los disipadores por plastificación de metales.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

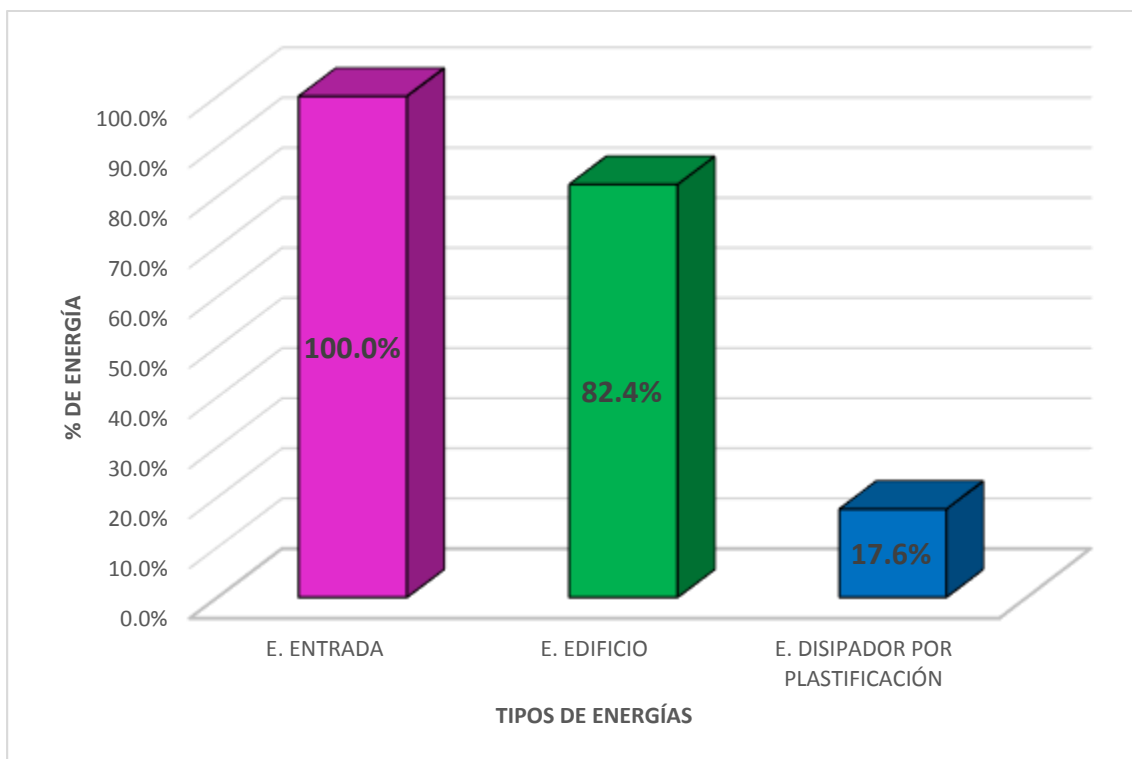


Figura 114: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación de metales en el Bloque A.
 Fuente: Propia

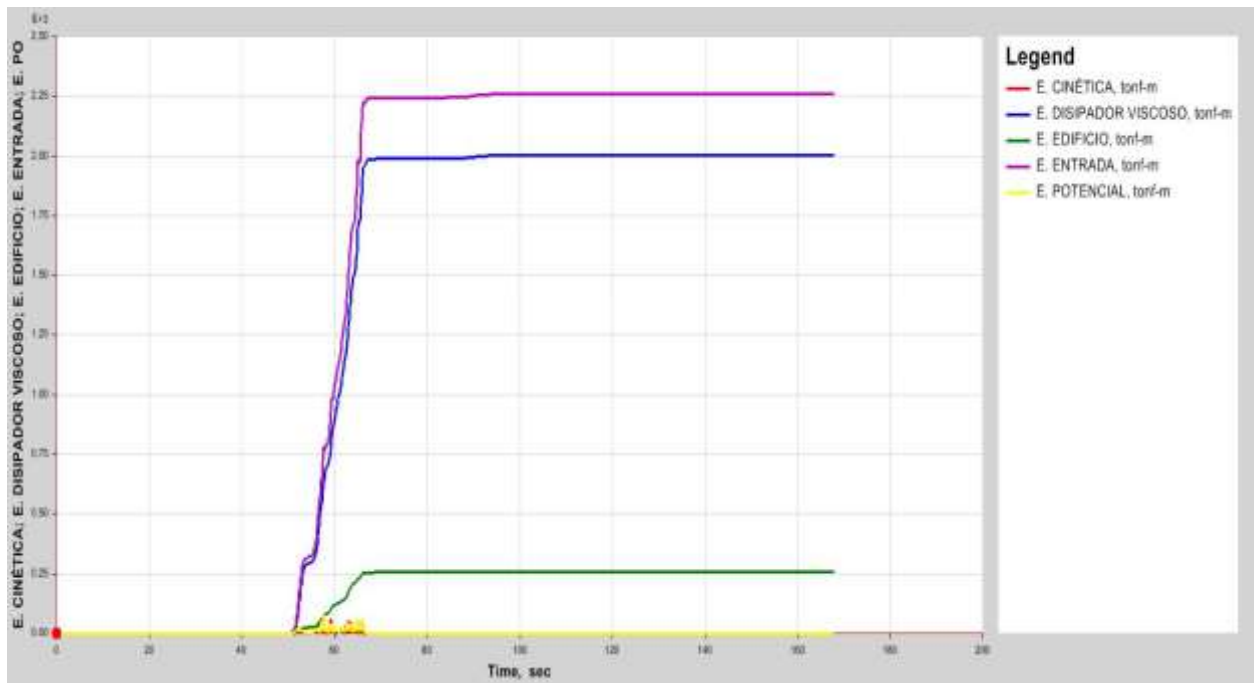


Figura 115: Balance de energía en el bloque B con los disipadores de fluido viscoso.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

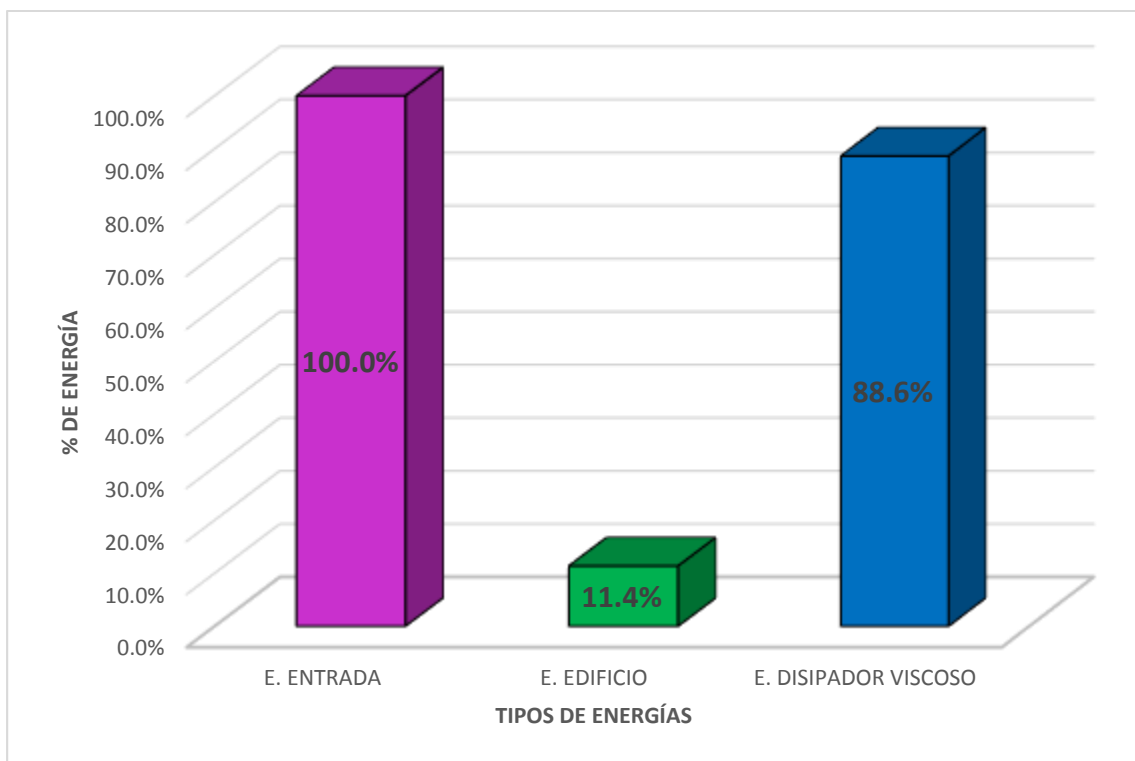


Figura 116: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque B.
Fuente: Propia

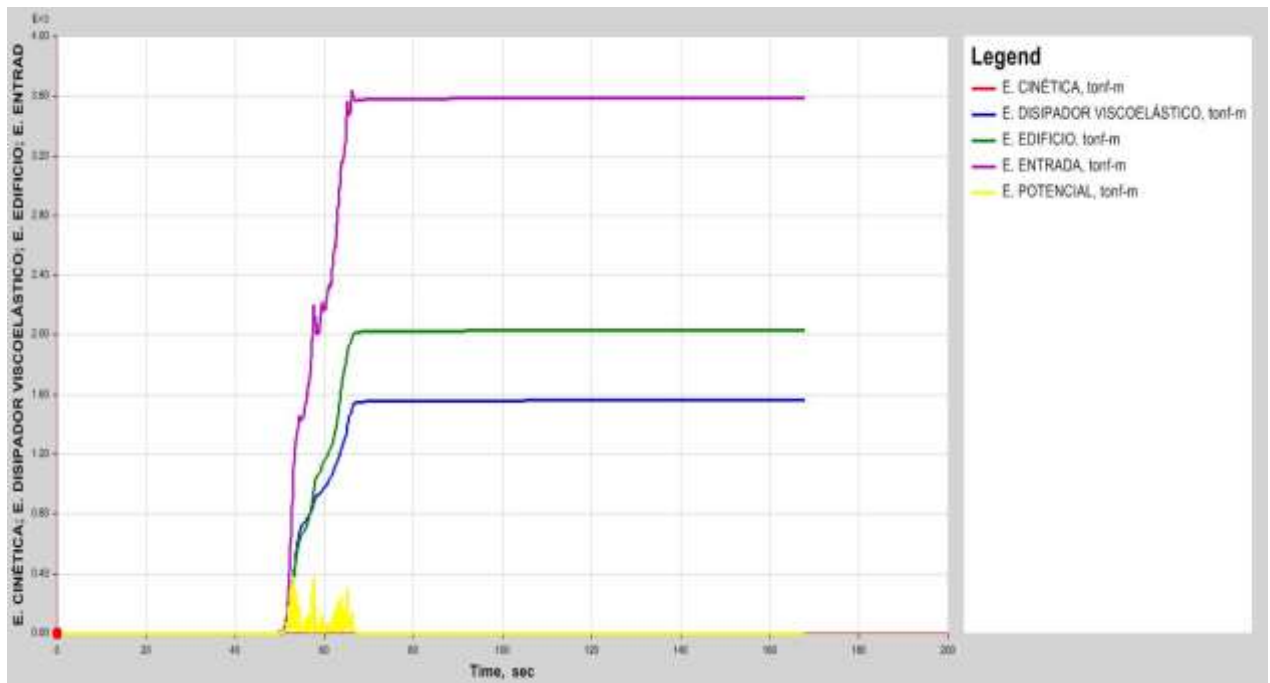


Figura 117: Balance de energía en el bloque B con los disipadores viscoelásticos.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

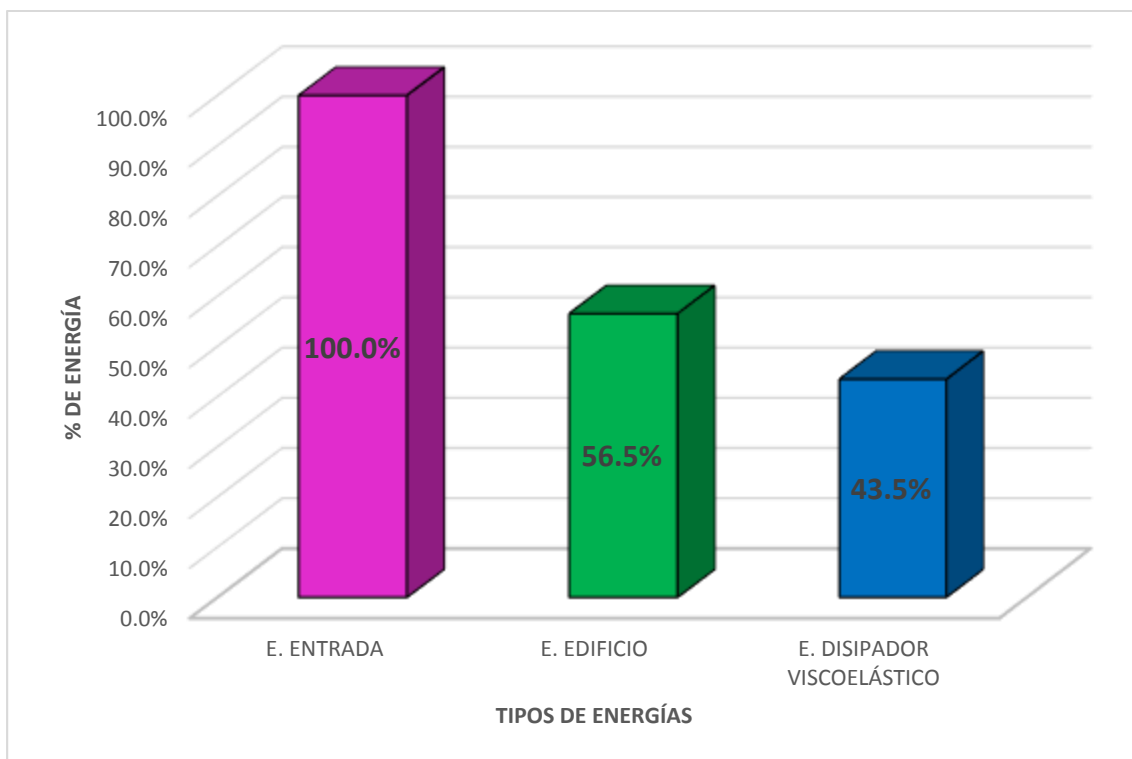


Figura 118: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque B.
Fuente: Propia

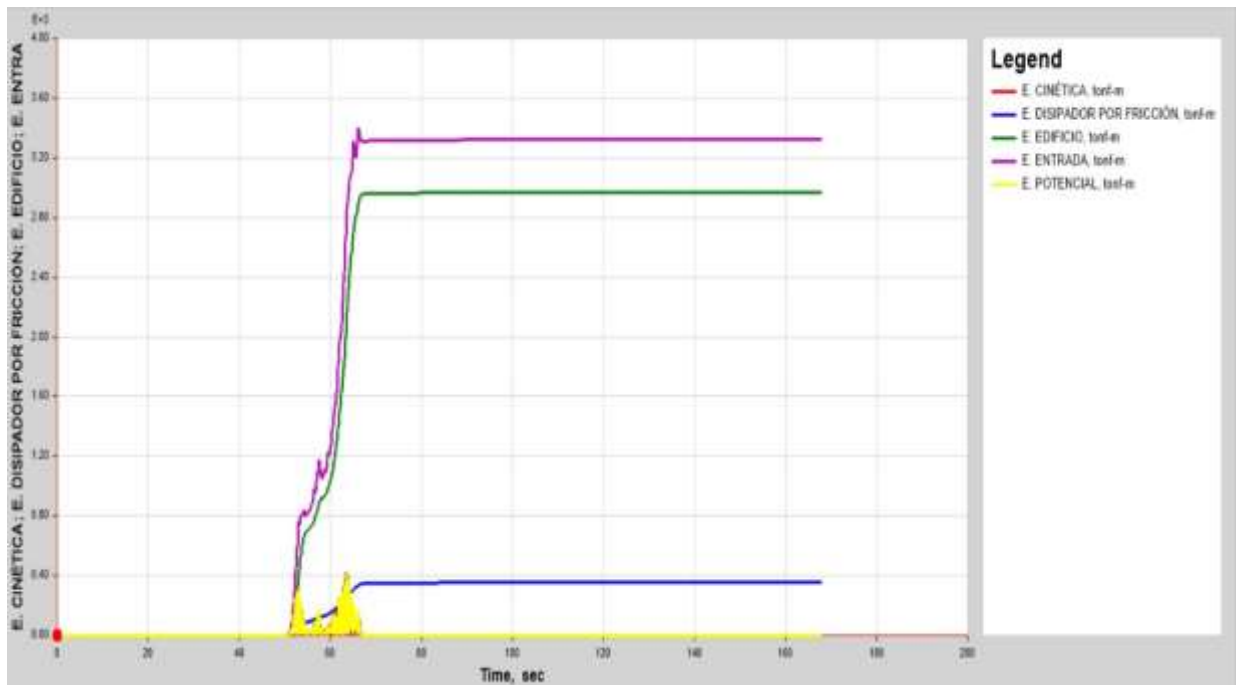


Figura 119: Balance de energía en el bloque B con los disipadores por fricción.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

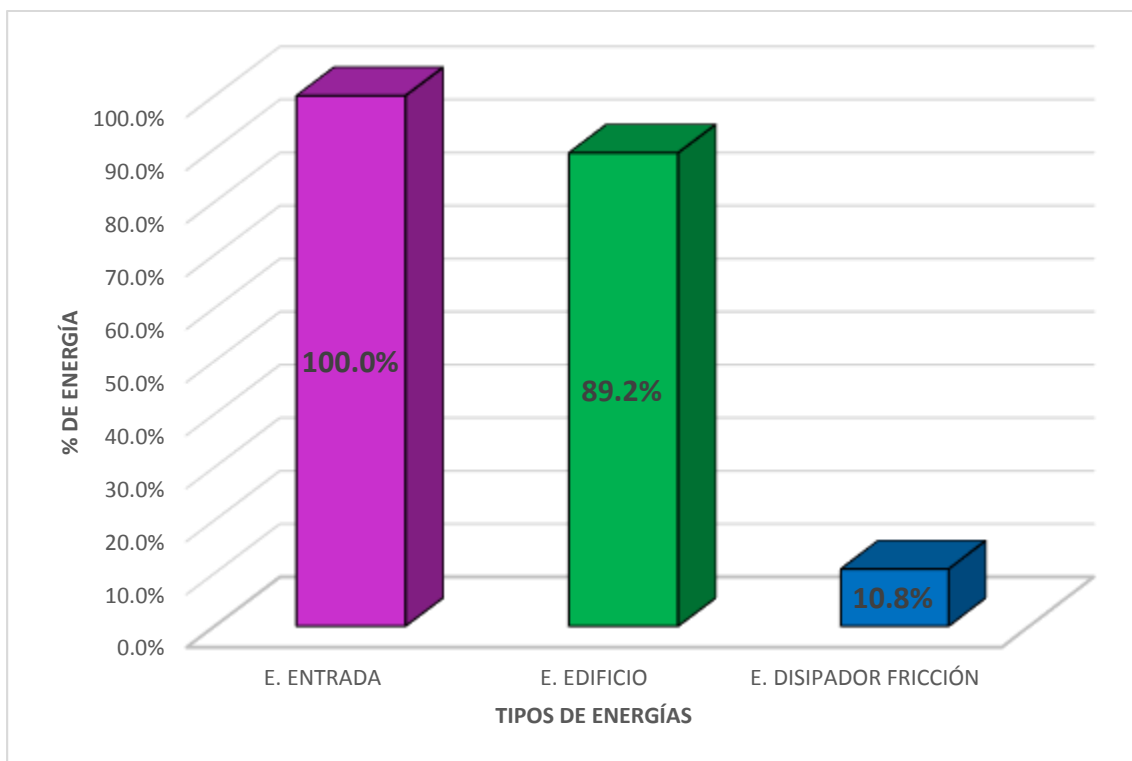


Figura 120: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque B.
 Fuente: Propia

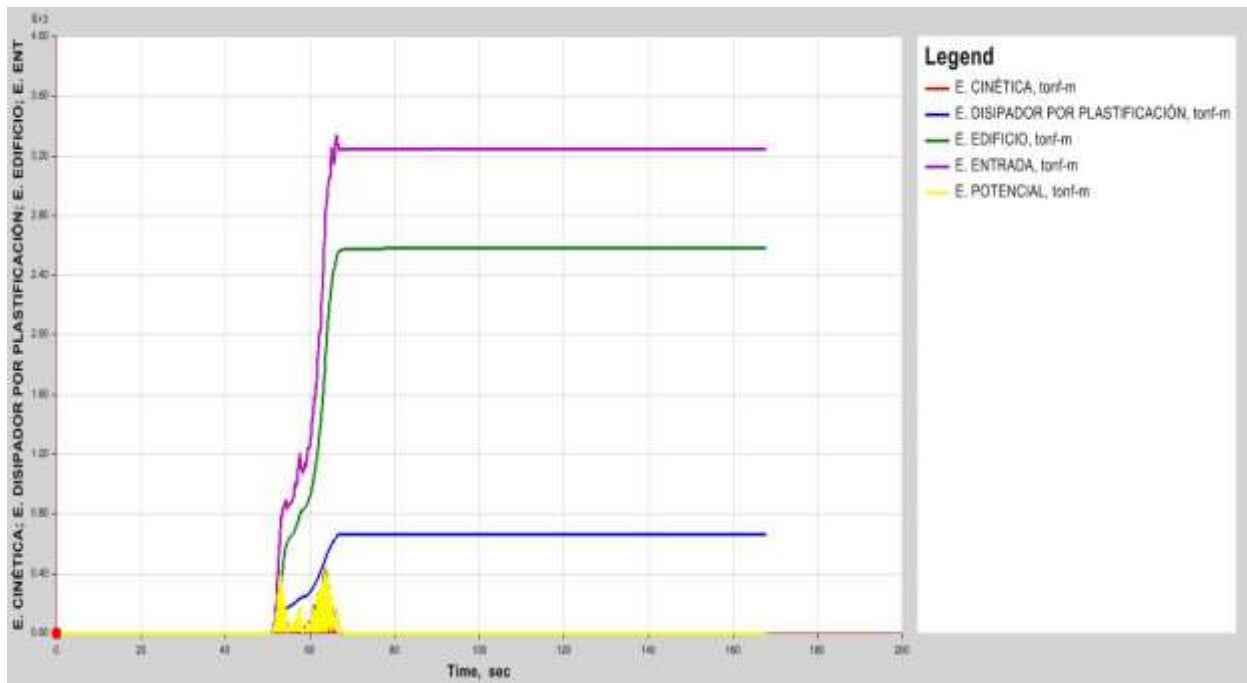


Figura 121: Balance de energía en el bloque B con los disipadores por plastificación de metales.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

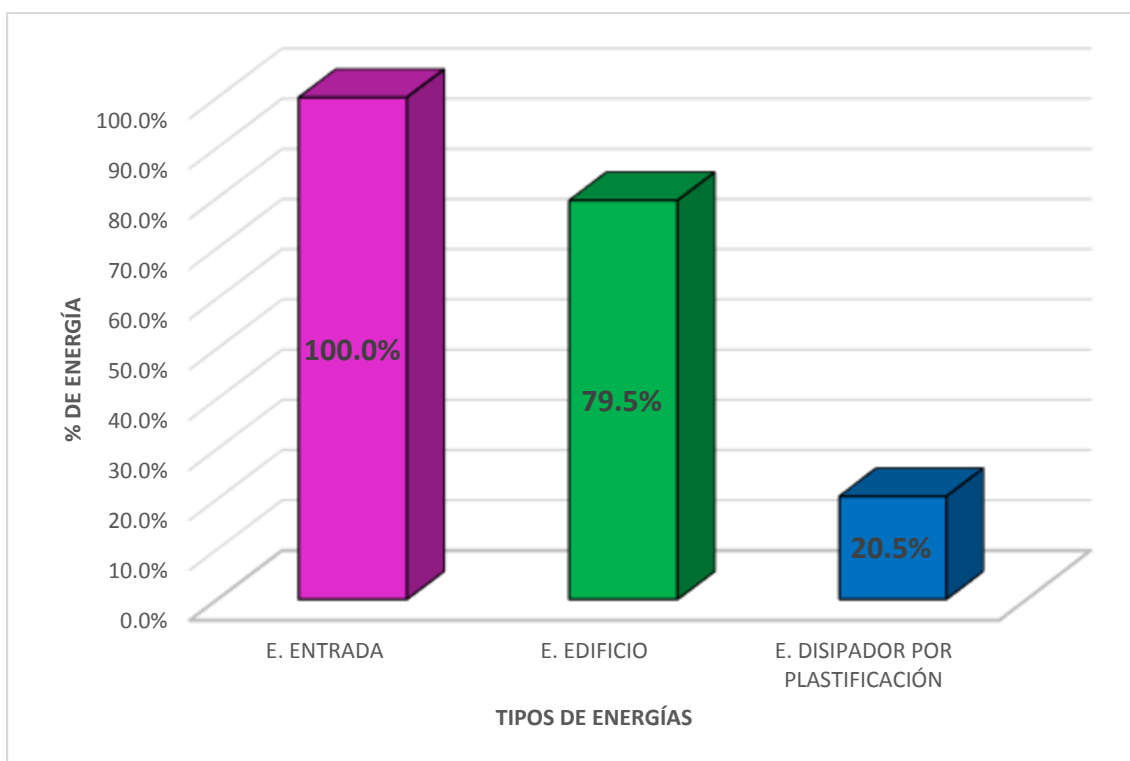


Figura 122: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque B.
Fuente: Propia

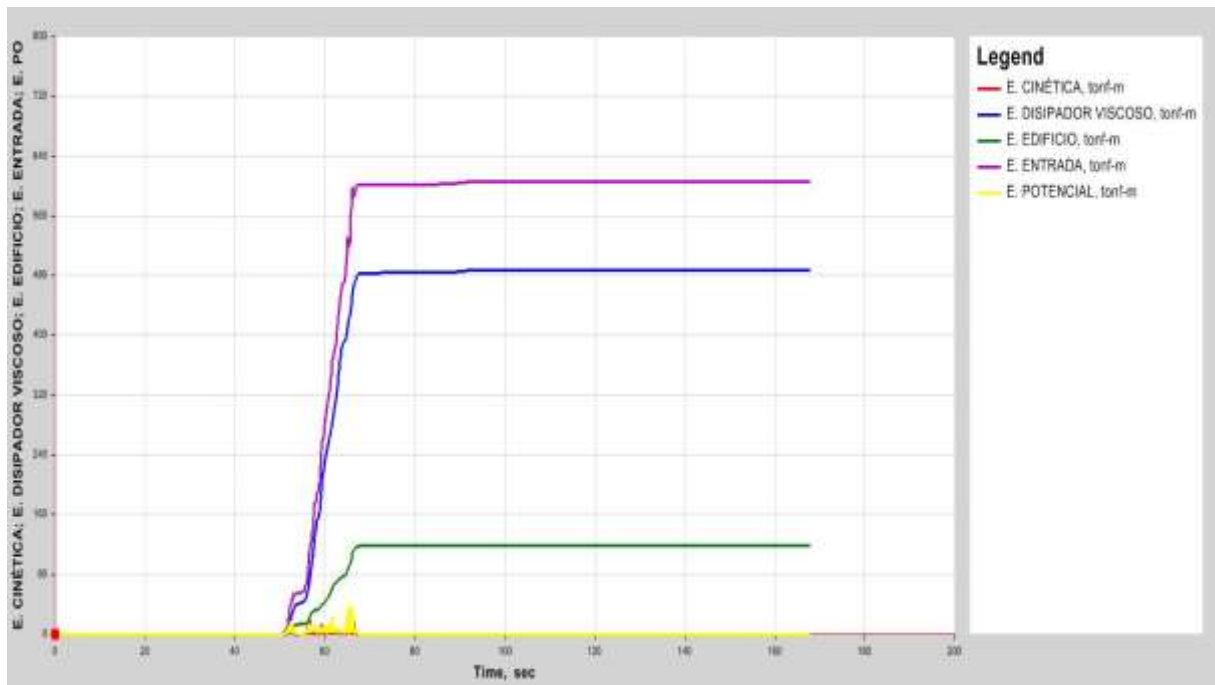


Figura 123: Balance de energía en el bloque C con los disipadores de fluido viscoso.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

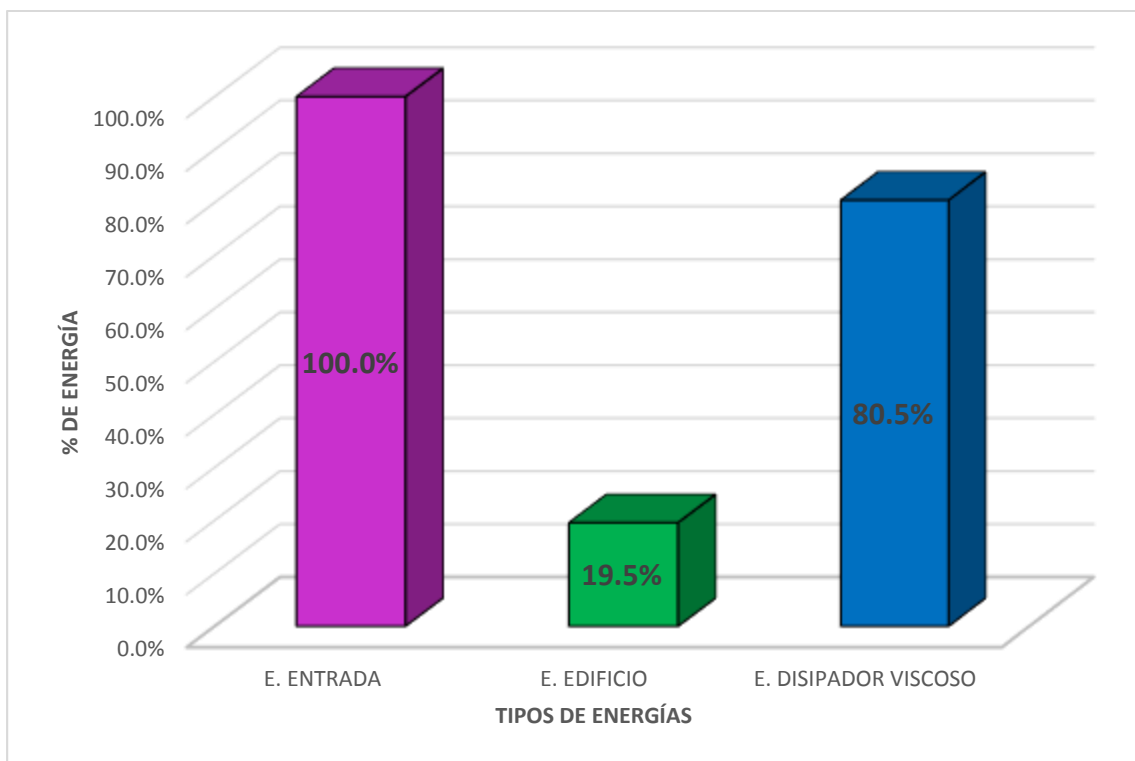


Figura 124: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque C.
Fuente: Propia

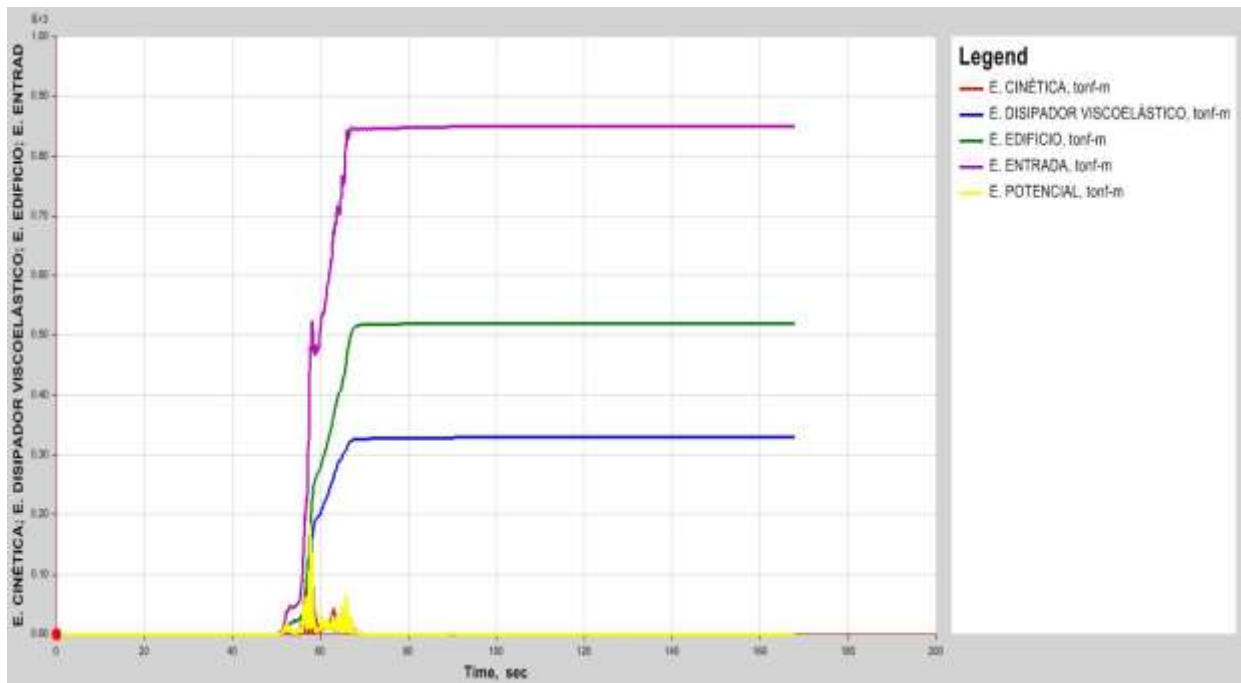


Figura 125: Balance de energía en el bloque C con los disipadores viscoelásticos.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

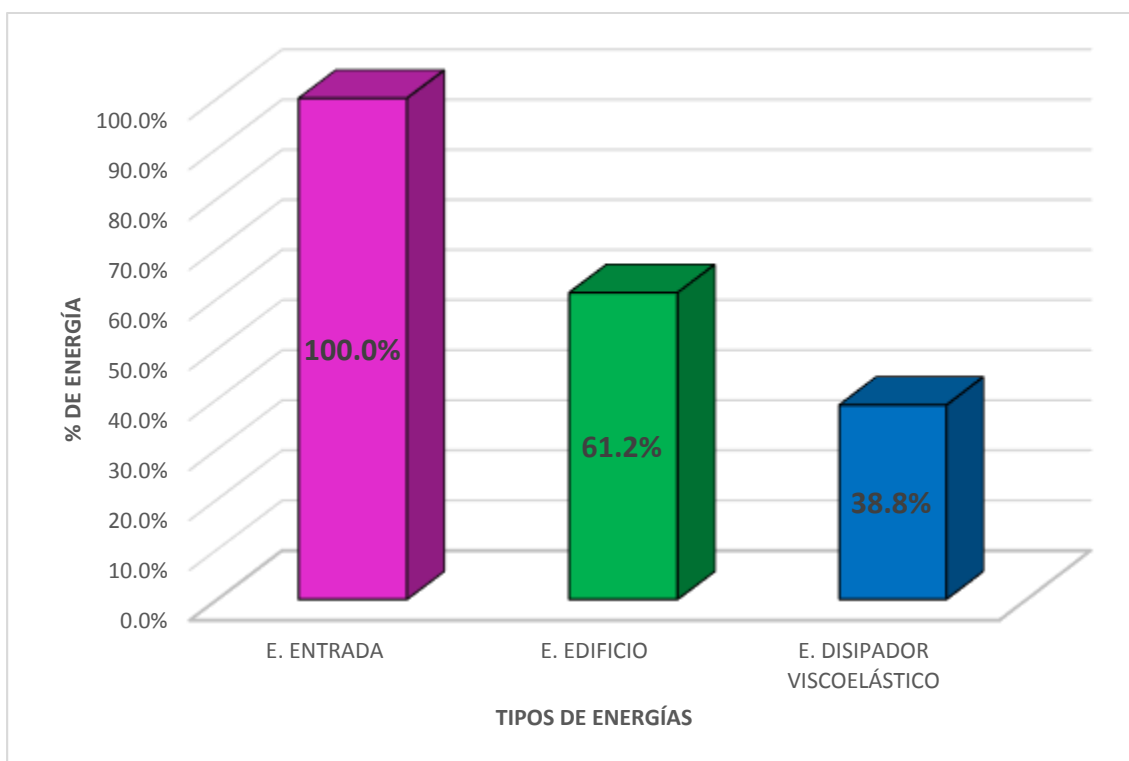


Figura 126: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque C.
Fuente: Propia

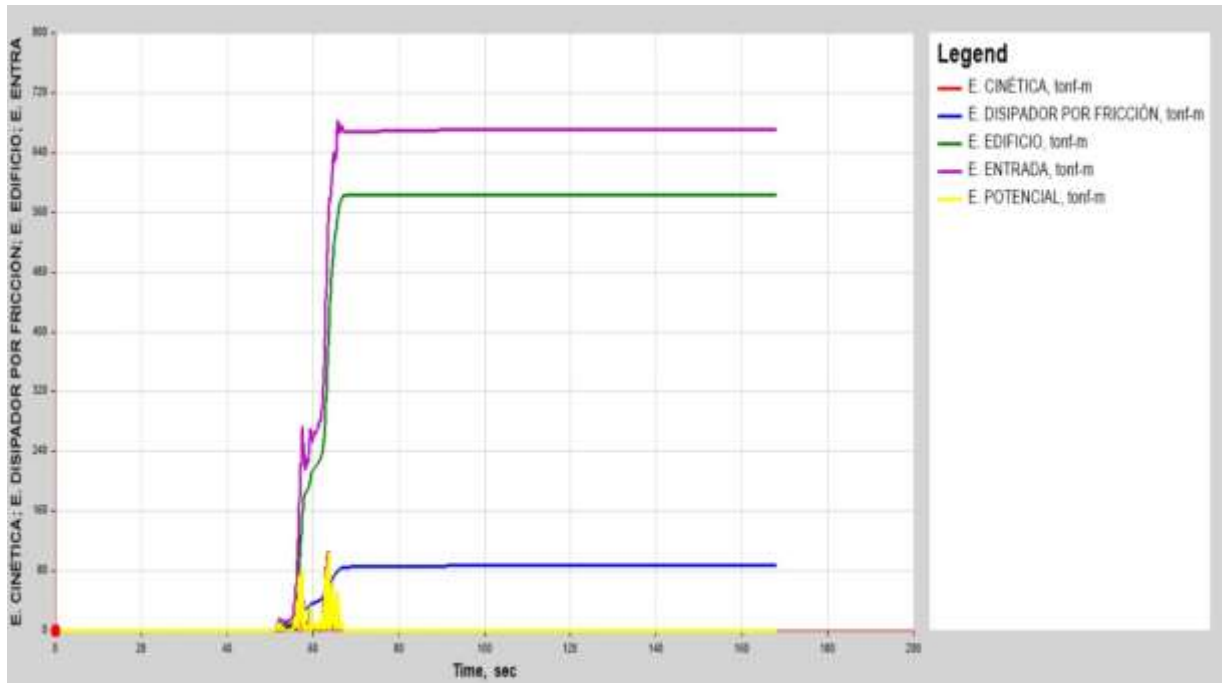


Figura 127: Balance de energía en el bloque C con los disipadores por fricción.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

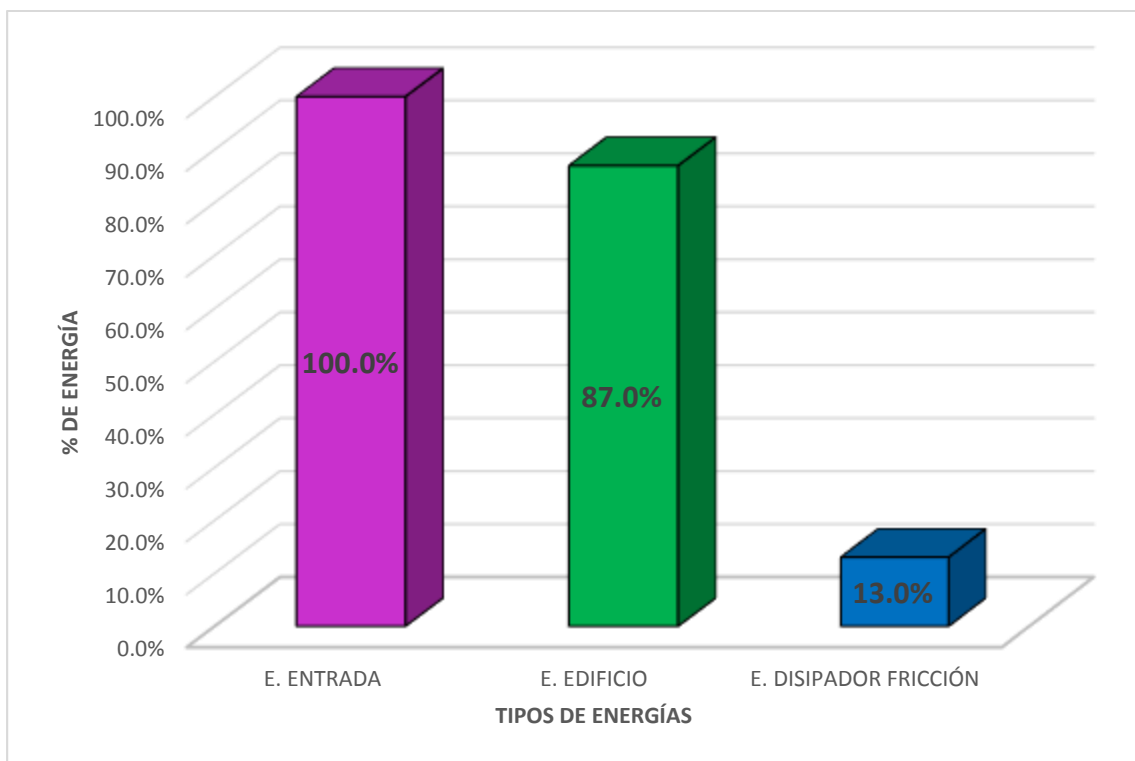


Figura 128: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque C.
Fuente: Propia

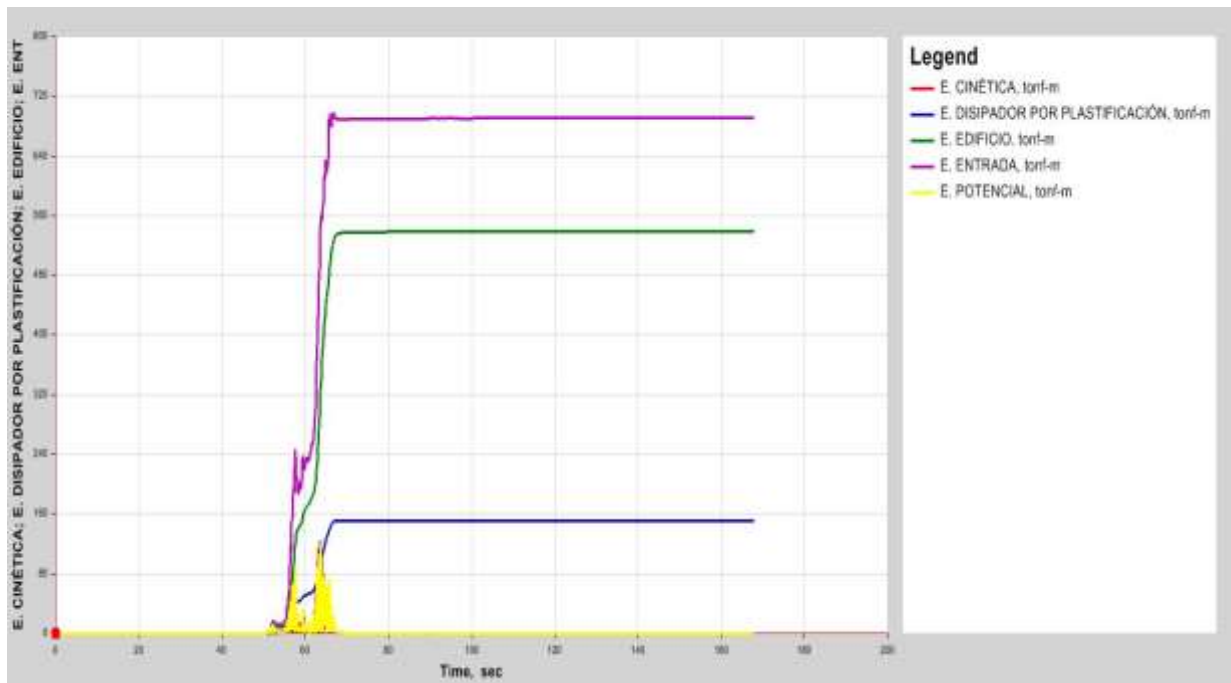


Figura 129: Balance de energía en el bloque C con los disipadores por plastificación de metales.
Fuente: Etabs V. 16.2.0

