

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL
DE INGENIERO CIVIL

“EVALUACION DEL PROYECTO ESTRUCTURAL Y
OPTIMIZACION DEL DISEÑO CON DISIPADORES DE
ENERGIA VISCOSOS TAYLOR PARA UNA EDIFICACION
ESENCIAL DE 6 PISOS”

ÁREA DE INVESTIGACIÓN: INGENIERÍA ESTRUCTURAL

AUTOR : BR. DIAZ LA ROSA SANCHEZ, MARCO ANTONIO

ASESOR : Ph.D. VILLARREAL CASTRO, GENNER

TRUJILLO, AGOSTO DEL 2014

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL	i
INDICE DE FIGURAS	iii
INDICE DE TABLAS	x
RESUMEN	xiv
DEDICATORIA	xv
AGRADECIMIENTOS	xvi
CAPÍTULO I	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. GENERALIDADES	2
1.2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA	3
CAPÍTULO II	5
SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	5
2.1. SISTEMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE TRADICIONAL Y DE PROTECCIÓN SÍSMICA	6
2.2. BALANCE ENERGÉTICO DE ESTRUCTURAS	7
2.3. SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL ANTISÍSMICO.....	9
2.4. SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA	10
2.5. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA	17
2.6. DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO.....	23
CAPÍTULO III	49
EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL	49
3.1. GENERALIDADES	50
3.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	50
3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL PROYECTADO	54
3.4. CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO	57
3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	59
CAPÍTULO IV	73
REESTRUCTURACIÓN DEL MODELO.....	73
4.1. GENERALIDADES	74
4.2. REESTRUCTURACIÓN DEL DISEÑO INICIAL	74

4.3. ANÁLISIS DEL MODELO REESTRUCTURADO	84
CAPÍTULO V	94
REFORZAMIENTO CON DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS	94
5.1. GENERALIDADES	95
5.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN SIN DISIPADORES	96
5.3. AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO.....	103
5.4. CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL DISIPADOR.....	106
5.5. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON LOS DISIPADORES	111
5.6. VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO	111
5.7. PROPUESTA DE DISEÑO FINAL	116
5.8. EVALUACIÓN DE RESULTADOS	120
5.9. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO	134
5.10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO	140
5.11. CALCULO DE COSTOS	183
CAPÍTULO VI.....	190
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	190
6.1. CONCLUSIONES	191
6.2. RECOMENDACIONES.....	192
6.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN	193
BIBLIOGRAFÍA	194
ANEXOS	196

INDICE DE FIGURAS

Fig.1 Colapso del Hospital Juarez de México.....	7
Fig.2 Distribución de energía en un edificio sin disipadores	9
Fig.3 Distribución de energía en un edificio con disipadores	9
Fig.4 Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica	10
Fig.5 Comportamiento sísmico con aislamiento en la base	12
Fig.6 Efectos de la aislación basal sobre los contenidos de la edificación	12
Fig.7 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)	13
Fig.8 Aislador con núcleo de plomo.	13
Fig.9 Aislador de péndulo friccional.....	13
Fig.10 y 11 Amortiguadores de masa sintonizada - Edificio Geocentro Agustinas (Chile)	14
Fig.12 Edificio “One Rincon Hill”	15
Fig.13 Clasificación de los disipadores de energía	16
Fig.14 Disipador metálico ADAS	17
Fig.15 Disipador metálico TADAS	18
Fig.16 Disipador metálico DUR.....	18
Fig.17 Disipadores de energía friccionante	19
Fig.18 Disipador friccionante manufacturado por Pall Dynamics (Montaje con arriostamiento en X).....	19
Fig.19 Disipador friccionante manufacturado por Sumitomo Metal Industries	20
Fig.20 Abenobashi Edificio Terminal (Osaka, Japón) - Disipador friccionante Damptech.....	20
Fig.21 Planta, elevación y vista isométrica del disipador viscoelastico	21
Fig.22 Instalación típica del amortiguador viscoelástico	22
Fig.23 Funcionamiento del HiDAX-e ante una estimulación sísmica	24
Fig. 24 Disipador viscoso HiDAM	24
Fig. 25 Disipador viscoso HiDAX-e.....	25
Fig. 26 Ubicación de los disipadores en la estructura (siempre en Chevron)	25
Fig.27 Desempeño estructural de un edificio de 14 niveles con y sin disipadores HiDAX-e	26
Fig.28 Los Ángeles City Hall, Los Ángeles, USA	27

Fig.29 Instalación de los disipadores viscosos Taylor	28
Fig.30 Torre Mayor - México.....	28
Fig.31 Instalación de los disipadores viscosos	29
Fig.32 The Pacific Northwest Baseball Stadium	29
Fig.33 Instalación de los disipadores viscosos	30
Fig.34 Disipadores viscosos empleados.....	30
Fig.35 Componentes de los disipadores viscosos Taylor	30
Fig.36 Corte de un disipador viscoso.	31
Fig.37 Detalle de la cabeza del pistón	32
Fig.38 Funcionamiento de los disipadores viscosos.....	32
Fig. 40 Relación Velocidad vs. Fuerza del Disipador	36
Fig.41 Comportamiento de un pórtico ante una excitación sísmica.....	39
Fig.42 Disipador de energía viscoso en el pórtico de análisis.....	39
Fig. 43 y 44 Desplazamientos en el disipador viscoso en los momentos (t1) y (t3). .	40
Fig.45 Idealización del comportamiento de un pórtico ante una excitación sísmica ..	41
Fig.46 Relación desplazamiento Vs Fuerza (Curva Histéretica) de un disipador viscoso.	41
Fig.47 Disposición Chevron	43
Fig.48 Refuerzo adicional que se emplea en la disposición Chevron	43
Fig.49 Esquema de la disposición diagonal.....	44
Fig. 50 Disposición Diagonal	44
Fig.51 Diferentes configuraciones que se pueden emplear con el disipador viscoso .	45
Fig.52 Conexiones en la disposición diagonal (en verde los elementos a ser diseñados) Fuente:Taylor-Sap Etabs modeling.....	47
Fig. 53 Vista de la edificación esencial no existente	50
Fig.54 Ubicación de la edificación en estudio.....	51
Fig.55 Vista en planta del primer nivel	52
Fig.56 Vista en planta del segundo nivel	52
Fig.57 Vista en planta de similar distribución del tercer al quinto nivel.	53
Fig.58 Vista en planta del sexto nivel.....	53
Fig.59 Vista del corte A-A de la edificación	53
Fig.60 Mapa Geotécnico de la ciudad de Chiclayo	55

Tabla N° 5. Tipos de suelos predominantes por sectores en la ciudad de Chiclayo.....	55
Fig.61 Muros estructurales en el diseño proyectado.	56
Fig.62 Aligerado en el modelo estructural.....	57
Fig.63 Modelamiento de las losas aligeradas Etabs V.9.7.4	58
Fig.64 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección X-X(los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en X)	61
Fig.65 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección Y-Y(los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en Y)	61
Fig.66 Distribución de placas en la estructura.....	65
Fig.67 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo X-X.....	66
Fig.68 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y	66
Fig. 69 C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)	68
Fig.70 Distribución de placas en la estructura	75
Fig.71 Comportamiento de la estructura frente a un sismo ($\Delta 1 \gg \Delta 2$).....	75
Fig.72 Chequeo de torsión en diafragmas rígidos - ASCE 7-10 (Cap.12)	76
Fig.73 Placas con mayor influencia sobre el Centro de rigidez	77
Fig. 74 Sección inicial y final de las placas P4 y P5	78
Fig.75 Espacios destinados para los disipadores viscosos.....	79
Fig.76 Distribución final de placas considerando espacios para los disipadores	79
Fig.77 Vista del sistema de vigas en la estructura.	80
Fig.78 y 79 Vista en planta de la ubicación final de la Placa P4 1er piso (izquierda) – 2 al 5to piso (derecha)	81
Fig.80 Vista en planta – elementos de corte (6to nivel).....	82
Fig.81 Vista en planta – elementos de corte (1er-5to nivel).....	83
Fig.82 Vista en planta – elementos de corte (6to nivel).....	83
Fig. 83 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección X-X(los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en X)	85
Fig.84 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección Y-Y(los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en Y)	85
Fig.85 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y (diseño inicial).....	88
Fig.86 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y (diseño reestructurado)	88
Fig.87 C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)	90

Fig.88 Primer Caso de análisis	97
Fig.89 Segundo caso de análisis.....	97
Fig.90 Espectro de pseudo - aceleración (R=1)	99
Fig. 91 Espectro objetivo (color rojo) y registro sísmico Ica 2007 sin escalas (naranja).....	101
Fig.92 Comparación entre el registro sísmico sin escalas (morado) y el registro escalado (verde) al espectro objetivo (rojo).....	101
Fig.93 Ubicación de los disipadores al frente de la edificación.....	106
Fig.94 Ubicación de los disipadores al fondo de la edificación.....	106
Fig.95 Longitud del brazo metálico primer piso (derecha) - 2do al 5to piso (izquierda)	107
Fig.96 Ubicación de los disipadores vista tridimensional.....	112
Fig.97 Vista del pórtico – se muestran los dispositivos analizados.....	112
Fig.98 Curvas histeréticas de los disipadores seleccionados.....	113
Fig.99 Ubicación de los disipadores vista tridimensional.....	114
Fig.100 Vista del pórtico – se muestran los dispositivos analizados.....	114
Fig.101 Curvas histeréticas de los disipadores seleccionados.....	115
Fig.102 Longitud del brazo metálico para una disposición diagonal en el primer piso	117
Fig.103 Vista al frente del edificio - Curva histerética del disipador.....	117
Fig.104 Vista al fondo del edificio - Curva histerética de los disipadores.....	118
Fig.105 Balance de energía en la estructura con los disipadores.....	119
Fig.106 Desplazamientos máximos absolutos en los C.M. de cada piso (Dirección Y-Y)	121
Fig.107 Derivas de entrepiso (Dirección Y-Y)	122
Fig.108 Sector I - Placa P4 y columna C2 al frente del edificio.....	123
Fig.109 Sector II - Placa P3 y P7 en sus componentes en la dirección Y-Y al fondo del edificio.....	123
Fig. 110 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P4	124
Fig. 111 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Columna C2	124
Fig. 112 Fuerza Cortante máxima en cada nivel para la Placa P4.....	125
Fig. 113 Fuerza Cortante máxima en cada nivel para la Columna C2.....	125
Fig. 114 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P4	126