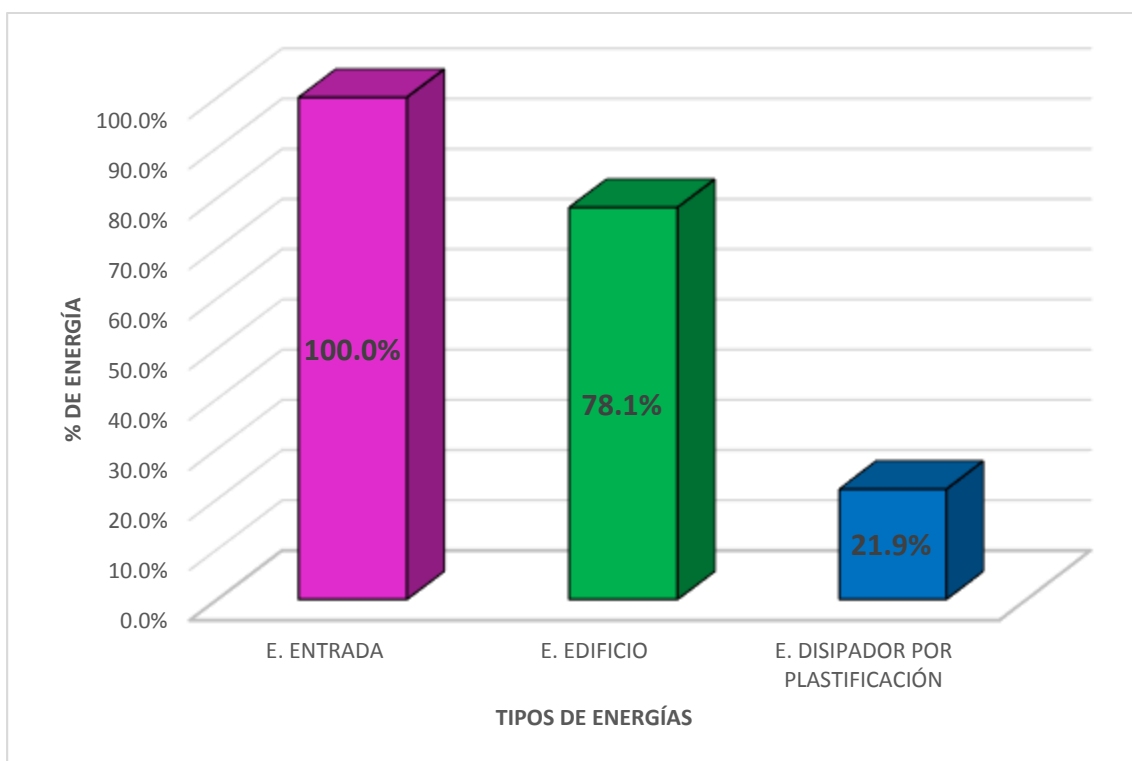


Figura 130: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque C.
Fuente: Propia

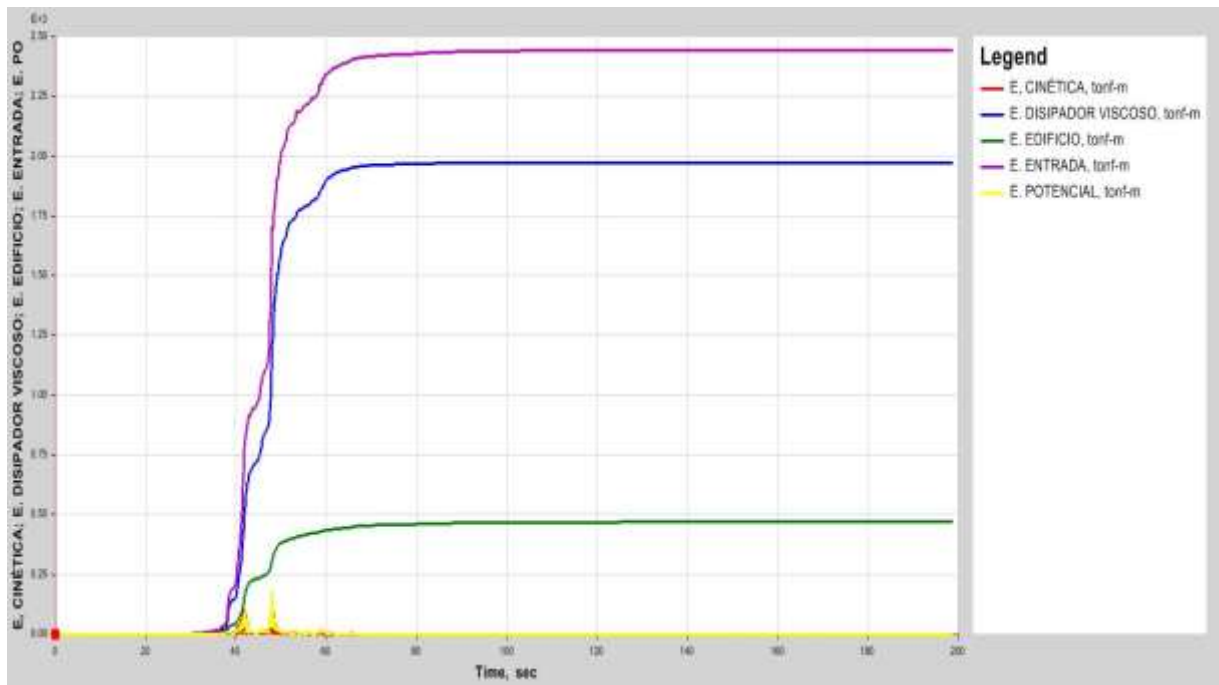


Figura 131: Balance de energía en el bloque D con los disipadores de fluido viscoso.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

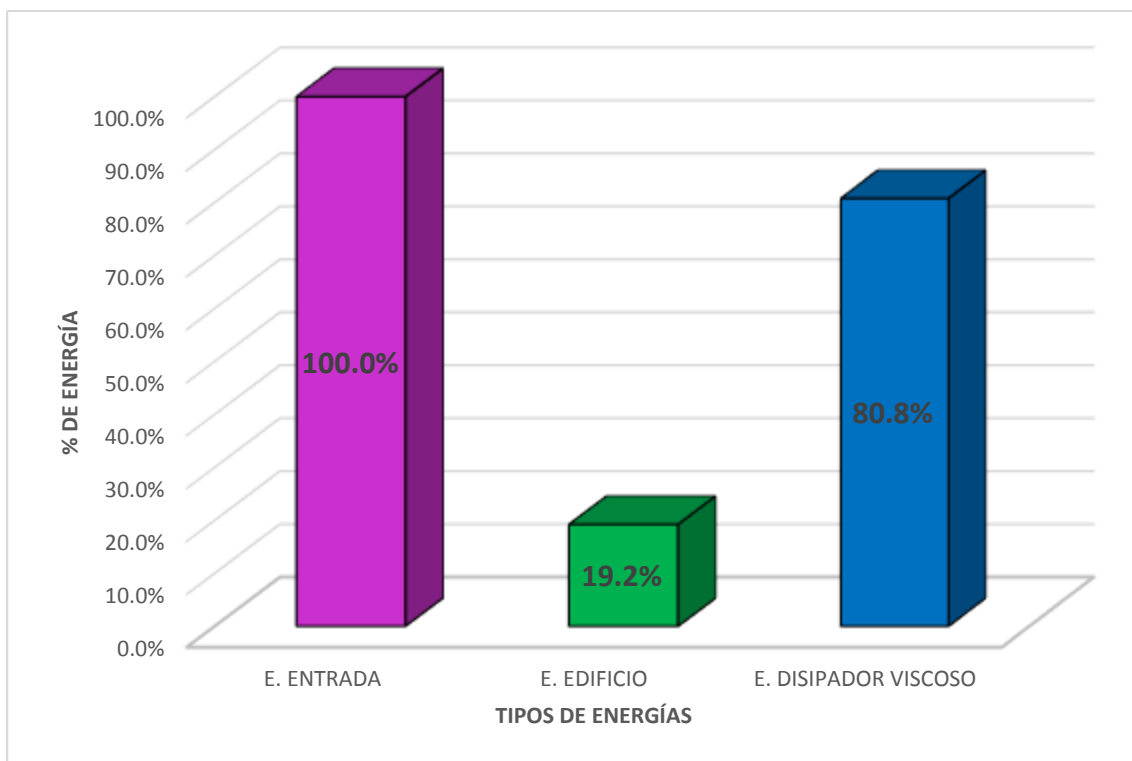


Figura 132: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscosos en el Bloque D.
 Fuente: Propia

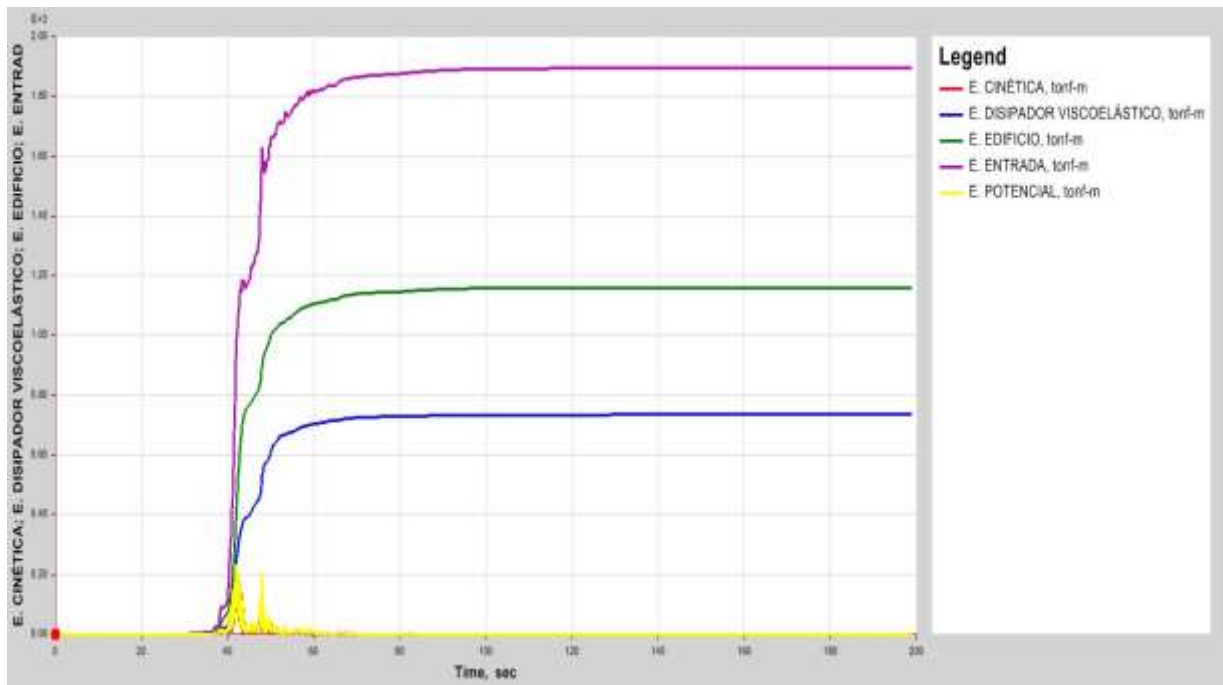


Figura 133: Balance de energía en el bloque D con los disipadores viscoelásticos.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

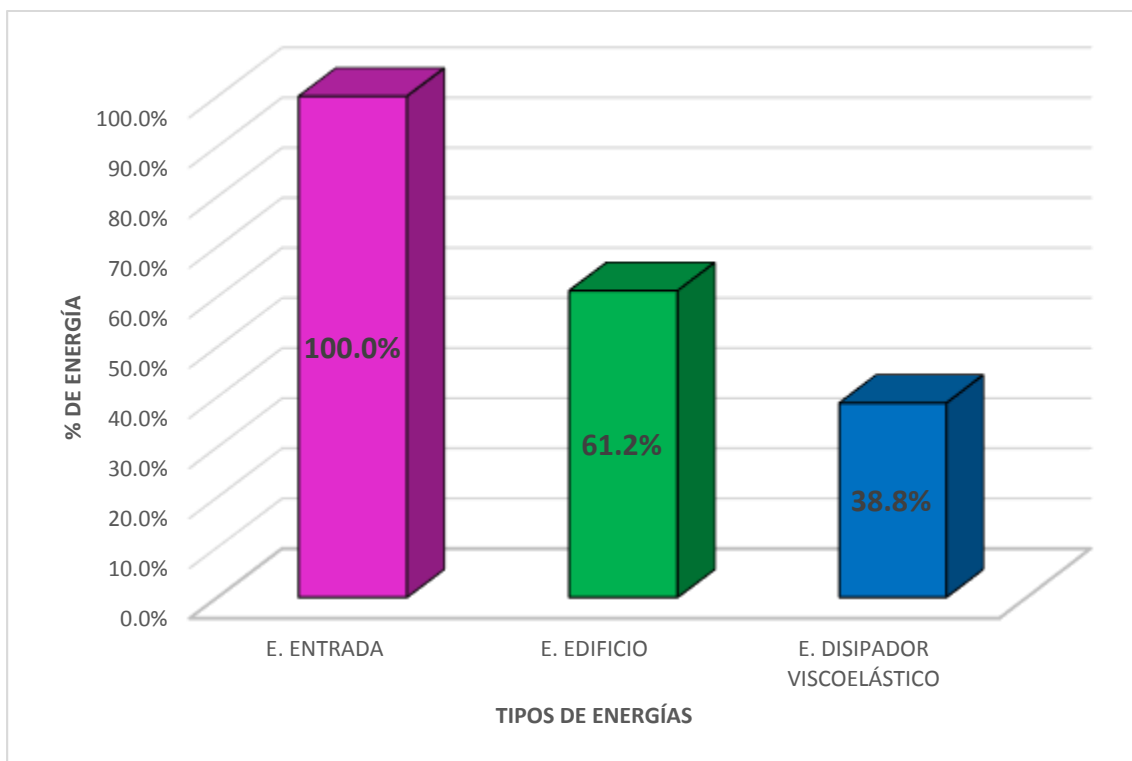


Figura 134: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores viscoelásticos en el Bloque D.
 Fuente: Propia

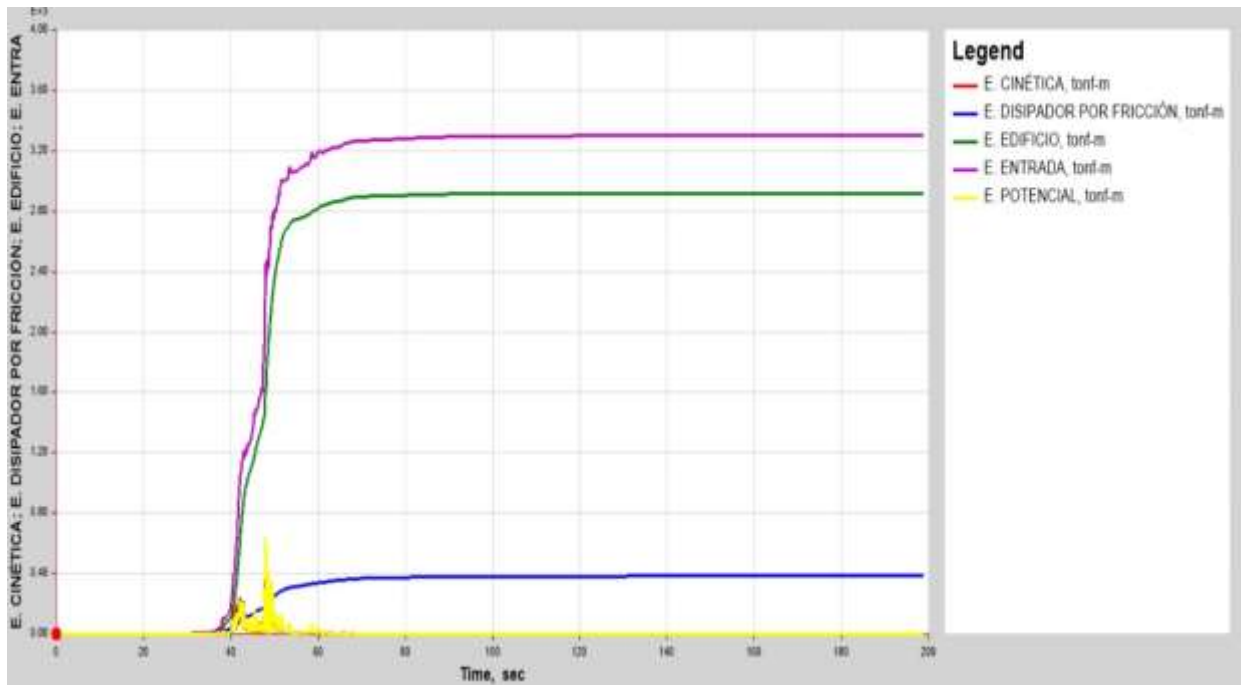


Figura 135: Balance de energía en el bloque D con los disipadores por fricción.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

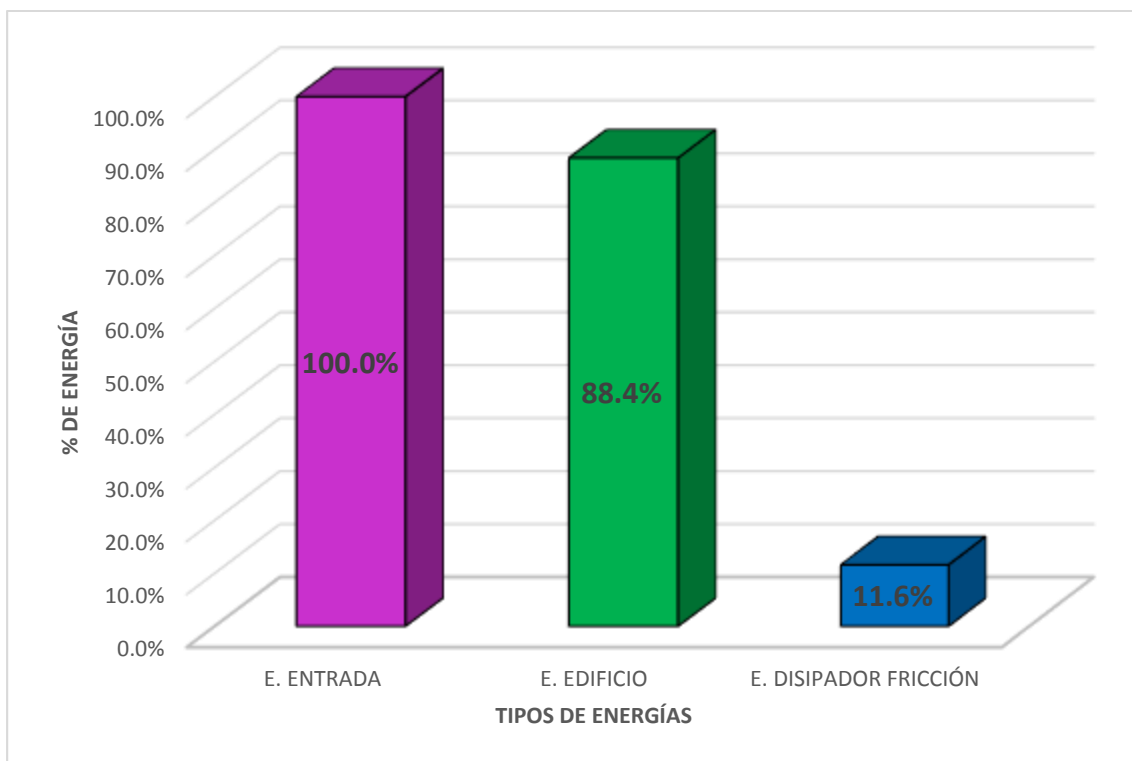


Figura 136: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por fricción en el Bloque D.
 Fuente: Propia

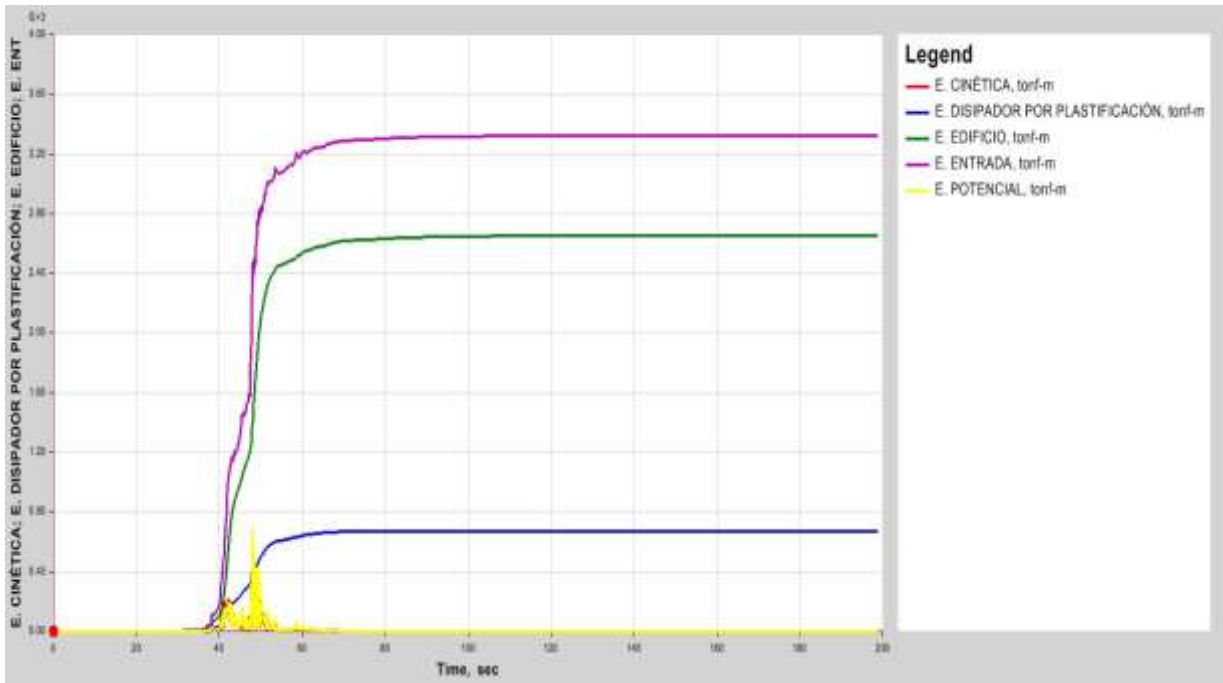


Figura 137: Balance de energía en el bloque D con los disipadores por plastificación de metales.
 Fuente: Etabs V. 16.2.0

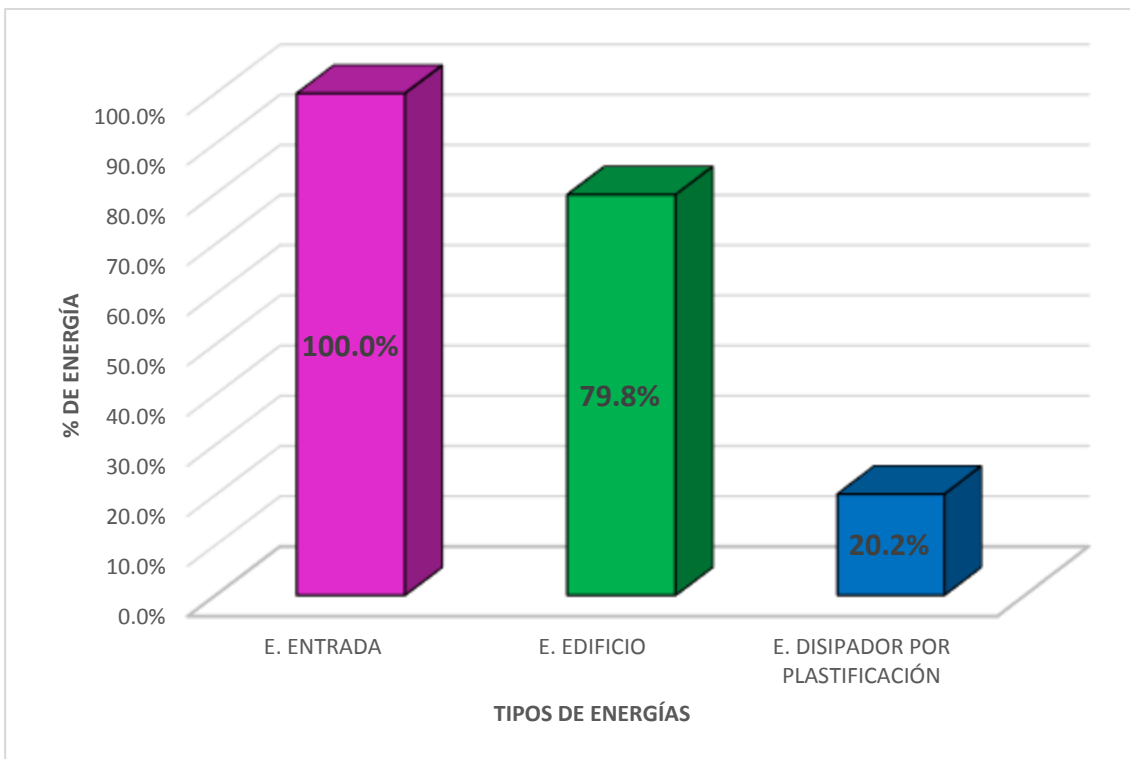


Figura 138: Porcentaje de energía disipada por el edificio y los disipadores por plastificación en el Bloque D.
 Fuente: Propia

Tabla 130:*Porcentaje de disipación de energía en el bloque A con disipadores.*

BLOQUE		Energía(tnf-m)	
A	Entrada	Inherente de la estructura	Disipadores
DFV	2570.5569	354.921	2215.4657
	100%	13.81%	86.19%
DVE	3577.4267	2065.8044	1511.4536
	100%	57.75%	42.25%
DF	3674.5439	3304.8771	369.665
	100%	89.94%	10.06%
DPM	3601.6914	2967.7652	633.8866
	100%	82.40%	17.60%

Fuente: Propia

Tabla 131:*Porcentaje de disipación de energía en el bloque B con disipadores.*

BLOQUE		Energía(tnf-m)	
B	Entrada	Inherente de la estructura	Disipadores
DFV	2258.93	256.5363	2002.2622
	100%	11.36%	88.64%
DVE	3589.548	2029.0406	1560.3335
	100%	56.53%	43.47%
DF	3325.2471	2967.1081	358.1427
	100%	89.23%	10.77%
DPM	3248.79	2582.3215	666.456
	100%	79.49%	20.51%

Fuente: Propia

Tabla 132:*Porcentaje de disipación de energía en el bloque C con disipadores.*

BLOQUE	Energía(tnf-m)		
	Entrada	Inherente de la estructura	Disipadores
DFV	606.1325	118.4375	487.6568
	100%	19.54%	80.45%
DVE	850.3382	520.5026	329.8004
	100%	61.21%	38.78%
DF	671.3989	583.9228	87.4762
	100%	86.97%	13.03%
DPM	690.462	539.023	151.4311
	100%	78.07%	21.93%

Fuente: Propia

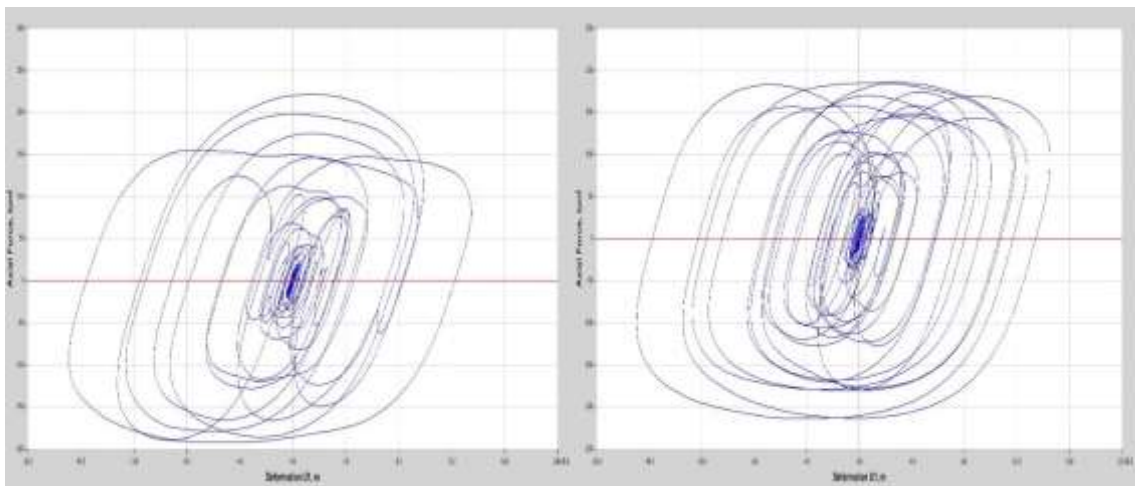
Tabla 133:*Porcentaje de disipación de energía en el bloque D con disipadores.*

BLOQUE	Energía(tnf-m)		
	Entrada	Inherente de la estructura	Disipadores
DFV	2443.569	469.5038	1973.8711
	100%	19.21%	80.78%
DVE	1894.851	1159.8098	734.9525
	100%	61.21%	38.79%
DF	3299.8656	2917.5175	382.3388
	100%	88.41%	11.59%
DPM	3324.827	2654.4551	670.3216
	100%	79.84%	20.16%

Fuente: Propia

2.5.2.7.3. *Verificación del comportamiento histerético:* A continuación, se presenta las gráficas de Desplazamiento vs Fuerza (curva de histéresis) de los distintos disipadores de energía con el objetivo de verificar el comportamiento de estos. Las gráficas deben tener una forma aproximada a lo especificado en el capítulo II para cada tipo de disipador pasivo.

Por la gran cantidad de disipadores solo se mostrará la curva histerética de aquellos que absorben una mayor fuerza en cada eje.

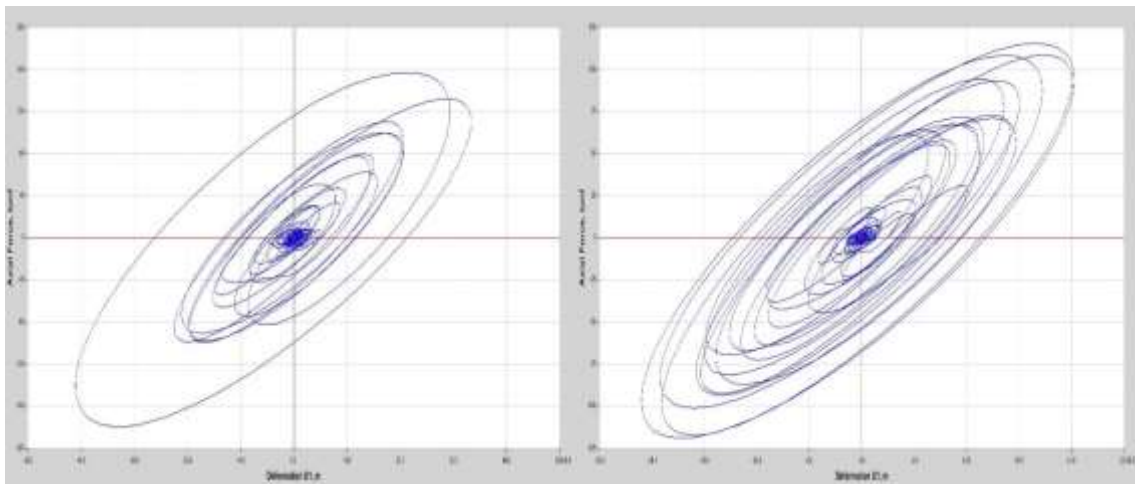


A Viscoso X K9

A Viscoso Y K80

Figura 139: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque A

Fuente: Etabs V.16.2.0.

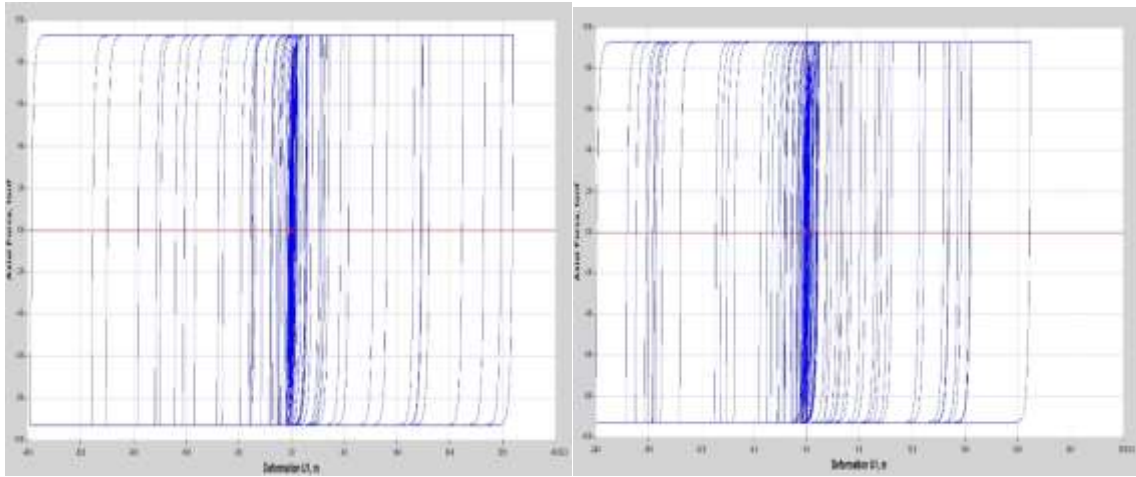


A Viscoelástico X 107

A Viscoelástico Y 70

Figura 140: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque A

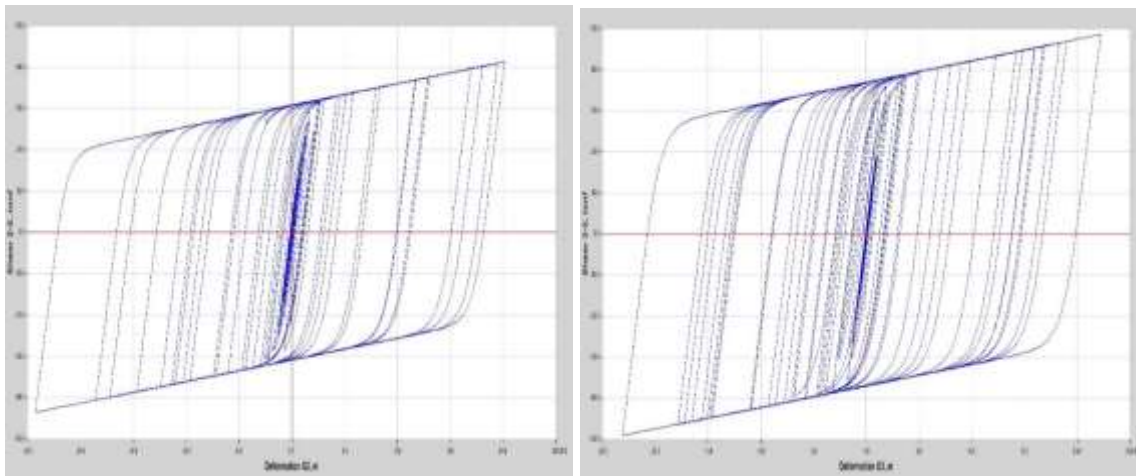
Fuente: Etabs V.16.2.0.



A Fricción X 109

A Fricción Y 74

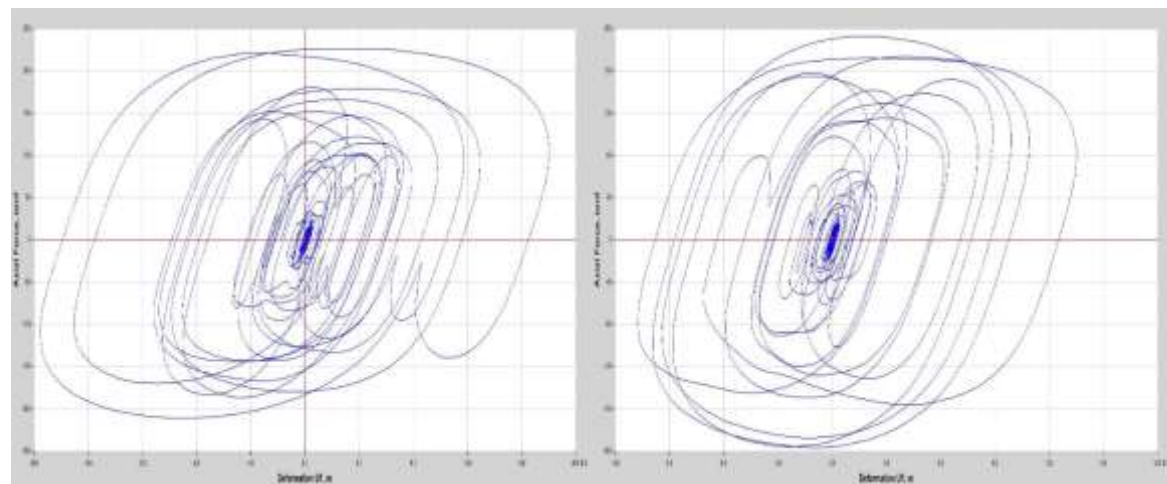
Figura 141: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque A
Fuente: Etabs V.16.2.0.



A Plastificación X 19

A Plastificación Y 40

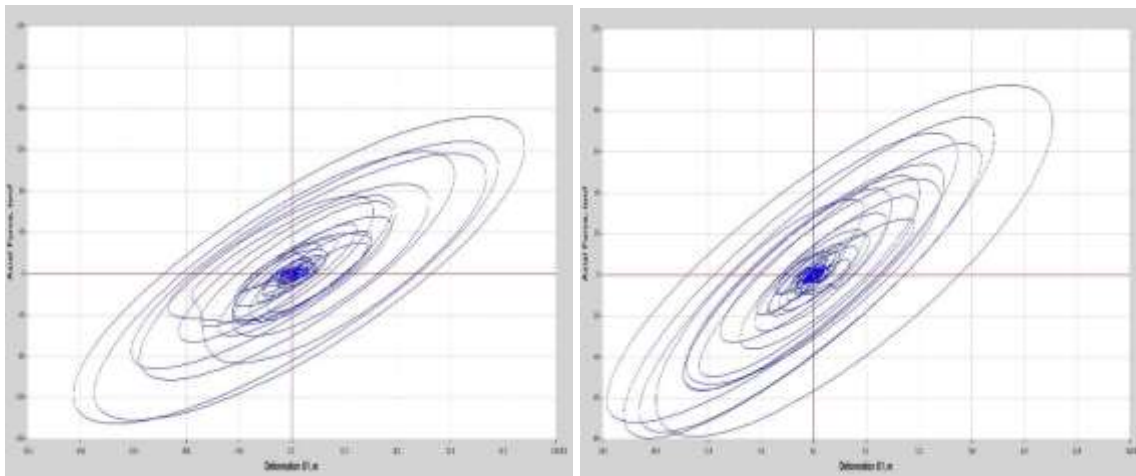
Figura 142: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque A
Fuente: Etabs V.16.2.0.



B Viscoso X 7

B Viscoso Y 56

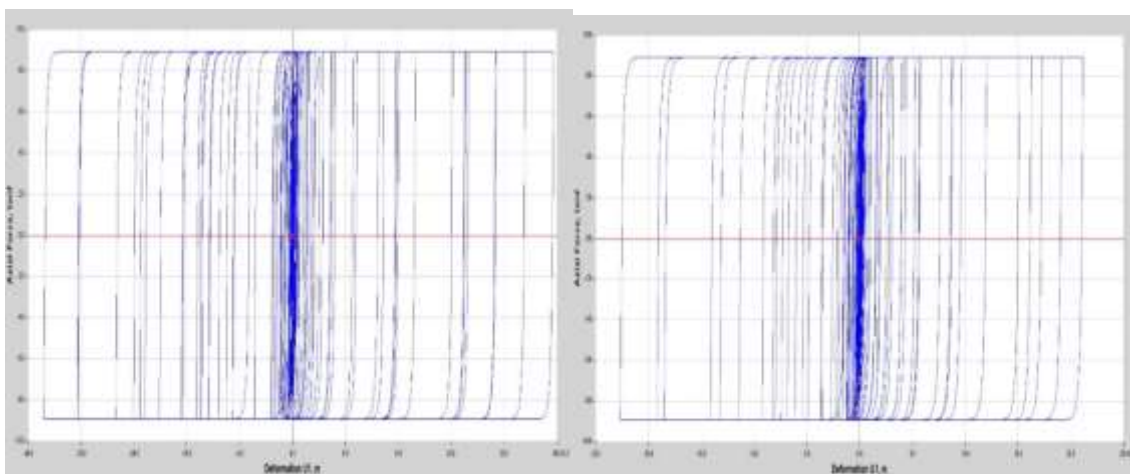
Figura 143: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque B
Fuente: Etabs V.16.2.0.



B Viscoelástico X 81

B Viscoelástico Y 11

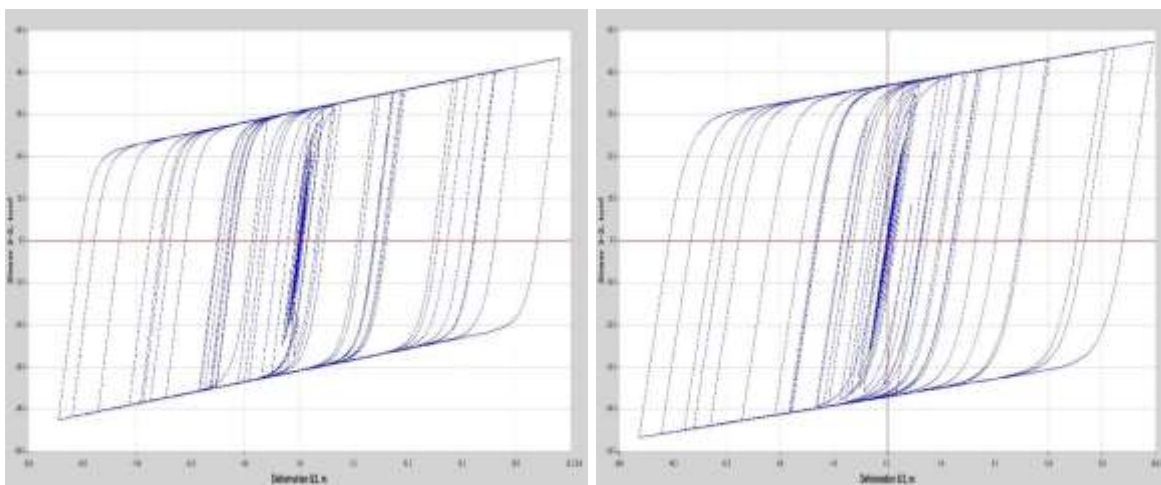
Figura 144: Curvas histeréticas de disp. VISCOELÁSTICOS en bloque B
Fuente: Etabs V.16.2.0.



B Fricción X 83

B Fricción Y 13

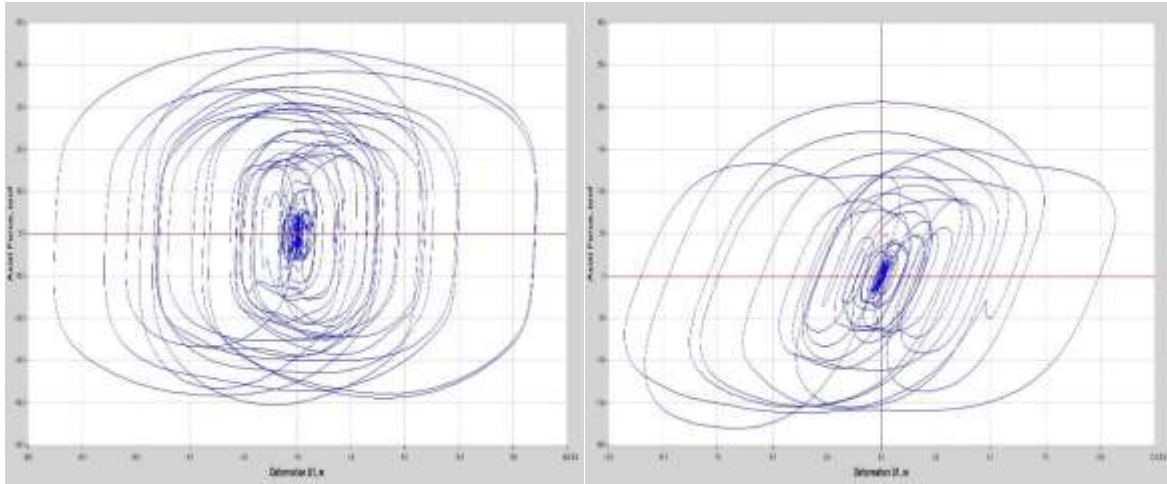
Figura 145: Curvas histeréticas de disp. POR FRICCIÓN en bloque B
Fuente: Etabs V.16.2.0.