Fig. 115 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P4	126
Fig. 116 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P7	127
Fig. 117 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P3	127
Fig. 118 Fuerza cortante máxima en cada nivel para la Placa P7	128
Fig. 119 Fuerza cortante máxima en cada nivel para la Placa P3	128
Fig. 120 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P7	129
Fig. 121 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P3	129
Fig. 122 Comparación de las velocidades mínimas en los C.M.	131
Fig.123 Comparación de las velocidades máximas en los C.M.....	131
Fig.124 Comparación de las aceleraciones mínimas en los C.M.	132
Fig.125 Comparación de las aceleraciones máximas en los C.M.....	132
Fig. 126. Disipadores de energía al frente del edificio.....	134
Fig.127 Disipadores de energía al fondo del edificio.....	135
Fig.128 Propiedades de los dispositivos. TAYLOR DEVICES	137
Fig.129 Dimensiones de la placa base. TAYLOR DEVICES.....	138
Fig.130 Dimensiones del disipador de energía de 110 KIP (cm)	139
Fig.131 Dimensiones de la placa base del disipador de 110KIP (cm).....	140
Fig.132 Dimensiones del disipador de energía de 165 KIP (cm)	140
Fig.133 Dimensiones de la placa base del disipador de 165 KIP (cm).....	140
Fig.134 Disipador número 1 (ubicado al frente del edificio)	143
Fig.135 Dimensiones de la placa base para el disipador de 110KIP (cm).....	144
Fig.136 Clasificación de los pernos A325 y A490	146
Fig.137 Detalle de las dimensiones estándares de pernos de alta resistencia	147
Fig.138 Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/8 " (cm)	148
Fig.139 Detalles de las dimensiones de la tuerca a emplear (cm)	148
Fig.140 Nomenclatura empleada en las dimensiones de la arandela (Fuente: ASTM F436).....	149
Fig.141 Esquema para el cálculo de la longitud del perno	150
Fig.142 Dimensiones de los pernos A325 a emplear en la conexión Extensor – Disipador (cm)	151
Fig.143 Colocación del dispositivo en disposición diagonal (disipadores 1er piso).152	

Fig.144 Detalle 1 conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Disipador viscoso Taylor 110KIP	152
Fig.145 Detalle de la unión placa base-disipador de energía	152
Fig.146 Detalle de la unión Brazo metálico – Placa Base	153
Fig.147 Detalle 2 Conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Barra de conexión	153
Fig.148 Detalle de la conexión inferior Long. Perno	154
Fig.149 Detalle de las cartelas metálicas (cm)	154
Fig.150 Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/2"	155
Fig.151 Fuerza a la que es sometido el perno (Cortante doble).....	155
Fig.152 Dimensiones de la barra de conexión (cm).	157
Fig.153 Espaciamiento mínimo de un perno con respecto a los bordes	159
Fig.154 Espaciamiento del perno de conexión empleado con respecto a los bordes	159
Fig.155 Anclajes post-instalados.....	160
Fig.156 Anclajes pre-instalados antes de la colocación del concreto	160
Tabla N° 98. Especificaciones para el diseño (Fuente: ITW Red Head)	162
Tabla N° 99. Factores de reducción de la resistencia	162
Fig.157 Fuerza de tracción (Nua) y corte (Vua) producto de la acción del disipador de energía	163
Fig.158 Nomenclatura para determinar las dimensiones de los pernos de anclaje (Ver tabla 100).....	165
Fig.159 Dimensiones finales del perno de 5/8 " (cm)	166
Fig.160 Plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje (Vista en planta)	166
Fig.161 Plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje (Vista isométrica).....	167
Fig.162 Disposición diagonal (Disipadores del 1er nivel).....	168
Fig.163 Detalle 1 (Conexión brazo metálico – Cartela - Estructura de concreto).....	168
Fig.164 Detalle 2 (Conexión: Disipador – Cartela – Estructura de concreto)	168
Fig.165 Fuerzas generadas en los dispositivos D12 y D13	169
Fig.166 Fuerzas generadas en la parte intermedia de la viga	170
Fig.167 Fuerzas actuantes en la viga metálica	170
Fig.168 Curva de resistencia básica para la sección W14 × 30	173
Fig.169 Ubicaciones de los secciones a, b y c para el cálculo de momentos	174

Fig.170 Dimensiones sección $W14 \times 30$ (cm).....	177
Fig.171 Conexión viga metálica – estructura (isométrico).....	178
Fig.172 Dimensiones finales del perno de 1/2 " (cm)	178
Fig.173 Conexión viga metálica – estructura (Corte).....	179
Fig.174 Colocación en doble diagonal (disipadores del 2do-5to nivel).....	180
Fig.175 Detalle 1: Unión disipadores con la viga de acero	180
Fig.176 Detalle 2: Conexión brazo metálico con el disipador de energía de 165kip	181
Fig.177 Detalle de la unión placa base – disipador de energía	181
Fig.178 Detalle de la unión brazo metálico-placa base.....	182
Fig.179 Detalle 3 (Conexión: Disipador – Cartela – Estructura de concreto)	182
Fig.180 Conexión brazo metálico - barra de conexión (cm)	182
Fig.181 Curva histerética disipador 4(los desplazamientos se toman en valor absoluto)	185

INDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Valores de respecto λ al exponente de velocidad α	34
Tabla N° 2. Dimensiones y área techada por nivel	52
Tabla N° 3. Datos generales de la edificación	54
Tabla N° 4. Distribución de los espacios por niveles	54
Tabla N° 5. Tipos de suelos predominantes por sectores en la ciudad de Chiclayo....	55
Tabla N° 6. Sistema y elementos estructurales del modelo proyectado.....	56
Tabla N° 7. Propiedades del concreto y acero para el diseño.....	57
Tabla N° 8. Sobrecargas consideradas.....	58
Tabla N° 9. Parámetros sísmicos para el análisis estático.	60
Tabla N° 10. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en X.....	62
Tabla N° 11. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en Y	62
Tabla N° 12. Control de derivas en la dirección X - X.....	63
Tabla N° 13. Control de derivas en la dirección Y – Y.....	63
Tabla N° 14. Comparacion entre la distorsión máxima y admisible	63
Tabla N° 15. Desplazamiento máximo y promedio en la dirección X-X.....	64
Tabla N° 16. Desplazamiento máximo y promedio en la dirección Y-Y.....	64
Tabla N° 17. Cortante estática en ambas direcciones de análisis.....	67
Tabla N° 18. Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones....	67
Tabla N° 19. Número mínimo de modos por la cantidad de pisos.....	69
Tabla N° 20. Periodos de vibración de la estructura.....	69
Tabla N° 21. Cálculo del factor escala a emplear	70
Tablas N° 22 y 23. Verificación de la cortante dinámica.....	71
Tabla N° 24. Control de derivas en la dirección X – X.....	71
Tabla N° 25. Control de derivas en la dirección Y - Y.....	71
Tabla N° 26. Espesores mínimos para placas según el número de pisos	81
Tabla N° 27. Propiedades finales del concreto	82
Tabla N° 28. Ubicación del centro de masa y rigidez en cada nivel de la estructura..	83
Tabla N° 29. Excentricidad torsional presente en cada nivel de la estructura.....	84

Tabla N° 30. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en X.....	86
Tabla N° 31. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en Y.....	86
Tabla N° 32. Control de derivas en la dirección Y – Y.....	87
Tabla N° 33. Comparación entre la distorsión máxima y admisible (edificio reestructurado).....	87
Tabla N° 34. Desplazamiento máximo y promedio en la dirección Y-Y.....	87
Tabla N° 35. Cortante estática en la dirección YY.....	89
Tabla N° 36. Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones...89	89
Tabla N° 37. Periodos de vibración de la estructura reestructurada.....	91
Tabla N° 38. Cálculo del factor de escala a emplear.....	92
Tablas N° 39 y 40. Verificación de la cortante dinámica.....	92
Tabla N° 41. Control de derivas en la dirección X-X.....	93
Tabla N° 42. Control de derivas en la dirección Y-Y.....	93
Tabla N° 43. Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones...98	98
Tabla N° 44. Control de derivas en dirección X – X.....	99
Tabla N° 45. Control de derivas en dirección Y – Y.....	100
Tabla N° 46. Ubicación de las estaciones con suelos S3/S4.....	100
Tabla N° 47. Registros sísmicos considerados para el análisis.....	100
Tabla N° 48. Descripción de los registros sísmicos escalados.....	102
Tabla N° 49. Derivas obtenidas en la dirección X-X (análisis tiempo historia).....	102
Tabla N° 50. Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (análisis tiempo historia).....	102
Tabla N° 51. Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X (dinámico espectral vs tiempo historia).....	103
Tabla N° 52. Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y (dinámico espectral vs tiempo historia).....	103
Tabla N° 53. Propiedades del perfil HSS 7.50 x 0.50.....	107
Tabla N° 54. Periodo fundamental de la estructura en Y-Y.....	109
Tabla N° 55. Desplazamiento modal por niveles.....	109
Tabla N° 56. Desplazamiento modal (Φ_i) y desplazamiento relativo (Φ_{rj}).....	109
Tabla N° 57. Valores de λ respecto al exponente de velocidad α	109