B Plastificación X 47

B Plastificación Y 8

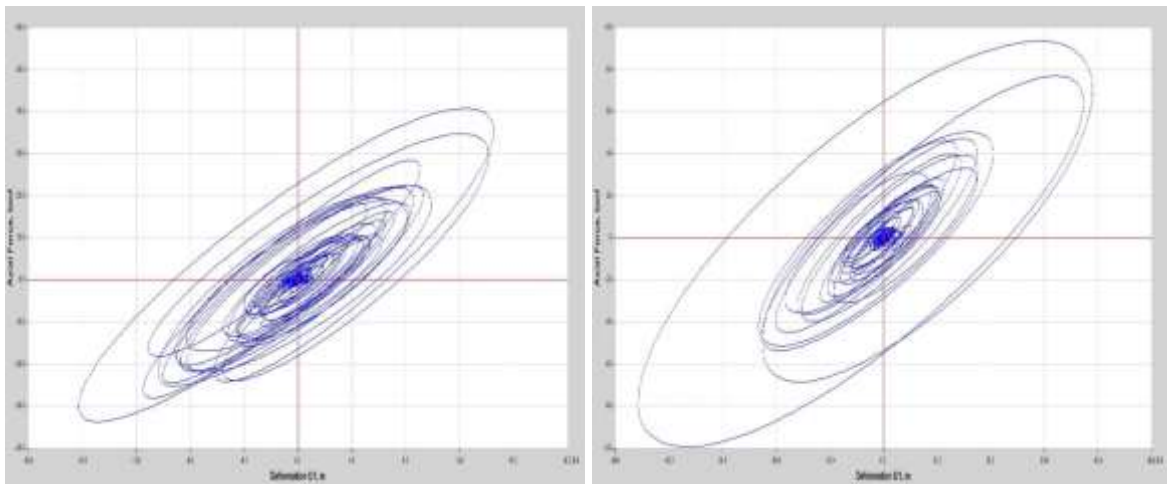
Figura 146: Curvas histeréticas de disp. POR PLASTIFICACIÓN en bloque B
Fuente: Etabs V.16.2.0.



C Viscoso X 21

C Viscoso Y 25

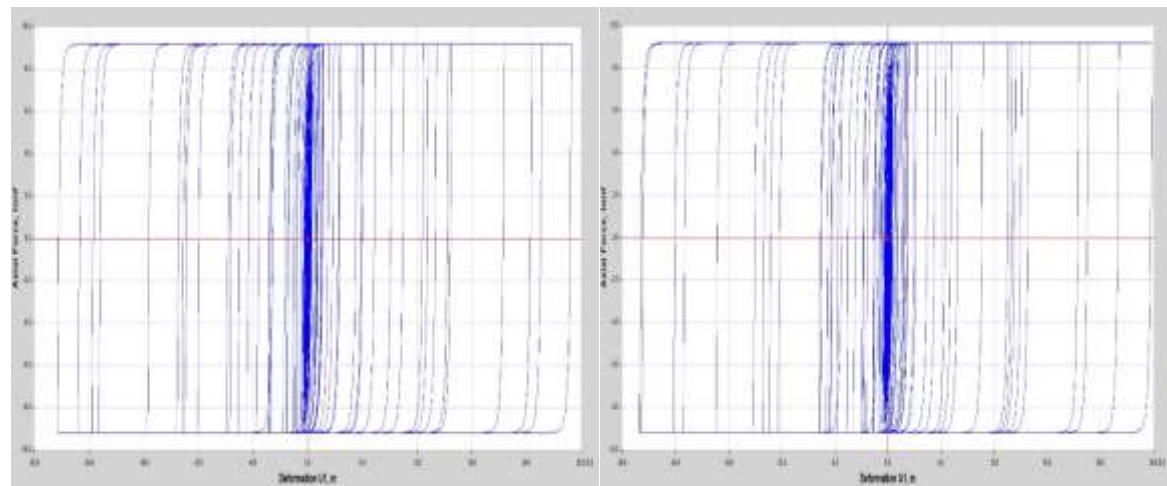
Figura 147: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque C
Fuente: Etabs V.16.2.0.



C Viscoelástico X 22

C Viscoelástico Y 28

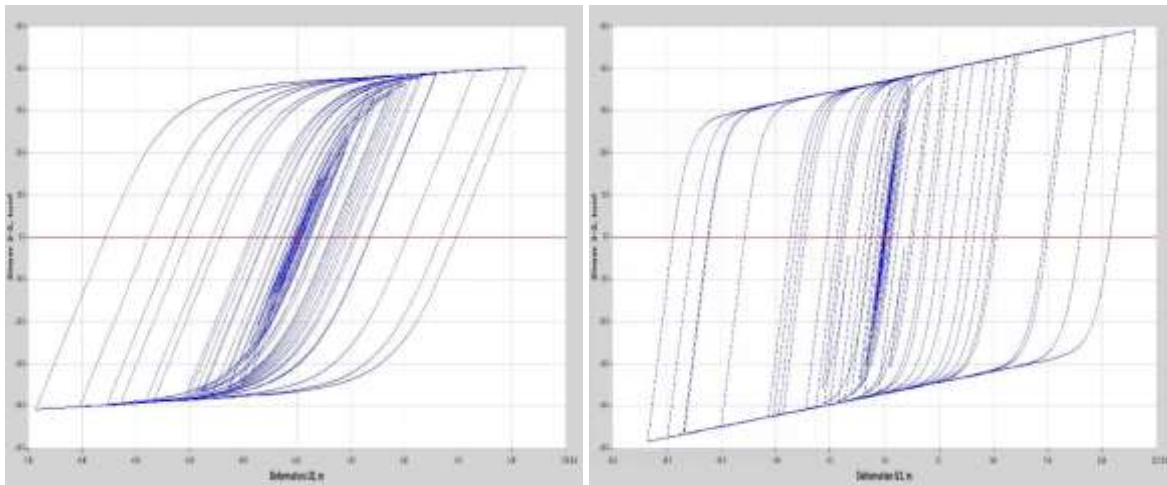
Figura 148: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque C
Fuente: Etabs V.16.2.0.



C Fricción X 2

C Fricción Y 26

Figura 149: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque C
Fuente: Etabs V.16.2.0.

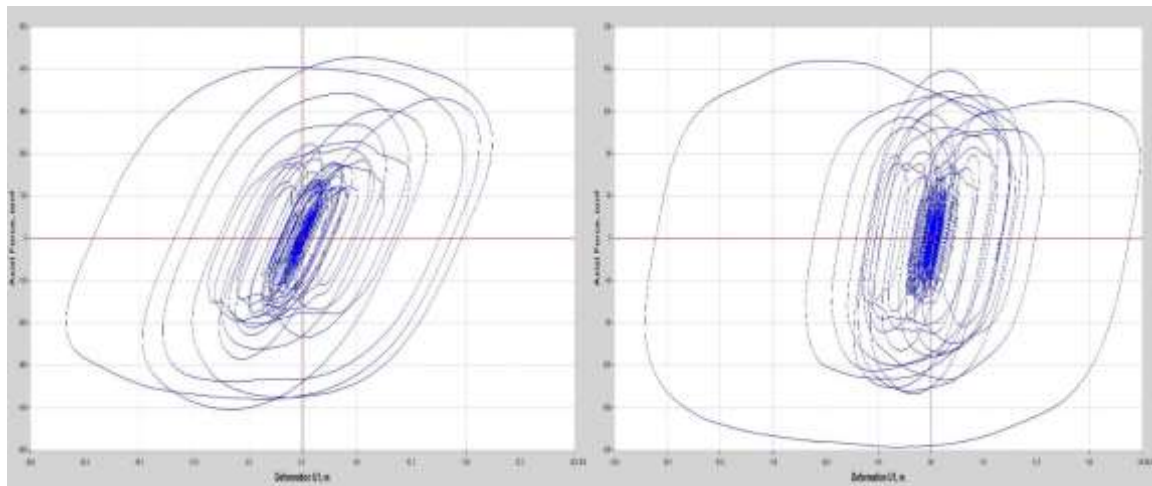


C Plastificación X 21

C Plastificación Y 3

Figura 150: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque C

Fuente: Etabs V.16.2.0.

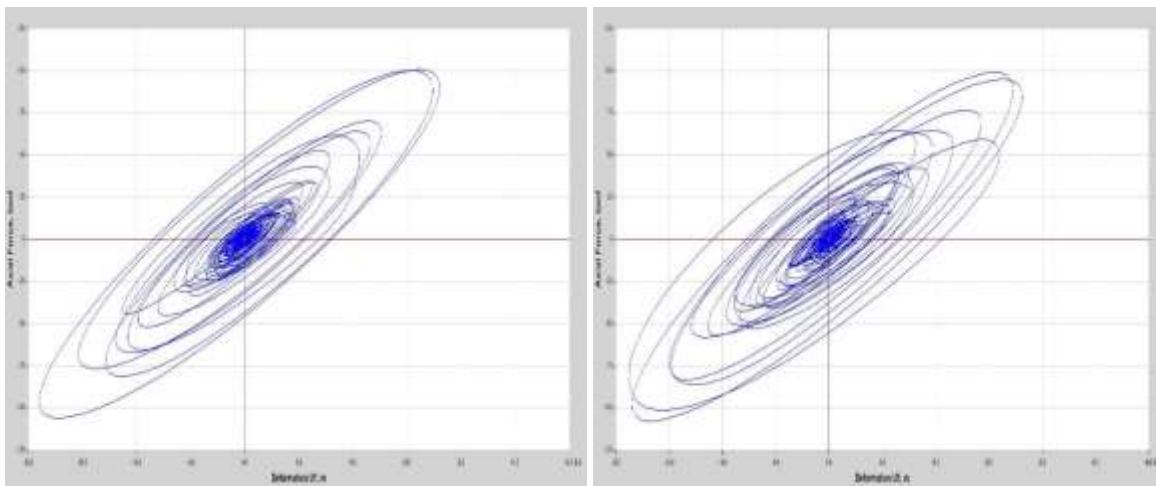


D Viscoso X 14

D Viscoso Y 49

Figura 151: Curvas histeréticas de disip. VISCOSOS en bloque D

Fuente: Etabs V.16.2.0.

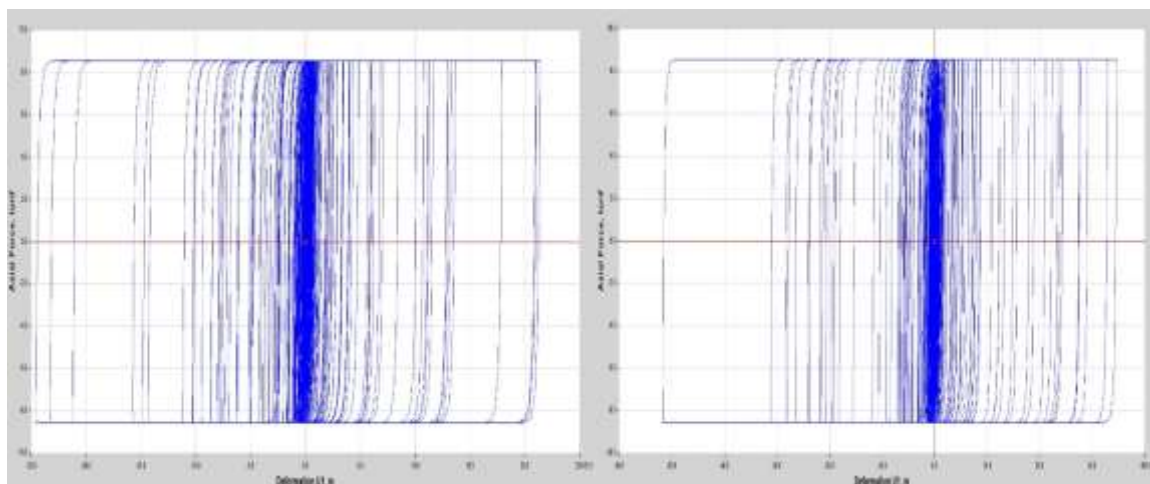


D Viscoelástico X 14

D Viscoelástico Y 25

Figura 152: Curvas histeréticas de disip. VISCOELÁSTICOS en bloque D

Fuente: Etabs V.16.2.0.

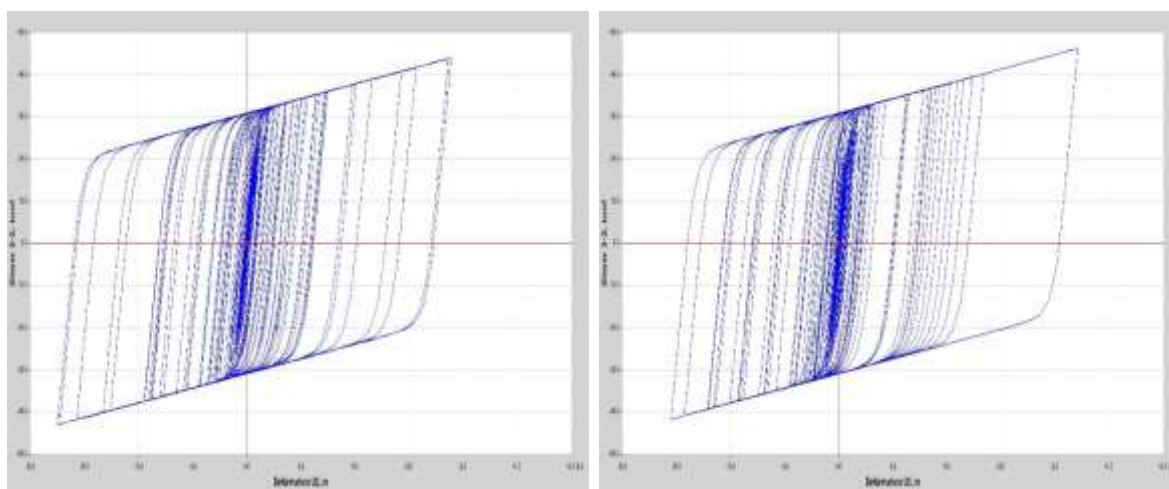


D Fricción X 13

D Fricción Y 45

Figura 153: Curvas histeréticas de disip. POR FRICCIÓN en bloque D

Fuente: Etabs V.16.2.0.



D Plastificación X 22

D Plastificación Y 2

Figura 154: Curvas histeréticas de disip. POR PLASTIFICACIÓN en bloque D

Fuente: Etabs V.16.2.0.

A partir de las curvas histeréticas mostradas para los disipadores que absorben una mayor fuerza axial y la revisión particular de cada disipador ubicado en los diferentes bloques, se concluye que todos presentan un comportamiento de acuerdo a lo esperado, es decir, se logran las formas detalladas en el capítulo II para cada tipo de disipador pasivo.

2.5.2.7.4. *Comportamiento final de disipadores:* Después de comparar las derivas de entrepiso de todos los bloques con los diferentes tipos de disipadores, el balance de energía, y la verificación de la curva histerética se puede asegurar que los disipadores de energía se comportan correctamente.

Conclusión: De los resultados cumple con las derivas permitidas el **Bloque C**, puesto que las derivas de los bloques A, B y D no cumplen la deriva máxima permitida por la E 0.30, se procedió a realizar la elección de disipador y el diseño final de elementos de acero con los disipadores de **Fluido Viscoso**, que tuvieron mejor comportamiento en la primera propuesta, solo al bloque C.

2.5.2.8. Diseño y elección final de los disipadores de energía.

2.5.2.8.1. *Fuerza axial en los disipadores:* Se determinó los disipadores a emplear dependiendo de su capacidad de carga y además teniendo en cuenta las fuerzas axiales obtenidas en los modelamientos.

En la siguiente tabla se mostrará los disipadores con sus respectivas fuerzas axiales, así como también normalizadas a valores del mercado.

Tabla 134:

Fuerzas Máximas en los disipadores de energía, Bloque C

PISO	DISIP.	EJE XX			EJE YY			
		FUERZA (TN)	FUERZA (KIP)	DISIP. (KIP)	DISIP.	FUERZA (TN)	FUERZA (KIP)	DISIP. (KIP)
PISO 6	K21	44.03	97.08	330	K35	64.07	141.25	330
PISO 6	K22	22.16	48.85	330	K36	64.31	141.77	330
PISO 6	K23	32.81	72.34	330	K50	54.42	119.97	330
PISO 6	K24	38.86	85.67	330	K51	62.79	138.43	330
PISO 5	K17	36.67	80.83	330	K33	78.39	172.82	330
PISO 5	K18	34.07	75.11	330	K34	82.23	181.28	330
PISO 5	K19	34.39	75.82	330	K48	85.08	187.57	330
PISO 5	K20	38.13	84.07	330	K49	90.04	198.51	330
PISO 4	K13	37.68	83.08	330	K31	104.10	229.50	440
PISO 4	K14	32.98	72.70	330	K32	99.65	219.70	440
PISO 4	K15	33.81	74.54	330	K46	110.70	244.05	440
PISO 4	K16	38.30	84.43	330	K47	112.28	247.53	440
PISO 3	K9	35.86	79.05	330	K29	125.06	275.72	440
PISO 3	K10	32.76	72.23	330	K30	118.95	262.25	440
PISO 3	K11	33.27	73.35	330	K44	130.88	288.55	440
PISO 3	K12	36.46	80.37	330	K45	132.84	292.86	440
PISO 2	K5	35.72	78.76	330	K27	185.95	409.94	440
PISO 2	K6	31.66	69.80	330	K28	179.24	395.14	440
PISO 2	K7	32.02	70.60	330	K41	186.95	412.16	440
PISO 2	K8	36.10	79.59	330	K43	188.23	414.97	440
PISO 1	K1	27.38	60.35	330	K25	206.30	454.81	675
PISO 1	K2	23.86	52.61	330	K26	200.91	442.92	675
PISO 1	K3	23.87	52.63	330	K39	203.69	449.05	675
PISO 1	K4	27.59	60.83	330	K40	203.53	448.70	675

Fuente: Propia

Tabla 135:

Número de disipadores por fuerza axial.

Fuerza (KIP)	Número de Dispositivos
330	32
440	12
675	4

Fuente: Propia

Se usó las dimensiones provistas por el fabricante Taylor Devices Inc. Para sus diferentes niveles de fuerza axial.

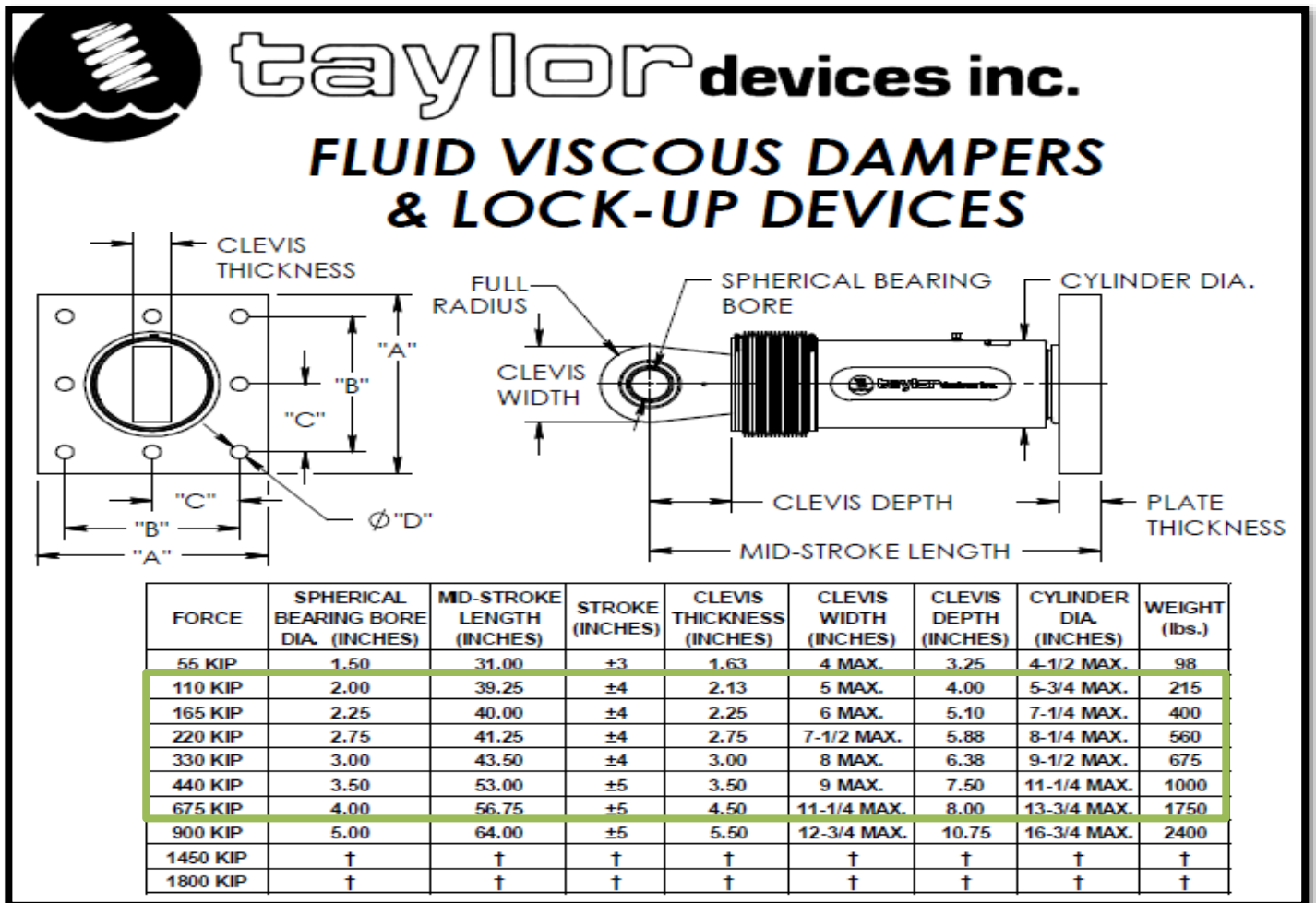


Figura 155: Propiedades de los disipadores.

Fuente: TAYLOR DEVICES.

FORCE	"A"	"B"	"C"	"D"	PLATE THICKNESS (INCHES)
55 KIP	7.00±.12	5.00±.01	*	0.81±.01	1.50±.03
110 KIP	11.12±.12	8.00±.01	*	1.25±.01	1.50±.03
165 KIP	13.50±.12	10.00±.01	5.00±.01	1.12±.01	2.40±.03
220 KIP	16.50±.12	12.50±.01	6.25±.01	1.25±.01	3.00±.06
330 KIP	17.00±.12	13.00±.01	6.50±.01	1.375±.010	3.00±.06
440 KIP	18.00±.12	13.50±.01	6.75±.01	1.500±.010	4.00±.06
675 KIP	20.00±.12	16.00±.01	8.00±.01	1.63±.01	4.00±.06
900 KIP	†	†	†	†	†
1450 KIP	†	†	†	†	†
1800 KIP	†	†	†	†	†

NOTE:
VARIOUS STROKES ARE AVAILABLE, FROM ±2 TO ±36 INCHES. FORCE CAPACITY MAY BE REDUCED FOR STROKE LONGER THAN STROKE LISTED IN TABLE. ANY STROKE CHANGE FROM THE STANDARD STROKE VERSION DEPICTED CHANGES MID-STROKE LENGTH BY FIVE INCHES PER ±1 INCH OF STROKE.

EXAMPLE: 220 KIP ±4 INCHES STROKE, MID-STROKE LENGTH IS 41.25 INCHES
220 KIP ±6 INCHES STROKE,
6-4 = 2 TIMES FIVE = 10
41.25+10 = 51.25 INCHES MID-STROKE LENGTH

BELLOWS MAY BE REPLACED WITH A STEEL SLEEVE AS DESIRED STROKE LENGTHS INCREASE. CONSULT TAYLOR DEVICES FOR STROKE OVER ± 12 INCHES AND/OR FOR FORCE CAPACITIES FOR STROKE LONGER THAN LISTED IN TABLE.
*** DENOTES 4-BOLT MOUNTING PATTERN**
† DENOTES CUSTOM PATTERN. CONSULT FACTORY.

Figura 156: Dimensiones para la placa base.
Fuente: TAYLOR DEVICES.

Estos disipadores se podrán ver a detalle en el Anexo 12 de Planos Estructurales, cabe recalcar que estos dispositivos tienen un factor de seguridad añadido, por consiguiente, no se necesitó amplificar las fuerzas axiales obtenidas en el análisis tiempo-historia.

2.5.2.9. Diseño de Elementos de Acero:

Se tiene en cuenta lo que recomienda la norma ASCE 7-10 para diseñar elementos de acero (en el sistema de disipación); señala que el diseño se debe realizar considerando el máximo sismo esperado (1.5 del sismo de diseño). Todos los cálculos se encuentran en el Anexo 11.

2.5.2.9.1. *Diseño del brazo metálico:* De acuerdo al perfil seleccionado **ROUND HSS 8.625 x 0.625** se hace la verificación para ver si el perfil cuenta con la suficiente resistencia para transmitir las fuerzas máximas de tracción y compresión desde los nudos hasta el disipador viscoso.

Las propiedades del perfil escogido están de acuerdo al **AISC** y a la norma **ASTM A1085**, publicada el 2013 y que reemplaza a la norma **ASTM A500**, proporcionando un rendimiento mejorado del perfil ROUND HSS que se manifiesta en un esfuerzo de fluencia mínimo de 50Ksi para todas las formas de Hollow Structural Section (HSS).

DIMENSIONS AND SECTION PROPERTIES OF ROUND HSS

Shape	Design Wall Thickness, t	Nominal Wt	Area, A	D/t	I	S	r	Z	Torsion	
	in.	lb/ft	in. ²		in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	J	C
									in. ⁴	in. ³
HSS9.625X0.500	0.500	48.77	14.3	19.2	150	31.1	3.23	41.7	299	61.9
X0.375	0.375	37.08	10.9	25.7	117	24.3	3.27	32.1	233	48.4
X0.312	0.312	31.06	9.13	30.8	99.1	20.6	3.29	27.1	198	41.1
X0.250	0.250	25.06	7.36	38.5	81.0	16.8	3.32	22.0	162	33.6
X0.188	0.188	18.97	5.57	51.2	62.1	12.9	3.34	16.7	124	25.8
HSS8.625X0.625	0.625	53.45	15.7	13.8	126	29.3	2.84	40.1	253	58.0
X0.500	0.500	43.43	12.8	17.2	106	24.5	2.88	33.0	211	48.7
X0.375	0.375	33.07	9.72	23.0	82.9	19.2	2.92	25.5	166	38.3
X0.322	0.322	28.58	8.40	26.8	72.5	16.8	2.94	22.2	145	33.5
X0.250	0.250	22.38	6.58	34.5	57.7	13.4	2.96	17.5	115	26.7
X0.188	0.188	16.96	4.98	45.9	44.4	10.3	2.98	13.4	88.7	20.6
HSS7.625X0.375	0.375	29.06	8.54	20.3	56.3	14.8	2.57	19.7	113	29.4
0.328	0.328	25.59	7.52	23.2	50.1	13.2	2.58	17.5	100	26.2
HSS7.5X0.500	0.500	37.42	11.0	15.0	67.7	18.1	2.48	24.5	135	35.8
X0.375	0.375	28.56	8.39	20.0	53.4	14.2	2.52	19.1	107	28.4
X0.312	0.312	23.97	7.05	24.0	45.6	12.2	2.54	16.1	91.2	24.2
X0.250	0.250	19.38	5.69	30.0	37.5	9.99	2.56	13.1	74.9	19.9
X0.188	0.188	14.70	4.32	39.9	28.9	7.70	2.59	10.1	57.8	15.4
HSS7X0.500	0.500	34.74	10.2	14.0	54.2	15.5	2.30	21.2	108	30.7
X0.375	0.375	26.56	7.80	18.7	43.0	12.3	2.35	16.5	85.9	24.4
X0.312	0.312	22.31	6.56	22.4	36.7	10.5	2.37	14.0	73.5	20.9
X0.250	0.250	18.04	5.30	28.0	30.2	8.64	2.39	11.4	60.5	17.2
X0.188	0.188	13.69	4.02	37.2	23.4	6.67	2.41	8.73	46.7	13.3
HSS6.875X0.500	0.500	34.07	10.0	13.8	51.2	14.9	2.26	20.4	102	29.5
X0.375	0.375	26.06	7.66	18.3	40.6	11.8	2.30	15.9	81.2	23.5
X0.312	0.312	21.89	6.43	22.0	34.7	10.1	2.32	13.4	69.4	20.1
X0.250	0.250	17.71	5.20	27.5	28.6	8.32	2.34	11.0	57.2	16.6
X0.188	0.188	13.44	3.95	36.6	22.1	6.43	2.37	8.41	44.2	12.8

Figura 157: Dimensiones y secciones. Propiedades de ROUND HSS.
Fuente: AISC Steel Construction Manual

Se calcula la carga nominal reducida por el factor de reducción correspondiente y se compara con la carga axial última que soportará el perfil HSS 8.625 x 0.625.

$$F_e = \frac{\pi^2 x E}{\left(\frac{L}{r}\right)^2}, \quad F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y$$

$$\phi P_n = \phi x F_{cr} x A, \quad \phi T_n = \phi x F_y x A$$

Donde:

A= Área del perfil metálico.

E= Módulo de elasticidad del acero.

r= Radio del perfil metálico.

F_y= Esfuerzo de fluencia.

Tanto la fuerza nominal $\phi P_n = 280.48 Tn$ y $\phi T_n = 320.47 Tn$ son mayores que la carga axial última **206.30 Tn**, por ende, la sección de perfil escogido es correcto.

2.5.2.9.2. *Diámetro del perno para conexión brazo metálico-Disipador viscoso*: Los disipadores usados en esta tesis son los manufacturados por la empresa **TAYLOR DEVICES INC**, principal fabricante de los disipadores de fluido viscoso y los utilizados en Perú por la empresa **CDV representaciones**. De acuerdo a las dimensiones de la placa base para un disipador de **675 KIP, 440KIP y 330KIP**, el agujero debe tener una dimensión de 1.63 pulgadas, entonces, con este dato se calcula el diámetro de perno a usar de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$db = dh - 1/8''$$

Donde:

db= Diámetro del perno.

dh= Diámetro del agujero.

El diámetro final del perno a usar es de **1 ½"**.

2.5.2.9.3. *Longitud del perno, tuerca y arandela*: La longitud del perno está dada por la norma **ASTM F3125** publicada el 2016 y que reemplaza a las normas **ASTM A325 Y ASTM A490**. Para las dimensiones de los pernos la norma ASTM F3125 nos manda a la norma **ASME B.18.2.6**. Para las dimensiones de las arandelas y las tuercas se usaron las normas **ASTM F436 Y ASME B18.2.2** respectivamente. Todas las normas son usadas por la empresa **PORTLAND BOLT & MANUFACTURING COMPANY** especializada en estos elementos desde 1912.

Tabla 136:*Dimensiones de perno y tuerca de conexión brazo metálico-disipador.*

D I S I P A D O R	DIMENSIONES						
	PERNO (ASME B18.2.6)				TUERCA (ASME B18.2.2)		
	D Diámetro nominal	F ancho a través de cara plana	H1 Altura	T Longitud roscada	W Ancho a través de la cara plana	H2 Espesor	
675 KIP	in 1 1/2 cm 3.81	2 3/8 6.03	15/16 2.38	2 1/4 5.72	2 3/8 6.03	1 15/32 3.73	
440 KIP	in 1 3/8 cm 3.4925	2 3/16 5.55625	27/32 2.143125	2 1/4 5.715	2 3/16 5.55625	1 11/32 3.413125	
330 KIP	in 1 1/4 cm 3.175	2 5.08	25/32 1.984375	2 5.08	2 5.08	1 7/32 3.095625	

Fuente: ASME B18.2.6

Tabla 137:*Dimensiones de arandela de conexión brazo metálico-disipador.*

D I S I P A D O R	DIMENSIONES				
	ARANDELA (ASTM F436)				
		Diámetro nominal	Diámetro exterior	Diámetro interior	Espesor máximo
675 KIP	in 1 1/2 cm 3.81	3 7.62	1.625 4.13	0.177 0.50	
440 KIP	in 1.38 cm 3.4925	2.75 6.985	1.50 3.81	0.18 0.44958	
330 KIP	in 1.25 cm 3.175	2.50 6.35	1.38 3.4925	0.18 0.44958	

Fuente: ASTM F436

De acuerdo al **RESEARCH COUNCIL ON STRUCTURAL CONNECTIONS (RCSC)** que usa las normas ASTM antes mencionadas, para determinar la longitud del perno, el valor de la siguiente tabla debe ser añadida al GRIP (espesor total del material conectado, excluyendo las arandelas) para longitudes de hasta 1 1/2". El **RCSC** y **ASME B.18.2.1** menciona que a la longitud final debe añadirse 1/4" para longitudes menores de 6" y 1/2" para longitudes mayores a 6". Además, debe considerarse que la longitud roscada (longitud de hilo) quede fuera del plano de corte.

Nominal Bolt Diameter, d_b , in.	To Determine the Required Bolt Length, Add to Grip, in.
1/2	1 1/16
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
1 3/8	1 3/4
1 1/2	1 7/8

Figura 158: Diámetros y longitudes nominales de pernos.
Fuente: RCSC

La longitud final del perno se obtiene con la siguiente fórmula, siendo el GRID igual a 2 veces el espesor de la placa base del disipador 675 KIP:

$$\text{Long. perno} = (2 \times \text{espesor de arandela}) + \text{GRID} + 1 \text{ 7/8"}''$$

Para el disipador de **675 KIP** la longitud calculada del perno es 10.77". Se escoge una **longitud final de 10.6"**.

Para el disipador de **440 KIP** la longitud calculada del perno es 10.77". Se escoge una **longitud final de 10.6"**.

Para el disipador de **330 KIP** la longitud calculada del perno es 10.77". Se escoge una **longitud final de 8.25"**.

2.5.2.9.4. *Comprobación de la resistencia a la tracción:* El grado de perno escogido es F3125 grado A325 tipo 1 por ser el más común y tiene un esfuerzo mínimo a la tracción de 120 ksi. Cabe mencionar que estos pernos sólo están sometidos a esfuerzos axiales de compresión y tracción más no de corte.

$$\phi T_n = \phi \times A_b \times \sigma_t$$

En el disipador de **675 KIP**, para 8 pernos el esfuerzo nominal que se puede soportar es **1272.35 kip**, superior a la fuerza última **560.37 kip** del disipador.

En el disipador de **440 KIP**, para 8 pernos el esfuerzo nominal que se puede soportar es **1069.12 kip**, superior a la fuerza última **533.96 kip** del disipador.

En el disipador de **330 KIP**, para 8 pernos el esfuerzo nominal que se puede soportar es **883.57 kip**, superior a la fuerza última **273.00 kip** del disipador.

2.5.2.9.5. *Diseño del perno de conexión:* La norma ASTM F3125 que para pernos de otras dimensiones se debe recurrir a las especificaciones dadas por las normas **ASTM A449 o ASTM A354**. El tipo de perno escogido está dado por la norma **ASTM A354 grado BD** que tiene un esfuerzo mínimo de tensión de **150 ksi** y un esfuerzo mínimo de fluencia igual a **130 ksi**.

Considerando un perno de diámetro definido en las próximas tablas, un ancho de la barra de conexión igual a 7 cm y un espesor de cartela estándar dado por la empresa CDV REPRESENTACIONES igual a 1.27 cm. se calcula la longitud del perno de conexión bajo las mismas consideraciones del perno de la placa base del dissipador detallado anteriormente.

Tabla 138:

Dimensiones de perno y tuerca de conexión barra de conexión-cartela.

D I S I P A D O R	DIMENSIONES						
	PERNO (ASME B18.2.1)				TUERCA (ASME B18.2.2)		
	D Diámetro nominal	F ancho a través de cara plana	H1 Altura	T Longitud roscada	W Ancho a través de la cara plana	H2 Espesor	
675 KIP	in cm	3 7.62	4 5/8 11.7475	2 5.08	6 1/2 16.51	4 5/8 11.7475	2 61/64 7.5009375
440 KIP	in cm	2 3/4 6.985	4 1/4 10.795	1 13/16 4.60375	6 15.24	4 1/4 10.795	2 45/64 6.8659375
330 KIP	in cm	2 5.08	3 1/8 7.9375	1 11/32 3.413125	4 1/2 11.43	3 1/8 7.9375	1 31/32 5.000625

Fuente: ASME B18.2.1

Tabla 139:

Dimensiones de arandela de conexión barra de conexión-cartela.

D I S I P A D O R	DIMENSIONES				
	ARANDELA (ASTM F436)				
	Diámetro nominal	Diámetro exterior	Diámetro interior	Espesor máximo	
675 KIP	in cm	3.00 7.62	5.50 13.97	3.13 7.9375	0.34 0.8636
440 KIP	in cm	2.75 in 6.985	5.00 in 12.7	2.88 in 7.3025	0.34 in 0.8636
330 KIP	in cm	2.00 in 5.08	3.75 in 9.525	2.13 in 5.3975	0.28 in 0.7112

Fuente: ASTM F436

Se calcula el esfuerzo de corte máximo nominal del perno escogido mediante las fórmulas siguientes:

$$\phi R_n = \phi \times m \times F_v \qquad \phi P_n = \phi \times R_n \times A_b \times n$$

Donde:

R_n = esfuerzo máximo de corte

ϕ =0.75

m = Número de planos.

F_v = 0.5 F_u (falla en la parte lisa)

F_v = 0.4 F_u (falla en la parte rosca)

A_b = Área neta transversal del perno a la altura del plano de corte

P_n = Fuerza cortante máxima

n = Número de pernos

El valor de “ m ” es igual a 1 cuando el perno está sometido a una cortante simple e igual a 2 cuando el perno está en cortante doble.

La longitud del perno ha sido considerada para que la longitud del hilo esté fuera del plano de corte y que la posible falla sea en la parte lisa, por ende, se asume un F_v =0.4 F_u , siendo el F_u igual a **150 ksi**. De acuerdo a lo mencionado:

Para el disipador de **675 KIP**, el esfuerzo máximo de corte calculado es igual a **90 ksi** y la fuerza cortante nominal es **636 kip**, esta última es superior a la fuerza cortante última del disipador de **560.37 kip**.

Para el disipador de **440 KIP**, el esfuerzo máximo de corte calculado es igual a **90 ksi** y la fuerza cortante nominal es **535 kip**, esta última es superior a la fuerza cortante última del disipador de **533.96 kip**

Para el disipador de **330 KIP**, el esfuerzo máximo de corte calculado es igual a **90 ksi** y la fuerza cortante nominal es **283 kip**, esta última es superior a la fuerza cortante última del disipador de **273 kip**

2.5.2.9.6. *Diseño de la barra de conexión:* La barra de conexión está diseñada bajo la norma ASTM A36 con un límite de fluencia de **36 ksi** y una resistencia a la tracción de **58 ksi**. Este elemento está diseñado para soportar esfuerzos de tensión y se verifica para una posible falla por fluencia de su área bruta y la fractura del área neta. El área que debe tener la barra de conexión debe ser la suficiente para soportar las condiciones mencionadas anteriormente.

$$A_g > \frac{P_u}{\phi f_y} \qquad A_g \text{ requerida} > \frac{P_u}{u\phi\sigma_{tracción}} + A_h$$

Donde:

A_g = Área bruta requerida de la sección.

ϕ = Factor de resistencia igual a 0.90 para A_g .

ϕ = Factor de resistencia igual a 0.75 para A_g requerida.

f_y = Esfuerzo de fluencia (**36ksi**).

A_h = Área del agujero.

u = Porcentaje de la sección que trabaja para absorber los esfuerzos a tracción.

$\sigma_{tracción}$ = Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión (**58 ksi**).

Para calcular el área del agujero A_h se usa las siguientes fórmulas:

$$A_h = (\text{diámetro del agujero}) \times (\text{espesor de la barra de conexión})$$

$$\text{diámetro del agujero} = \phi_{perno} + 1/16''$$

Para el dissipador de **675 KIP**, se escoge una barra de conexión con un área de **168 cm²** (**7 cm x24 cm**) y un perno de conexión de **3"** de acuerdo a lo calculado anteriormente. El área del agujero resultante es **8.44 in²**. Para una carga última del dissipador (P_u) igual a **560.37 kip**, el valor de A_g y A_g requerido es **83.11 cm²** y **137.56 cm²** respectivamente, siendo este valor menor al área de la barra de conexión igual a **168 cm²**, por ende se satisface las solicitaciones para la carga última de tensión actuante.

Para el dissipador de **440 KIP**, se escoge una barra de conexión con un área de **154 cm²** (**7 cm x22 cm**) y un perno de conexión de **2 3/4"** de acuerdo a lo calculado anteriormente. El área del agujero resultante es **7.75 in²**. Para una carga última del dissipador (P_u) igual a **533.96 kip**, el valor de A_g y A_g requerido es **79.19 cm²** y **129.20 cm²** respectivamente, siendo este valor menor al área de la barra de conexión igual a **154 cm²**, por ende se satisface las solicitaciones para la carga última de tensión actuante.

Para el dissipador de **330 KIP**, se escoge una barra de conexión con un área de **112 cm²** (**7 cm x16 cm**) y un perno de conexión de **2"** de acuerdo a lo calculado anteriormente. El área del agujero resultante es **5.68 in²**. Para una carga última del dissipador (P_u) igual a **273 kip**, el valor de A_g y A_g requerido es **40.49 cm²** y **77.16 cm²** respectivamente, siendo este valor menor al área de la barra de conexión igual a **112 cm²**, por ende se satisface las solicitaciones para la carga última de tensión actuante.

2.5.2.9.7. *Diseño de los pernos de anclaje:* Para el diseño de los pernos de anclaje post-instalados se utilizó el código de diseño **ACI 318-14**.

Los requisitos que deben cumplir los pernos de anclaje son los siguientes:

$$\phi N_{sa} \geq N_{ua} \qquad \phi V_{sa} \geq V_{ua}$$

Donde:

N_{sa} = Resistencia nominal de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes en tracción determinada por la resistencia del acero.

V_{sa} = Resistencia nominal a cortante de un solo anclaje o de un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes determinada por la resistencia del acero.

N_{ua} = Fuerza de tracción amplificada aplicada a un anclaje o a un anclaje individual dentro de un grupo de anclajes.

V_{ua} = Fuerza cortante amplificada aplicada a un anclaje sólo o a un grupo de anclajes.

La resistencia nominal de un grupo de anclajes a tracción está dada por:

$$N_{sa} = n * A_{se} * f_{uta}$$

Donde:

n = Número de anclajes en el grupo

A_{se} = Área transversal efectiva del anclaje en tracción

f_{uta} = Esfuerzo último del acero en tracción

La resistencia nominal de un grupo de anclajes a cortante está dada por:

$$V_{sa} = n * 0.6 * A_{se} * f_{uta}$$

Para la presente tesis se decidió usar los pernos **Trubolt Wedge Anchors** manufacturados por la empresa **ITW Red Head** con sede en los EE.UU. e importados y comercializados por la empresa peruana **CDV representaciones**. Las propiedades mecánicas y dimensiones de los pernos han sido obtenidas del propio fabricante que provee las especificaciones necesarias para el diseño.

Se escogerá un perno de ¾” con una longitud de perno de acuerdo a las dimensiones del fabricante de 6.5”. El valor de A_{se} y f_{uta} es **0.334 in²** y **75 000 $\frac{lb}{in^2}$** respectivamente para todos los disipadores.

Para el disipador de **675 KIP**, la carga última por tensión y cortante se obtiene de la descomposición de la fuerza última de acuerdo al ángulo de inclinación igual a **48.45°**, resultando una componente vertical (tracción) de **190.23 Tn** y una componente horizontal (cortante) de **168.59 Tn**. Se ha escogido un número de pernos de anclaje igual a **30**. De acuerdo a los datos de los pernos de anclaje mencionados anteriormente el valor de **Nsa** y **Vsa** es igual a **356 Tn** y **185 Tn**, siendo estos valores superiores a los esfuerzos últimos de tensión y cortante.

Para el disipador de **440 KIP**, la carga última por tensión y cortante se obtiene de la descomposición de la fuerza última de acuerdo al ángulo de inclinación igual a **55.93°**, resultando una componente vertical (tracción) de **200.63 Tn** y una componente horizontal (cortante) de **135.68 Tn**. Se ha escogido un número de pernos de anclaje igual a **24**. De acuerdo a los datos de los pernos de anclaje mencionados anteriormente el valor de **Nsa** y **Vsa** es igual a **285 Tn** y **148 Tn**, siendo estos valores superiores a los esfuerzos últimos de tensión y cortante.