Tabla N° 58. Cálculos realizados para obtener el Coeficiente de amortiguamiento (C).....	110
Tabla N° 59. Derivas de entrepiso en Y-Y – edificio con disipadores de energía ..	111
Tabla N° 60. Derivas de entrepiso finales en Y-Y – edificio con disipadores de energía.....	118
Tabla N° 61. Porcentaje de disipación de energía en la estructura con disipadores..	120
Tabla N° 62. Porcentaje de reducción de los desplazamientos máximos en los C.M. de cada piso.....	121
Tabla N° 63. Porcentaje de reducción de las derivas de entrepiso.....	122
Tablas N° 64 y 65. Porcentaje de reducción de la fuerza axial en la Placa P4 y Columna C2	124
Tablas N° 66 y 67. Porcentaje de reducción de la fuerza Cortante en la Placa P4 y Columna C2.	125
Tablas N° 68 y 69. Porcentaje de reducción del momento flector en la Placa P4 y Columna C2	126
Tablas N° 70 y 71. Porcentaje de reducción de la fuerza axial en la Placa P7 y P3..	127
Tablas N° 72 y 73. Porcentaje de reducción de la fuerza Cortante en la Placa P7 y P3	128
Tablas N° 74 y 75. Porcentaje de reducción del momento flector en la Placa P7 y P3.....	129
Tabla N° 76. Velocidades y aceleraciones en los C.M de cada nivel en la estructura sin disipadores	130
Tabla N° 77. Velocidades y aceleraciones en los C.M de cada nivel en la estructura con disipadores	130
Tablas N° 78 y 79. Porcentaje de reducción de las velocidades mínimas y máximas en los C.M	131
Tablas N° 80 y 81. Porcentaje de reducción de las aceleraciones mínimas y máximas en los C.M.	132
Tabla N° 82. Periodos de vibración de la estructura con disipadores de energía	133
Tabla N° 83 Fuerzas máximas en los disipadores de energía al frente del edificio...	135
Tabla N° 84. Fuerzas máximas en los disipadores de energía al fondo del edificio.	135
Tabla N° 85. Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza	136
Tabla N° 86. Dimensiones de los disipadores seleccionados.	139
Tabla N° 87. Dimensiones de la placa base de los disipadores seleccionados (Disposición de cuatro pernos (110Kip) y 8 pernos (165Kip)).....	139

Tabla N° 88. Fuerzas máximas en los disipadores al frente del edificio (sismo máximo esperado)	141
Tabla N° 89. Fuerzas máximas en los disipadores al fondo del edificio (sismo máximo esperado)	141
Tabla N° 90. Propiedades geométricas del perfil HSS 7.500 x 0.50 (Fuente: AISC Steel construction manual 13th)	142
Tabla N° 91. Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia.	147
Tabla N° 92. Dimensiones del perno de 1 1/8".	147
Tabla N° 93. Dimensiones estándares de las arandelas (Fuente: ASTM F436).....	148
Tabla N° 94. Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/8"	149
Tabla N° 95. Incremento adicional al Grip de acuerdo al diámetro del perno.	150
Tabla N° 96. Dimensiones del perno de 1 1/2".	154
Tabla N° 97. Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/2"	155
Tabla N° 98. Especificaciones para el diseño (Fuente: ITW Red Head)	162
Tabla N° 99. Factores de reducción de la resistencia	162
Tabla N° 100. Dimensiones de los pernos de anclaje por cada diámetro	164
Tabla N° 101. Longitud estandarizada de los pernos de anclaje	165
Tabla N° 102 Design of flexural members.....	171
Tabla N°103. Dimensions and properties.....	176
Tabla N° 104 Dimensiones y propiedades de la sección W14 × 30	176
Tabla N° 105. Presupuesto total para el sistema de disipación	187

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se desarrolló la evaluación y optimización del diseño estructural de una edificación esencial de 6 pisos ubicada en la ciudad de Chiclayo. El edificio en estudio demostró presentar irregularidad torsional en el eje Y-Y y superar el valor máximo fijado por la norma peruana de diseño sismo resistente para el control de derivas (7 ‰). Se procedió a optimizar el diseño, reestructurando (para corregir la torsión) e implementando disipadores de energía viscosos para lograr un mejor desempeño en la estructura. Con la reestructuración se logró corregir la irregularidad torsional; en el diseño resultante se obtuvo una deriva máxima de 3.56‰ y 7.33 ‰ en el eje XX y YY respectivamente. Para el diseño de los disipadores de energía se analizó la estructura nuevamente, esta vez siguiendo las recomendaciones de ASCE 7-10, empleando un análisis tiempo historia y seleccionando el sismo de Moquegua 2001 como sismo de diseño; bajo estas nuevas condiciones el edificio sin disipadores presentó una deriva máxima de 9.71 ‰ en el eje Y-Y y de 3.37 ‰ en el eje X-X. Se decidió implementar disipadores de energía viscosos solo en el eje Y-Y, por ser el más flexible y por presentar una deriva máxima superior a la permitida. Se calculó el amortiguamiento viscoso que el edificio requería para llegar a una deriva objetivo de 7‰, obteniéndose que solo se necesitaba de un amortiguamiento adicional de 10.37%, sin embargo debido a las recomendaciones del fabricante los disipadores se diseñaron con un amortiguamiento viscoso objetivo de 20%. Se planteó un arreglo doble diagonal con 3 pares de disipadores de energía por piso, ubicados en los 5 primeros niveles del edificio, se analizó el comportamiento histórico de cada uno de los dispositivos, donde se pudo observar que 3 de ellos no aportaban significativamente en el incremento del amortiguamiento y en la reducción de derivas, por lo que se optimizó el diseño empleando solo una diagonal en lugar de dos en los pórticos donde se mostraba este comportamiento. Las derivas que se obtuvieron en el eje YY luego de implementar los disipadores de energía fueron menores de 7.00‰ llegándose a un valor máximo de 5.94 ‰. Las fuerzas máximas desarrolladas en los disipadores fueron del orden de entre 46 a 72tn; los resultados obtenidos indican que con el empleo de estos dispositivos se logró reducir los desplazamientos en los centros de masa, las derivas de entrepiso, las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores en los elementos estructurales así como las velocidades y aceleraciones en cada uno de los niveles.

DEDICATORIA

A mis queridos padres quienes me han apoyado y brindado su amor incondicionalmente y que siempre han estado presentes motivándome a seguir adelante

A mis maestros que han contribuido a lo largo de toda mi vida universitaria para formarme como una persona preparada para los retos de la vida. A cada uno de ellos, les dedico el siguiente trabajo de investigación.

AGRADECIMIENTOS

Al Ph.D Genner Villarreal Castro, primero por el aporte de sus valiosos conocimientos así como por el apoyo desinteresado y generoso a lo largo de toda la elaboración de la tesis, segundo por ser un excelente docente y un gran amigo.

Al Ing. William Conrad Galicia Guarniz por sus recomendaciones en cuanto a la modelación estructural, siendo este el punto de partida y la base de esta investigación.

A los ingenieros Diego Taboada Saavedra y Carlos Espinoza Morquencho, de la empresa CDV Representaciones, por la asesoría sobre las normas y consideraciones para el diseño de los disipadores viscosos, así como por el cálculo de los precios unitarios de los mismos.

Al Ing. Ricardo Ramón Oviedo Sarmiento por sus valiosas recomendaciones y sugerencias que han hecho que este trabajo sea más completo.

Finalmente al jurado evaluador, por las revisiones de los diferentes capítulos y por sus valiosos comentarios.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

El Perú está ubicado en el cinturón de fuego del pacífico, una de las regiones sísmicamente más activas del mundo; por lo que los eventos sísmicos nos han acompañado desde siempre. Muchos de estos sismos (1970, 2001, 2007, etc.) han ocasionado pérdidas económicas considerables, así como pérdidas humanas dejando además heridos y damnificados.

Si recordamos la frase de Kliachko M.A. “a las personas no los mata el sismo, sino los edificios” podemos ver que los efectos perjudiciales que dejan los terremotos no dependen directamente de este fenómeno natural, sino de las fallas en las estructuras construidas por el ser humano.

Este hecho nos exige a tener un buen entendimiento del comportamiento de estas estructuras, así como de las tecnologías sísmicas existentes con el fin de reducir el nivel de daño estructural y prevenir posibles fallas catastróficas.

Es así que en las últimas décadas se han venido desarrollando diversos avances tecnológicos para la mejora del desempeño de las estructuras frente a sollicitaciones sísmicas. Uno de estos avances son los sistemas de disipación de energía fluido viscosos, los cuales ya se vienen empleando en diversos países tales como Taiwán, Los Estados Unidos, Japón, entre otros y la experiencia que se ha obtenido con uso de estos dispositivos muestra su gran capacidad para reducir la demanda sísmica en las estructuras.

1.2. OBJETIVOS Y METODOLOGÍA

1.2.1. OBJETIVOS

GENERAL

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.

ESPECÍFICOS

- ✓ Realizar la modelación estructural de la edificación en estudio e identificar las derivas de entrepisos y la excentricidad torsional presente por nivel.
- ✓ Reestructurar el modelo reduciendo o eliminando elementos de cortes como placas. (Control por torsión).
- ✓ Realizar una modelación final considerando para el modelo torsionalmente corregido disipadores de energía viscosos Taylor.(Control de derivas)
- ✓ Evaluar los resultados obtenidos al implementar disipadores viscosos en la estructura en estudio y comparar el desempeño obtenido con la edificación sin disipadores.

1.2.2. ORGANIZACIÓN DEL DOCUMENTO

La presente tesis está compuesta de 6 capítulos y un apartado de anexos.

En el capítulo uno se presenta una introducción general al tema y se exponen los objetivos planteados.

En el capítulo dos se expone la clasificación y descripción de los sistemas modernos de protección sísmica; se hace mención a las propiedades de los

disipadores viscosos y las recomendaciones para el diseño de la norma ASCE 7-10 en su capítulo 18.

En el capítulo tres se evaluó la estructura a través de un análisis dinámico espectral con el fin de verificar si satisface todos los estándares señalados por la norma peruana de diseño sismorresistente (enfocado al control de irregularidades y derivas)

En el capítulo cuatro y cinco, en esencia, se buscó optimizar el diseño estructural inicialmente planteado.