Para el disipador de **330 KIP**, la carga última por tensión y cortante se obtiene de la descomposición de la fuerza última de acuerdo al ángulo de inclinación igual a **48.45°**, resultando una componente vertical (tracción) de **92.67 Tn** y una componente horizontal (cortante) de **82.13 Tn**. Se ha escogido un número de pernos de anclaje igual a **15**. De acuerdo a los datos de los pernos de anclaje mencionados anteriormente el valor de **Nsa** y **Vsa** es igual a **178 Tn** y **93 Tn**, siendo estos valores superiores a los esfuerzos últimos de tensión y cortante.

2.5.2.9.8. Diseño de Viga Metálica: Para diseñar la viga metálica se consideró el pórtico donde se ubican los disipadores con mayor variación de fuerzas que generan entre ellos a las de los demás disipadores en doble diagonal, puesto que se genera mayor fuerza resultante vertical.

Tomando como referencia la norma E090 y el AISC Steel Construction Manual 13th Edición, se eligió el perfil **W16x40** para la viga metálica, que cuenta con **40.64 cm** de Profundidad, **0.7747 cm** de Espesor del Nervio, **11.8 in² (76.13 cm²)** de Área y **40 lb/ft (59.53 Kg/m)** de Peso Nominal.

2.5.2.9.9. *Diseño de pernos de anclaje para viga metálica:* Los pernos a emplearse para sostener la viga metálica son diseñados, principalmente, para soportar esfuerzos de corte; siendo el cortante último máximo (ubicado en los apoyos de la viga) igual a 28.63 Kips.

El diseño de los pernos de anclaje se realiza bajo los mismos estándares usados para los pernos de los disipadores de energía, es decir, bajo la norma ACI 318-2014 para pernos postinstalados. El tipo de perno escogido es TRUBOLT WEDGE ANCHOR, fabricados por la empresa ITW READ HEAD en los Estados Unidos de América e importados y comercializados en Perú por la empresa CDV REPRESENTACIONES.

$$V_n = n * 0.6 * A_{se} * f_{uta} , \text{ además } \phi V_n \geq V_u$$

Donde:

"futa: la resistencia a la tracción especificada del acero de los anclajes, que se debe adoptar igual o menor que el menor de los valores obtenidos entre 1,9 fya u 860 MPa."

n: el número de anclajes traccionados en el grupo.

Ase: es el área transversal efectiva del anclaje en cortante, pulg²

fya: resistencia especificada a la fluencia en el acero del anclaje MPA

Øfactor de reducción de la resistencia: Cargas de corte: 0.65 (ACI 318-08 Apéndice D).

Se tomó como referencia usar pernos **Trubolt Wedge Anchors** manufacturados por la empresa **ITW Red Head**

Se escogerá un perno de ½ ” con una longitud de perno de acuerdo a las dimensiones del fabricante de 6.5”. El valor de A_{se} y f_{uta} es 0.142 in^2 y $75\,000 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$ respectivamente, siendo un total de 6 pernos a usar a cada lado de la viga.

Los cálculos de este capítulo detallados se encuentran en el Anexo 11 y los detalles en el Anexo 12.

2.6. Plan de análisis estadístico de datos

2.6.1. Enfoque Cualitativo.

Se realizaron ensayos, guías de observación cuyos datos se apuntarán de acuerdo a las necesidades del diseño. Se examinarán las guías de análisis de documentos obtenidos de la Escuela de Ingeniería civil, Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, y entidades que brinden datos.

2.6.2. Enfoque Cuantitativo.

Se utilizó un software para ayudar a procesar los datos obtenidos tanto en campo como en laboratorio, programas como el Etabs, Sap2000 AutoCAD 2014 Microsoft office Excel y el Microsoft Project.

2.7. Aspectos éticos

2.7.1. Ética de la publicidad

En nuestra investigación de “Evaluación Sísmica Y Propuesta De Reforzamiento Con Disipadores De Energía Al “Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo” De Chiclayo – Región Lambayeque, Actualizado A La Norma E 0 30 2016”, no hay necesidad de hacer publicidad ni actos irrelevantes, porque es algo real lo que estamos investigando que los habitantes del distrito de Chiclayo son testigos de la importancia que tiene el hospital.

2.7.2. Ética de la aplicación.

2.7.2.1. De las faltas contra la ética.

1. Artículo 57.- Es de aplicación para las personas naturales que como profesionales de la ingeniería ejerzan actividades inherentes a la ingeniería, en cualquier forma, para cualquier especialidad y bajo cualquier modalidad de relación laboral y/o contractual. Las normas de este Código rigen el ejercicio de la ingeniería en toda su extensión y en todo el territorio nacional y ninguna circunstancia puede impedir su cumplimiento.

2. Artículo 58.- Ningún convenio que celebre un ingeniero tendrá el efecto de enervar los alcances de este Código o de excusar obligaciones y responsabilidades profesionales, aunque los clientes hubieran renunciado al derecho de exigir su cumplimiento.

2.7.2.2. De las faltas contra el ejercicio de la actividad profesional.

En nuestra investigación de Evaluación sísmica y reforzamiento con disipadores de energía al hospital “Almanzor Aguinaga Asenjo”, el ingeniero civil se encuentra en la capacidad suficiente de poder dirigir y hacer cumplir la buena construcción de una estructura sin estar usurpando funciones de otros profesionales.

2.8. Criterios de rigor científico

1. **Validez:** Para nuestro caso no se realizaron encuestas
2. **Generalizabilidad:** La resistencia de los elementos estructurales del hospital se hicieron con ensayos que nos permiten obtener la mayor precisión.
3. **Fiabilidad:** Los ensayos se hicieron de acuerdo a la norma y procedimiento que sean necesarios para asegurar la exactitud de los datos.
4. **Replicabilidad:** Los resultados de los ensayos realizados se tuvieron que compatibilizar con los practicados en otros elementos.

III. RESULTADOS

3.1. Análisis de resultados

3.1.1. Enfoque Cuantitativo

3.1.1.1. Derivas Máximas de entrepiso.

En las tablas 113 a 120 y figuras 101 a 108, se muestran las diferentes derivas para todos los bloques sin disipadores y con disipadores, de las cuales se extrajeron las derivas máximas de cada bloque por eje, de entre todos los pisos, en las siguientes tablas:

Tabla 140.

Derivas Máximas de entrepiso en todos los bloques.

Bloque/Eje	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
A/XX	0.02802	0.00681	0.01728	0.01592	0.01529	0.007
A/YY	0.01975	0.00889	0.01394	0.01492	0.01457	0.007
B/XX	0.03005	0.00760	0.01682	0.01456	0.01424	0.007
B/YY	0.02057	0.00702	0.01527	0.01343	0.01359	0.007
C/XX	0.00854	0.00608	0.00718	0.00638	0.00511	0.007
C/YY	0.02880	0.00545	0.02184	0.01306	0.01318	0.007
D/XX	0.02201	0.01002	0.01359	0.01612	0.01559	0.007
D/YY	0.03412	0.01043	0.01218	0.01722	0.01779	0.007

Fuente: Propia

Tabla 141.

Porcentaje de reducción de deriva de entrepiso.

Bloque/Eje	Sin Disipadores	Dis. Viscoso	Dis. Viscoelástico	Dis. Plastificación	Dis. Fricción	Der. Máxima
A/XX	100%	76%	38%	43%	45%	75%
A/YY	100%	55%	29%	24%	26%	65%
B/XX	100%	75%	44%	52%	53%	77%
B/YY	100%	66%	26%	35%	34%	66%
C/XX	100%	29%	16%	25%	40%	18%
C/YY	100%	81%	24%	55%	54%	76%
D/XX	100%	54%	38%	27%	29%	68%
D/YY	100%	69%	64%	50%	48%	79%

Fuente: Propia

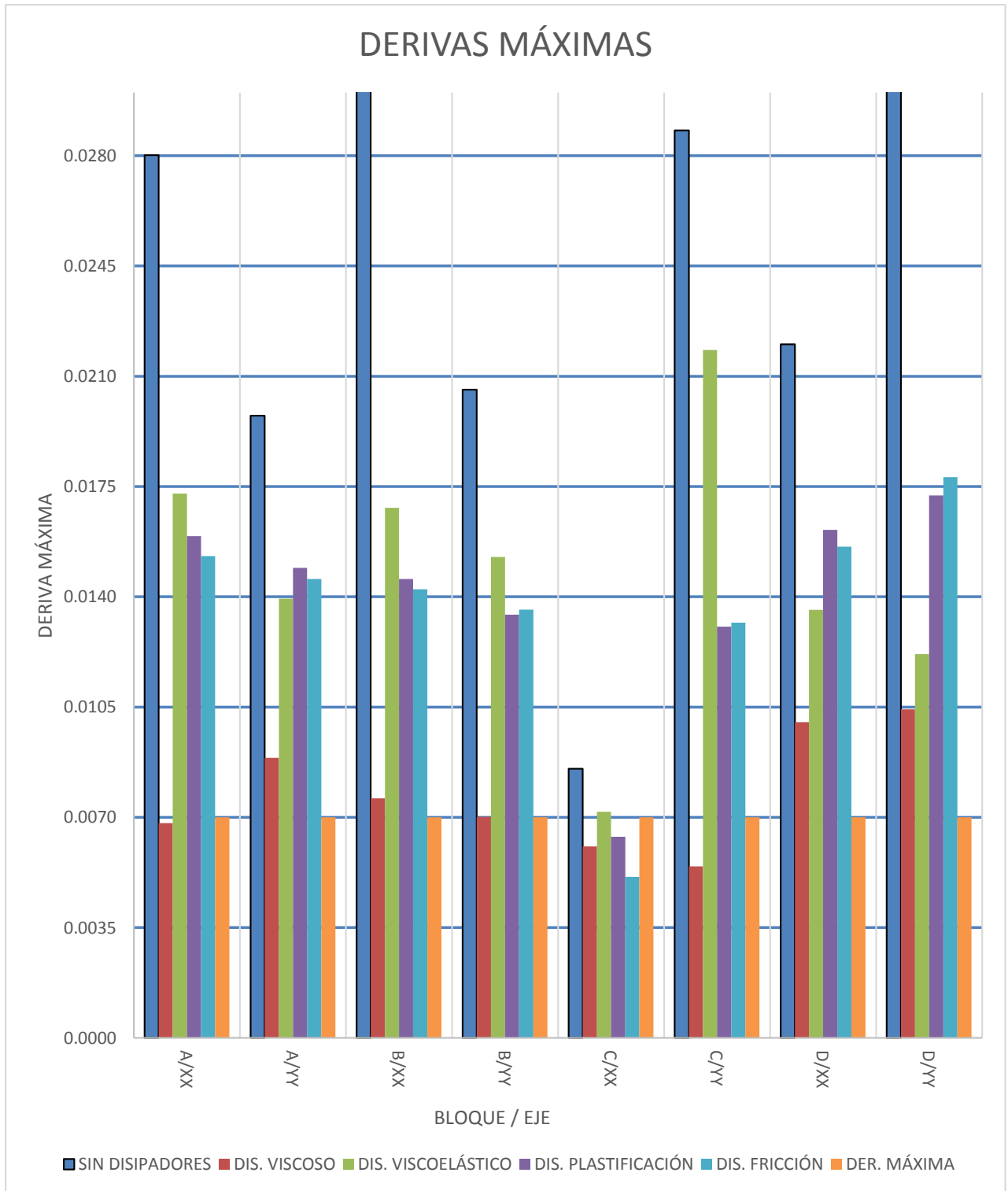


Figura 159: Derivas Máximas para todos los bloques.

Fuente: Propia

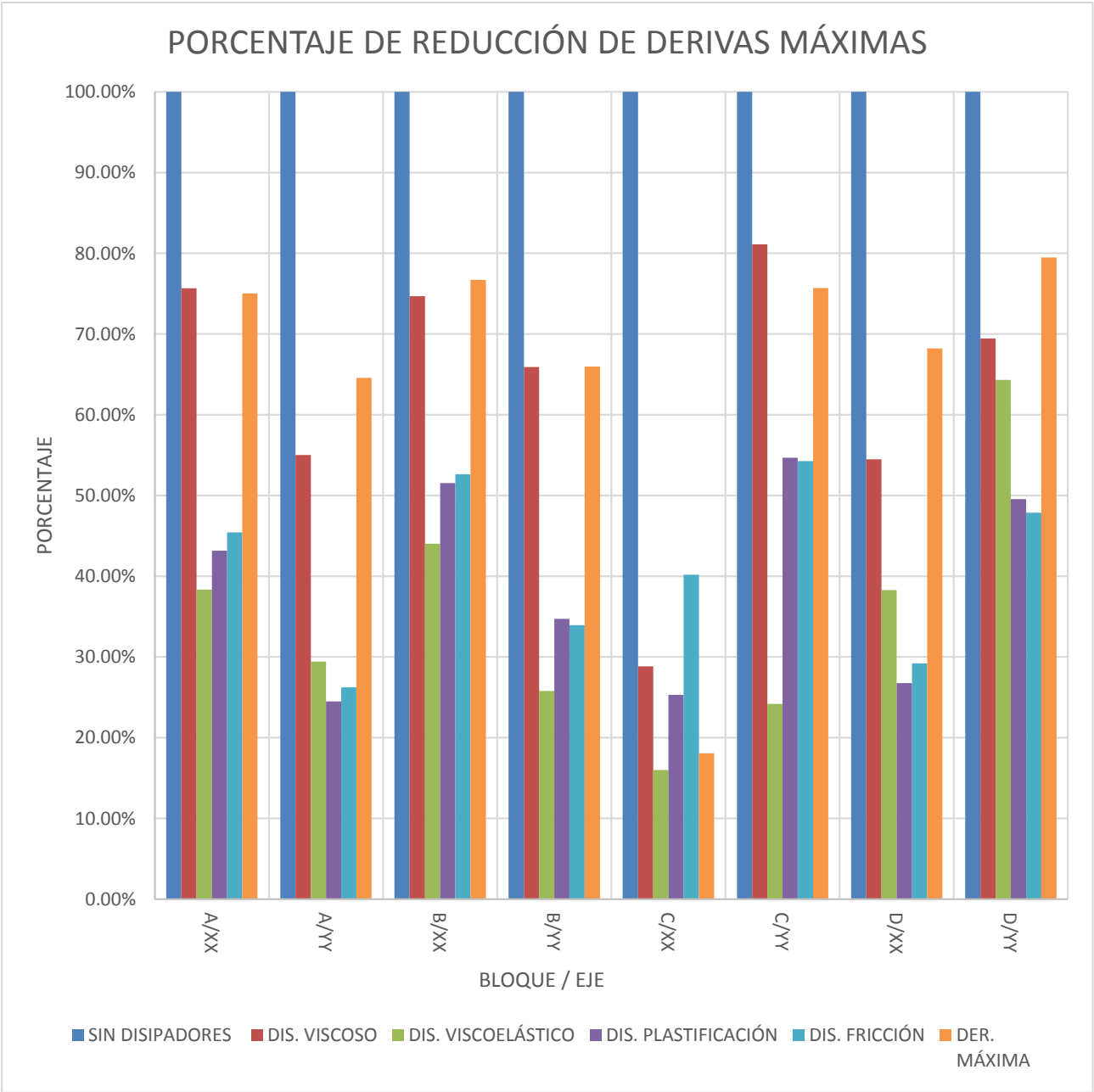


Figura 160: Porcentaje de reducción de derivas máximas.
Fuente: Propia

3.1.1.2. Distribución de energía.

En las figuras 109 - 140 se muestran las diferentes distribuciones de energía para todos los bloques, en donde la energía de entrada de los sismos escogidos; Moquegua 2005 Caso 2 para el bloque A, Moquegua 2005 Caso 1 para los bloques B y C, y Moquegua 2001 Caso 1 para el bloque D; se distribuye en energía cinética (E_K), energía potencial (E_S), energía de amortiguamiento de la edificación (E_E) y energía de disipación del disipador colocado en cada modelo (E_D). Esta distribución varía con el tiempo, sin embargo, se uniformiza después de los primeros segundos del registro de aceleración usado.

Los porcentajes de disipación de energía de los disipadores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 142.

Porcentaje de disipación de energía de entrada por los disipadores y la estructura.

BLOQUE	DIS. VISCOSO		DIS. VISCOELÁSTICO		DIS. PLASTIFICACIÓN		DIS. FRICCIÓN	
	Estruct.	Disip.	Estruct.	Disip.	Estruct.	Disip.	Estruct.	Disip.
A	13.81%	86.19%	57.75%	42.25%	82.40%	17.60%	89.94%	10.06%
B	11.36%	88.64%	56.53%	43.47%	79.49%	20.51%	89.23%	10.77%
C	19.54%	80.45%	61.21%	38.78%	78.07%	21.93%	86.97%	13.03%
D	19.21%	80.78%	61.21%	38.79%	79.84%	20.16%	88.41%	11.59%

Fuente: Propia.

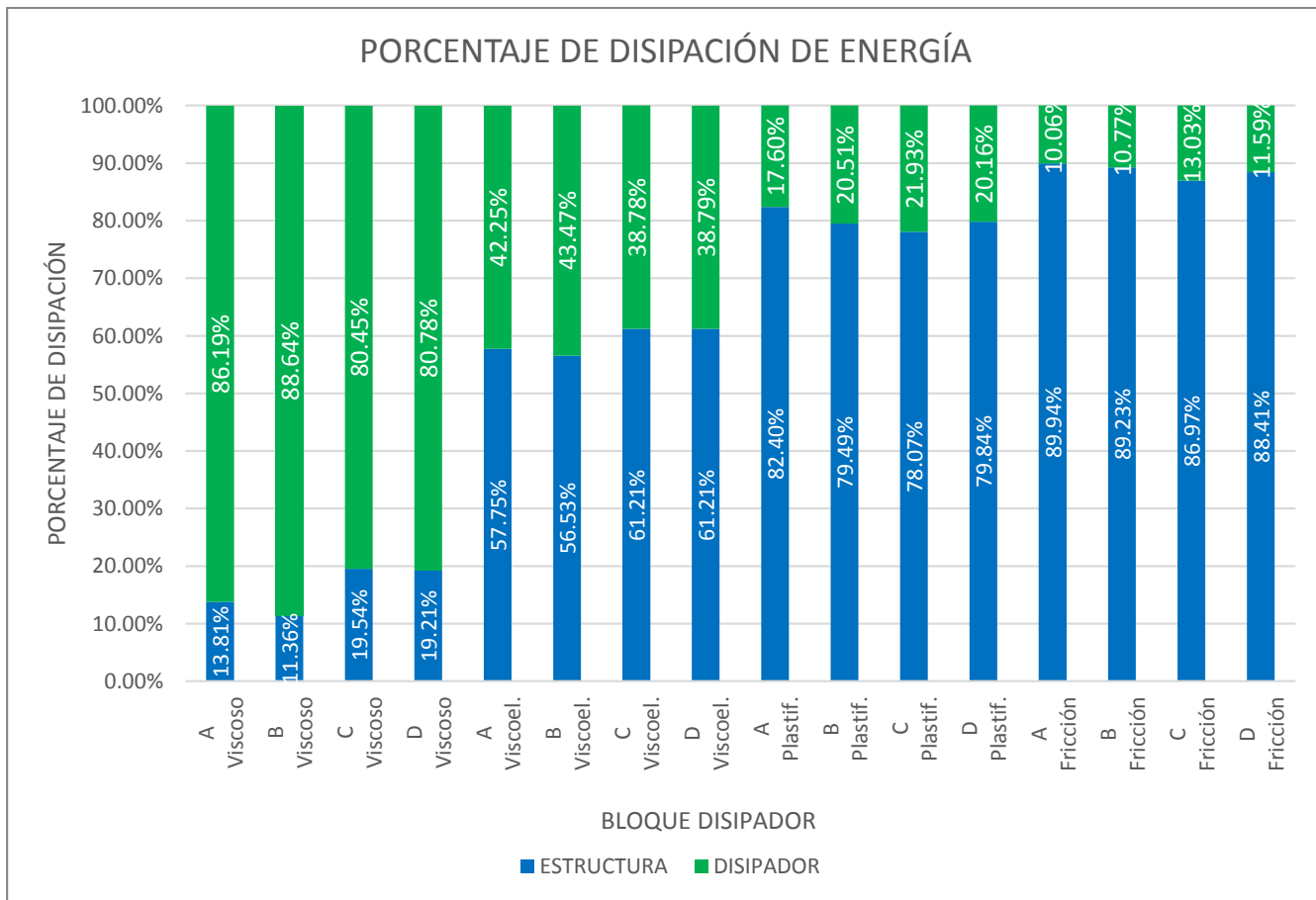


Figura 161: Porcentaje de disipación de energía de entrada.

Fuente: Propia

Se presentan la absorción de energía cinética y potencial en todos los bloques por parte en todos los casos de disipadores:

Tabla 143.

Tiempo de Mayor Absorción de Energía por E. Potencial y Cinética.

BLOQUE	DIS. VISCOSO		DIS. VISCOELÁSTICO		DIS. PLASTIFICACIÓN		DIS. FRICCIÓN	
	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	RANGO (Seg.)	
A	50.00	68.00	50.00	68.00	51.00	69.00	50.50	68.00
B	52.00	67.00	49.00	70.00	50.50	69.50	50.50	68.50
C	51.50	67.50	51.00	68.50	51.00	68.00	50.50	67.00
D	36.50	67.50	36.50	69.50	36.00	73.00	35.00	70.00

Fuente: Propia

ABSORCIÓN DE ENERGÍA IMPORTANTE POR E. POTENCIAL Y CINÉTICA



Figura 162: Absorción De Energía Importante Por E. Potencial Y Cinética.
Fuente: Propia

3.1.1.3. Fuerzas axiales y deformación del disipador.

En las siguientes tablas se muestran los valores de las fuerzas axiales máximas y las deformaciones obtenidas del comportamiento histerético de cada uno de los cuatro tipos de disipadores de energía considerados en los modelos en ambos sentidos. Se considera el disipador que absorbe la mayor fuerza axial con su respectiva deformación.

Tabla 144:

Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque A.

BLOQUE A				
TIPO DE DISIPADOR	EJE	NOMENCLATURA DEL DISIPADOR	FUERZA AXIAL (Tn)	DEFORMACIÓN (m)
DISIPADOR VISCOSO	X-X	K9	221.7645	0.01691
	Y-Y	K80	213.5286	0.016975
DISIPADOR VISCOELÁSTICO	X-X	K107	179.3985	0.041069
	Y-Y	K70	118.8837	0.025211
DISIPADOR POR FRICCIÓN	X-X	K109	9.2922	0.039552
	Y-Y	K74	9.2922	0.025487
DISIPADOR POR PLASTIFICACIÓN	X-X	K19	52.2462	0.029135
	Y-Y	K40	49.1088	0.023139

Fuente: Propia

La tabla 142 muestra que la mayor fuerza axial, de acuerdo a la curva de histéresis del disipador, es la absorbida por el disipador Viscoso K9 ubicado en la dirección X-X. La fuerza axial es igual a 221.7645 Tn con una deformación de 0.01691 m.

Tabla 145:

Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque B.

BLOQUE B				
TIPO DE DISIPADOR	EJE	NOMENCLATURA DEL DISIPADOR	FUERZA AXIAL (Tn)	DEFORMACIÓN (m)
DISIPADOR VISCOSO	X-X	K7	226.8552	0.019547
	Y-Y	K56	196.252	0.013513
DISIPADOR VISCOELÁSTICO	X-X	K81	152.2881	0.044107
	Y-Y	K11	92.6003	0.027223
DISIPADOR POR FRICCIÓN	X-X	K83	8.9227	0.039454
	Y-Y	K13	8.9227	0.022658
DISIPADOR POR PLASTIFICACIÓN	X-X	K47	52.0898	0.028836
	Y-Y	K8	47.3776	0.019831

Fuente: Propia

La tabla 143 muestra que la mayor fuerza axial, de acuerdo a la curva de histéresis del disipador, es la absorbida por el disipador viscoso K7 ubicado en la dirección X-X. La fuerza axial es igual a 226.8585 Tn con una deformación de 0.019547 m.

Tabla 146:

Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque C.

BLOQUE C				
TIPO DE DISIPADOR	EJE	NOMENCLATURA DEL DISIPADOR	FUERZA AXIAL (Tn)	DEFORMACIÓN (m)
DISIPADOR VISCOSO	X-X	K21	44.0344	0.018095
	Y-Y	K25	206.2998	0.011749
DISIPADOR VISCOELÁSTICO	X-X	K22	40.7688	0.016269
	Y-Y	K28	99.3362	0.045728
DISIPADOR POR FRICCIÓN	X-X	K2	9.1693	0.028941
	Y-Y	K26	9.1693	0.007169
DISIPADOR POR PLASTIFICACIÓN	X-X	K21	40.8151	0.007296
	Y-Y	K3	49.0676	0.02306

Fuente: Propia

La tabla 144 muestra que la mayor fuerza axial, de acuerdo a la curva de histéresis del disipador, es la absorbida por el disipador viscoso K25 ubicado en la dirección Y-Y. La fuerza axial es igual a 206.2998 Tn con una deformación de 0.018095 m.

Tabla 147:

Comparación de fuerzas axiales máximas y deformación de todos los disipadores del bloque D.

BLOQUE D				
TIPO DE DISIPADOR	EJE	NOMENCLATURA DEL DISIPADOR	FUERZA AXIAL (Tn)	DEFORMACIÓN (m)
DISIPADOR VISCOSO	X-X	K14	428.6319	0.021717
	Y-Y	K49	196.9385	0.032546
DISIPADOR VISCOELÁSTICO	X-X	K14	105.9434	0.030441
	Y-Y	K25	107.8373	0.03006
DISIPADOR POR FRICCIÓN	X-X	K13	8.5622	0.02456
	Y-Y	K45	8.5622	0.050598
DISIPADOR POR PLASTIFICACIÓN	X-X	K22	52.8026	0.030198
	Y-Y	K2	55.487	0.035329

Fuente: Propia

La tabla 145 muestra que la mayor fuerza axial, de acuerdo a la curva de histéresis del disipador, es la absorbida por el disipador viscoso K14 ubicado en la dirección X-X. La fuerza axial es igual a 428.6319 Tn con una deformación de 0.021717 m.

3.1.1.4. Periodos de vibración.

Se comparan los 10 primeros modos de vibración libre de todos los bloques, con disipadores y sin disipadores. Cabe mencionar que con los 10 primeros modos de vibración todos los bloques superan el 90% de masa participativa, por ende, se puede soslayar la importancia de los siguientes modos de vibración.

Los periodos de vibración mostrados, en las siguientes tablas y gráficos, reflejan el comportamiento esperado para un análisis modal donde sólo interactúan la masa y la rigidez de acuerdo a la ecuación de movimiento para una vibración libre no amortiguada, por consiguiente, los disipadores viscoelásticos, los disipadores por fricción y los disipadores por fluencia disminuyen los periodos en relación con la rigidez del disipador. Los disipadores viscosos no generan ninguna variación en los periodos de la estructura debido a que estos no adicionan ninguna rigidez al sistema, por ende, la curva de periodos de la estructura sin disipadores y la curva de periodos de la estructura con disipadores viscosos se sobreponen.

Tabla 148:

Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque A con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE A						
PERIODOS DE VIBRACIÓN (Seg)						
FORMAS DE VIBRACIÓN	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN	
1	0.821	0.821	0.711	0.632	0.518	
2	0.718	0.718	0.676	0.616	0.467	
3	0.671	0.671	0.579	0.482	0.366	
4	0.263	0.263	0.229	0.207	0.165	
5	0.224	0.224	0.212	0.194	0.153	
6	0.208	0.208	0.182	0.153	0.117	
7	0.143	0.143	0.128	0.116	0.085	
8	0.12	0.12	0.114	0.106	0.082	
9	0.112	0.112	0.1	0.085	0.065	
10	0.099	0.099	0.09	0.083	0.061	

Fuente: Propia

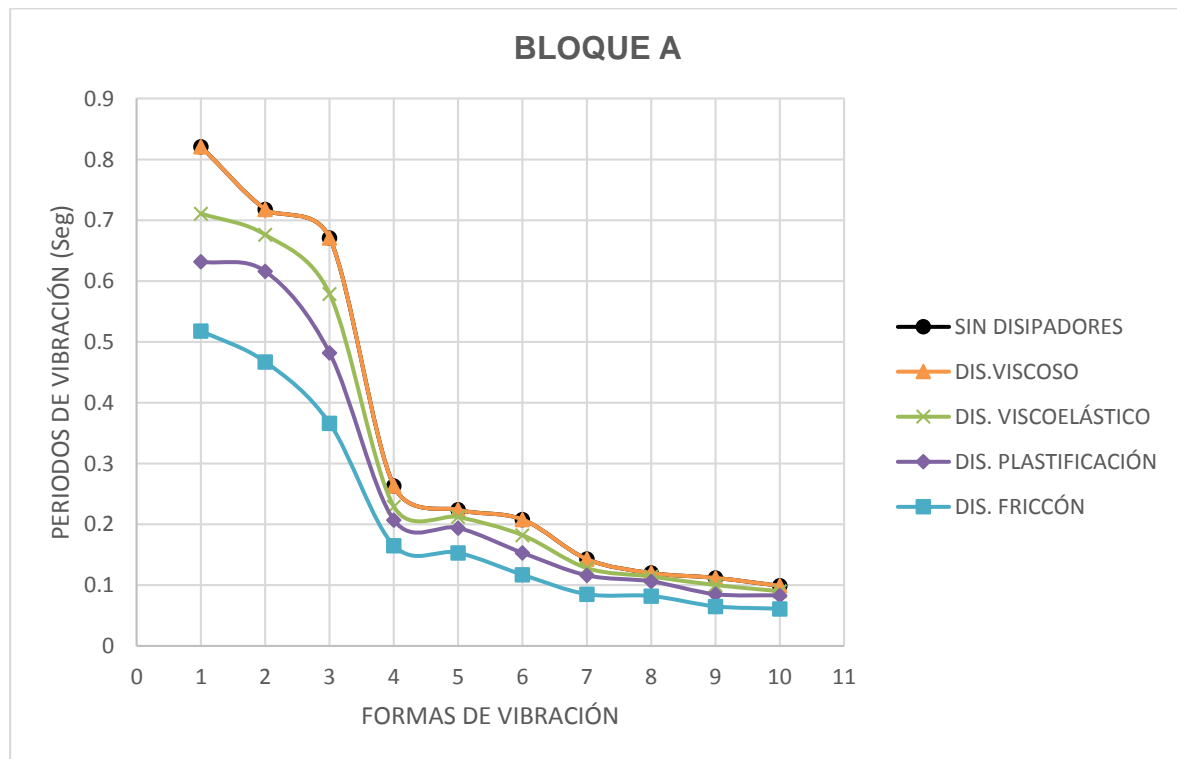


Figura 163: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque A con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 149:

Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque B con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE B					
PERIODOS DE VIBRACIÓN (Seg)					
FORMAS DE VIBRACIÓN	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
1	0.855	0.855	0.75	0.638	0.519
2	0.717	0.717	0.682	0.608	0.464
3	0.652	0.652	0.575	0.457	0.351
4	0.271	0.271	0.24	0.207	0.165
5	0.224	0.224	0.214	0.193	0.15
6	0.201	0.201	0.18	0.146	0.112
7	0.146	0.146	0.132	0.115	0.091
8	0.121	0.121	0.116	0.106	0.08
9	0.108	0.108	0.098	0.083	0.076
10	0.099	0.099	0.091	0.082	0.058

Fuente: Propia

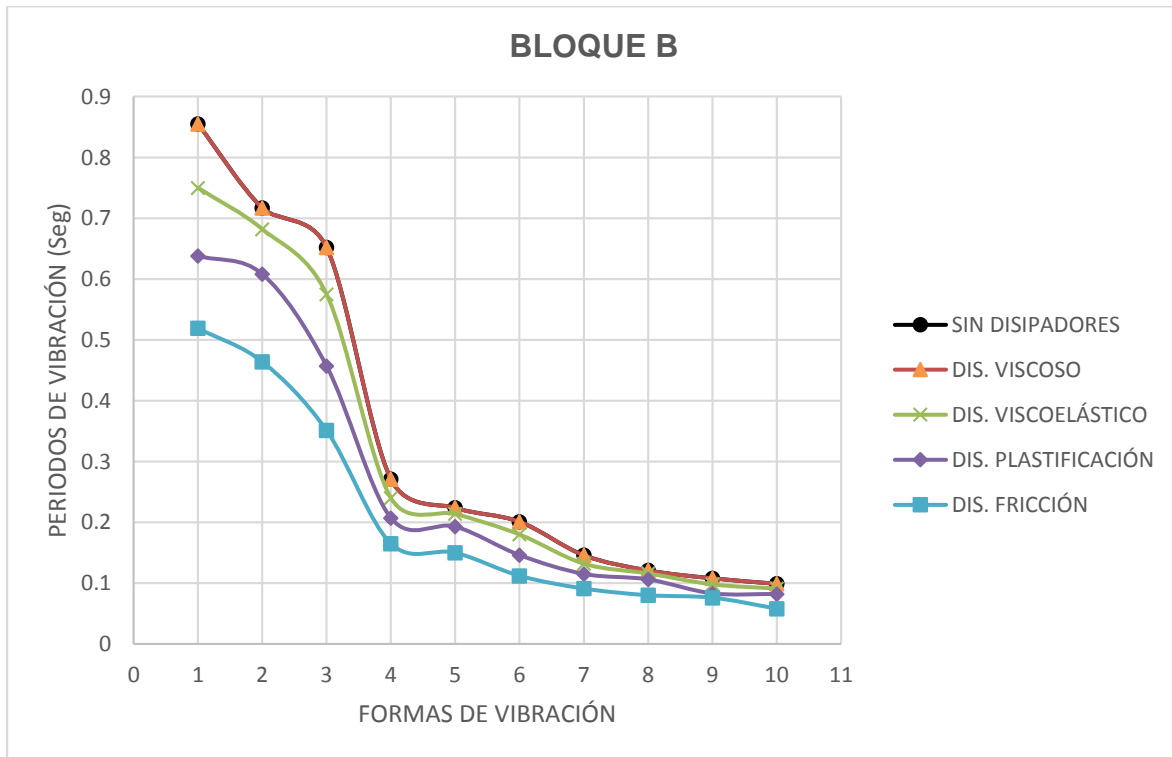


Figura 164: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque B con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 150:

Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque C con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE C					
PERIODOS DE VIBRACIÓN (Seg)					
FORMAS DE VIBRACIÓN	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
1	0.832	0.832	0.761	0.603	0.465
2	0.726	0.726	0.616	0.484	0.447
3	0.523	0.523	0.509	0.452	0.331
4	0.25	0.25	0.231	0.192	0.15
5	0.197	0.197	0.177	0.141	0.122
6	0.136	0.136	0.132	0.128	0.106
7	0.133	0.133	0.128	0.107	0.081
8	0.097	0.097	0.092	0.079	0.072
9	0.096	0.096	0.09	0.078	0.061
10	0.075	0.075	0.074	0.071	0.057

Fuente: Propia

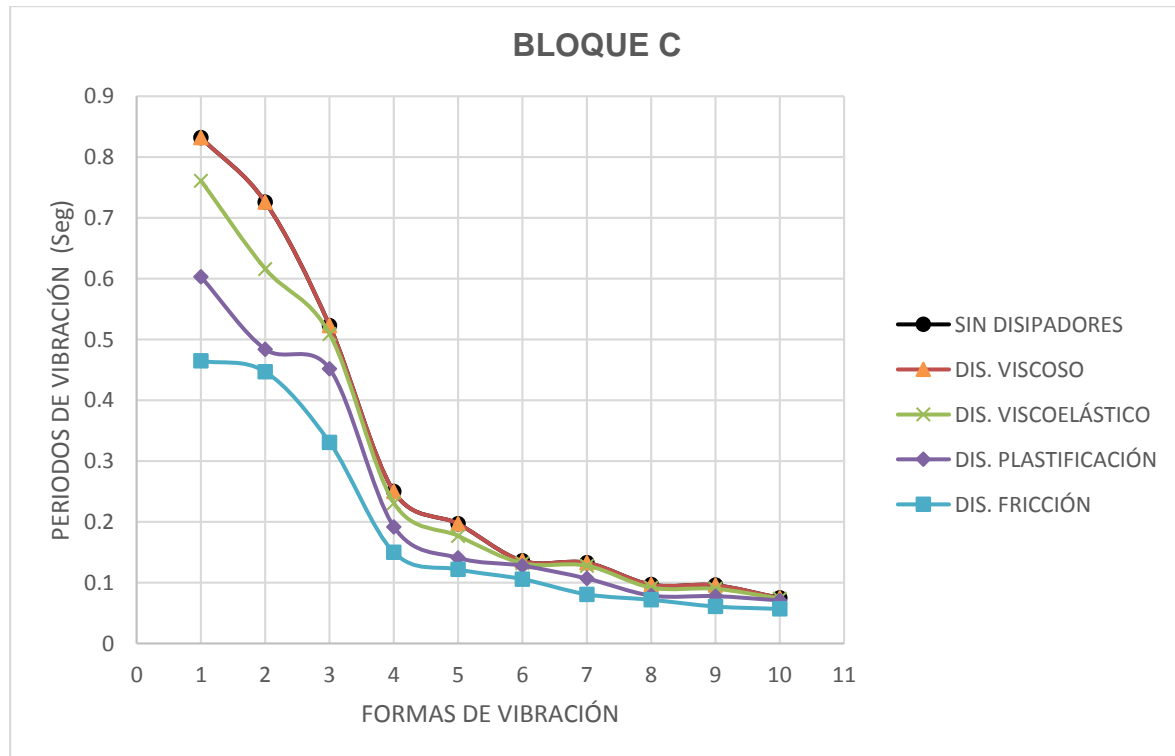


Figura 165: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque C con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 151:

Periodos de los 10 primeros modos de vibración del bloque D con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE D					
PERIODOS DE VIBRACIÓN (Seg)					
FORMAS DE VIBRACIÓN	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
1	0.891	0.891	0.772	0.682	0.616
2	0.767	0.767	0.738	0.66	0.587
3	0.687	0.687	0.628	0.544	0.485
4	0.528	0.528	0.514	0.479	0.398
5	0.487	0.487	0.475	0.436	0.365
6	0.399	0.399	0.397	0.387	0.312
7	0.241	0.241	0.212	0.178	0.156
8	0.197	0.197	0.192	0.177	0.129
9	0.176	0.176	0.162	0.138	0.126
10	0.139	0.139	0.129	0.128	0.125

Fuente: Propia

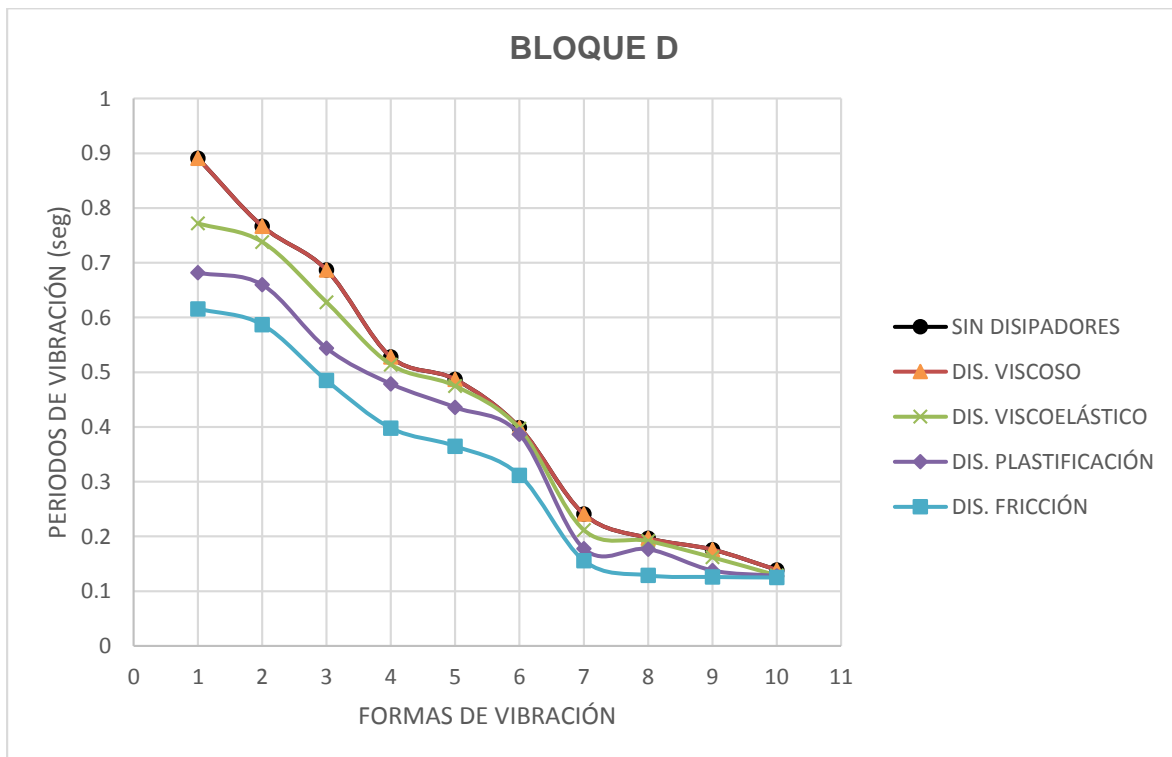


Figura 166: Comparación de los 10 primeros modos de vibración del bloque D con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

3.1.1.5. Desplazamiento del centro de masa.

Se comparan los desplazamientos del centro de masa de todos los bloques sin disipadores y con disipadores. Para todos los bloques, en ambas direcciones, el dispositivo de disipación que más reduce los desplazamientos del centro de masa es el disipador de fluido viscoso.

Tabla 152:

Desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE A DIR. X-X					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.395884	0.083935	0.242682	0.225613	0.192793
5	0.37535	0.082224	0.230421	0.214597	0.187514
4	0.334536	0.076966	0.206166	0.192137	0.174816
3	0.274045	0.06688	0.1703	0.158134	0.15382
2	0.202779	0.052191	0.127393	0.117344	0.124238
1	0.09632	0.026296	0.061745	0.056838	0.066135

Fuente: Propia

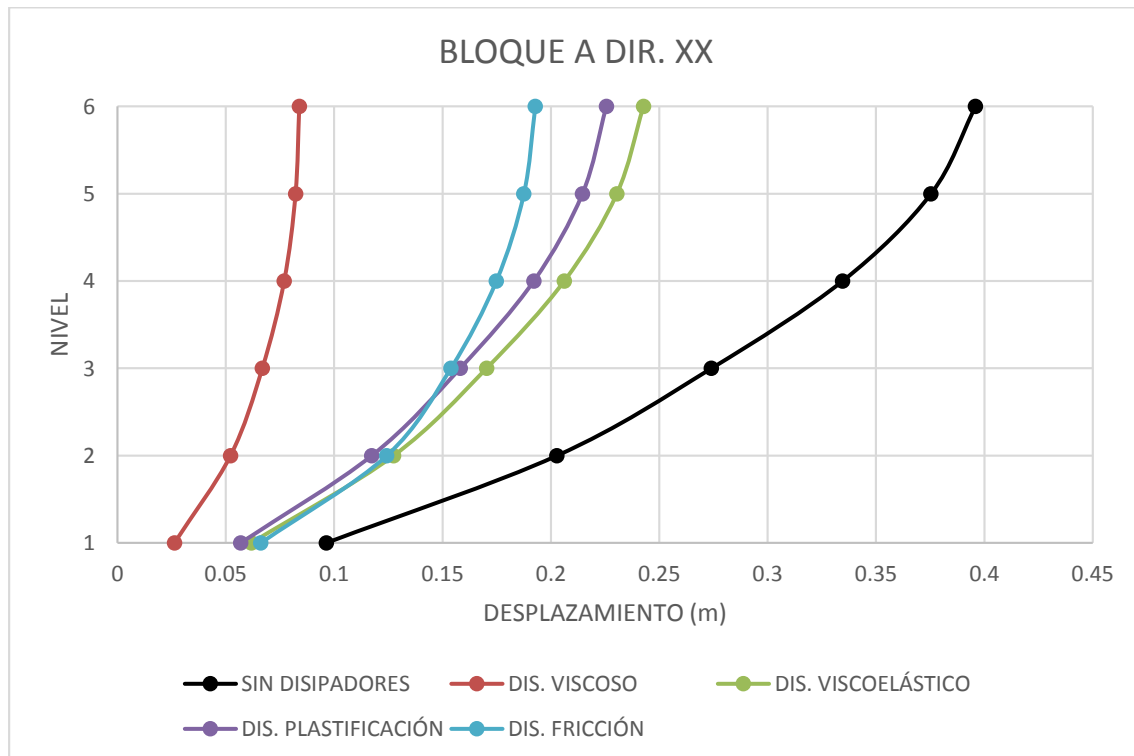


Figura 167: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 153:

Desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE A DIR. Y-Y					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.287083	0.120564	0.200986	0.22357	0.2001
5	0.268702	0.114781	0.188121	0.207947	0.188134
4	0.237241	0.103705	0.166604	0.182897	0.16903
3	0.192814	0.086528	0.136266	0.147812	0.142581
2	0.138894	0.064004	0.099126	0.105017	0.108567
1	0.063842	0.030241	0.046153	0.048338	0.05321

Fuente: Propia

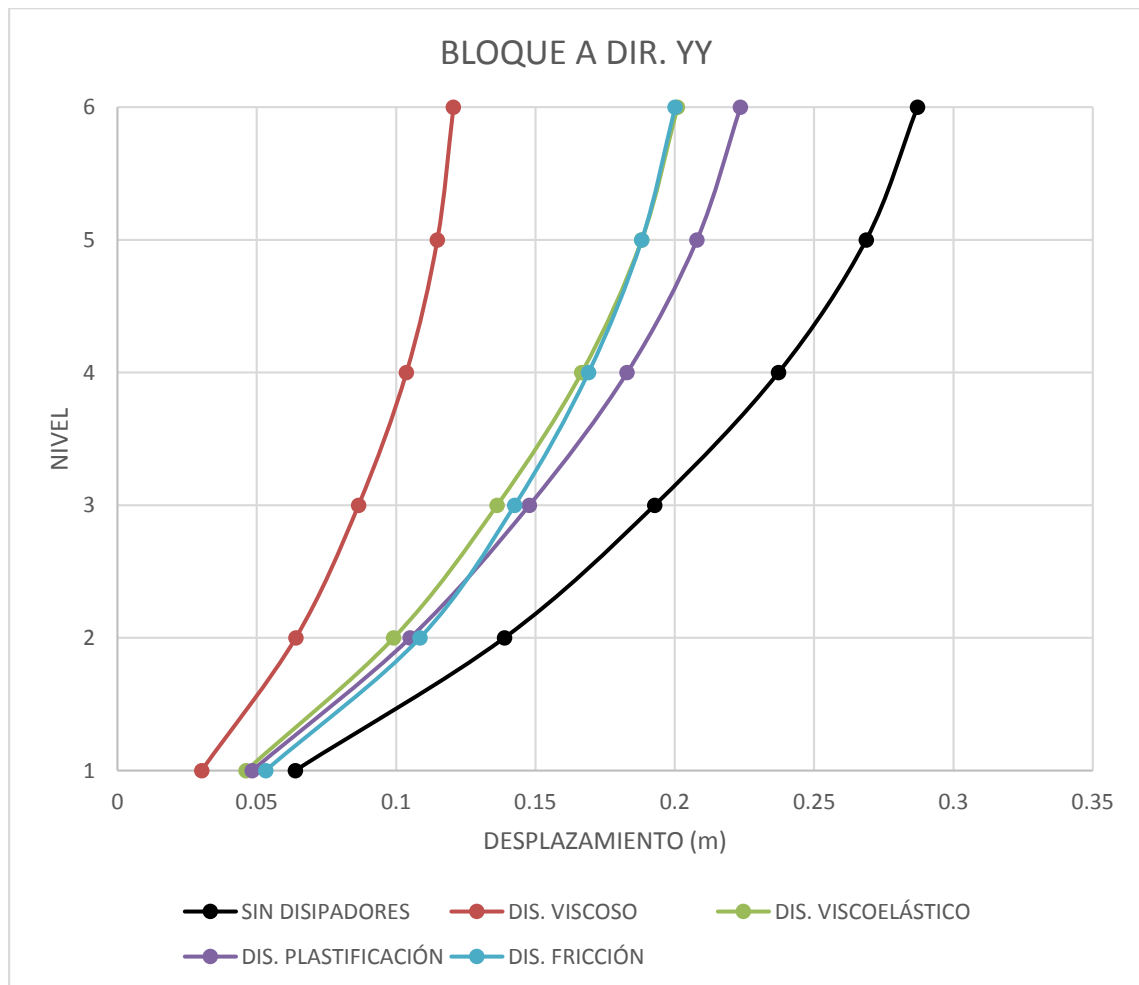


Figura 168: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque A en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 154:

Desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE B DIR. X-X					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.435681	0.094619	0.242502	0.213192	0.181421
5	0.410084	0.092275	0.228548	0.20107	0.175281
4	0.361986	0.086003	0.202481	0.177944	0.163131
3	0.293736	0.074534	0.165505	0.144839	0.143556
2	0.215521	0.05805	0.122534	0.106467	0.116274
1	0.101328	0.029157	0.058613	0.05113	0.062172

Fuente: Propia

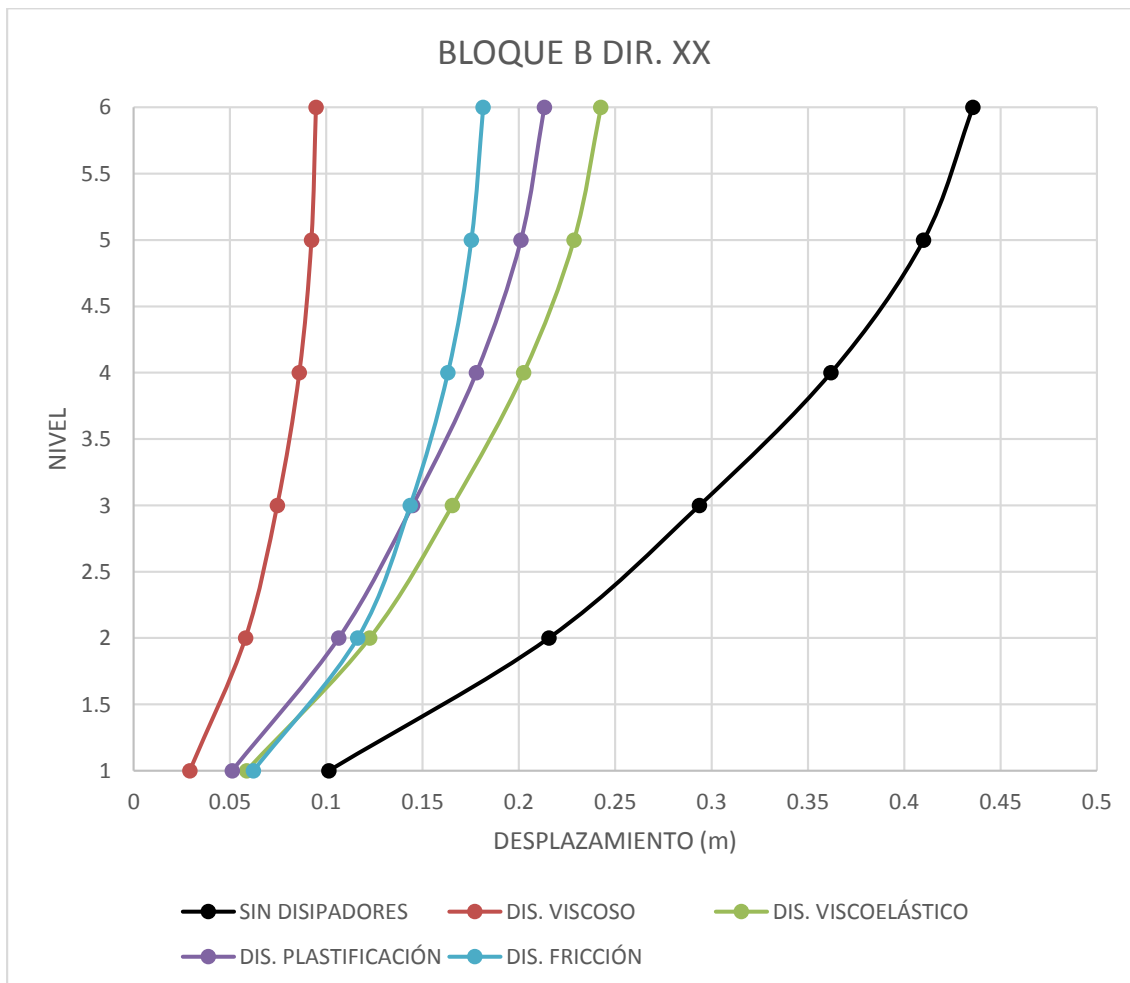


Figura 169: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 155:

Desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE B DIR. Y-Y					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.304682	0.09627	0.224905	0.20909	0.196238
5	0.283583	0.091304	0.209442	0.192664	0.182351
4	0.249259	0.08237	0.184436	0.167107	0.161289
3	0.202417	0.069004	0.150415	0.133525	0.134001
2	0.146279	0.051499	0.109421	0.095026	0.100955
1	0.0681	0.024842	0.051407	0.043984	0.04931

Fuente: Propia

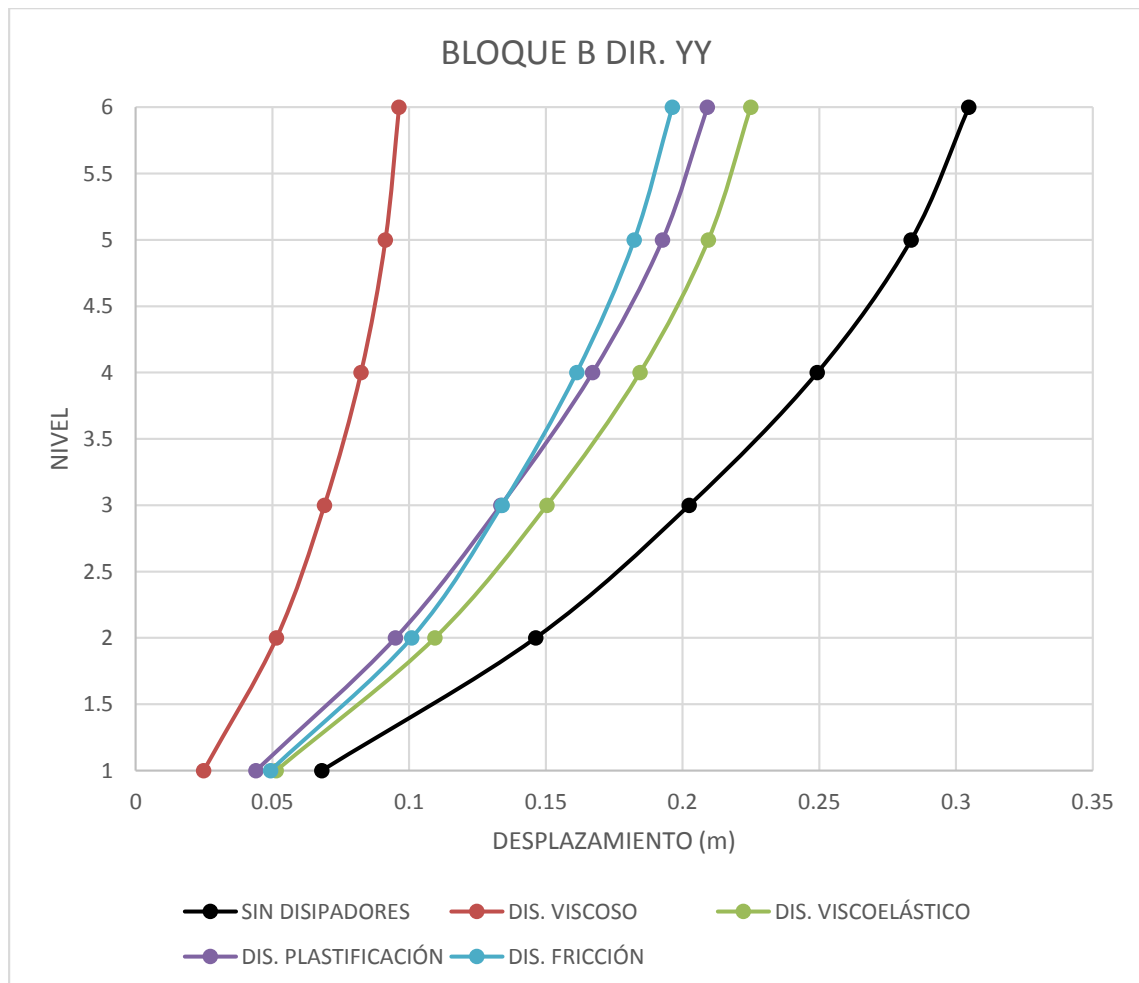


Figura 170: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque B en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 156:

Desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE C DIR. X-X					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.126554	0.099376	0.110149	0.102405	0.081264
5	0.110721	0.081745	0.095208	0.086301	0.068666
4	0.085944	0.064265	0.074395	0.068034	0.053847
3	0.061472	0.046704	0.053618	0.049524	0.039092
2	0.039022	0.029976	0.034255	0.031856	0.02546
1	0.014436	0.01131	0.01284	0.012149	0.010068

Fuente: Propia

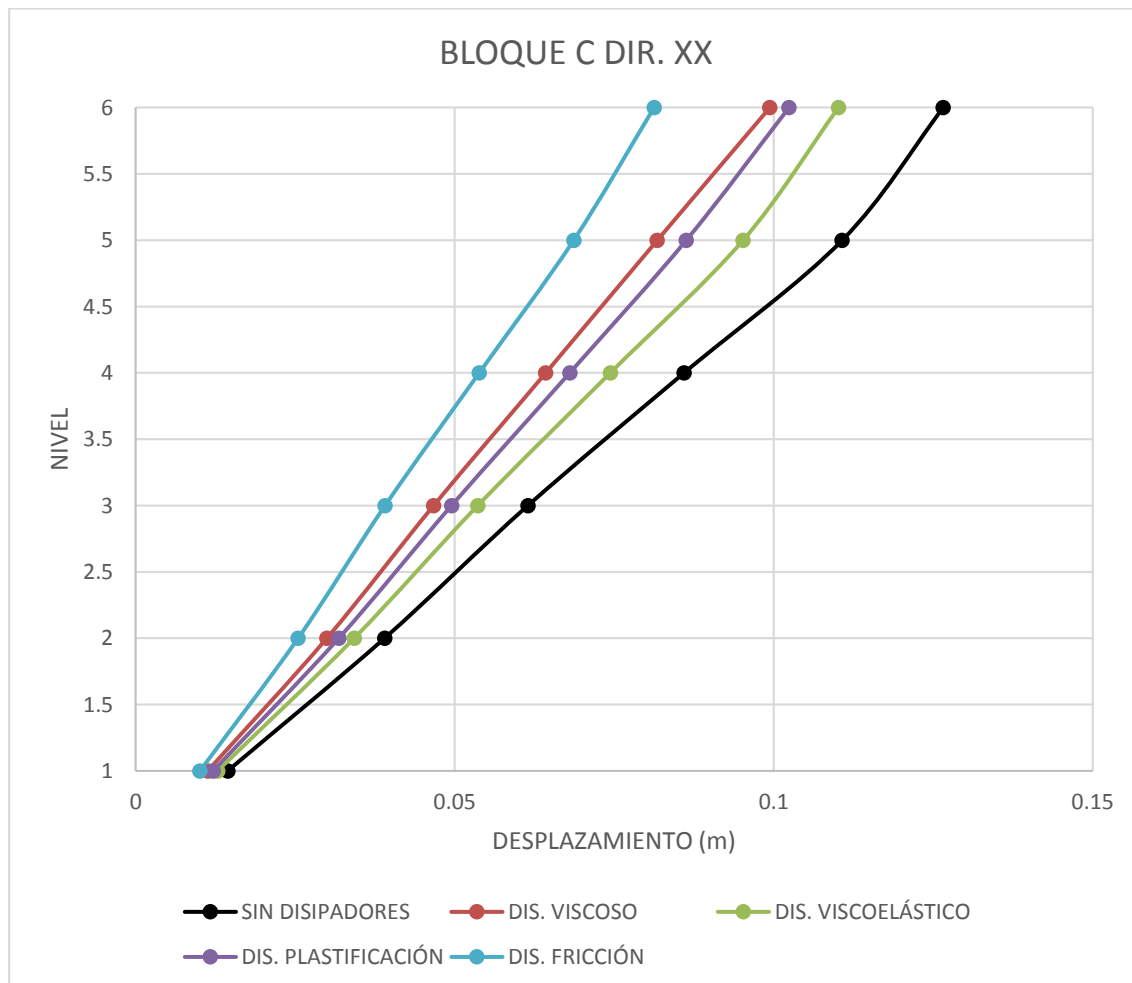


Figura 171: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 157:

Desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE C DIR. Y-Y					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
6	0.381292	0.06483	0.290728	0.187367	0.165084
5	0.357783	0.063273	0.273357	0.174218	0.155118
4	0.321161	0.059688	0.245673	0.153543	0.140976
3	0.273419	0.053622	0.209409	0.1271	0.123982
2	0.216262	0.044755	0.165956	0.097399	0.103981
1	0.106805	0.0244	0.082977	0.047789	0.059029

Fuente: Propia

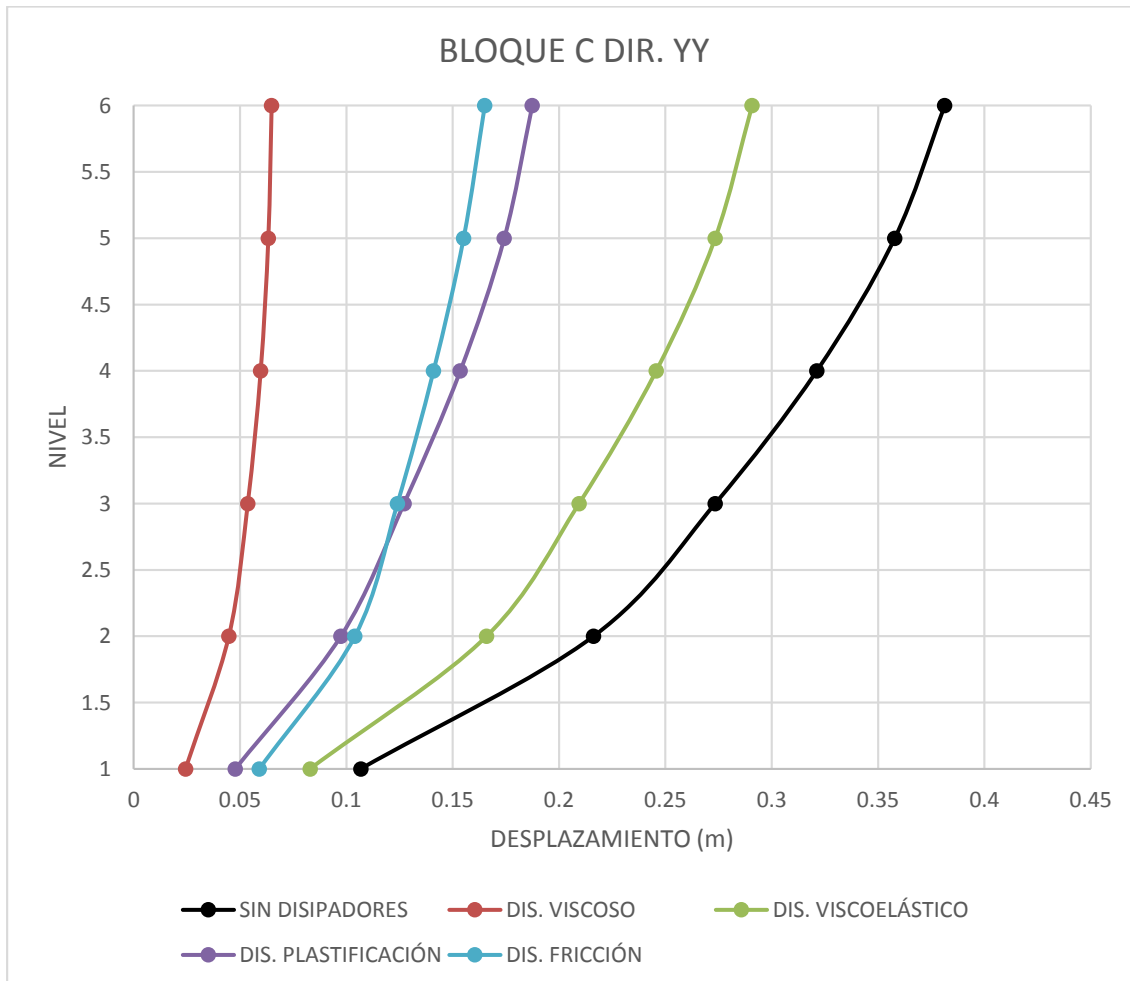


Figura 172: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque C en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 158:

Desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE D DIR. X-X					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
5	0.267987	0.11284	0.163119	0.194468	0.177031
4	0.23975	0.104297	0.14689	0.175603	0.162953
3	0.199869	0.090764	0.123254	0.148601	0.141854
2	0.149072	0.070571	0.092318	0.112849	0.111527
1	0.065421	0.032491	0.040692	0.051584	0.052292

Fuente: Propia

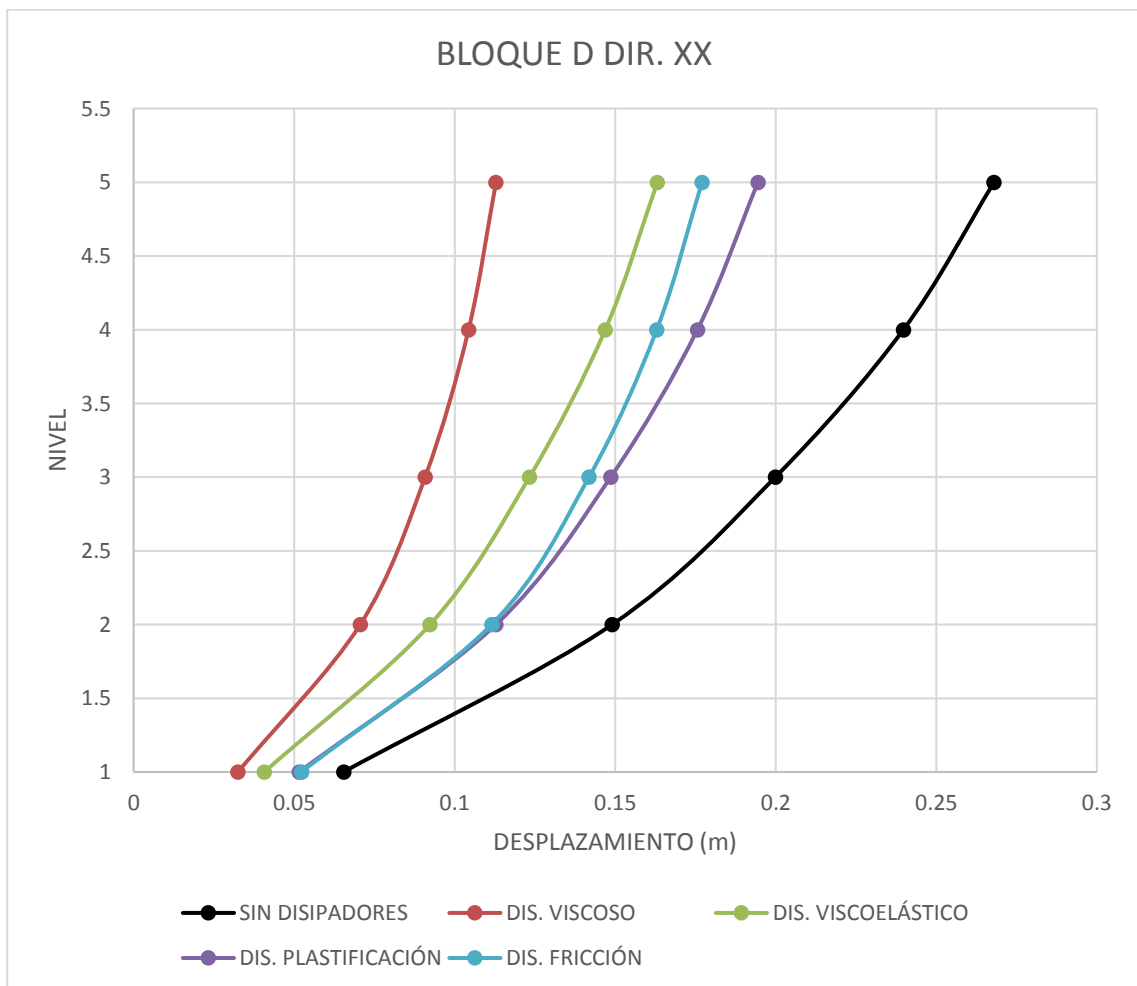


Figura 173: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección X-X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

Tabla 159:

Desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE D DIR. Y-Y					
DESPLAZAMIENTOS DEL CENTROS DE MASA (m)					
NIVEL	SIN DISIPADORES	DIS. VISCOSO	DIS. VISCOELÁSTICO	DIS. PLASTIFICACIÓN	DIS. FRICCIÓN
5	0.405579	0.11644	0.145142	0.212507	0.190989
4	0.370044	0.110522	0.134006	0.194404	0.181931
3	0.314797	0.098682	0.115942	0.165966	0.166233
2	0.238491	0.078764	0.090025	0.126432	0.140551
1	0.108833	0.039131	0.043743	0.061002	0.079715

Fuente: Propia

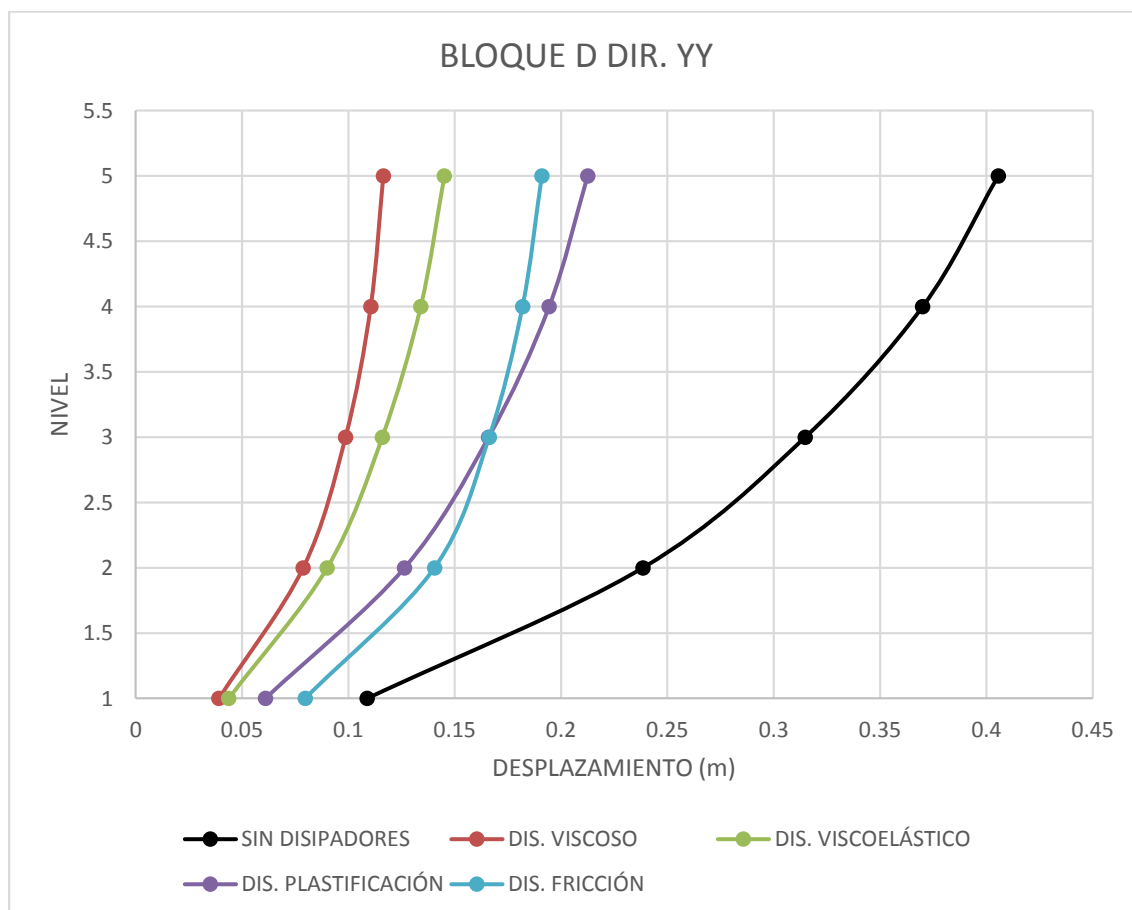


Figura 174: Comparación de los desplazamientos del centro de masa del bloque D en la dirección Y-Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia.

3.1.1.6. Esfuerzos máximos.

Se comparan las fuerzas internas en columnas y muros de corte más esforzados de todos los bloques sin disipadores y con disipadores.

Tabla 160:

Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.

BLOQUE A Columna C28															
NIVEL	CORTANTE MÁXIMA (TN)					MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (TN-M)					FUERZA AXIAL MÁXIMA (TN)				
	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	43.92	2.55	20.41	20.06	8.11	40.02	1.61	18.47	17.94	6.23	10.95	4.24	7.67	9.98	10.45
5	94.10	9.65	44.79	46.12	25.43	99.69	9.39	47.40	48.89	25.96	23.53	9.08	16.45	22.02	23.37
4	135.03	17.25	64.19	65.85	39.54	147.18	17.50	69.68	71.98	41.65	35.98	13.92	25.05	34.76	38.69
3	193.80	29.23	93.86	95.98	58.23	192.16	25.00	92.19	99.45	44.95	49.81	19.32	34.49	49.54	57.48
2	272.59	50.04	133.35	124.00	110.27	415.00	67.46	198.06	185.06	124.91	77.25	30.90	53.36	69.98	82.58
1	325.82	76.42	170.98	163.60	215.39	980.97	220.96	508.87	485.38	607.40	105.46	43.23	72.82	91.04	106.23

Fuente: Propia

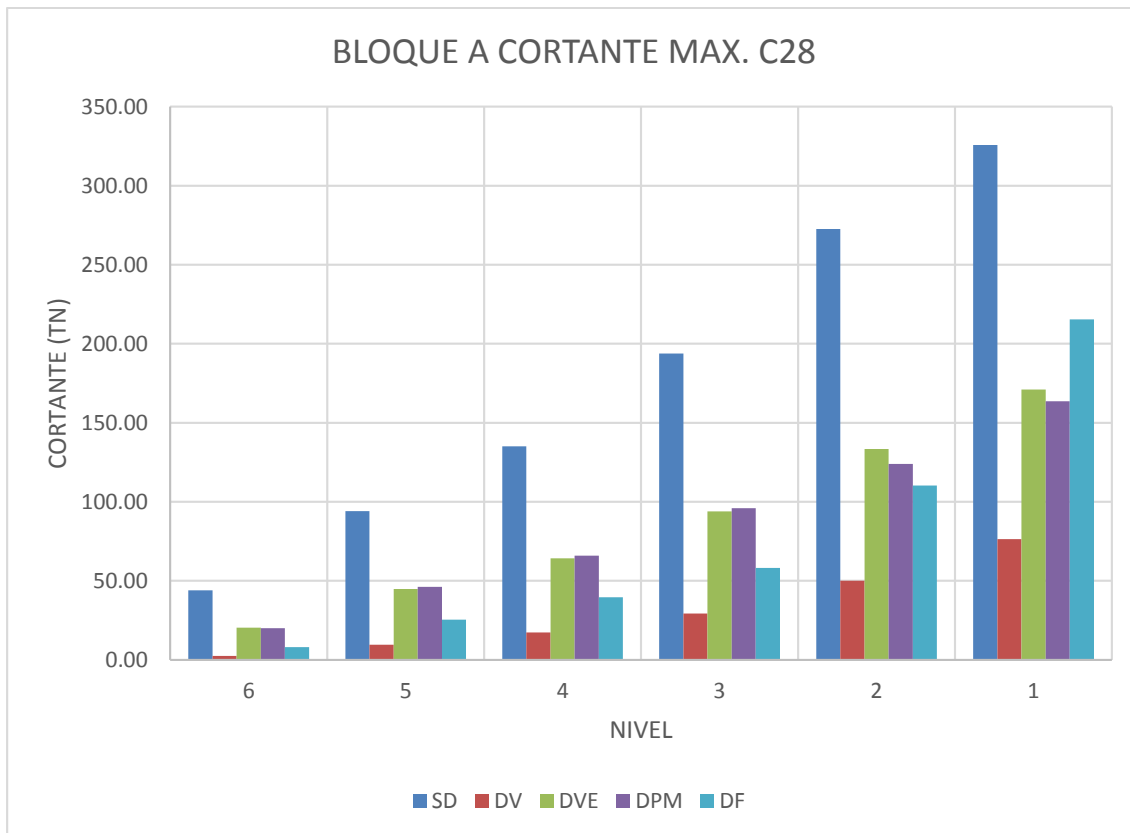


Figura 175: Cortantes Máximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

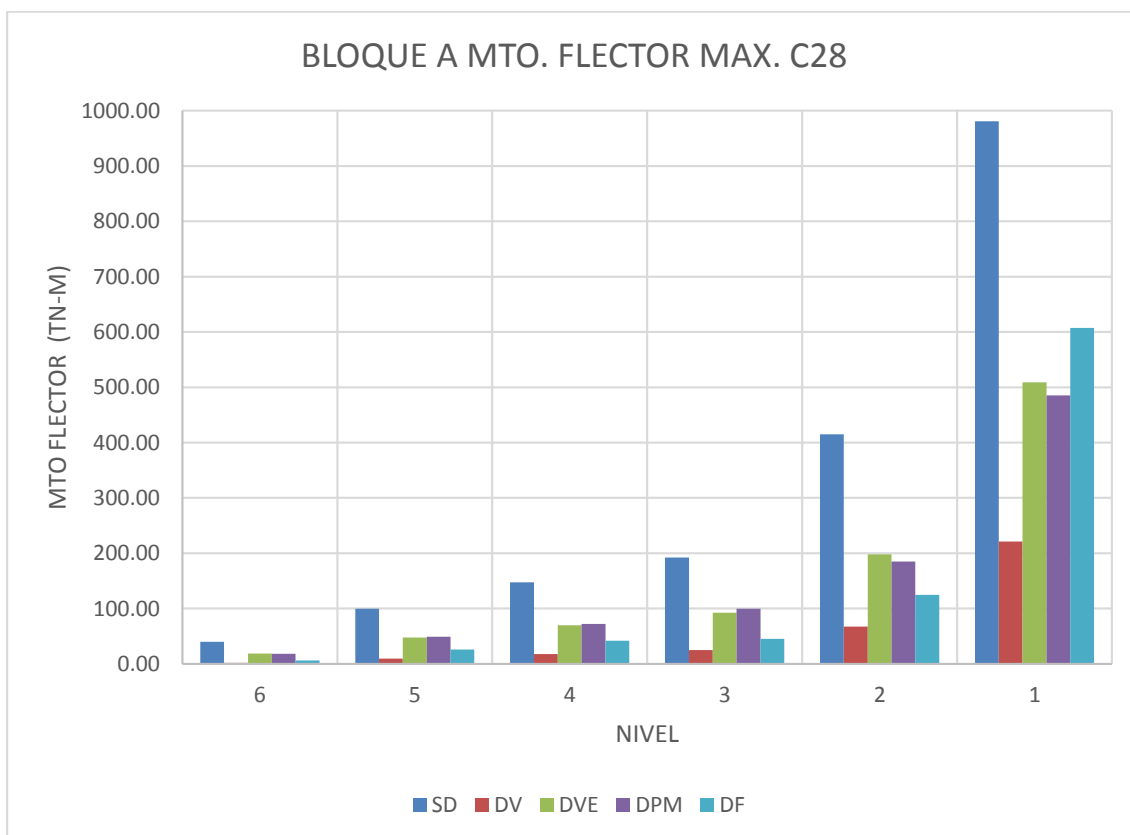


Figura 176: Momentos Flectores Máximos del Bloque A con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

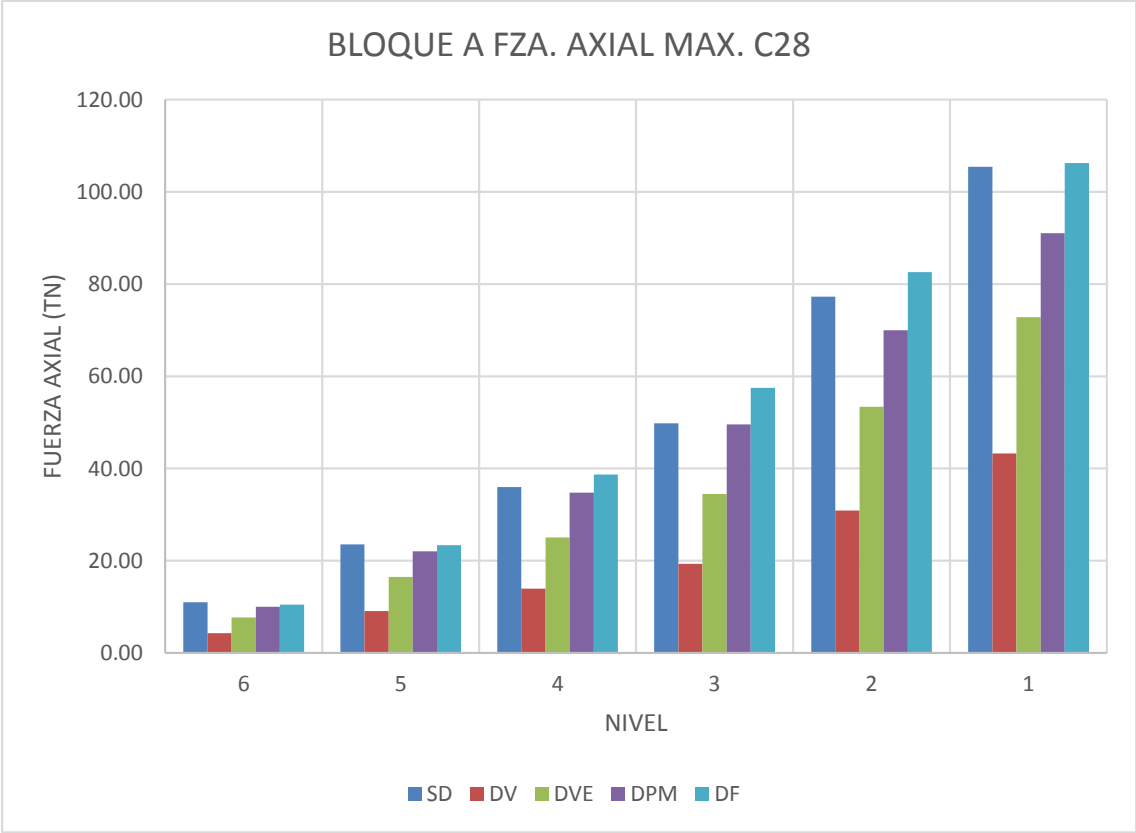


Figura 177: Fuerzas Axiales Maximas del Bloque A con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

Tabla 161:*Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.*

BLOQUE B Columna C30															
NIVEL	CORTANTE MÁXIMA (TN)					MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (TN-M)					FUERZA AXIAL MÁXIMA (TN)				
	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	59.63	3.66	34.01	29.70	14.30	55.50	2.57	31.64	27.21	12.74	17.20	5.34	13.72	21.18	21.67
5	111.05	12.48	62.67	56.86	27.05	119.36	12.11	67.37	60.92	27.83	30.34	8.62	22.65	29.76	25.45
4	151.98	22.40	85.75	78.96	43.46	167.25	22.68	93.93	86.32	45.49	43.70	12.06	32.54	38.36	30.49
3	213.87	38.39	122.73	116.03	63.21	215.75	32.84	121.93	119.08	45.15	58.75	16.20	43.53	48.59	49.67
2	294.34	65.41	170.78	148.12	124.86	456.31	88.51	256.05	222.95	132.70	87.50	25.00	64.89	71.94	77.01
1	338.49	97.13	214.49	190.80	251.49	1026.43	281.83	641.45	568.49	707.30	117.36	34.76	87.15	92.88	101.93

Fuente: Propia

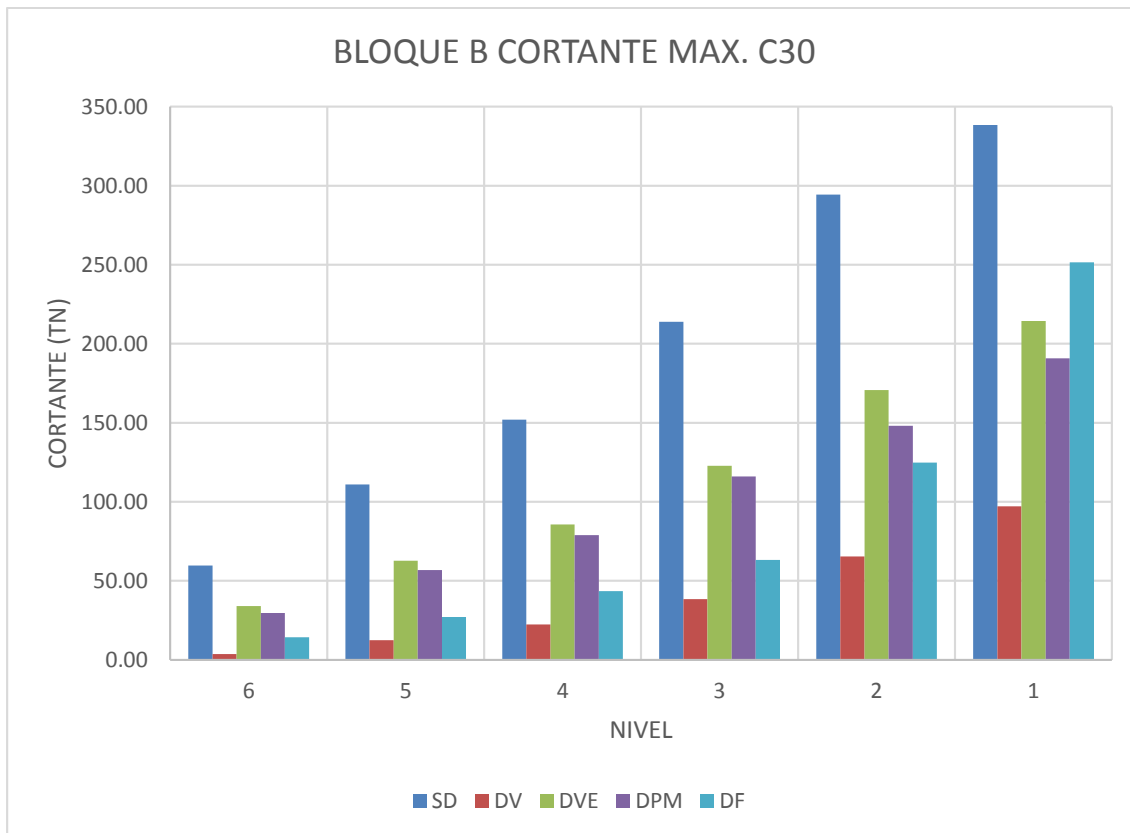


Figura 178: Cortantes Máximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

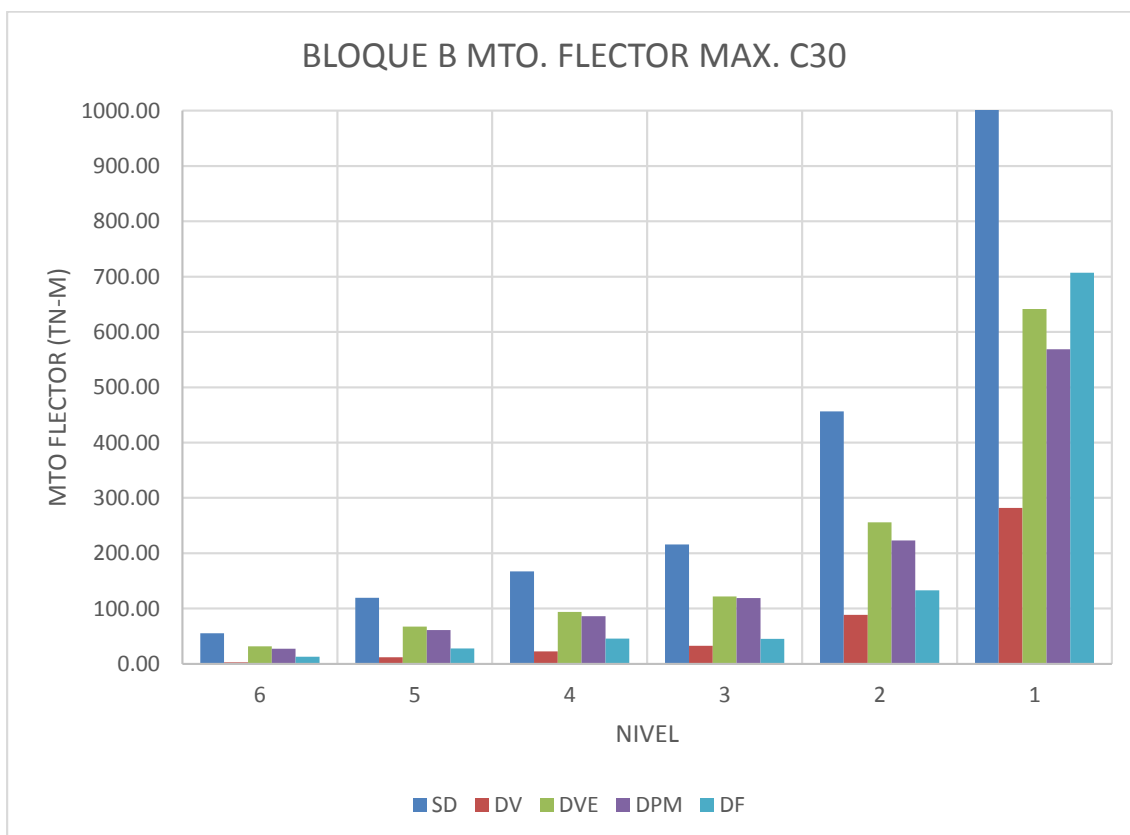


Figura 179: Momentos Flectores Máximos del Bloque B con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