En el capítulo cuatro se realizaron cambios en algunos elementos de corte a fin de reducir la gran excentricidad torsional presente en la estructura. Es importante señalar que no se alteraron significativamente los espacios ni la arquitectura inicialmente propuesta.

El capítulo cinco se enfoca al control de derivas, para esto se partió del modelo torsionalmente corregido; en esta sección se llevó a cabo un análisis tiempo historia considerando 3 registros sísmicos representativos, con ellos se determinó el sismo de diseño con el cual, posteriormente, se calculó las propiedades de los disipadores viscosos.

En el capítulo seis se exponen las conclusiones y recomendaciones a las que se llegó con la investigación, de manera complementaria se presenta el apartado de “Líneas Futuras de investigación” en donde se proponen temas que podrían ser desarrollados en futuras tesis, estos temas están relacionados a métodos de análisis alternativos, dispositivos de disipación sísmica, etc.

En el apartado de anexos se presenta la cotización de precios de los disipadores por parte de la empresa CDV Representaciones, considerando los niveles de fuerza, arreglo, etc.

CAPÍTULO II

SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

2.1. SISTEMA DE DISEÑO SISMORRESISTENTE TRADICIONAL Y DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Para asegurar un adecuado comportamiento de las estructuras frente a la acción de sismos, el diseño de estas, puede plantearse de dos maneras. La primera vendría a ser a base de un diseño convencional, el cual consiste en crear estructuras lo suficientemente rígidas pero a las ves dúctiles (que tengan la capacidad de incursionar en el rango inelástico)

Esto se puede conseguir empleando sistemas estructurales como el aperticado (columnas), dual(muros de corte), así como elementos de reforzamiento tales como arriostramientos metálicos ,entre otros, de tal forma que la estructura diseñada sea capaz de resistir las diferentes sollicitaciones sísmicas producidas por una excitación telúrica..

Cabe mencionar que dentro de este primer enfoque (el tradicional) deben también tomarse en cuenta algunos criterios importantes tales como el suelo de fundación (el cual influye en el comportamiento dinámico de la estructura),así como el material a emplearse ,siendo por ejemplo el acero más dúctil que el concreto; también ha de tomarse en cuenta la adecuada estructuración del proyecto tratando en este punto de evitar las irregularidades tanto en planta como en elevación(problemas torsionales, de piso blando, etc)

En este primer enfoque es de esperarse que las estructuras, al ser sometidas a sismos de altas magnitudes (sismos moderados y raros); presenten un comportamiento inelástico; al realizar este trabajo inelástico la estructura sufre diversos daños estructurales, en la mayoría de los casos irreparables. Siendo importante indicar, que en estructuras esenciales como hospitales, cuarteles de policías, bomberos, etc. estos daños no deberían permitirse.



Fig.1 Colapso del Hospital Juárez de México
(19 de septiembre de 1985)

La segunda forma de diseñar edificaciones sismorresistentes es considerando en el diseño dispositivos de disipación de energía, los mismos que se incorporan a la estructura con el fin de disminuir los desplazamientos, velocidades y aceleraciones, en otras palabras, estos reducen la respuesta dinámica que la estructura experimenta.

2.2. BALANCE ENERGÉTICO DE ESTRUCTURAS

La ecuación 1 muestra la relación de la conservación de la energía en un sistema estructural expuesto a una excitación sísmica:

$$E_L = E_k + E_S + E_A + E_D$$

Dónde:

- ✓ E_L : Energía absoluta de entrada del movimiento sísmico.
- ✓ E_K : Energía cinética.
- ✓ E_S : Energía de deformación elástica recobable.
- ✓ E_A : Energía de amortiguamiento.
- ✓ E_D : Energía irrecobable disipada por el sistema estructural a través de la inelasticidad.

Para que el sistema estructural sea capaz de soportar las sollicitaciones sísmicas, la capacidad de respuesta de esta debe ser mayor que la demanda sísmica. En otras

palabras la energía de entrada (EL) debe ser absorbida o disipada por la suma de la energía cinética (EK), elástica(ES), de amortiguamiento (EA) e inelástica(ED).

Asumiendo que la energía de entrada es constante será evidente que el desempeño estructural puede ser optimizado de dos formas.

-A través del método convencional, es decir aumentando la rigidez y la ductilidad en el sistema, incrementando así la energía por deformación inelástica(ED)

-Incrementando el amortiguamiento interno (EA) mediante la incorporación de dispositivos suplementarios colocados en lugares estratégicos.

La primera alternativa representa al diseño clásico, en donde se trabaja en función de la resistencia y la ductilidad de la estructura para que esta soporte las diferentes sollicitaciones sísmicas producidas por un movimiento telúrico. El ingeniero a cargo del diseño se apoya en el amortiguamiento inherente de la estructura, la misma que oscila entre 1% y 5% (edificaciones de concreto armado), este diseño permite cierto grado de daño en la estructura pero sin que esta llegue al colapso.

La segunda alternativa consiste en anexar a la estructura dispositivos suplementarios, estos tienen el propósito de maximizar el amortiguamiento del sistema, reduciendo a la par la demanda de disipación de energía a través de la inelasticidad (ED) en los diferentes elementos estructurales tales como columnas o placas ,evitando así posibles fallas o daños en los mismos.

En la figura 2 se muestra el balance energético de una estructura sin disipadores de energía sísmica, se puede observar que la energía de entrada es completamente absorbida por la estructura. En la figura 3 se observa la distribución de energía para la misma edificación pero esta vez considerando dispositivos de disipación de energía dentro del diseño, en este caso vemos que la energía de amortiguamiento aumenta, reduciendo a su vez la demanda de disipación de energía por ductilidad.

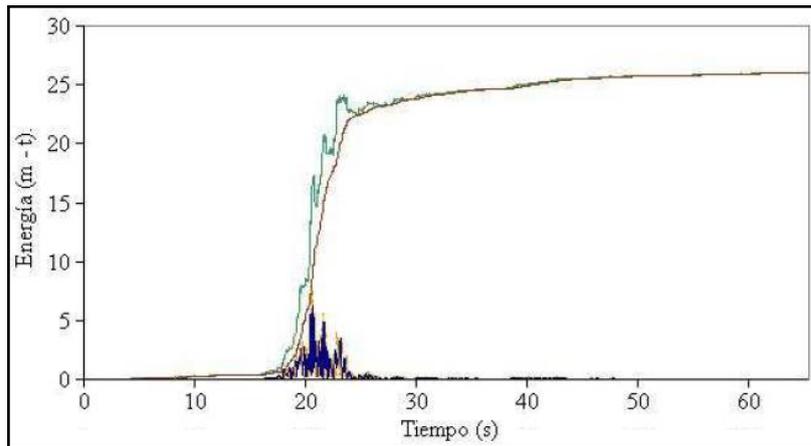


Fig.2 Distribución de energía en un edificio sin disipadores
(Villarreal, Genner .Edificaciones con disipadores de energía)

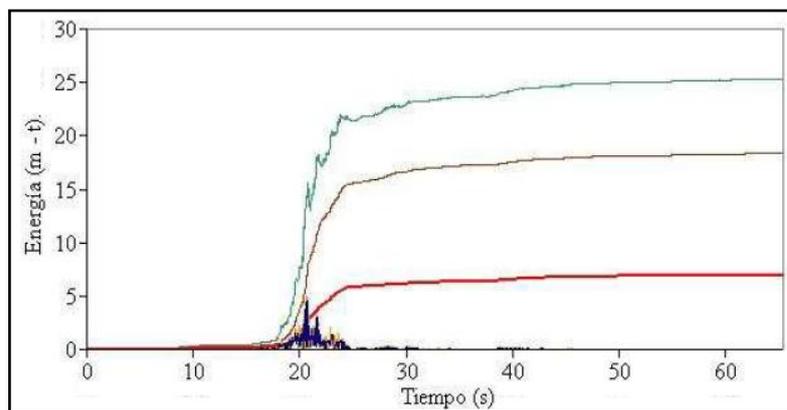


Fig.3 Distribución de energía en un edificio con disipadores
(Villarreal, Genner .Edificaciones con disipadores de energía)

Dónde:

Energía de ingreso del sismo se representa con el color verde, la energía que absorbe el material de construcción (mostaza), energía que absorbe el disipador de energía (rojo), energía cinética (amarillo), energía potencial (azul).

2.3. SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL ANTISÍSMICO

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 esta.
- 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.

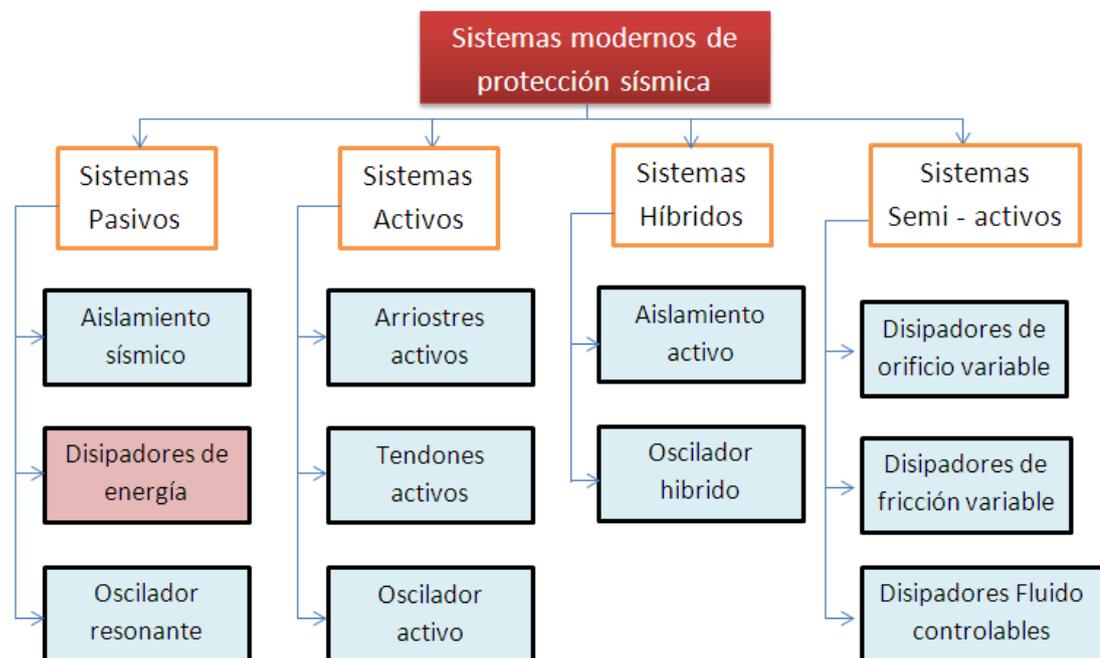


Fig.4 Clasificación de los sistemas modernos de protección sísmica

2.4. SISTEMAS PASIVOS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

Los sistemas de control pasivo emplean dispositivos mecánicamente simples que reducen la respuesta dinámica de la estructura. Estos se basan en elementos reactivos (es decir que responden de forma inercial ante una excitación sísmica) presentando un comportamiento que se caracteriza por ser no controlable,

dependiente únicamente de las condiciones de trabajo en la que se encuentra (es decir no necesitan fuentes de energía para funcionar). Estos sistemas son además, mucho más económicos en comparación a los sistemas híbridos, activos y semi-activos.

Clasificación de los sistemas de control pasivo:

- ✓ Sistema con aislamiento sísmico
- ✓ Sistema con disipadores de energía
- ✓ Sistemas inerciales acoplados

2.4.1. SISTEMAS CON AISLAMIENTO EN LA BASE

El aislamiento sísmico se fundamenta en la idea de desacoplar a la estructura de los movimientos del suelo mediante la incorporación de elementos flexibles ubicados entre la estructura y la fundación, esto para proteger a la estructura de los posibles efectos del sismo.

El empleo de estos dispositivos incrementa el periodo fundamental de la estructura, reduce las deformaciones de entrepiso y limita notablemente la energía de entrada (EL) ocasionando en consecuencia que la respuesta dinámica de la estructura también se vea reducida.

En la figura 5 se muestra el comportamiento de una estructura sin y con dispositivos de aislamiento en la base, se puede observar que los aisladores amplían los desplazamientos totales pero así mismo reducen las deformaciones de entrepiso.

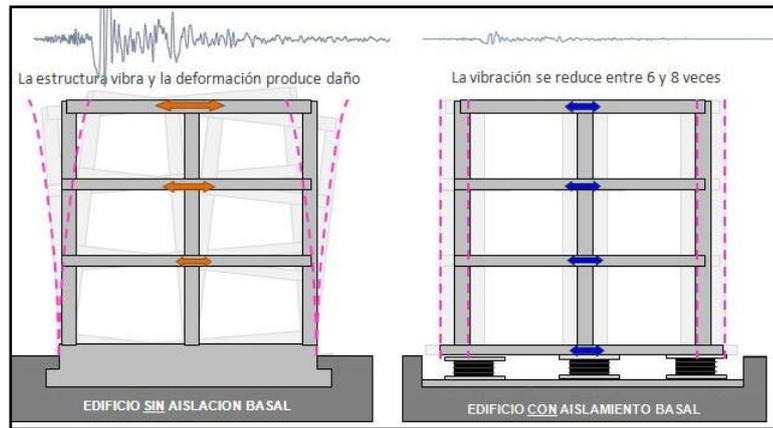


Fig.5 Comportamiento sísmico con aislamiento en la base

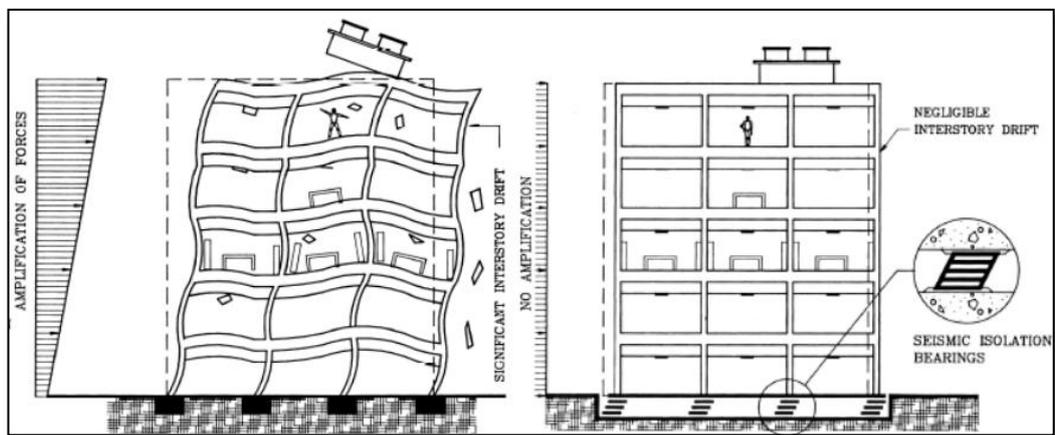


Fig.6 Efectos de la aislación basal sobre los contenidos de la edificación

Existen diferentes tipos de sistemas de aislamiento en la base siendo los más importantes: los aisladores elastómeros convencionales (de bajo amortiguamiento-LDR y de alto amortiguamiento-HDR), los elastómeros con núcleo de plomo (LRB) y los de péndulo friccional. Estos dispositivos se diferencian por el mecanismo de acción que poseen, los materiales que los integran así como por el tipo de estructura donde son más convenientes de usar.

Sin embargo todos comparten el mismo propósito, aislar a la estructura de su fundación para reducir las deformaciones de entrepiso a valores aceptables.

En las siguientes figuras se muestran tres de estos dispositivos.



Fig.7 Aislador elastomérico de alto amortiguamiento (HDR)

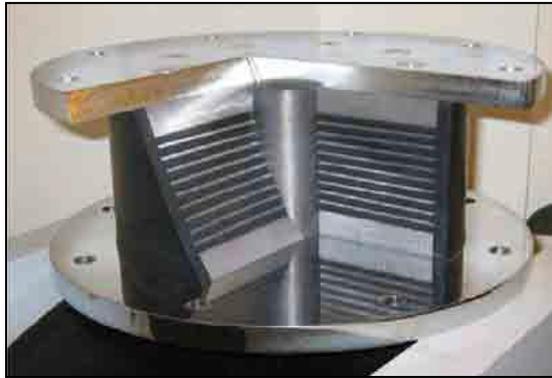


Fig.8 Aislador con núcleo de plomo.



Fig.9 Aislador de péndulo friccional

2.4.2. 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 este. Dentro de este sistema existen principalmente dos tipos de disipadores: los amortiguadores de masa sintonizada (“Tuned Mass Damper”) y los amortiguadores de líquido sintonizado.

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

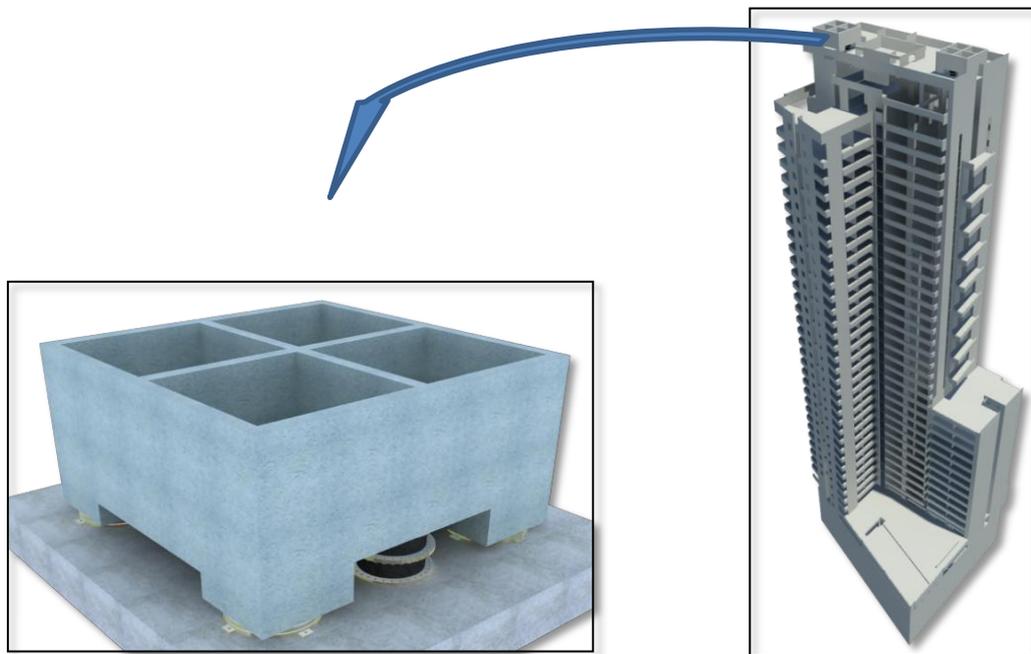


Fig.10 y 11 Amortiguadores de masa sintonizada - Edificio Geocentro
Agustinas (Chile)
(SIRVE - Seismic Protection Technologies)

Esta tecnología está siendo empleada en algunos países vecinos, como es el caso de Chile donde ya se ha aplicado para edificios residenciales. Este es el caso del edificio Geocentro Agustinas en donde se implementaron dos de estos amortiguadores, ambos ubicados en la parte alta del edificio (36avo piso) hechos

de hormigón armado, con un peso de 200 toneladas y apoyados sobre 4 aisladores y 4 deslizadores, se diseñaron para reducir los desplazamientos de la estructura en un 30% y aminorar los esfuerzos en los diferentes elementos estructurales.

En su diseño todos los elementos están preparados para contrarrestar las fuerzas del sismo: si éste se produce, las dos masas vibran con la misma frecuencia, pero en direcciones opuestas, contrarrestando las fuerzas de inercia producida por el evento sísmico.