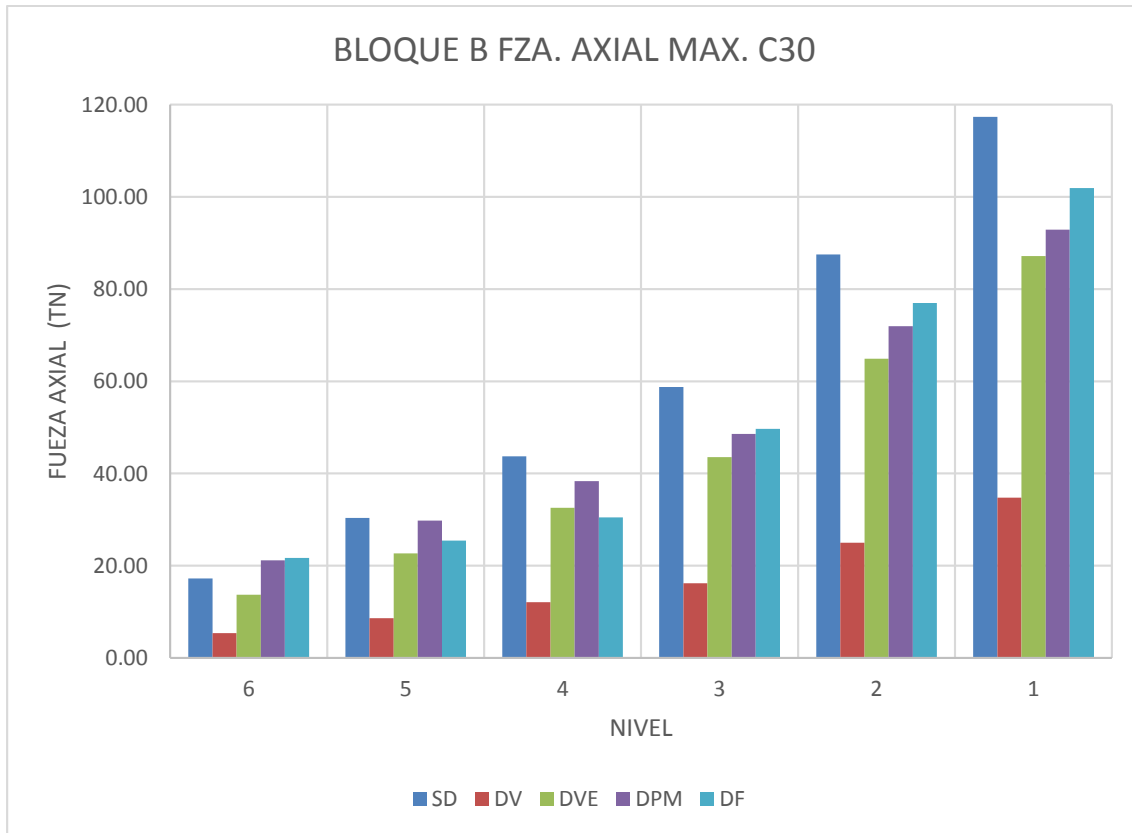


Figura 180: Fuerzas Axiales Maximas del Bloque B con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia

Tabla 162:*Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.*

BLOQUE C Columna C3															
NIVEL	CORTANTE MÁXIMA (TN)					MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (TN-M)					FUERZA AXIAL MÁXIMA (TN)				
	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	27.03	17.48	21.17	21.13	17.71	27.14	18.79	22.32	16.95	16.27	33.63	21.14	26.96	26.58	21.81
5	70.71	13.07	44.61	43.55	28.88	52.31	15.84	33.11	34.20	25.58	108.61	46.75	72.75	72.51	53.30
4	96.96	14.39	61.49	58.18	35.38	98.10	16.77	61.70	60.85	37.95	220.97	72.81	144.93	142.34	98.45
3	87.22	14.15	56.77	55.71	27.65	62.29	17.01	41.26	53.99	16.69	360.20	98.76	236.08	225.32	150.91
2	140.88	19.84	88.29	63.24	50.52	205.73	24.42	125.43	94.74	51.48	547.06	121.76	357.94	322.27	226.84
1	156.47	32.59	106.72	75.98	105.43	437.12	87.11	294.01	210.39	274.87	764.78	136.56	503.23	427.80	343.49

BLOQUE C MURO P1															
NIVEL	CORTANTE MÁXIMA (TN)					MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (TN-M)					FUERZA AXIAL MÁXIMA (TN)				
	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	129.79	60.37	69.44	36.19	20.03	1126.00	310.08	605.68	243.80	129.56	278.67	45.70	225.14	154.85	119.69
5	251.97	159.77	168.08	159.99	116.73	1083.24	340.60	612.82	387.91	325.14	261.36	45.53	214.69	152.78	122.03
4	349.74	235.76	252.58	247.00	180.87	754.63	258.19	469.35	203.02	205.78	230.32	42.27	192.98	142.43	121.16
3	399.41	287.54	308.64	317.17	201.30	1194.15	546.86	794.25	636.17	393.46	187.30	35.67	161.24	125.85	117.79
2	653.38	433.70	453.72	417.49	343.92	1953.16	1141.26	1487.46	1229.49	825.92	116.89	22.28	107.27	98.73	101.29
1	760.95	535.45	570.65	547.92	563.12	3649.04	2618.05	2759.24	2610.39	1966.57	32.93	14.53	27.78	57.39	55.64

Fuente: Propia

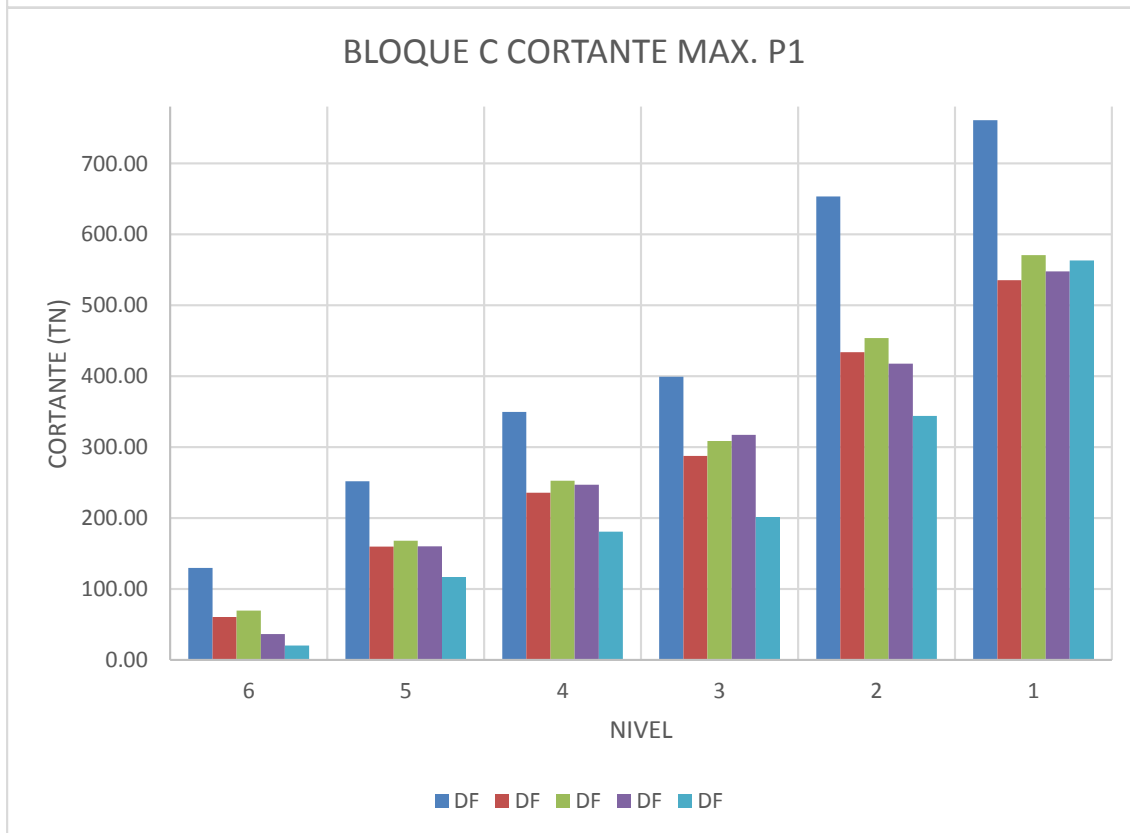
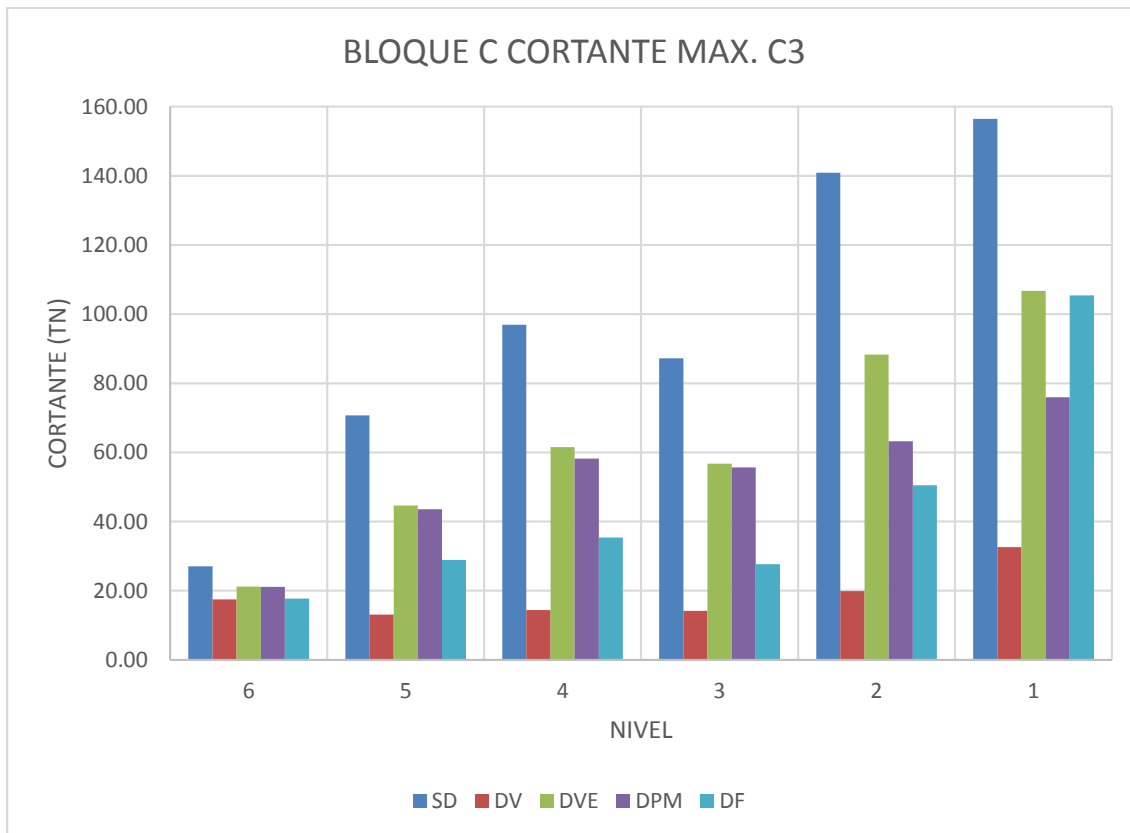


Figura 181: Cortantes Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

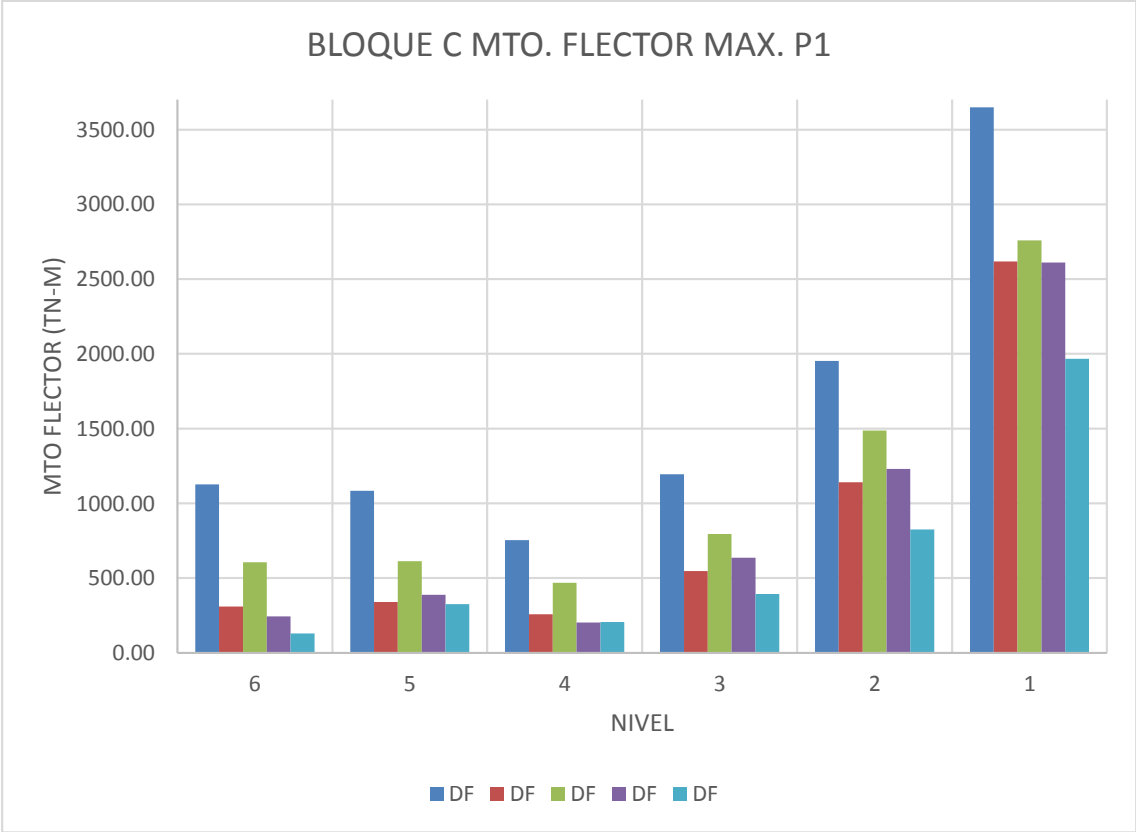
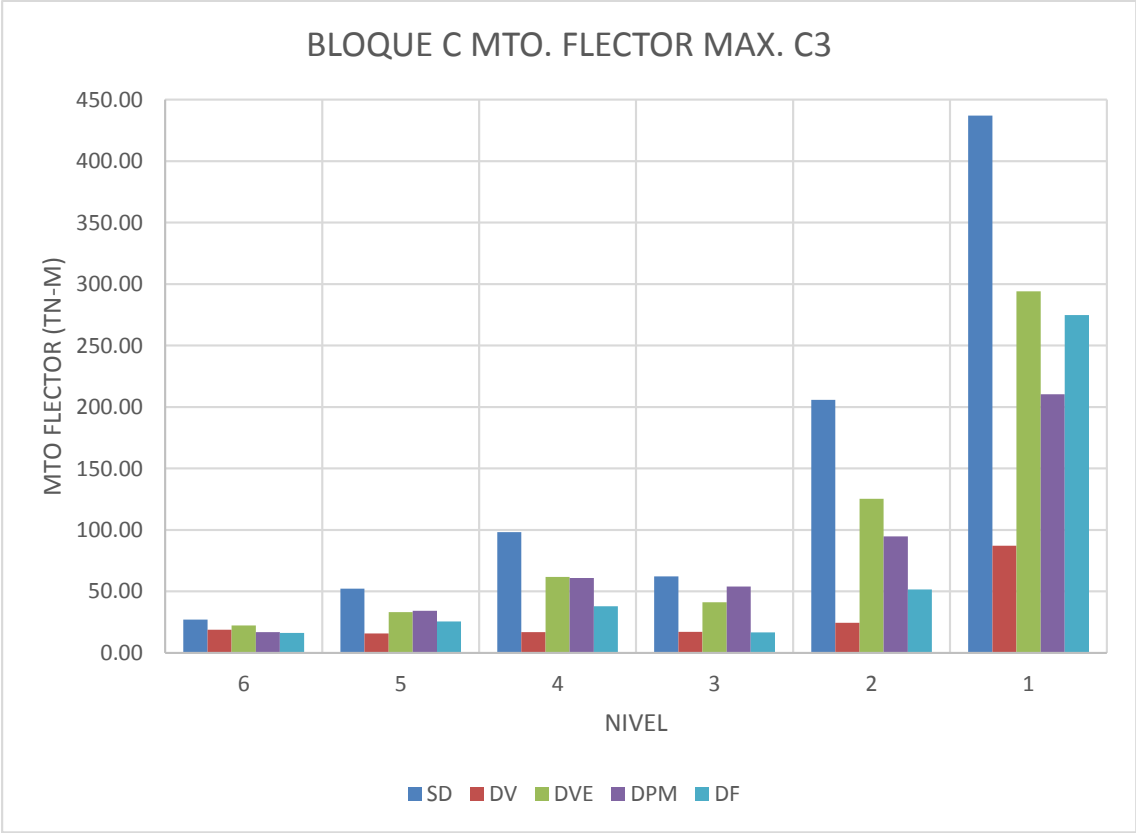


Figura 182: Momentos Flectores Máximos del Bloque C con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

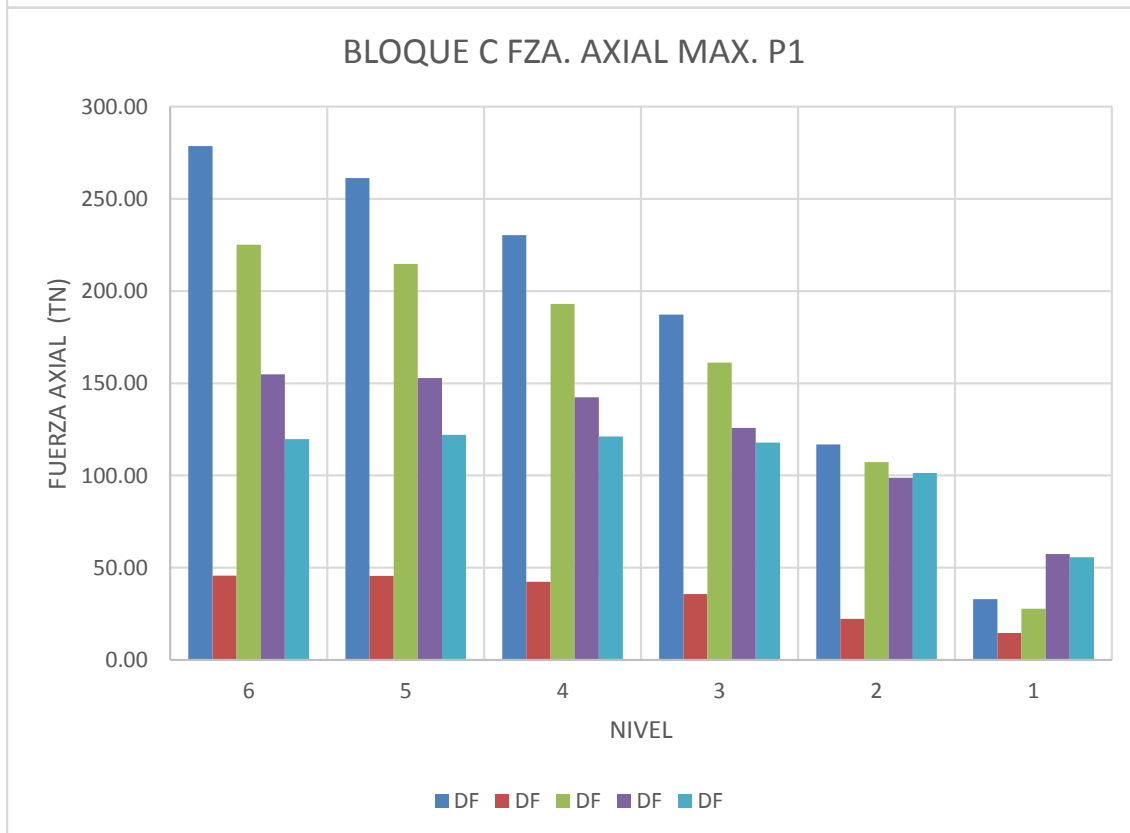
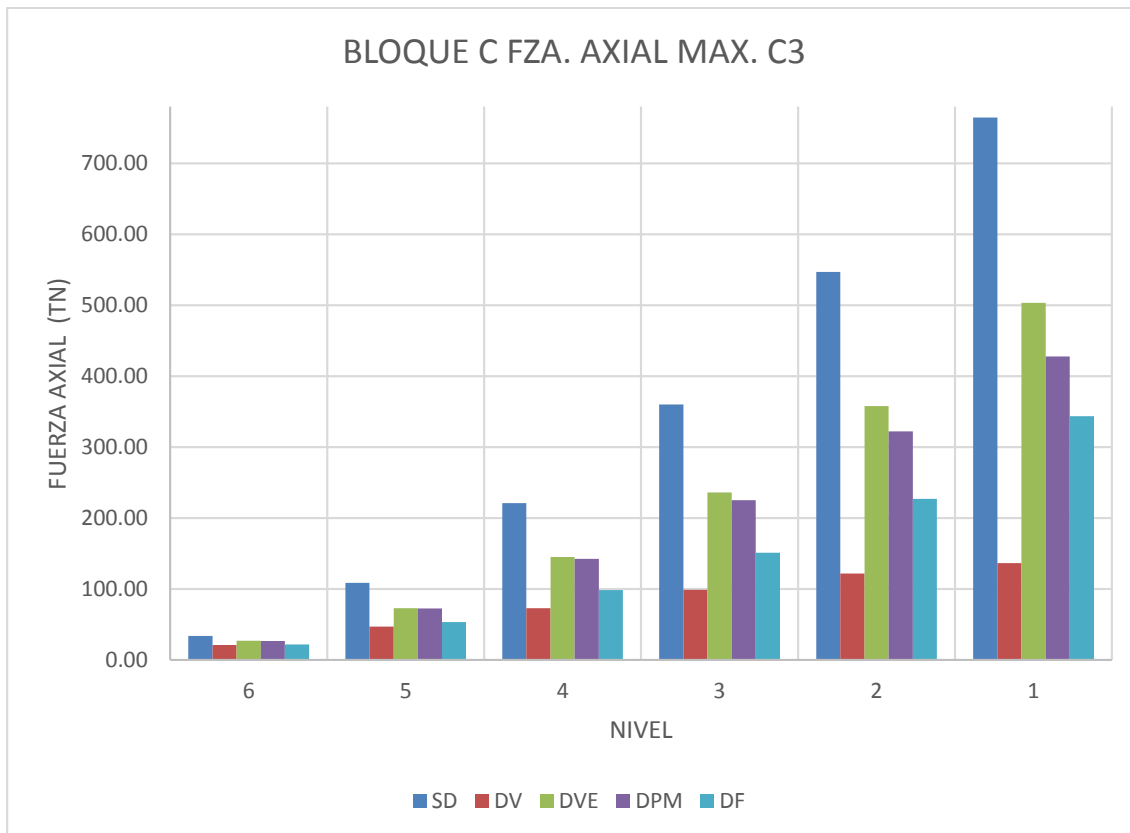


Figura 183: Fuerzas Axiales Máximas del Bloque C con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

Tabla 163:*Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.*

BLOQUE D Columna C43															
NIVEL	CORTANTE MÁXIMA (TN)					MOMENTO FLECTOR MÁXIMO (TN-M)					FUERZA AXIAL MÁXIMA (TN)				
	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
5	62.73	8.74	18.49	25.33	7.18	68.61	8.20	20.75	28.91	9.22	57.87	41.45	41.88	62.43	62.35
4	117.24	25.31	37.77	59.03	33.68	130.93	26.87	42.24	65.35	36.37	72.71	42.77	51.16	67.08	64.91
3	132.87	32.41	43.30	68.37	37.04	134.08	29.59	43.62	70.00	30.23	95.12	48.35	65.78	77.02	72.82
2	261.72	79.22	90.99	126.34	107.05	431.40	125.19	145.98	204.32	149.53	203.00	84.14	135.99	148.05	127.39
1	186.40	71.24	77.65	107.37	158.44	485.06	179.89	197.67	273.74	384.68	302.50	118.36	200.72	216.11	193.56

Fuente: Propia

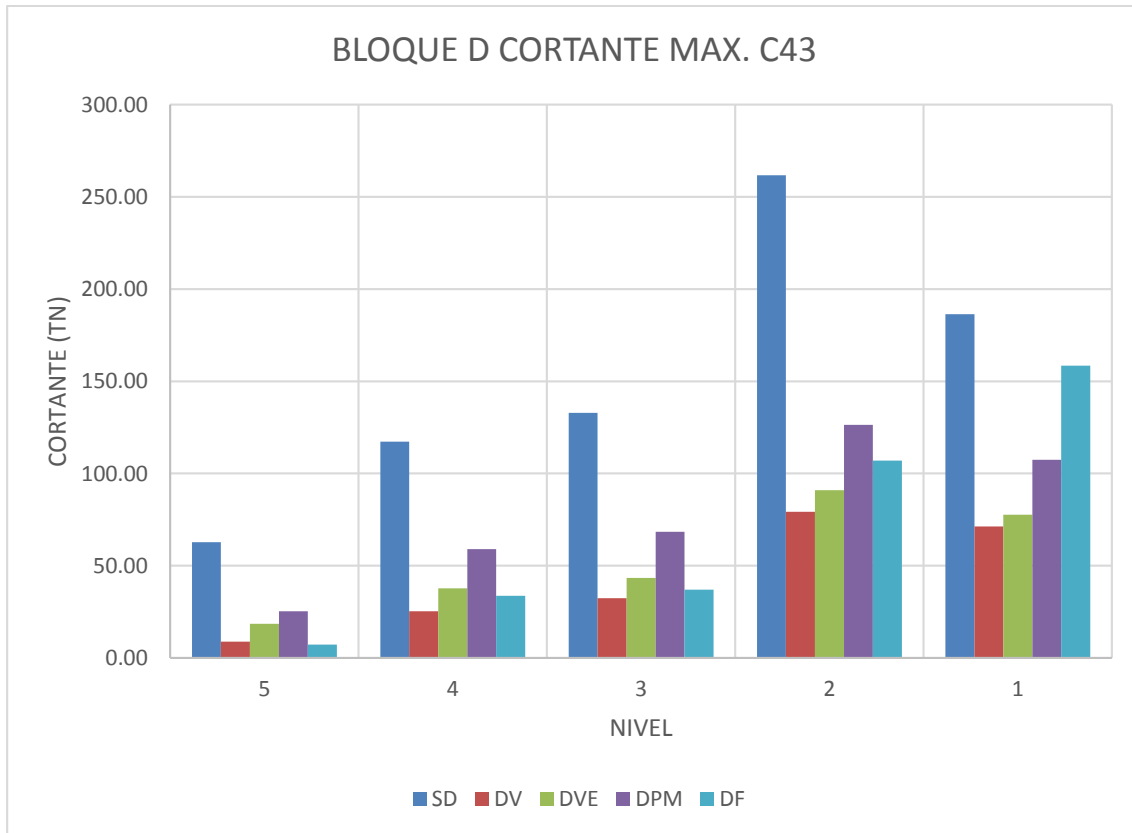


Figura 184: Cortantes Máximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

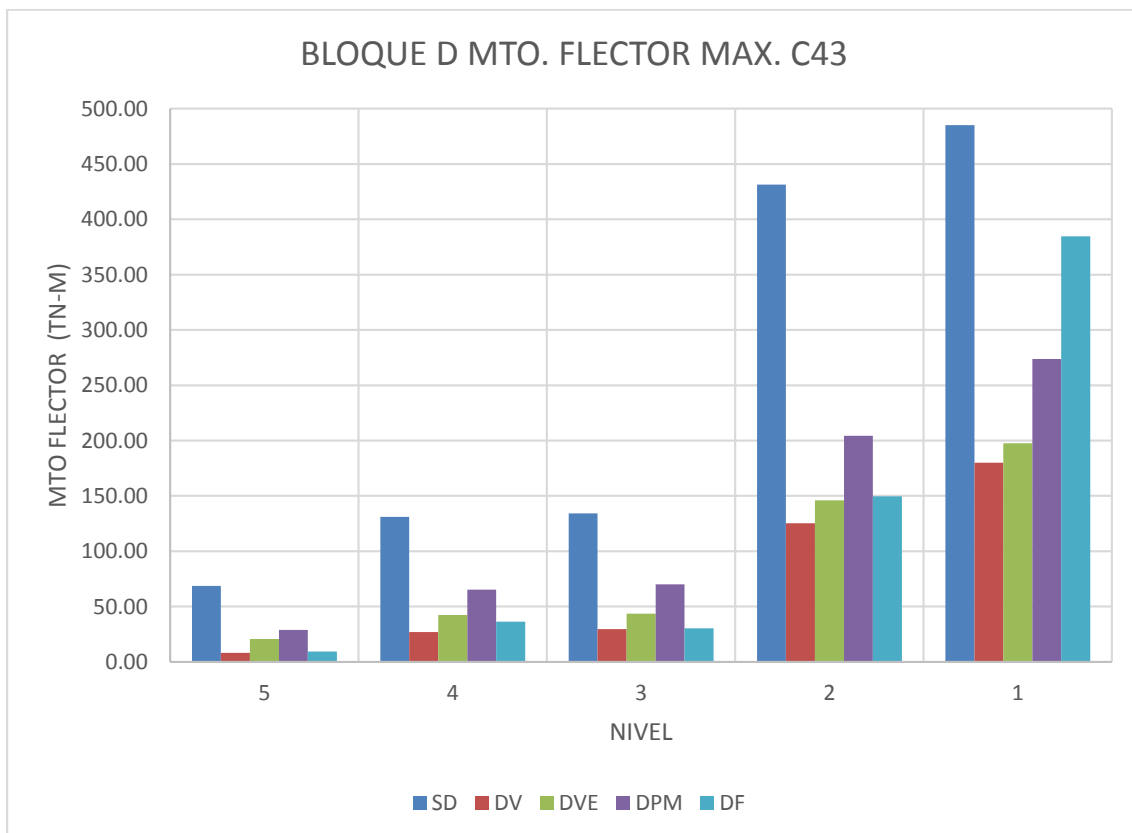


Figura 185: Momentos Flectores Máximos del Bloque D con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

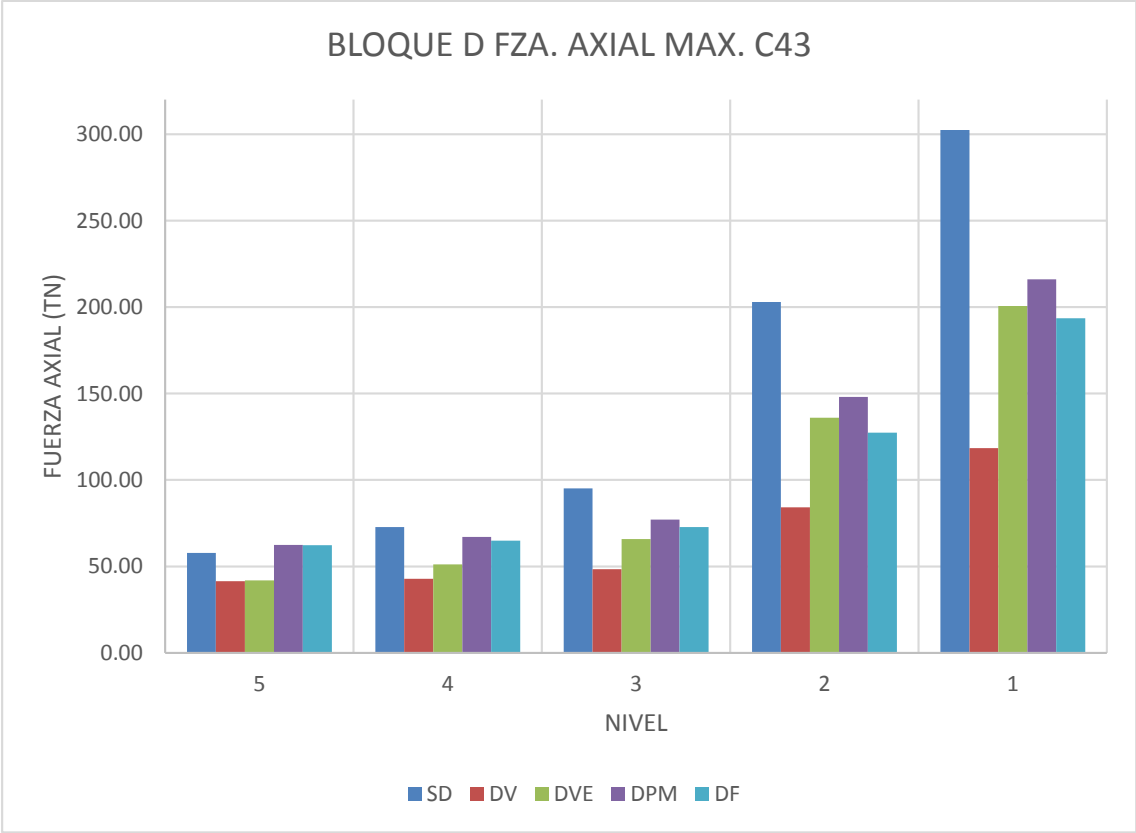


Figura 186: Fuerzas Axiales Maximas del Bloque D con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

3.1.1.7. Velocidades y Aceleraciones.

Se presentan las aceleraciones y velocidades de los centros de masa de cada bloque por cada piso en análisis sin disipadores y con disipadores.

Tabla 164:

Velocidades Max. y Min. Del Bloque A sin y con disipadores.

BLOQUE A VELOCIDAD (M/SEG)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	3.35	0.93	2.20	2.17	1.90	2.48	1.54	2.05	2.58	2.38
	Min.	-3.03	-1.17	-2.24	-2.36	-2.16	-2.72	-0.94	-1.99	-2.13	-1.93
5	Max.	3.19	0.93	2.12	2.08	1.86	2.35	1.52	1.94	2.43	2.26
	Min.	-2.88	-1.16	-2.17	-2.28	-2.11	-2.58	-0.92	-1.89	-2.02	-1.85
4	Max.	2.90	0.93	1.97	1.92	1.78	2.12	1.48	1.75	2.19	2.07
	Min.	-2.59	-1.14	-2.01	-2.12	-2.02	-2.34	-0.88	-1.73	-1.85	-1.71
3	Max.	2.47	0.90	1.74	1.70	1.64	1.79	1.40	1.48	1.85	1.81
	Min.	-2.19	-1.11	-1.77	-1.89	-1.87	-1.99	-0.83	-1.51	-1.61	-1.53
2	Max.	1.97	0.85	1.46	1.42	1.44	1.38	1.28	1.19	1.44	1.48
	Min.	-1.73	-1.06	-1.49	-1.60	-1.67	-1.57	-0.75	-1.23	-1.30	-1.29
1	Max.	1.23	0.75	1.02	1.01	1.05	1.16	1.12	1.08	0.93	0.96
	Min.	-1.10	-0.96	-1.11	-1.20	-1.27	-0.98	-0.70	-0.83	-0.88	-0.90

Fuente: Propia

Tabla 165:

Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque A sin y con disipadores.

BLOQUE A ACELERACIÓN (M/SEG ²)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	22.12	7.12	17.05	17.63	15.50	20.05	9.38	16.22	22.59	20.31
	Min.	-22.63	-6.21	-13.27	-15.99	-14.15	-21.76	-10.99	-16.35	-21.11	-18.93
5	Max.	21.31	7.10	16.09	16.80	15.26	18.66	8.99	15.14	20.74	18.98
	Min.	-21.51	-6.06	-12.86	-15.02	-13.62	-20.35	-10.55	-15.32	-19.90	-17.95
4	Max.	18.99	6.90	14.47	15.48	14.65	16.55	8.37	13.39	18.03	16.99
	Min.	-19.41	-5.72	-11.91	-13.22	-12.46	-18.02	-9.78	-13.84	-17.65	-16.49
3	Max.	15.62	6.48	12.48	13.60	13.34	13.56	7.57	11.23	14.65	14.69
	Min.	-16.35	-5.46	-10.45	-11.44	-11.40	-14.89	-8.62	-11.74	-14.35	-14.00
2	Max.	11.86	5.97	10.28	11.23	11.37	10.45	6.92	8.90	10.91	11.62
	Min.	-13.08	-5.43	-8.39	-9.25	-10.03	-11.33	-7.18	-9.13	-10.24	-10.84
1	Max.	7.30	5.24	7.00	7.67	8.11	6.10	6.22	5.57	6.10	6.53
	Min.	-7.90	-4.67	-5.83	-6.32	-7.08	-6.50	-5.62	-6.02	-5.83	-6.19

Fuente: Propia

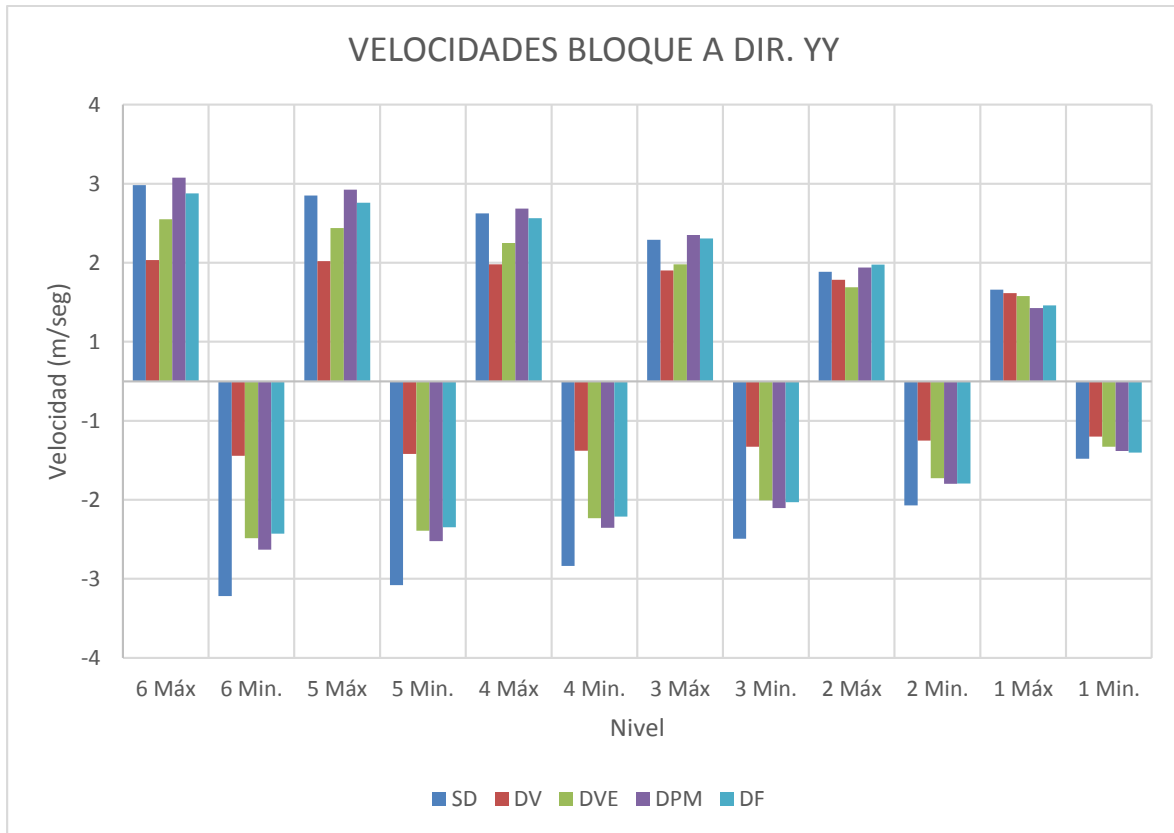


Figura 187: Velocidades del Bloque A Eje X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia

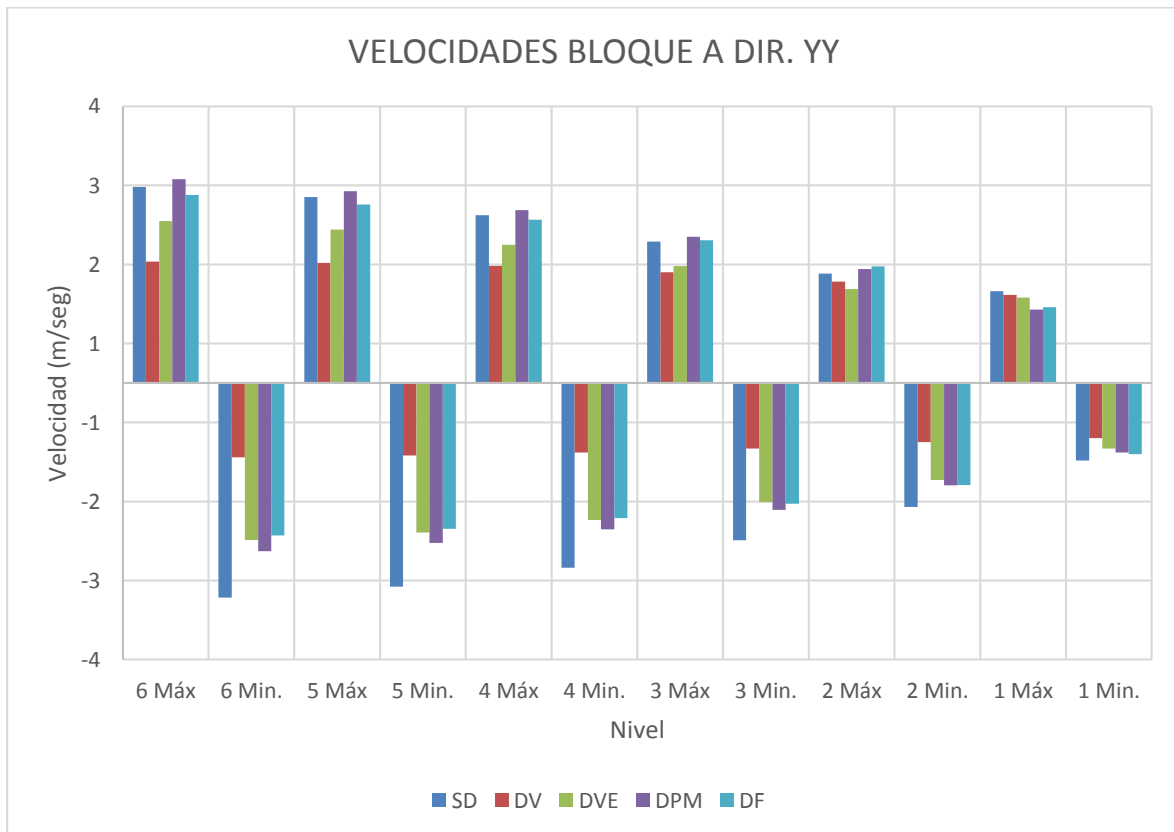


Figura 188: Velocidades del Bloque A Eje Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia

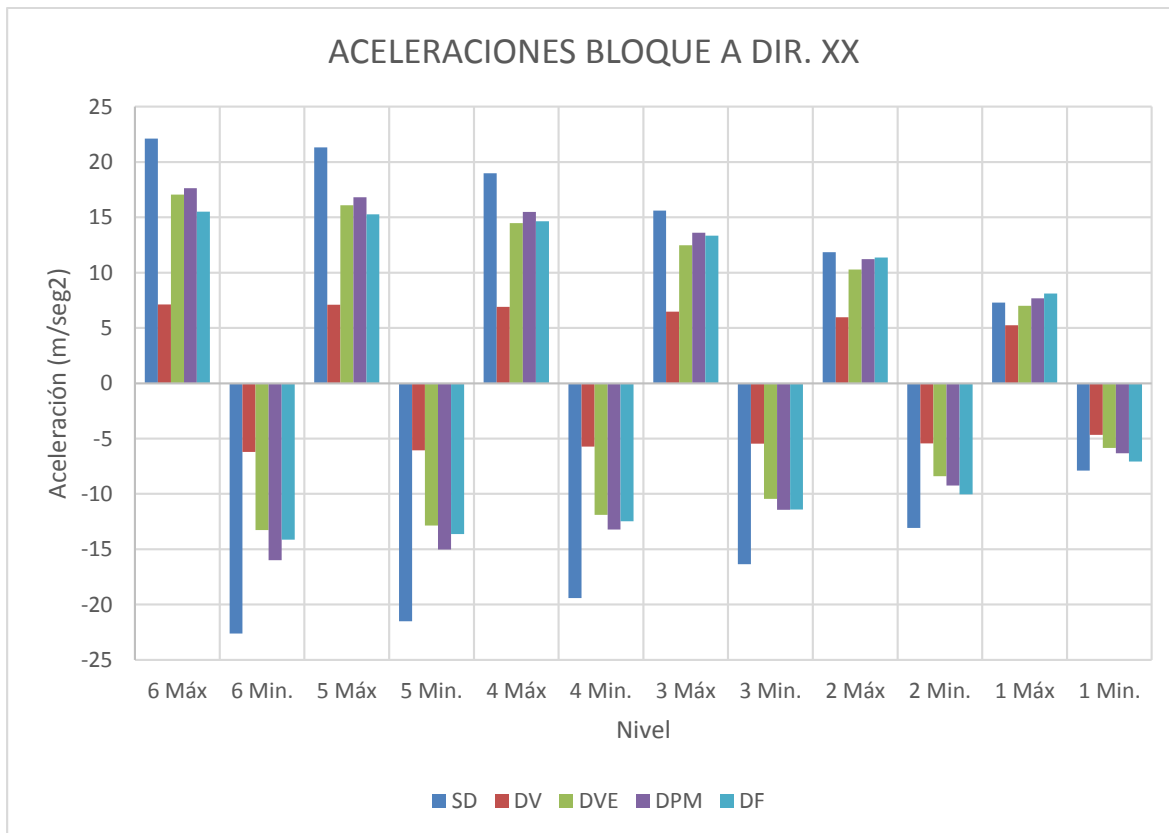


Figura 189: Velocidades del Bloque A Eje X con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia

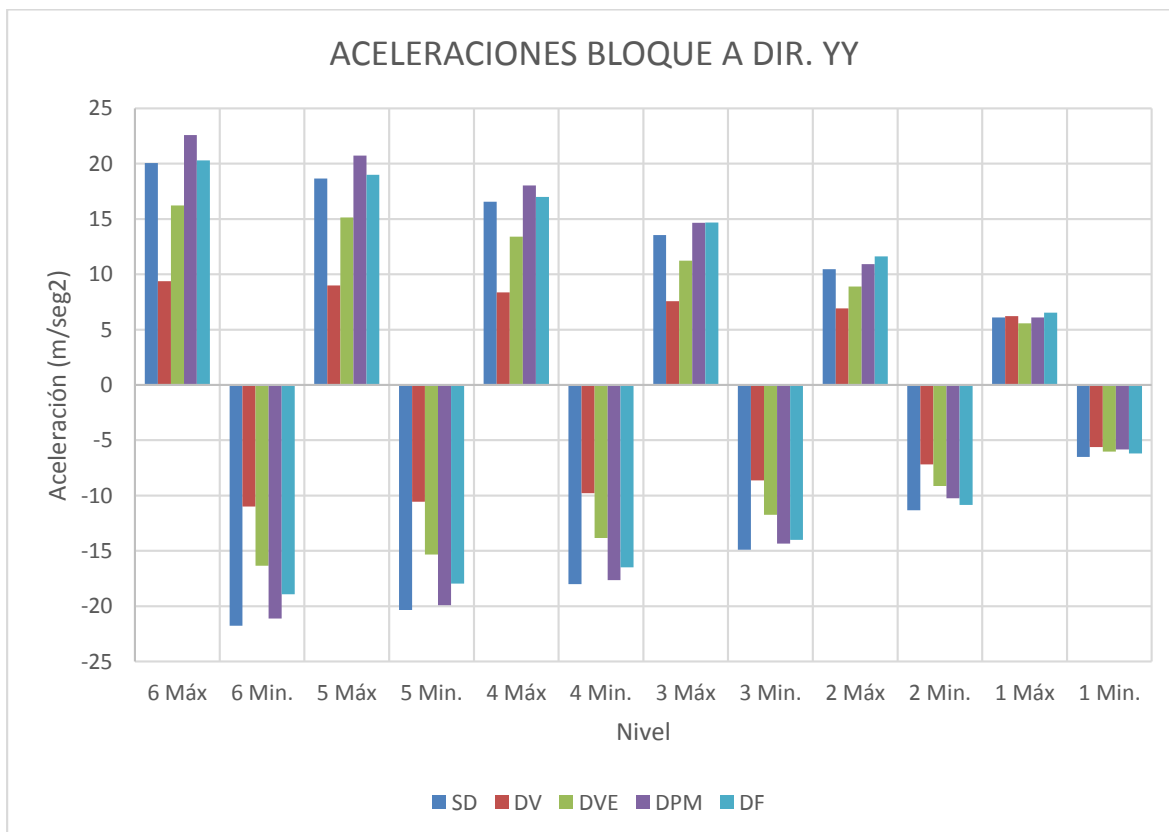


Figura 190: Velocidades del Bloque A Eje Y con disipadores y sin disipadores.

Fuente: Propia

Tabla 166:*Velocidades Max. y Min. Del Bloque B sin y con disipadores.*

BLOQUE B VELOCIDAD (M/SEG)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	2.98	1.39	2.04	2.05	1.78	2.83	1.07	2.13	2.34	2.27
	Min.	-3.43	-0.80	-2.24	-2.23	-1.89	-2.91	-1.28	-2.42	-2.00	-1.90
5	Max.	2.79	1.36	1.93	1.95	1.74	2.68	1.05	2.02	2.20	2.14
	Min.	-3.23	-0.79	-2.13	-2.13	-1.85	-2.76	-1.27	-2.29	-1.85	-1.79
4	Max.	2.47	1.33	1.73	1.78	1.65	2.44	1.02	1.86	1.96	1.93
	Min.	-2.86	-0.79	-1.93	-1.95	-1.75	-2.51	-1.25	-2.11	-1.71	-1.68
3	Max.	2.06	1.28	1.52	1.52	1.49	2.10	0.97	1.63	1.64	1.66
	Min.	-2.35	-0.77	-1.65	-1.68	-1.60	-2.16	-1.20	-1.86	-1.54	-1.54
2	Max.	1.60	1.21	1.36	1.28	1.30	1.69	0.89	1.36	1.25	1.33
	Min.	-1.77	-0.75	-1.33	-1.37	-1.39	-1.76	-1.11	-1.56	-1.35	-1.38
1	Max.	1.25	1.09	1.14	1.12	1.14	1.12	0.75	0.96	0.79	0.81
	Min.	-1.04	-0.71	-0.85	-0.91	-0.97	-1.23	-0.98	-1.17	-1.09	-1.12

Fuente: Propia

Tabla 167:*Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque B sin y con disipadores.*

BLOQUE B ACELERACIÓN (M/SEG ²)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	22.92	8.27	15.99	17.05	14.73	22.83	8.56	17.77	21.42	20.28
	Min.	-23.45	-7.90	-16.85	-18.12	-15.21	-18.57	-7.97	-15.31	-22.53	-21.24
5	Max.	21.31	8.14	15.15	15.69	14.16	21.27	8.31	16.73	19.23	18.58
	Min.	-22.17	-7.78	-15.83	-17.02	-14.82	-17.48	-7.58	-14.20	-20.33	-19.59
4	Max.	18.66	7.86	13.44	13.73	13.22	19.01	7.87	15.31	16.26	16.09
	Min.	-19.71	-7.50	-14.10	-15.03	-13.94	-16.24	-6.88	-13.28	-17.20	-17.14
3	Max.	15.38	7.37	10.91	11.65	11.86	16.16	7.31	13.11	12.70	13.21
	Min.	-16.21	-7.04	-11.62	-12.64	-12.48	-13.98	-6.02	-11.80	-13.52	-14.17
2	Max.	11.24	6.79	8.26	9.29	10.08	12.82	6.49	10.69	9.04	9.92
	Min.	-11.86	-6.33	-9.01	-9.89	-10.48	-10.84	-5.57	-9.62	-9.56	-10.74
1	Max.	7.38	6.16	6.42	6.01	6.56	8.30	5.50	7.53	6.52	6.62
	Min.	-5.85	-5.59	-5.55	-6.00	-6.82	-7.06	-4.86	-6.75	-5.84	-6.19

Fuente: Propia

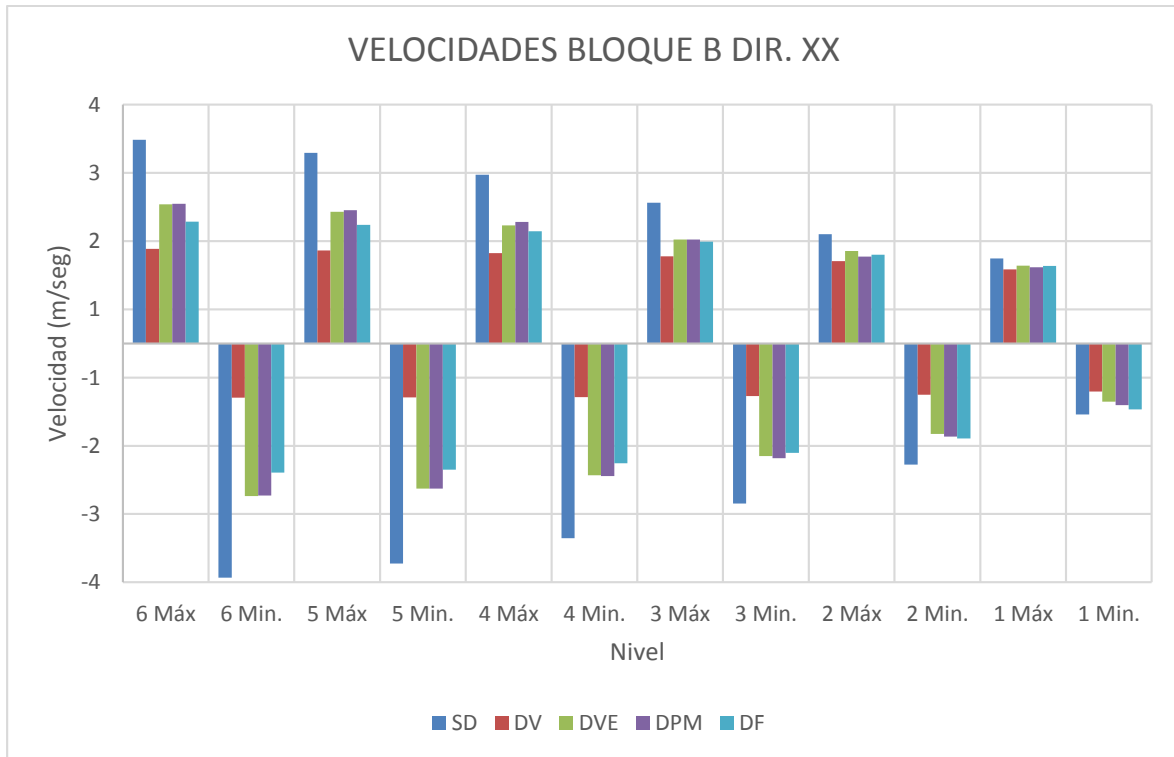


Figura 191: Velocidades del Bloque B Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

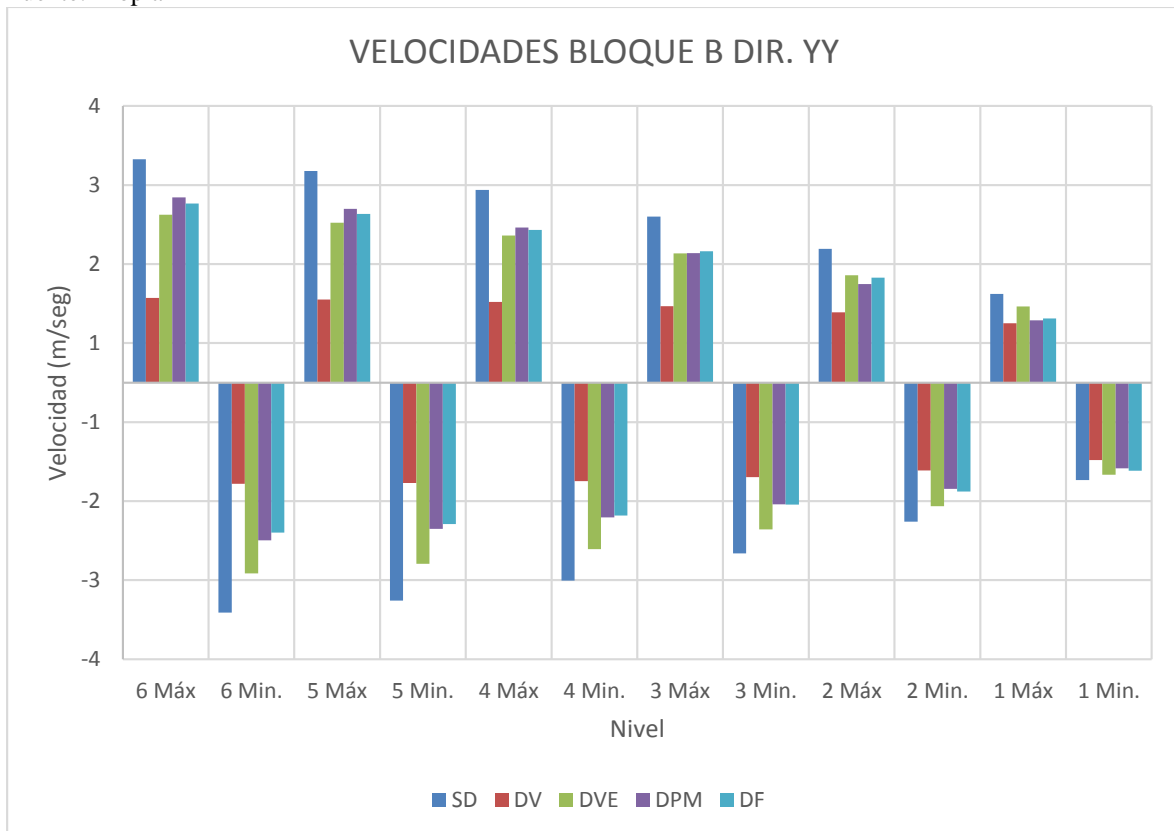


Figura 192: Velocidades del Bloque B Eje Y con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

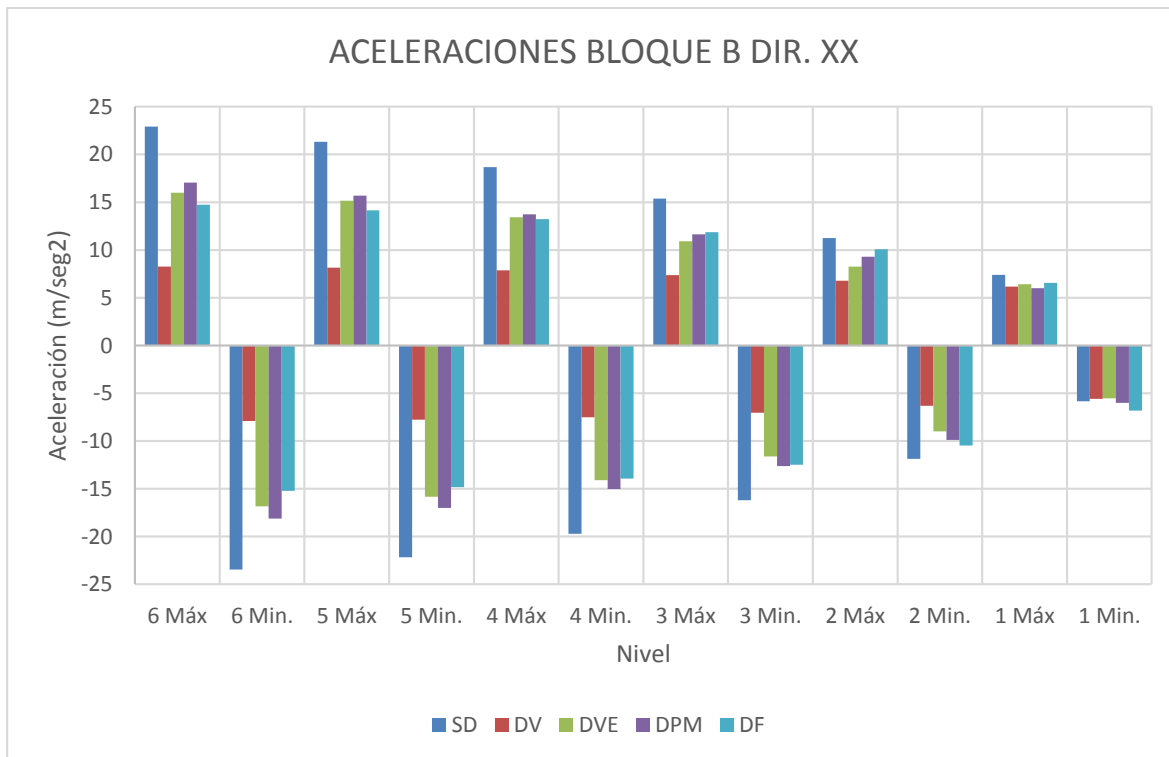


Figura 193: Velocidades del Bloque B Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

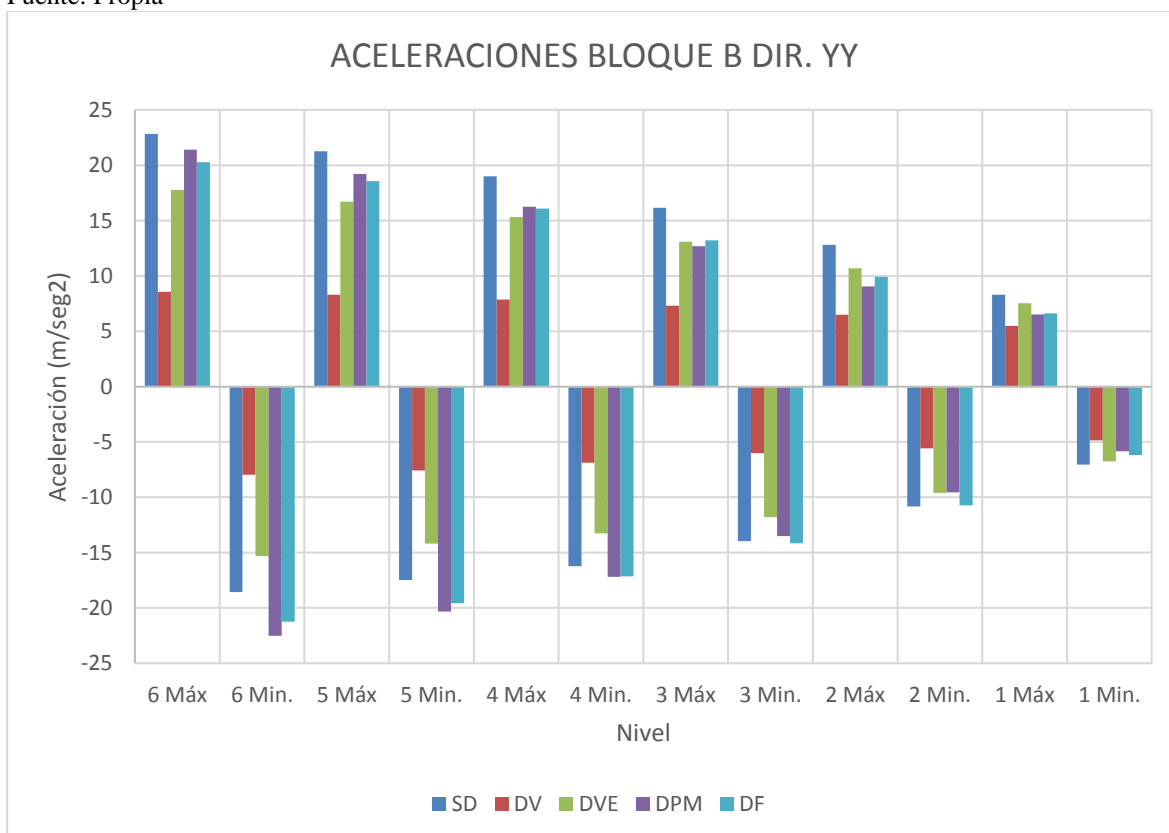


Figura 194: Velocidades del Bloque B Eje Y con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

Tabla 168:*Velocidades Max. y Min. Del Bloque C sin y con disipadores.*

BLOQUE C VELOCIDAD (M/SEG)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	2.09	1.70	1.99	1.98	1.72	3.16	0.84	2.59	2.00	1.84
	Min.	-1.26	-0.99	-1.17	-1.37	-1.25	-2.91	-1.10	-2.35	-1.97	-1.92
5	Max.	1.93	1.52	1.83	1.80	1.59	2.99	0.84	2.47	1.90	1.75
	Min.	-1.15	-0.87	-1.09	-1.23	-1.15	-2.74	-1.09	-2.23	-1.91	-1.85
4	Max.	1.66	1.38	1.59	1.58	1.43	2.73	0.83	2.28	1.73	1.62
	Min.	-0.95	-0.78	-0.93	-1.07	-1.03	-2.50	-1.07	-2.06	-1.80	-1.76
3	Max.	1.43	1.26	1.36	1.37	1.32	2.40	0.82	2.03	1.49	1.47
	Min.	-0.84	-0.74	-0.79	-0.92	-0.91	-2.20	-1.05	-1.83	-1.64	-1.66
2	Max.	1.26	1.16	1.22	1.24	1.21	2.01	0.79	1.73	1.20	1.28
	Min.	-0.76	-0.72	-0.73	-0.79	-0.81	-1.84	-1.02	-1.56	-1.47	-1.53
1	Max.	1.09	1.06	1.07	1.09	1.08	1.28	0.73	1.17	0.90	0.96
	Min.	-0.68	-0.68	-0.68	-0.70	-0.72	-1.20	-0.95	-1.10	-1.16	-1.24

Fuente: Propia

Tabla 169:*Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque C sin y con disipadores.*

BLOQUE C ACELERACIÓN (M/SEG ²)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
6	Max.	16.96	12.64	16.56	17.66	19.17	20.43	6.85	18.44	18.32	16.16
	Min.	-17.10	-12.73	-15.76	-15.80	-16.19	-21.08	-5.86	-15.46	-18.95	-16.55
5	Max.	15.60	11.18	15.07	15.55	15.95	19.35	6.93	17.36	16.57	14.93
	Min.	-15.59	-10.96	-14.25	-13.84	-12.76	-20.13	-5.72	-14.73	-17.18	-15.39
4	Max.	12.88	9.65	12.63	13.24	12.50	17.43	6.83	15.80	13.93	13.20
	Min.	-12.66	-9.48	-11.73	-11.64	-9.82	-18.49	-5.33	-13.66	-14.57	-13.81
3	Max.	10.31	8.15	10.31	11.00	10.71	14.88	6.50	13.76	11.44	11.33
	Min.	-9.80	-8.14	-9.25	-9.39	-8.17	-16.07	-5.42	-12.23	-11.79	-12.11
2	Max.	8.22	6.89	8.35	8.93	8.98	12.03	5.81	11.38	9.51	10.20
	Min.	-7.75	-6.87	-7.40	-7.24	-6.95	-13.21	-5.37	-10.46	-8.88	-10.08
1	Max.	6.41	5.97	6.53	6.98	7.06	7.55	5.14	7.53	7.09	7.83
	Min.	-5.85	-5.50	-5.72	-5.73	-5.66	-8.20	-4.56	-6.93	-6.08	-6.97

Fuente: Propia

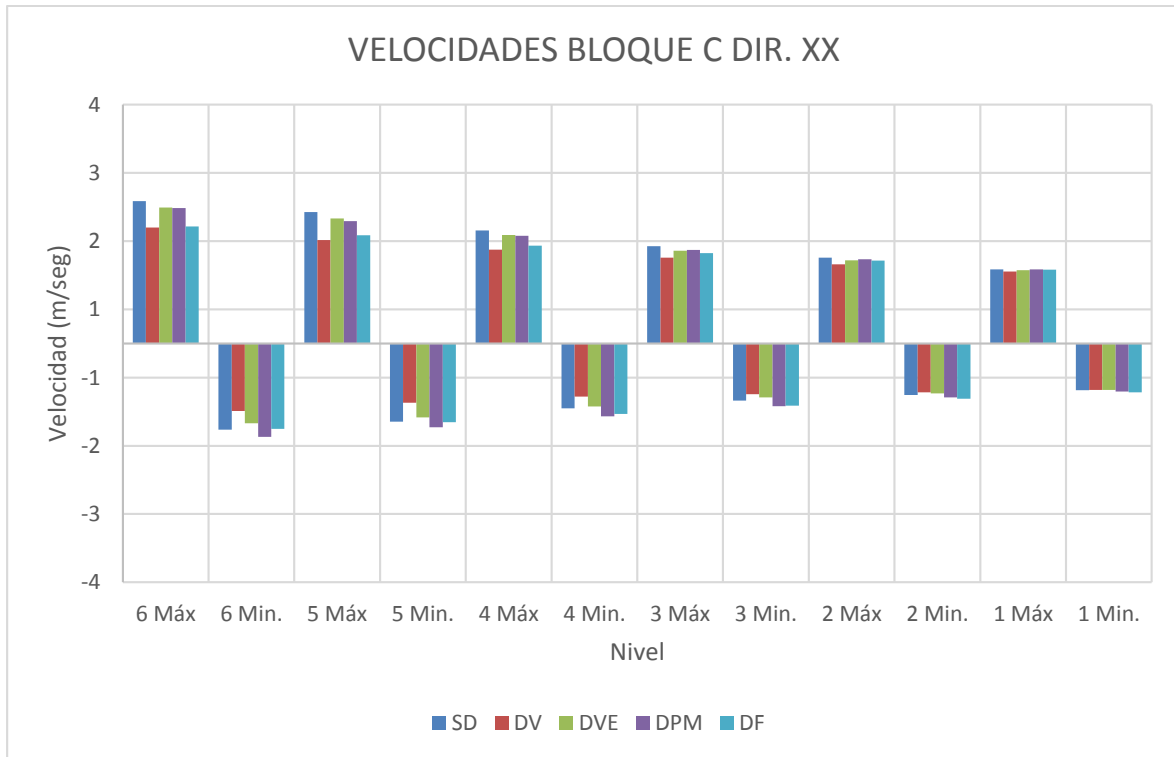


Figura 195: Velocidades del Bloque C Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

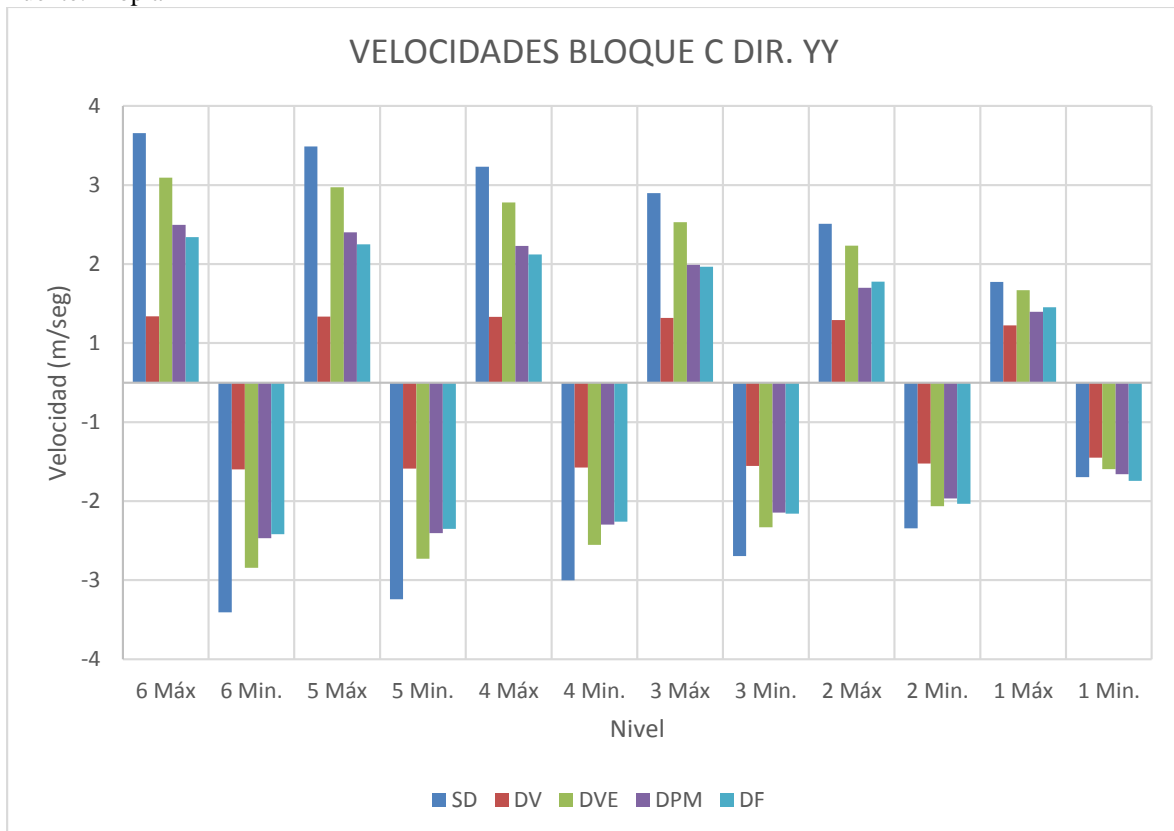


Figura 196: Velocidades del Bloque C Eje Y con disipadores y sin disipadores.v
Fuente: Propia

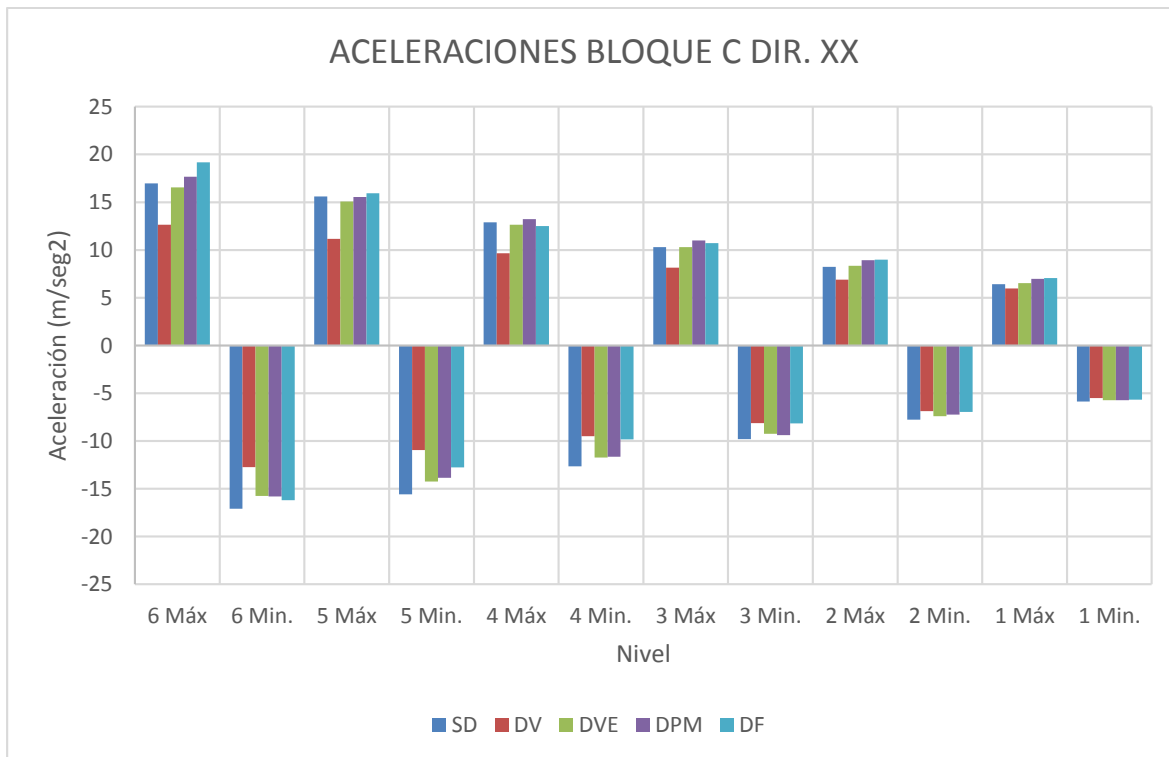


Figura 197: Velocidades del Bloque C Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

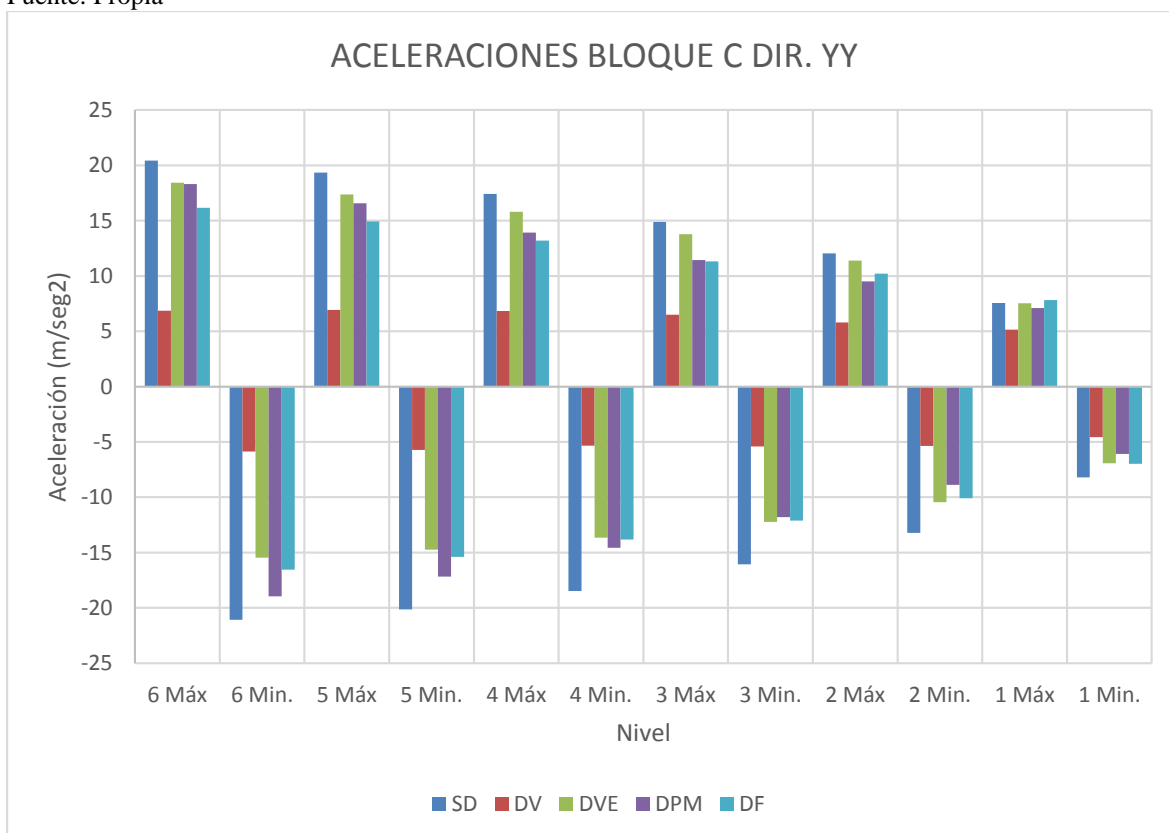


Figura 198: Velocidades del Bloque C Eje Y con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

Tabla 170:*Velocidades Max. y Min. Del Bloque D sin y con disipadores.*

BLOQUE D VELOCIDAD (M/SEG)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
5	Max.	2.20	1.57	1.96	2.18	2.11	2.84	1.59	2.18	2.24	2.13
	Min.	-2.33	-1.17	-1.53	-2.00	-1.87	-2.85	-1.00	-1.42	-2.05	-1.86
4	Max.	2.07	1.54	1.79	2.06	2.02	2.59	1.57	2.10	2.16	2.08
	Min.	-2.15	-1.13	-1.38	-1.85	-1.75	-2.63	-0.98	-1.34	-1.90	-1.80
3	Max.	1.89	1.48	1.70	1.91	1.90	2.20	1.55	1.96	2.01	1.98
	Min.	-1.87	-1.07	-1.18	-1.64	-1.59	-2.30	-0.95	-1.24	-1.70	-1.70
2	Max.	1.68	1.40	1.57	1.71	1.73	1.84	1.50	1.79	1.79	1.84
	Min.	-1.52	-0.95	-1.00	-1.36	-1.35	-1.85	-0.89	-1.09	-1.45	-1.54
1	Max.	1.28	1.22	1.29	1.33	1.35	1.51	1.38	1.50	1.46	1.52
	Min.	-0.91	-0.71	-0.72	-0.88	-0.89	-1.11	-0.78	-0.85	-1.04	-1.14

Fuente: Propia

Tabla 171:*Aceleraciones Max. y Min. Del Bloque D sin y con disipadores.*

BLOQUE D ACELERACIÓN (M/SEG ²)		XX					YY				
NIVEL	VALOR	SD	DV	DVE	DPM	DF	SD	DV	DVE	DPM	DF
5	Max.	18.27	9.57	16.79	17.85	16.05	20.68	6.45	12.57	12.73	10.56
	Min.	-20.91	-9.43	-18.81	-16.12	-14.58	-19.62	-8.54	-13.20	-15.53	-14.48
4	Max.	16.02	9.01	15.41	14.10	13.42	17.16	6.34	11.19	10.92	9.78
	Min.	-17.06	-8.98	-16.39	-13.91	-13.36	-18.47	-8.33	-12.37	-14.63	-13.98
3	Max.	13.88	8.19	13.99	11.66	11.24	14.84	6.15	9.64	8.73	8.68
	Min.	-15.08	-8.63	-13.39	-13.50	-13.12	-16.29	-7.94	-11.31	-13.83	-13.46
2	Max.	11.51	7.17	11.61	9.22	9.42	13.54	5.74	7.96	7.00	7.81
	Min.	-12.24	-7.88	-9.88	-12.09	-11.77	-13.30	-7.37	-10.00	-12.18	-12.37
1	Max.	6.52	6.45	6.66	6.80	6.77	9.31	5.21	6.23	6.39	5.90
	Min.	-8.75	-6.67	-7.35	-9.09	-8.73	-7.60	-6.45	-8.11	-8.89	-9.52

Fuente: Propia

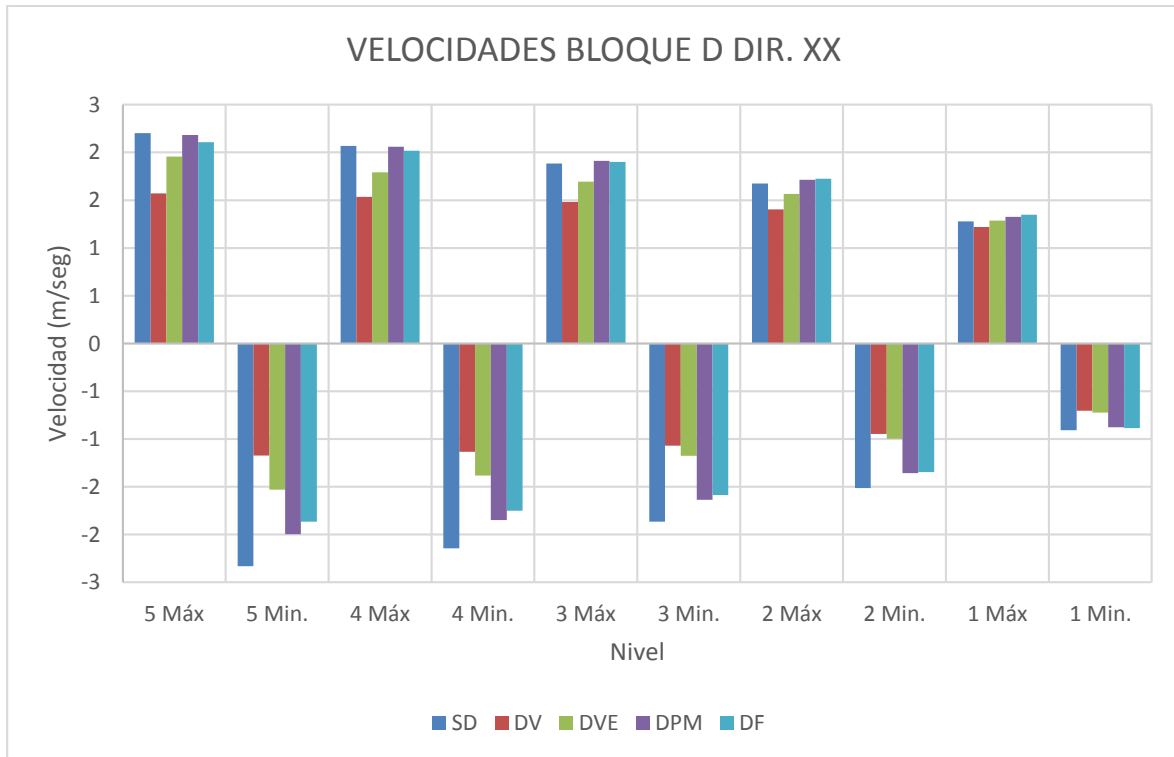


Figura 199: Velocidades del Bloque D Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

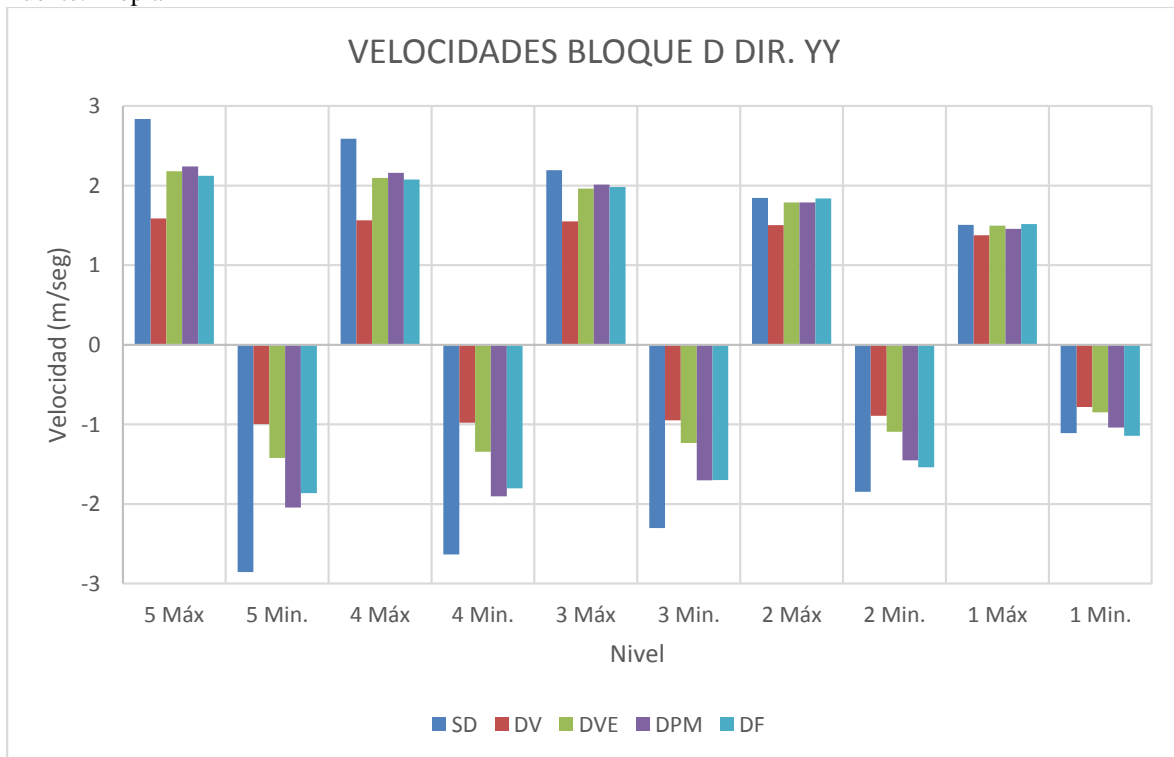


Figura 200: Velocidades del Bloque D Eje Y con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

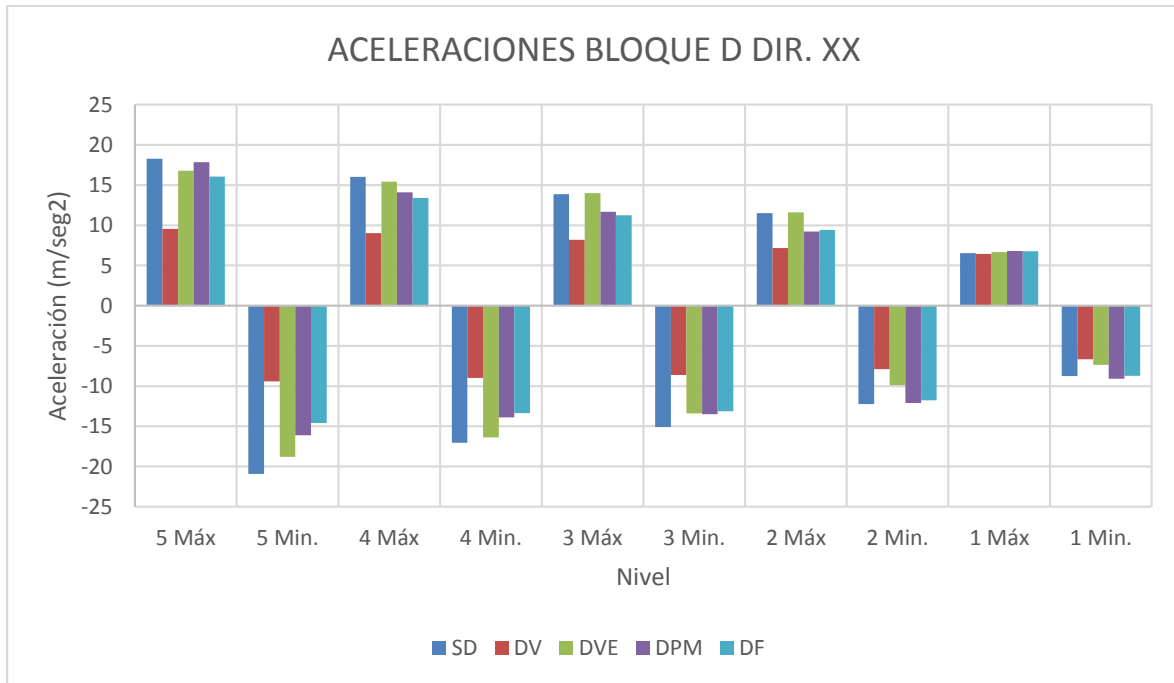


Figura 201: Velocidades del Bloque D Eje X con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

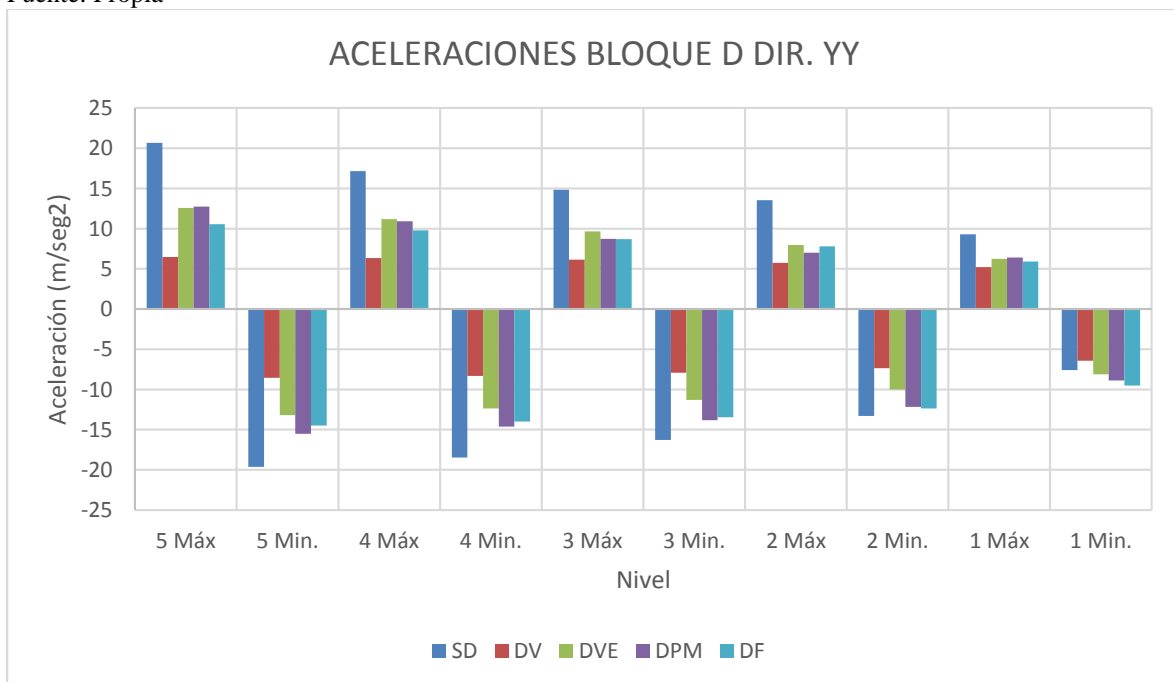


Figura 202: Velocidades del Bloque D Eje Y con disipadores y sin disipadores.
Fuente: Propia

3.1.1.8. Ensayos realizados

Tabla 172:

Resultados de ensayo de extracción de diamantina

	COLUMNAS				VIGAS			
	D1	D2	D3	D4	D8	D9	D10	D11
Diámetro (cm)	6,5	6,5	5	5	6,5	6,5	6,5	6,5
Altura (cm)	13	11	5	5	13	6,5	13	13
Relación	2:1	1,7:1	1:1	1:1	2:1	1:1	2:1	2:1

Fuente: Propia

Tabla 173:

Resultados de ensayo de rotura de núcleos a compresión.