Estas masas contrarrestan la fuerza del sismo y la disipan a través de la deformación inelástica (plástica) de los aisladores. Los deslizadores, por su parte, disipan energía a través de un proceso de fricción. (SIRVE)

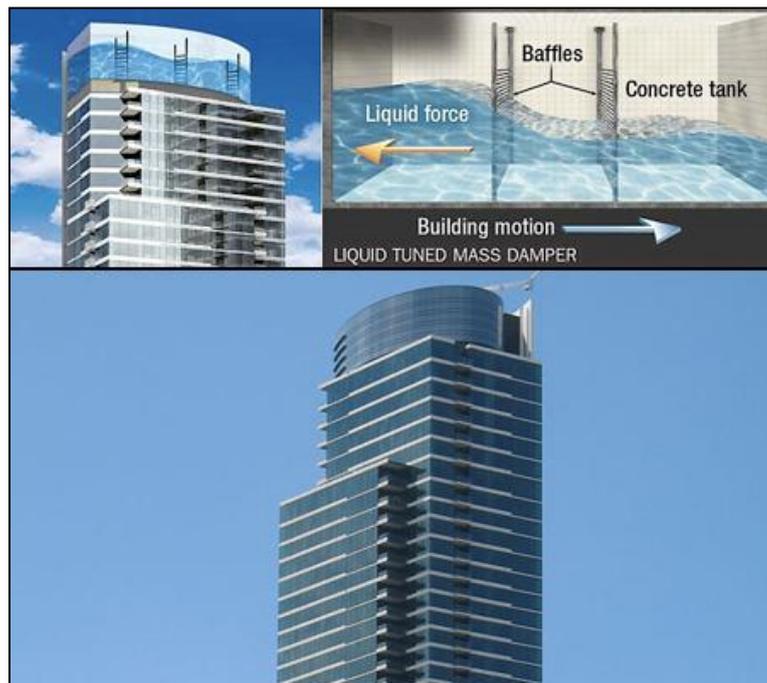


Fig.12 Edificio “One Rincon Hill” ubicado en San Francisco con amortiguador de líquido sintonizado

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 este tanque se dirige de un lado a otro, pero en su trayectoria se encuentra con

baffles (deflectores) que impiden su movimiento. A través de su masa, el agua puede cambiar o contrarrestar el período de resonancia del edificio.

2.4.3. SISTEMAS CON DISIPADORES DE ENERGÍA

Estos dispositivos, como su nombre lo dice, disipan grandes cantidades de energía, asegurándose de esta manera que otros elementos estructurales no sean sobre exigidos (lo que podría ocasionar importantes daños en la estructura). Estos dispositivos captan la fuerza telúrica a través del comportamiento plástico de metales dúctiles, la fricción entre superficies en contacto bajo presión, las deformaciones de corte de polímeros, la pérdida de energía en fluidos viscosos circulando a través de orificios, etc. y así evitan que el edificio reciba todo el impacto, generando una reducción en las deformaciones de la estructura.

Clasificación:

El ASCE 7-10 en su capítulo 18 señala que estos dispositivos se clasifican según su comportamiento en 3 categorías diferentes: Dependientes del desplazamiento, dependientes de la velocidad y dependientes del desplazamiento y de la velocidad

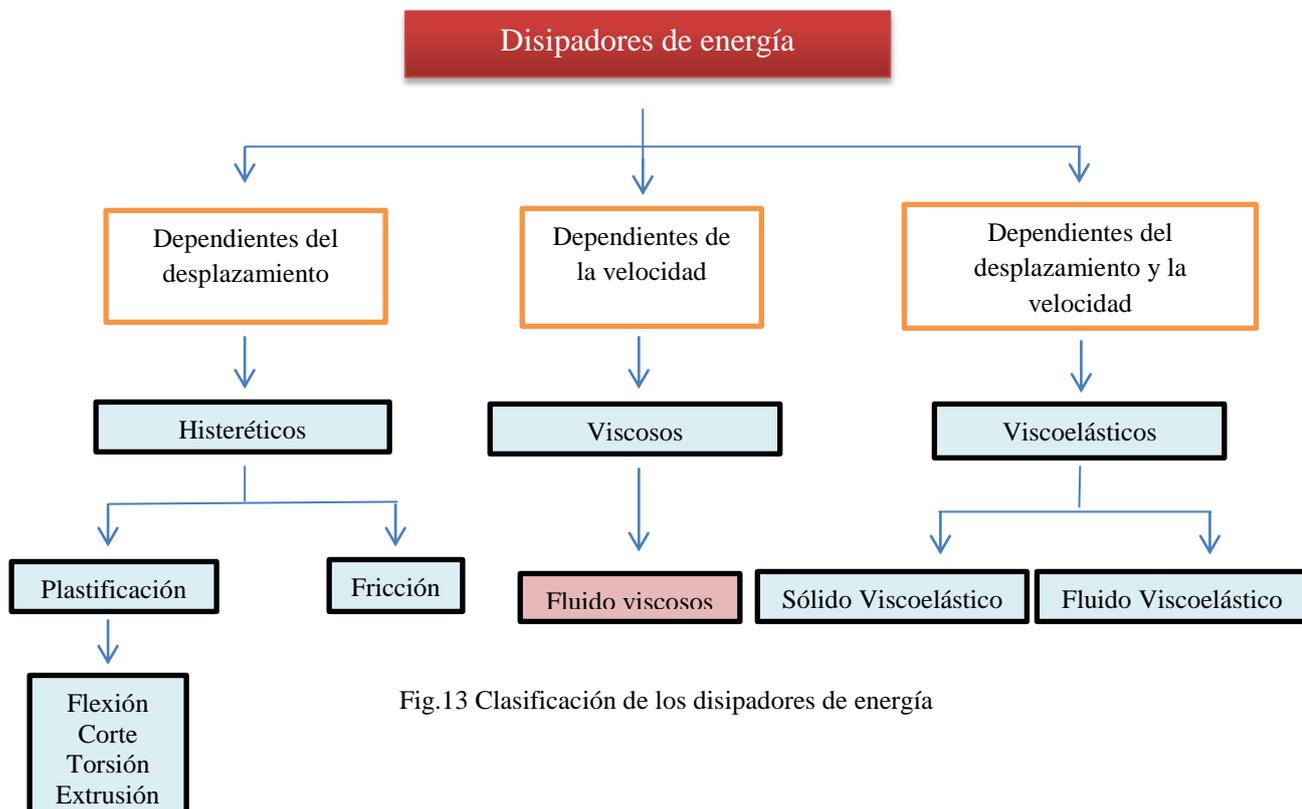


Fig.13 Clasificación de los disipadores de energía

2.5. TIPOS DE DISIPADORES DE ENERGÍA

2.5.1. DISIPADORES HISTERÉTICOS

A. DISIPADORES POR PLASTIFICACIÓN DE METALES O DISIPADORES METÁLICOS

Estos dispositivos aprovechan la plastificación de los metales (cuando se deforman en el rango inelástico) para disipar energía. Una amplia variedad de estos dispositivos han sido desarrollados; los mismos que trabajan a partir de esfuerzos de flexión, corte, torsión o extrusión para lograr esta plastificación.

Las características particularmente deseables de estos dispositivos son su comportamiento estable, su fiabilidad a largo plazo, y en general la buena resistencia que tienen ante los factores ambientales y de temperatura.

Entre los más empleados tenemos los denominados ADAS (Added Damping And Stiffness) – figura 14, TADAS (Triangular-plate Added Damping And Stiffness) – figura 15 y los DUR (Dissipator Using Steel Roods) – figura 16.

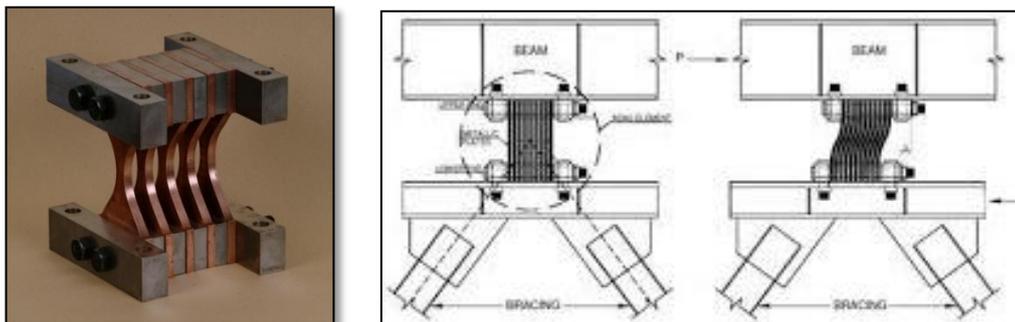


Fig.14 Disipador metálico ADAS

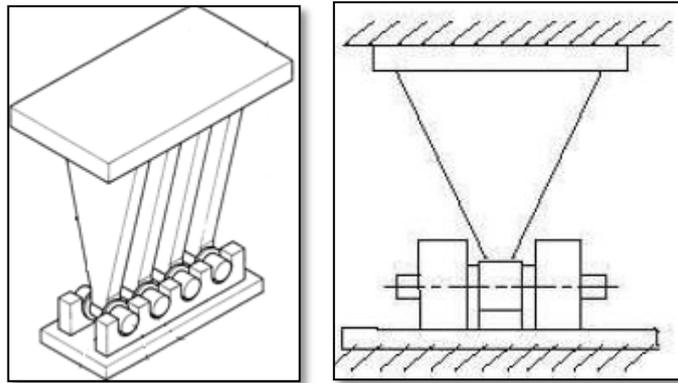


Fig.15 Disipador metálico TADAS

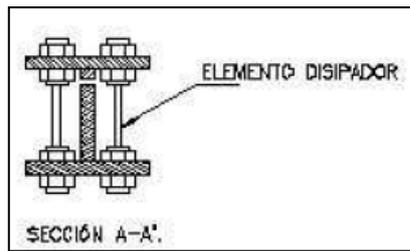
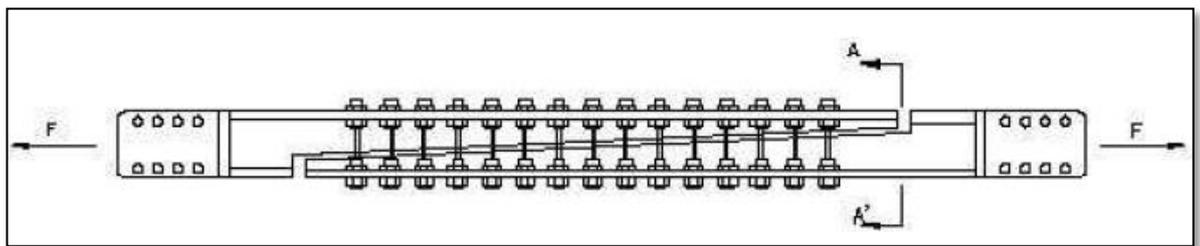


Fig.16 Disipador metálico DUR

B. DISIPADORES POR FRICCIÓN

Estos dispositivos disipan la energía sísmica de entrada a través del rozamiento entre dos superficies en contacto bajo presión y el deslizamiento entre ellas. Los desplazamientos que experimenta la estructura durante un sismo desarrollan desplazamientos en las placas del disipador, tal como se puede ver en la figura 17, lo que genera la disipación de energía en forma de calor.

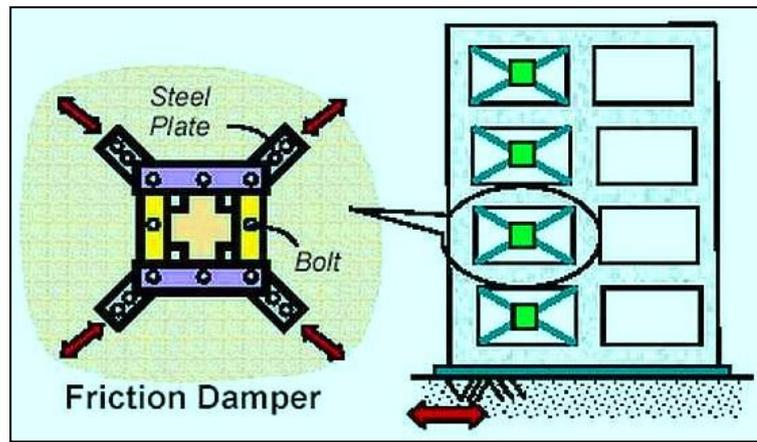


Fig.17 Disipadores de energía friccionante

Estos dispositivos tienen muy buenas características de funcionamiento, y su comportamiento no se ve afectado significativamente por la amplitud de carga, la frecuencia, o el número de ciclos de carga aplicada.

Existe una gran variedad de estos dispositivos que se han propuesto para la disipación de energía en estructuras; estos difieren en la complejidad mecánica y en los materiales utilizados para las superficies de deslizamiento.

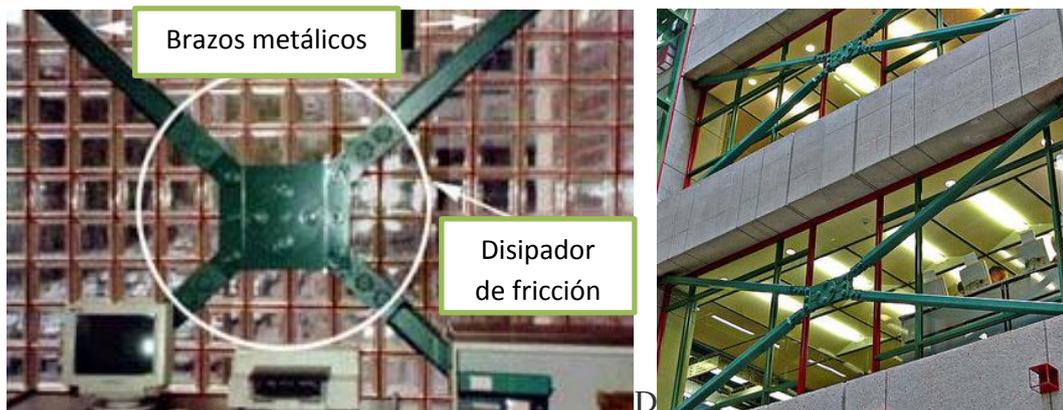


Fig.18 Disipador friccionante manufacturado por Pall Dynamics
(Montaje con arriostramiento en X)

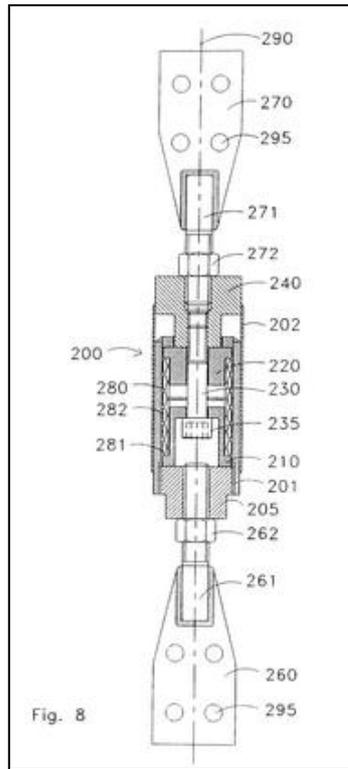


Fig.19 Disipador friccionante manufacturado por Sumitomo Metal Industries

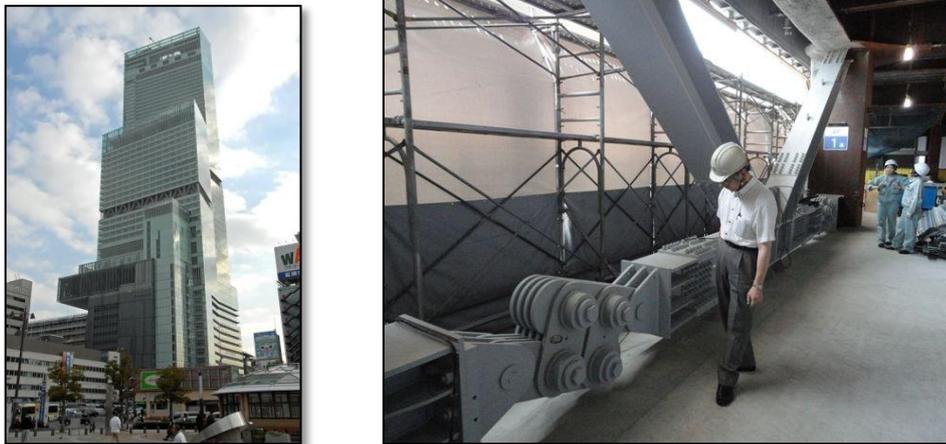


Fig.20 Abenobashi Edificio Terminal (Osaka, Japón) - Disipador friccionante Damptech

El mantenimiento y la protección contra el deterioro de los disipadores friccionantes (las superficies deslizantes) es esencial, incluso después de décadas de falta de uso.

2.5.2. DISIPADORES VISCO ELÁSTICOS

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.

Estos dispositivos han sido capaces de aumentar el amortiguamiento total de las estructura de manera significativa, es decir, mejoran el rendimiento global de las mismas.

El disipador viscoelástico está compuesto por chapas metálicas unidas con dos o más capas de material (polímeros altamente disipativos con un comportamiento viscoelástico) en una configuración tipo sándwich tal como se muestra en la figura 21.

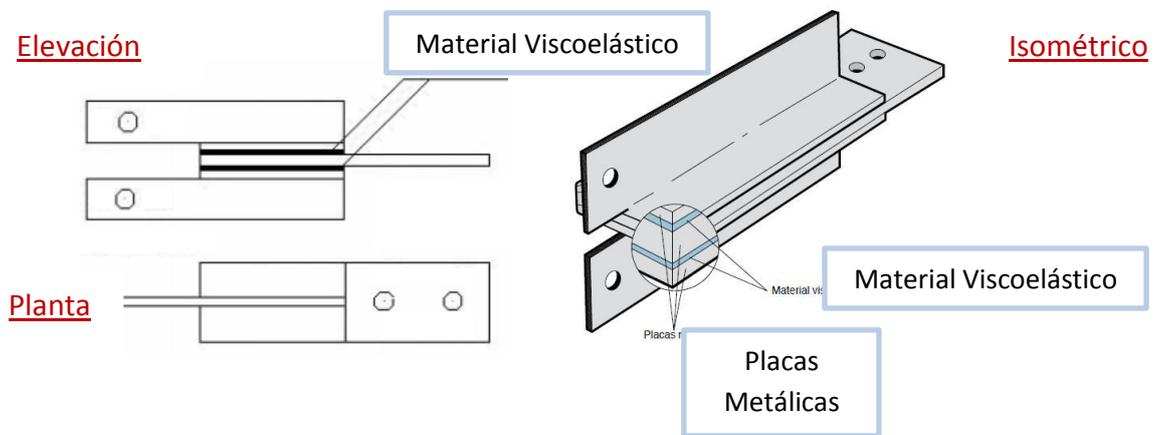


Fig.21 Planta, elevación y vista isométrica del disipador viscoelastico

Generalmente, se acoplan a la estructura con arriostres que la conectan a los extremos del entrepiso.