	COLUMNAS				VIGAS			
	D1	D2	D3	D4	D8	D9	D10	D11
Área (cm²)	33,18	33,18	19,63	19,63	33,18	33,18	33,18	33,18
Fuerza (Kgf)	8570,00	6295,00	4407,60	4549,31	6430,00	7910,00	7070,00	5630,00
Esfuerzo (Kg/cm²)	258,26	189,71	224,48	231,69	193,77	238,37	213,06	169,66
Corrección esf. al 100%	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18	1,18
Esf. (Kg/cm²)	303,82	223,17	264,07	272,57	227,96	280,42	250,64	199,59
Factor de corrección	0,98	1,00	0,87	0,87	1,00	0,87	1,00	1,00
Esf. Final (Kg/cm²)	297,75	223,17	229,75	237,13	227,96	243,97	250,64	199,59

Fuente: Propia

Ver fotos en anexo 3

Tabla 174:
Ensayo de esclerometría

ESCLEROMETRÍA EN VIGAS			ESCLEROMETRÍA EN COLUMNAS Y MUROS DE CORTE		
BLOQUE	ELEMENTO	RESULTADO	BLOQUE	ELEMENTO	RESULTADO
AyB	EjeA,Entre1y2	53.6	A	C1	53.5
AyB	EjeC,Entre1y2	54.6	A	C2	54.5
AyB	EjeB,Entre2y3	54.7	A	C3	54.5
AyB	EjeD,Entre2y3	55.2	A	C4	55.2
AyB	EjeA,Entre3y4	54.6	A	C5	54.6
AyB	EjeC,Entre3y4	55.6	A	C6	55.6
AyB	EjeB,Entre4y5	55.7	A	C7	55.7
AyB	EjeD,Entre4y5	54.7	A	C8	54.7
AyB	EjeA,Entre5y6	55.6	A	C9	55.6
AyB	EjeC,Entre5y6	55	A	C11	55
AyB	EjeB,Entre6y7	54.6	A	C13	54.6
AyB	EjeD,Entre6y7	55.2	A	C15	55.2
AyB	EjeA,Entre7y8	54.7	A	C17	54.7
AyB	EjeC,Entre7y8	54	A	C20	54
AyB	EjeB,Entre8y9	55.1	A	C22	55.1
AyB	EjeD,Entre8y9	55.7	A	C24	55.7
AyB	EjeA,Entre10y11	54.5	A	C26	54.5
AyB	EjeC,Entre10y11	55	A	C26	55
AyB	EjeB,Entre11y12	54.6	A	C28	54.5
AyB	EjeD,Entre11y12	55.2	A	C30	55.1
AyB	EjeA,Entre12y13	55.1	A	C32	55.8
AyB	EjeC,Entre12y13	54.5	A	C34	54.7
AyB	EjeB,Entre13y14	55.7	A	C36	55.4
AyB	EjeD,Entre13y14	55.7	B	C1	53.2
AyB	EjeA,Entre14y15	54.7	B	C2	54.1
AyB	EjeC,Entre14y15	55.4	B	C3	55.9
AyB	EjeB,Entre15y16	55.1	B	C4	53.3
AyB	EjeD,Entre15y16	55.8	B	C5	53.4
AyB	EjeA,Entre16y17	55.2	B	C6	53
AyB	EjeC,Entre16y17	55.3	B	C7	53.4
AyB	Eje1,EntreByC	54.8	B	C8	53.1
AyB	Eje2,EntreAyB	55.2	B	C10	53.7
AyB	Eje2,EntreCyD	53.1	B	C12	54.9
AyB	Eje3,EntreByC	53.4	B	C14	55.5
AyB	Eje4,EntreAyB	53.2	B	C16	54.7

ESCLEROMETRÍA EN VIGAS			ESCLEROMETRÍA EN COLUMNAS Y MUROS DE CORTE		
		RESULTADO			RESULTADO
BLOQUE	ELEMENTO		BLOQUE	ELEMENTO	
AyB	Eje4,EntreCyD	54.2	B	C18	55.6
AyB	Eje5,EntreByC	54	B	C20	55.1
AyB	Eje6,EntreAyB	54.4	B	C22	54.4
AyB	Eje6,EntreCyD	55.2	B	C24	55.8
AyB	Eje7,EntreByC	54.9	B	C25	54.3
AyB	Eje8,EntreAyB	55.9	B	C26	54.4
AyB	Eje8,EntreCyD	54.3	B	C27	55.4
AyB	Eje9,EntreByC	54.5	B	C28	54.1
AyB	Eje11,EntreAyB	55.4	B	C29	55.4
AyB	Eje11,EntreCyD	53.4	B	C30	55
AyB	Eje12,EntreByC	55.3	B	C31	55
AyB	Eje13,EntreAyB	54.8	B	C32	55.2
AyB	Eje13,EntreCyD	54.5	C	C1	54.2
AyB	Eje14,EntreByC	55.1	C	C2	55.7
AyB	Eje15,EntreAyB	55.1	C	C3	54.6
AyB	Eje15,EntreCyD	55.3	C	C4	55
AyB	Eje16,EntreByC	54.6	C	C10	54.2
AyB	Eje17,EntreAyB	54.9	C	C12	55.6
AyB	Eje17,EntreCyD	56	C	C7	55
C	EjeD,Entre21y22	54	C	M1	54.1
C	EjeE,Entre20y21	55	C	M2	54.8
C	EjeE,Entre22y23	55.3	D	C1	53.9
C	EjeG,Entre20y21	55.8	D	C3	55.2
C	EjeG,Entre22y23	54.2	D	C5	55.6
C	EjeH,Entre21y22	53.8	D	C7	55.3
C	Eje20,EntreDyE	54.9	D	C9	54.7
C	Eje20,EntreFyG	54	D	C11	54.7
C	Eje21,EntreEyF	54.7	D	C13	55.1
C	Eje21,EntreGyH	55.4	D	C16	54.3
C	Eje22,EntreDyE	55	D	C18	55.2
C	Eje22,EntreFyG	53.8	D	C20	54.5
C	Eje23,EntreEyF	54.6	D	C22	55.9
C	Eje23,EntreGyH	55.4	D	C24	54.4
C	EjeE,Entre22y23	55.1	D	C26	54
D	EjeI,Entre20y21	53.5	D	C28	55.3
D	EjeI,Entre22y23	54.8			
D	EjeIJ,Entre21y22	55.9			

ESCLEROMETRÍA EN VIGAS			ESCLEROMETRÍA EN COLUMNAS Y MUROS DE CORTE		
		RESULTADO			RESULTADO
BLOQUE	ELEMENTO		BLOQUE	ELEMENTO	
D	EjeJ,Entre20y21	54			
D	EjeJ,Entre22y23	53.8			
D	EjeJK,Entre21y22	53.5			
D	EjeK,Entre20y21	53.7			
D	EjeK,Entre22y23	53.2			
D	EjeKL,Entre21y22	54.2			
D	EjeL,Entre20y21	55.8			
D	EjeL,Entre22y23	54.7			
D	EjeLM,Entre21y22	54.9			
D	EjeM,Entre20y21	55.1			
D	EjeM,Entre22y23	55			
D	EjeMO,Entre22y23	54			
D	EjeO,Entre20y21	54.8			
D	EjeO,Entre22y23	54.6			
D	EjeOP,Entre22y23	54.8			
D	EjeP,Entre20y21	54.2			
D	EjeP,Entre22y23	54.2			
D	Eje20,EntreIyJ	55.5			
D	Eje20,EntreKyL	54.9			
D	Eje20,EntreMyO	55.6			
D	Eje21,EntreJyK	55.2			
D	Eje21,EntreLyM	54.3			
D	Eje21,EntreOyP	55.1			
D	Eje22,EntreIyJ	55.2			
D	Eje22,EntreKyL	55.3			
D	Eje22,EntreMyO	54.7			
D	Eje23,EntreJyK	54.6			
D	Eje23,EntreLyM	54.9			
D	Eje23,EntreOyP	54.6			

Fuente: Propia

RESULTADOS DE ENSAYO DE PERFORACIÓN DE SUELO CON POSTEADORA

ENSAYO	: SUELO. Método de ensayo para el análisis granulométrico
	: SUELO. Método de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico e índice de plasticidad del suelo
	: SUELOS. Métodos de ensayo para determinar el contenido de humedad de un suelo. 1a. ed.

NORMA DE REFERENCIA :N.T.P. 399.128 : 1999, N.T.P. 399.131, N.T.P. 339.127: 1998

Tabla 175:

Tipos de suelo en la zona de estudio

CALICATA	MUESTRA	PROFUNDIDAD	TIPO DE SUELO
C-01	M-1	0.00-0.70	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	0.70-1.10	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	1.10-1.90	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	1.90-2.40	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-5	2.40-3.20	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	3.20-4.00	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-7	4.00-5.00	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-02	M-1	0.00-1.30	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.30-2.00	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	2.00-2.60	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.20	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.20-4.20	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.20-5.00	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-03	M-1	0.00-1.10	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.10-1.90	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	1.90-2.60	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.30	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.30-4.20	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.20-5.00	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
C-04	M-1	0.00-1.20	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-2	1.20-2.10	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-3	2.10-2.60	CL Arcilla arenosa de baja plasticidad
	M-4	2.60-3.30	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-5	3.30-4.10	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad
	M-6	4.10-5.00	CH Arcilla arenosa de alta plasticidad

Fuente: Propia

Ver estratos en anexos 7, ver planos de ubicación en anexos.

Ver fotos en anexo 4 y 5

Tabla 176:*Interpretación de resultados en ensayo de diamantina.*

De la extracción de diamantina y rotura (Tabla 168 Y 169) Según ASTM C-42/C42 M, DRILLED CORES:
Precisión: los resultados de dos ensayos realizados adecuadamente por un mismo operador para la misma muestra de material no deberán diferir entre sí en más de un 9% de su promedio.

1.- COLUMNAS:			
Ensayo 1:	297,75 kgf/cm ²	PROMEDIO=	246,95 kgf/cm ²
Ensayo 2:	223,17 kgf/cm ²	MÁXIMO VALOR PERMITIDO=	269,17 kgf/cm ²
Ensayo 3:	229,75 kgf/cm ²	MÍNIMO VALOR PERMITIDO=	224,72 kgf/cm ²
Ensayo 4:	237,13 kgf/cm ²	CONCLUSIÓN: El resultado de tres ensayos está dentro del rango permitido: ergo, f'c=240 Kgf/cm ²	
2.- VIGAS:			
Ensayo 1:	227,96 kgf/cm ²	PROMEDIO=	230,54 kgf/cm ²
Ensayo 2:	243,97 kgf/cm ²	MÁXIMO VALOR PERMITIDO=	251,29 kgf/cm ²
Ensayo 3:	250,64 kgf/cm ²	MÍNIMO VALOR PERMITIDO=	209,79 kgf/cm ²
Ensayo 4:	199,59 kgf/cm ²	CONCLUSIÓN: El resultado de tres ensayos está dentro del rango permitido: ergo, f'c=230 Kgf/cm ²	

Fuente: Propia

3.1.1.9. Justificación del uso de disipadores.

Punto de vista económico, las edificaciones esenciales como lo es el Hospital Nacional Almanzor Aguinaga Asenjo, suele ser costosa, teniendo en cuenta la construcción de una estructura muy resistente por sobre otras y los diferentes equipamientos e instalaciones especiales que esta necesita.

Es por eso que usar disipadores de fluido viscoso reduce los desplazamiento, aceleraciones, derivas y velocidades de la edificación, pues esto es beneficioso para los elementos estructurales existentes y también para los no estructurales, esto es importante puesto que los elementos no estructurales resultan más costosos que la edificación misma, siendo entre un 80 a 85% del costo total de la estructura; por el costo de los equipos médico y determinas instalaciones especiales.

Punto de vista de seguridad, ante la ocurrencia de un sismo severo, según el RNE para este tipo de edificaciones, se toma por esencial, porque debe seguir operando, no presentar fallas en las instalaciones y equipos, ni daños estructurales y dado la debida atención médica a las personas afectadas por el evento sísmico. Así mismo esta estructura alberga personas incapacidades para poder movilizarse, aumentando la solicitud a la estructura de mantenerlo a salvo.

Punto de vista técnico, desde lo estructural queda demostrado por cálculos en los capítulos anteriores que, el mejor comportamiento lo mantiene el Disipador de Fluido Viscoso, desde lo arquitectónico, usar disipadores no perjudica en gran porcentaje lo ya construido, desde los constructivo, es importante mantener operativas las instalaciones del hospital, y por ello la colocación de los disipadores con sus brazos metálicos favorece al cumplimiento de esto, por sobre otros tipos de métodos constructivos.

3.2. Enfoque Cualitativo.

3.2.1. Entrevistas

Entrevistado: ING OVIDIO SERRANO ZELADA

1. ¿Cuál cree usted es la importancia de un análisis de vulnerabilidad sísmica?
Estamos ubicados en una zona sísmica, el estudio es muy importante para saber qué tan segura es la respuesta de la estructura ante el sismo, ya sea moderado o severo, se tienen que hallar variables del HNAAA para saber la seguridad que este ofrece, que mejor que a través del estudio de vulnerabilidad, determinar las zonas de fragilidad y ductilidad que dan mayor seguridad.
2. ¿Cuál cree que sería la posibilidad de ocurrencia de un evento sísmico en Chiclayo?
Por la ubicación, definitivamente en algún momento estamos propensos a un sismo de gran magnitud por eso hay que estar preparados y tenemos como ejemplo ciudades y países cercanos. En esta ubicación se presenta el 70 u 80 % de energía sísmica en el mundo, entonces probabilísticamente puede ocurrir.
3. ¿Cómo cree usted qué está preparada la ciudad de Chiclayo para soportar eventos sísmicos severos?
Por los estudios ya realizados, a podemos ver que las construcciones no responderían satisfactoriamente ante un sismo de magnitud moderada o severa.
4. ¿Cuáles cree que son los problemas más frecuentes en las edificaciones de Chiclayo?
En primer lugar, la informalidad en la construcción, cada persona construye por su propia cuenta, no se asesoran por profesionales, entonces se diseña en base a maestros de obra, no se está considerando la vital fuerza lateral.
5. ¿Cuál cree que sería el disipador de energía más favorable para edificaciones?
El usar uno u otro dependerá del tipo de edificación a colocar disipadores, hay factores de forma, de geometría o estructuración por como se comporte mejor el disipador u otro.
Ahora en los tipos hay fluido viscoso, masa sintonizada; siendo el más fácil de instalar el de masa sintonizada disminuyendo en un 30 o 40 % los desplazamientos laterales.
6. ¿Dónde se ubican los proveedores más cercanos de disipadores de energía?
En Perú la empresa que más se dedica al trabajo con disipadores de energía es PRISMA en Lima.

Entrevistado: ING OMAR CORONADO ZULOETA

1. ¿Qué opina del reforzamiento con disipadores de energía?

Todo reforzamiento a nivel estructural es bueno, si es a nivel sísmico es muy importante ya que ayuda a mitigar los efectos negativos que va tener la estructuras cuando ocurra un sismo, todas las estructuras se suponen deberían estar diseñadas para soportar un movimiento sísmico dependiendo del espectro para el cual ha sido diseñado, actualmente hay metodologías modernas que permiten utilizar sistemas de amortiguación, en el país ya hay algunas edificaciones.

2. ¿Qué tipo de disipador de energía sísmica recomendaría para un hospital?

Todos los tipos de disipadores son buenos, el tipo dependerá del estudio de la estructura, depende del diseño proyectado y el presupuesto con que se cuenta.

3. A su criterio, ¿Qué importancia tiene el control de derivas de entrepiso en un hospital?

A mayor altura de la edificación el desplazamiento es mayor, generalmente el sismo se siente a mayor escala en los pisos superiores, ese control es muy importante porque la esbeltez está relacionada con este mismo desplazamiento.

ANÁLISIS:

El tipo de disipador de energía dependerá mucho del análisis sísmico previo de la estructura a reforzar, siendo el principal y muy importante parámetro, el control de desplazamientos ajustado al Reglamento Nacional de Edificaciones. Posteriormente la elección también dependerá del costo comparativo entre los tipos de disipadores.

El ingeniero brindo un análisis rápido y con puntos precisos a tomar en cuenta al momento de reforzar una estructura con disipadores de energía, así mismo dio importancia al análisis previo a la elección del disipador de energía, llamada “Evaluación Sísmica” propio del proyecto de investigación.

3.2.2. Análisis de documentos

Tabla 177:

Análisis de documentos.

NORMA	DESCRIPCIÓN	DETALLE	APLICACIÓN
E.020	Cargas	<p>Artículo 6.- Carga viva del piso 6.1. Carga viva mínima repartida Se usara como mínimo los valores que se establecen en la Tabla 1 para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto.</p>	<p>En el análisis de las cargas existentes en el edificio</p> <p>Del Diagrama de Flujo: - INTRODUCCIÓN DE DATOS AL SOFTWARE - ANÁLISIS DE RESULTADOS</p>
E.030	Diseño sismoresistente	<p>Capítulo 2.- Parámetros de sitio Artículo 5 Zonificación Artículo 6 Condiciones Locales Artículo 7 Factor de Amplificación Sísmica</p> <hr/> <p>CAPÍTULO 3 REQUISITOS GENERALES Artículo 8 Aspectos Generales Artículo 9 Concepción Estructural Sismorresistente Artículo 10 Categoría de las Edificaciones Artículo 11 Configuración Estructural Artículo 12 Sistemas Estructurales Artículo 13 Categoría, Sistema Estructural y Regularidad de las Edificaciones Artículo 14 Procedimientos de Análisis Artículo 15 Desplazamientos Laterales</p> <hr/> <p>CAPÍTULO 5. CIMENTACIONES Artículo 19 Generalidades Artículo 20 Capacidad Portante Artículo 21 Momento de Volteo Artículo 22 Zapatas aisladas y cajones</p> <hr/> <p>CAPÍTULO 6 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES, APÉNDICES Y EQUIPO Se consideran como elementos no-estructurales, aquellos que estando o no conectados al sistema resistente a fuerzas horizontales, su aporte a la rigidez del sistema es despreciable.</p> <hr/> <p>CAPÍTULO 7 EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURAS Las estructuras dañadas por efectos del sismo deben ser evaluadas y reparadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que provocaron la falla y recuperen la capacidad de resistir un nuevo evento sísmico, acorde con los objetivos del diseño sismorresistente</p>	<p>El análisis de los parámetros necesarios en el método a utilizar en la evaluación sísmica, así como consideraciones reglamentadas para reforzamiento.</p> <p>Del Diagrama de Flujo: - INTRODUCCIÓN DE DATOS AL SOFTWARE - CUMPLE CON LOS PARÁMETROS ANTISÍSMICOS - ANÁLISIS DE RESULTADOS</p>
E.050	Suelos y cimentaciones	<p>3 capítulo 3. Análisis de las condiciones de cimentación 3.1. Cargas a utilizar 3.2. Asentamiento tolerable 3.3. Capacidad de carga 3.4. Factor de seguridad frente a una falla por corte 3.5. Presión admisible</p>	<p>Análisis de cimentación existente para lograr resultados de una evaluación</p> <p>Del Diagrama de Flujo:</p>

NORMA	DESCRIPCIÓN	DETALLE	APLICACIÓN
		<p>Capítulo 4. Cimentaciones superficiales</p> <p>4.1. Definición</p> <p>4.2. Profundidad de cimentación</p> <p>4.3. Presión admisible</p>	<p>- INTRODUCCIÓN DE DATOS AL SOFTWARE</p> <p>- ANÁLISIS DE RESULTADOS</p>
		<p>8. Capítulo 8. Análisis y diseño - consideraciones generales</p> <p>8.1 métodos de diseño</p> <p>8.2 cargas</p> <p>8.3 métodos de análisis</p> <p>8.4 redistribución de momentos en elementos continuos sometidos a flexión</p> <p>8.5 módulo de elasticidad y módulo de corte</p> <p>8.6 rigidez</p> <p>8.7 longitud del vano</p> <p>8.8 columnas</p> <p>8.9 disposición de la carga viva</p> <p>8.10 disposiciones para vigas t</p> <p>8.11 disposiciones para losas nervadas</p> <p>8.12 acabado de los pisos, revestimientos, espesor de desgaste</p>	
		<p>9. Capítulo 9. Requisitos de resistencia y servicio</p> <p>9.1 generalidades</p> <p>9.2 resistencia requerida</p> <p>9.3 resistencia de diseño</p> <p>9.4 resistencia mínima del concreto estructural</p> <p>9.5 resistencia de diseño para el refuerzo</p> <p>9.6 control de deflexiones</p> <p>9.7 refuerzo por cambios volumétricos</p> <p>9.8 espaciamiento máximo del refuerzo</p> <p>9.9 distribución del refuerzo por flexión en vigas y losas armadas en una dirección.</p> <p>Control de la fisuración</p>	<p>Análisis de consideraciones estructurales utilizadas y verificación de las mismas con las nuevas normas</p>
E.060	Concreto armado	<p>15. Capítulo 15. Zapatas</p> <p>15.1 alcance</p> <p>15.2 cargas y reacciones</p> <p>15.3 zapatas que soportan columnas o pedestales de forma circular o de polígono regular</p> <p>15.4 momentos flectores en zapatas</p> <p>15.5 fuerza cortante en zapatas</p> <p>15.6 desarrollo del refuerzo en zapatas</p> <p>15.7 peralte mínimo de las zapatas</p> <p>15.8 transmisión de fuerzas en la base de columnas, muros o pedestales</p> <p>15.9 zapatas inclinadas o escalonadas</p> <p>15.10 zapatas combinadas y losas de cimentación</p>	<p>Del Diagrama de Flujo:</p> <p>- INTRODUCCIÓN DE DATOS AL SOFTWARE</p> <p>- ANÁLISIS DE RESULTADOS</p>

NORMA	DESCRIPCIÓN	DETALLE	APLICACIÓN
	20. Capítulo 20. Evaluación de la resistencia de estructuras existentes	20.1 generalidades 20.2 determinación de las propiedades de los materiales y dimensiones de los elementos estructurales 20.3 procedimiento para la prueba de carga 20.4 aplicación de la carga prueba 20.5 criterio de aceptación 20.6 disposiciones para la aceptación de cargas de servicio menores 20.7 seguridad	
	REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES		- REALIZAR EXPEDIENTE TÉCNICO

Fuente: Propia

IV. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. Derivas Máximas de entrepiso.

Según los datos obtenidos, el **DISIPADOR VISCOSO** es el dispositivo que reduce en mayor porcentaje las derivas en los bloques, no obstante, solo en el **BLOQUE C** en ambos ejes cumple con la deriva máxima permitida 0.007 que establece la norma E.030 del RNE.

4.2. Distribución de energía.

De todos los casos de disipación de energía mostrados, se concluye que los mejores modelos son los **DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS**, los cuales llegan a disipar hasta un mayor porcentaje de la energía de entrada en todos los bloques.

Se observa la distribución de energía en todos los bloques con disipadores viscosos, en donde se puede apreciar que la mayor parte de la energía es asumida por los disipadores, mientras que para los disipadores viscoelásticos, por plastificación y por fricción, la mayor parte de la energía es asumida por el amortiguamiento del edificio.

4.3. Fuerzas axiales y deformación del disipador.

De la comparación de las máximas fuerzas axiales con su respectiva deformación, se concluye que para todos los bloques el dispositivo de disipación de energía que absorbe una mayor fuerza axial es el **DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO**. Además, para todos los bloques, la mayor fuerza axial de los disipadores viscosos presenta una menor deformación que los otros disipadores, en su mayoría.

4.4. Periodos de vibración.

Los disipadores viscosos no generan ninguna variación en los periodos de la estructura debido a que estos no adicionan ninguna rigidez al sistema, por ende, la curva de periodos de la estructura sin disipadores y la curva de periodos de la estructura con disipadores viscosos se sobreponen.

4.5. Desplazamientos del centro de masa.

De la comparación de los desplazamientos se concluye que para todos los bloques el dispositivo de disipación de energía que disminuye más los dezpl. es el **DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO**

4.6. Esfuerzos máximos.

De la comparación de Cortantes, Momentos Flectores y Fuerzas Axiales Máximas se concluye que para todos los bloques el dispositivo de disipación de energía que disminuye en mayor escala estas fuerzas internas. es el **DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO**.

4.7. Velocidades y Aceleraciones.

De la comparación de Velocidades y Aceleraciones se concluye que para todos los bloques el dispositivo de disipación de energía que disminuye en mayor escala estas constantes es el **DISIPADOR DE FLUIDO VISCOSO**

4.8. Ensayos realizados.

De la extracción de diamantina y rotura (Tabla 168 Y 169) Según ASTM C-42/C42 M, DRILLED CORES: Precisión: los resultados de dos ensayos realizados adecuadamente por un mismo operador para la misma muestra de material no deberán diferir entre sí en más de un 9% de su promedio.

Del ensayo de esclerometría (tabla 170), se cumplió lo estipulado según ntp 399.181 y se usó los resultados para verificar la uniformidad en el concreto usado en los diferentes elementos estructurales, dando como resultados la proximidad de valores y dejando demostrado que todas las columnas tienen la misma resistencia y también todas las vigas conservan, entre ellas, un mismo valor.

Del ensayo de perforación de suelo con posteadora (tabla 171), según la Norma E0.30 se clasifica como Perfil tipo S3: Suelos flexibles, a los suelos que se presentan en la zona de estudio (CL y CH).

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones:

1. Los ensayos de diamantinas se hicieron de acuerdo a la norma ASTM C42/C42 M y ACI 318S, garantizando las condiciones adecuadas de los testigos para obtener resultados semejantes a los valores reales de la estructura, cabe destacar que el f^c de los núcleos extraídos jamás será igual al f^c de la estructura real, pero su aproximación es suficiente para realizar posteriores procedimientos con resultados aceptables. Como resultado de los ensayos de resistencia a la compresión de las diamantinas, se considera un $f^c=230 \text{ Kg/cm}^2$ para vigas y un $f^c=240$ para columnas. Estos resultados fueron obtenidos de cuatro ensayos para diferentes elementos estructurales.

2. El hospital no contaba con los planos de estructuras, además, algunos planos de arquitectura no eran compatibles con la distribución actual del hospital

3. El ensayo de esclerometría se realizó con el objetivo de uniformizar la resistencia a la compresión de los diferentes elementos estructurales, cabe recalcar que no se consideró el f^c obtenido de los ensayos de esclerometría cuyos resultados se desvían de los obtenidos mediante las diamantinas, teniendo así, que los elementos estructurales tienen medidas de f^c uniforme en su totalidad.

4. Se generó datos de tipo de suelo con el ensayo de posteadora, ver estratos y planos de ubicación en anexos y resultados en tabla 20 del capítulo IV. Según la Norma E0.30 se clasifica como Perfil tipo S3: Suelos flexibles, a los suelos que se presentan en la zona de estudio (CL y CH).

5. Se realizó un análisis de vulnerabilidad sísmica de todos los bloques, obteniendo como resultado que todos los bloques son vulnerables ante un eventual evento sísmico. El método que se utilizó para evaluar fue Hirozawa, utilizado oficialmente en Japón por el Ministerio de Construcción en la evaluación de la seguridad sísmica de edificios de concreto armado.

En el Bloque A $I_s=0.28$ y $I_{so}=0.97$, $I_s < I_{so}$ por lo tanto es VULNERABLE.

En el Bloque B $I_s=0.27$ y $I_{so}=0.93$, $I_s < I_{so}$ por lo tanto es VULNERABLE.

En el Bloque C $I_s=0.52$ y $I_{so}=2.29$, $I_s < I_{so}$ por lo tanto es VULNERABLE.

En el Bloque D $I_s=0.23$ y $I_{so}=1.23$, $I_s < I_{so}$ por lo tanto es VULNERABLE.

6. Mediante el programa Etabs v.16.2 se realizó el modelamiento de las estructuras, considerando un análisis Tiempo-Historia, para lo cual se utilizaron 3 acelerogramas reales escalados con el programa Seismo-Match, considerando que la aceleración máxima del suelo según la norma E-030. Como resultado del análisis Tiempo-Historia, los bloques en estudio superan la deriva máxima de 0.007 dada por la norma E-030 para edificios de concreto armado. Éste resultado corrobora el análisis de vulnerabilidad realizado por el método de Hirozawa y generó la necesidad de un reforzamiento para disminuir los desplazamientos laterales de entrepiso.

7. Se consideró un reforzamiento con disipadores de energía para disminuir los desplazamientos laterales, sometiendo la edificación a disipadores de fluido viscoso, viscoelásticos, plastificación de metales y fricción. La mayor disipación de energía se logra con los disipadores de fluido viscoso para todos los bloques, llegando a disipar hasta un 88.64% de la energía de entrada para el bloque A y B.

8. De la comparación de las máximas fuerzas axiales con su respectiva deformación de los dispositivos de disipación pasiva, se concluye que, para todos los bloques el dispositivo de disipación de energía que absorbe una mayor fuerza axial es el disipador de fluido viscoso y también la mayor fuerza axial de los disipadores viscosos presenta una menor deformación que los otros disipadores.

9. Los periodos de vibración obtenidos para los diferentes bloques, incluyendo los disipadores de energía, reflejan el comportamiento esperado para un análisis modal donde sólo interactúan la masa y la rigidez de acuerdo a la ecuación de movimiento para una vibración libre no amortiguada, por consiguiente, los disipadores viscoelásticos, los disipadores por fricción y los disipadores por fluencia disminuyen los periodos en relación con la rigidez del disipador. Los disipadores viscosos no generan ninguna variación en los periodos de la estructura debido a que estos no adicionan ninguna rigidez al sistema.

10. Para todos los bloques, en ambas direcciones, el dispositivo de disipación que más reduce los desplazamientos del centro de masa es el **disipador de fluido viscoso**. Se concluye que el mejor dispositivo de disipación pasiva que mejor se comporta y, por consiguiente, reduce más los desplazamientos y distorsiones, es el **disipador de fluido viscoso**. El disipador de fluido viscoso logra importantes disminuciones de derivas, no obstante, solo cumpliendo con la deriva máxima permitida por el RNE E0.30 en el **Bloque C**.

11. Con los disipadores de fluido viscoso se logró:

- Para todos los bloques las frecuencias y periodos no varían.
- Para todos los bloques disminuyó los desplaz. máximos y las derivas máximas en el **bloque A**, en el **eje X** en un 76% (**0.00681**) y en el **eje Y** en un 55% (**0.00889**), en el **bloque B**, en el **eje X** en un 75% (**0.0076**) y en el **eje Y** en un 66% (**0.00702**), en el **bloque C**, en el **eje X** en un 29% (**0.00608**) y en el **eje Y** en un 81% (**0.00545**), en el **bloque D**, en el **eje X** en un 54% (**0.01002**) y en el **eje Y** en un 69% (**0.01043**).

- Para todos los bloques se disminuyó las fuerzas axiales máximas del primer piso para la columna más esforzada, Bloque A en un 59%, Bloque B en un 70%, Bloque C en un 82% y Bloque D en un 61%, también para el muro de corte más esforzado en el primer piso del Bloque C en un 56%.

- Para todos los bloques se disminuyó las fuerzas cortantes máximas del primer piso para la columna más esforzada, Bloque A en un 77%, Bloque B en un 71%, Bloque C en un 79% y Bloque D en un 62%, también para el muro de corte más esforzado en el primer piso del Bloque C en un 30%.

- Para todos los bloques se disminuyó los momentos flectores máximos del primer piso para la columna más esforzada, Bloque A en un 77%, Bloque B en un 73%, Bloque C en un 80% y Bloque D en un 63%, también para el muro de corte más esforzado en el primer piso del Bloque C en un 28%.

5.2.Recomendaciones

1. Para realizar el ensayo de esclerometría se recomienda que las superficies estén sin tarrajeo y lo más lisa posible, colocando el esclerómetro perpendicular a la cara ensayada.
2. Se recomienda analizar e implementar un tipo de reforzamiento cuanto antes, debido a la posibilidad de ocurrencia de un sismo moderado en cualquier momento.
3. Obtener la mayor cantidad de diamantinas posibles, para obtener un resultado confiable.
4. Para el análisis tiempo historia se deberán escoger acelerogramas próximos a la zona en estudio, con la finalidad de obtener un espectro de respuesta confiable de la zona en estudio.
5. Tomar en cuenta nuevas formas de disipación de energía para edificaciones existentes como la investigada.

VI. REFERENCIAS

- Anonymous. (2011). *Señalan que 50 edificios representan riesgo en Acapulco*. Ciudad de Mexico: Notimex.
- Astorga, M. Á., & Aguilar, R. (2012). *Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Barbat, & Bozzo. (2000). *"Diseño sismorresistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas"*. España.
- Barbat, A. (2016). *"Análisis sísmico de estructuras con disipadores de energía ADAS o TADAS"*. España, Centro internacional de métodos numéricos en ingeniería.
- Bommer, J. (1994). *Sismología para Ingenieros*. Universidad Centroamericana José Simeón Cañas.
- Boza y Galán. (2013). *"Diseño de un edificio aporticado con disipadores de arreglo Chevron"*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú: Asesor: Alejandro Muñoz Pelaez.
- Bozzo Rotondo, L. (1995). *"Técnicas avanzadas de diseño sismorresistente"*. Lima.
- Buriticá, H. A. (2002). *Escenarios de vulnerabilidad y daño sísmico de las edificaciones de mampostería*. Cali: Universidad del Valle.
- Caicedo, . C., Barbat, A. H., Canas, A. J., & Aguiar. (1994). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificios. Monografías de*. Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en.
- Campos, A. V. (2004). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un edificio existente: clínica san miguel, piura*. Piura: Universidad de Piura.
- Cardona A., O. D. (1999). / *Vulnerabilidad sísmica de hospitales, fundamentos para ingenieros, arquitectos y administradores*. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica: Boletín técnico 51.
- Cardona, O. D. (2000). El Terremoto de Koceli, Turquía, del 17 de. *Revista Internacional de Ingeniería de Estructuras*, Vol. 4-2, 5-1, 23-48.
- Chopra, A. K. (2014). *Dinámica de estructuras*. Mexico: Cuarta edición.
- Civil-Lambayeque, O. d. (2012). *Plan distrital de operaciones para sismos 2012*. Plataforma Provincial de Defensa Civil Lambayeque.
- Comerciales, C. d. (s.f.). *Normas Técnicas Peruanas*.

- Díaz, M. (2014). *"Evaluación del proyecto estructural y optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos"*. Trujillo, Universidad Privada Antenor Orrego: Tesis para título profesional.
- Díaz, M. I. (2007). *Elaboración de productos del análisis de riesgo sísmico del departamento de Arequipa*. Arequipa: Proyecto de Gestión de Riesgos de Desastres naturales con enfoque de seguridad alimentaria.
- Española, D. d. (2005). *WordReference.com*. (D. d. 2005, Editor) Recuperado el 09 de Mayo de 2013, de <http://www.wordreference.com/definicion/montaje>
- Fuentes, J. (2015). *"Análisis sísmico de una edificación con disipadores de fluido viscoso"*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú: Tesis para título profesional. Asesor: Alejandro Muñoz Pelaez.
- García, L. (1998). *"Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico"*. Bogotá, Colombia.
- Gómez, S. (2007). *Análisis Sísmico Moderno*. Mexico D.F.
- Herráiz, M. (1997). *Conceptos Básico de Sismología para Ingenieros*.
- HNAAA. (s.f.). <http://www.cmhnaaa.org.pe/nosotros.html>. Obtenido de <http://www.cmhnaaa.org.pe/nosotros.html>.
- INDECI. (2011). *Riesgo sísmico y medidas de reducción del riesgo en el centro histórico de lima*. Lima: Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo (PNUD).
- J. Olarte, J. J. (2008). *Evaluación del riesgo sísmico del centro histórico de Chiclayo*. Chiclayo: Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.
- Kelly, T. (2001). *"In structure damping and energy disipation"*. New Zealand.
- Kuroiwa Higa, J. (1990). *"Prevención y Mitigación de Desastres en el Perú"*. Lima: Seminarios CISMID.
- Lin y Chopra. (2002). *Earthquake response of elastic SDF systems with non-linear fluid viscous dampers*. Berkeley.
- López, J. (2009). *"Uso de disipadores pasivos de energía sísmica para controlar los desplazamientos transversales de un puente urbano"*. Mexico. Universidad Nacional Autónoma de Mexico: Tesis para título profesional.

- Luisa Joselinne Morales Díaz, J. J. (2012). *Protección de una edificación existente con disipadores de energía peruanas*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Luna, K. (2014). *Citan fragilidad de edificios ante sismos*. Santo Domingo: Listin Diario.
- Méndez, L. (2011). *Exponen sismos fallas en construcción*. Mexico: Reforma.
- Mendoza, A. (2009). *Son san diego y tijuana sensibles a sismos*. San Diego: Diario San Diego.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (2014). *Norma Técnica E.030 "Diseño Sismoresistente"*.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (s.f.). *Norma Técnica E.060 Concreto Armado*.
- Mott, R. (2006). *Mecánica de fluidos, sexta edición*. México.
- OPS, O. P. (2004). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud*. Washington, D.C.
- Oviedo, & Duque. (2009). *Disipadores histeréticos metálicos como técnica de control de respuesta sísmica en edificaciones colombianas*. Colombia: Revista EIA, (11), 51-63.
- Oviedo, & Villarreal. (2009). *Edificaciones con disipadores de energía*. LIMA: PUCP.
- Oviedo, R. (2008). *"Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras"*. Lima, Universidad Nacional de Ingeniería: Tesis de maestría.
- Rodas, I. P. (2011). *Estudio de los disipadores de energía en el diseño sismoresistente*. Cuenca: Universidad de Cuenca.
- Rubén Boroschek K, R. R. (2000). *BASES METODOLÓGICAS-EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SISMICA*. Santiago de Chile: Universidad de Chile, Ministerio de Salud.
- Salgado, M. A. (2010). *Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10*. Colombia: Revista De Ingeniería, (32), 28-37.
- SEAOC. (1996). *Vision 2000*.
- Torres y Guevara. (2012). *"Diseño de un edificio aporricado con amortiguadores de fluido viscoso en disposición diagonal"*. Lima, Pontificia Universidad Católica del Perú: Tesis para título profesional, Asesor: Alejandro Muñoz Pelaez.

Wilson, R. (1997). *"Damping and energy dissipation-linear viscous damping is a property of the computer model and is not a property of a real structure"*.

Zúniga, R. (2011). *Notas Introductorias - Sismología*. Mexico D.F.