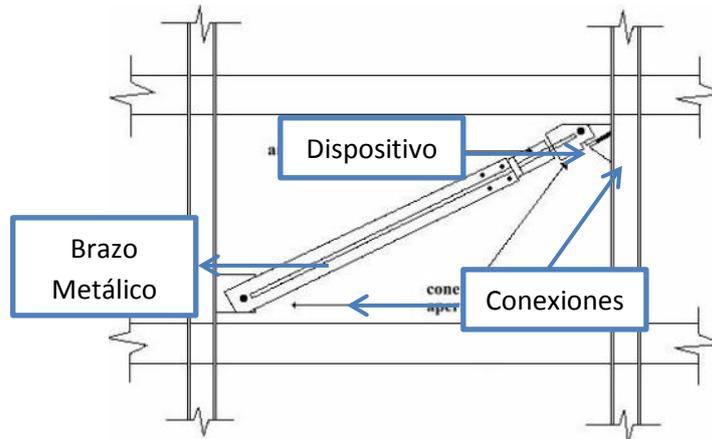


Fig.22 Instalación típica del amortiguador viscoelástico

✓ Ventajas

- Comienzan a trabajar ante el menor desplazamiento.
- En aplicaciones sísmicas, estos dispositivos se pueden incorporar ya sea en una nueva construcción o como un candidato viable para el reforzamiento de edificios existentes.
- No varían significativamente el periodo de vibración de la estructura, por lo que su comportamiento se puede tomar como lineal, lo que conlleva a un modelamiento simplificado y más sencillo.

✓ Desventajas

- Por emplear un material viscoelástico, varios factores, tales como la temperatura del ambiente y la frecuencia de carga afectan el rendimiento y por lo tanto la eficacia del disipador.
- Es necesaria una gran cantidad de dispositivos de este tipo para conseguir un amortiguamiento considerable y en consecuencia reducir la respuesta de la estructura ante un sismo severo.

2.6. DISIPADORES DE FLUIDO VISCOSO

Los disipadores viscosos son dispositivos que dependen de la velocidad y no del desplazamiento, razón por la cual no varían la rigidez de la estructura ni tampoco incrementan los esfuerzos en los elementos estructurales.

2.6.1. FABRICANTES

Actualmente existen dos grandes fabricantes: Kajima Corporation de Japón y Taylor devices incorporation de Estados Unidos, los disipadores manufacturados por ambas empresas se basan en el mismo concepto, disipar energía mediante el flujo forzado de un fluido (ya sea aceite o silicona). En este trabajo se emplearon disipadores viscosos Taylor por ser el principal fabricante y el que puede encontrarse en el mercado peruano. A continuación se hace una pequeña mención a los disipadores de la corporación Kajima y luego se desarrollara de manera más extensa el modelo del disipador Taylor.

A. KAJIMA CORPORATION

Esta corporación japonesa fabrica dos tipos de disipadores viscosos los HiDAM y los HiDAX-e ambos son amortiguadores de aceite de alto rendimiento, estos dispositivos encierran aceite en ambos lados de un pistón (ver fig.23); la eficiencia del amortiguamiento es lograda por el movimiento relativo del pistón y la resistencia del fluido (aceite) que pasa por las válvulas de control de presión que conectan ambas cámaras, de esta manera se genera una gran fuerza de amortiguamiento. En las figuras 24 y 25 se muestran estos dos dispositivos.

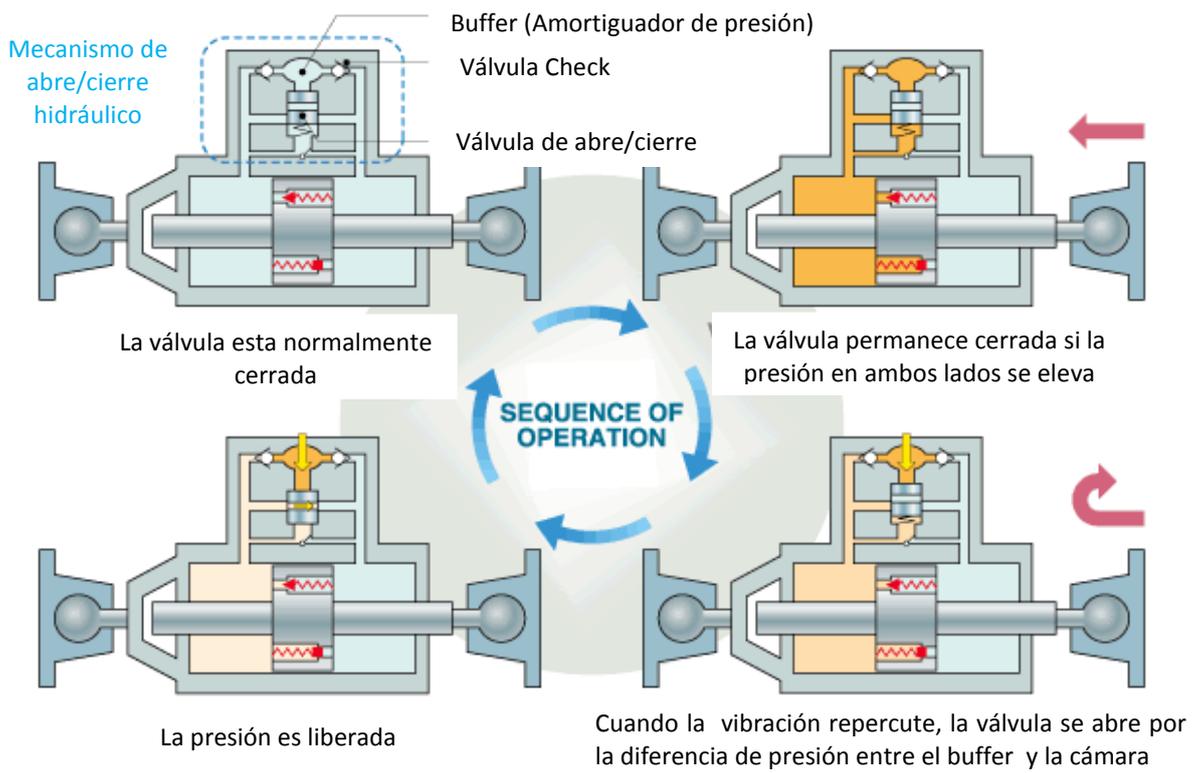


Fig.23 Funcionamiento del HiDAX-e ante una estimulación sísmica



Fig. 24 Disipador viscoso HiDAM



Fig. 25 Disipador viscoso HiDAX-e

Estos dispositivos son anexados a la estructura con la ayuda de arrojamientos metálicos y siempre en arreglo Chevron; es decir, los disipadores se disponen en forma horizontal paralelos al plano del techo tal como se muestra en la figura 26.

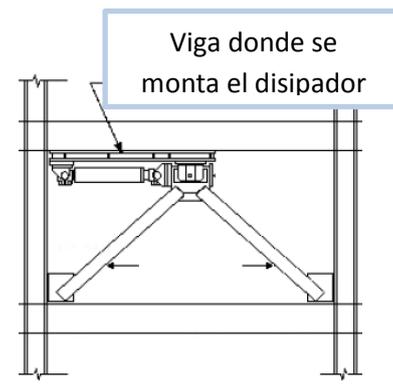


Fig. 26 Ubicación de los disipadores en la estructura (siempre en Chevron)

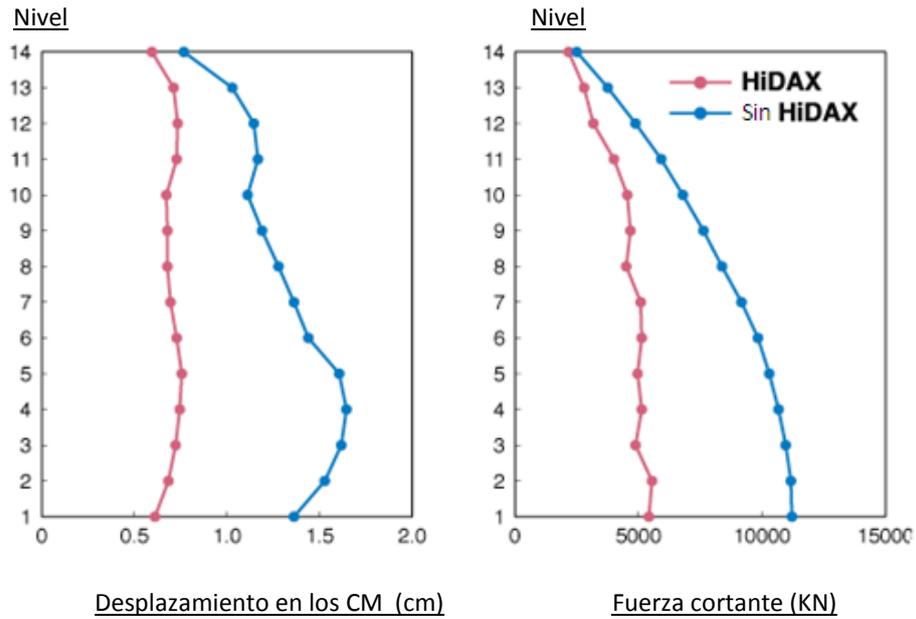


Fig.27 Desempeño estructural de un edificio de 14 niveles con y sin disipadores HiDAX-e

B. TAYLOR DEVICES INC.

Los disipadores fluido viscosos se vienen manufacturando desde hace aproximadamente cincuenta años, donde su uso era limitado solo para aplicaciones militares.

Con el fin de la guerra fría en 1990 se permitió la comercialización (para el público en general) de tecnología previamente restringida como esta. Dado que esta tecnología era confiable y había demostrado un buen comportamiento a través de las décadas, la implementación a estructuras comerciales se llevó a cabo rápidamente.

Fueron pocas las empresas capaces de hacer la transición de su tecnología para el mercado comercial. Taylor Devices Inc., un fabricante con sede en Nueva York de productos de disipación de energía para uso militar y de defensa, comenzó a buscar salidas comerciales para sus productos de defensa en 1987.

Hasta la fecha más de 240 estructuras están empleando estos amortiguadores viscosos para obtener un mejor comportamiento estructural ante excitaciones sísmicas o de viento. A continuación se muestran algunos ejemplos.

1. Los Ángeles City Hall

Es un edificio gubernamental destinado para oficinas, fue construido en 1926 y posee 32 plantas llegando a los 140 metros de altura. Para la construcción se empleó el método más moderno de protección sísmica de los años 20, el cual consistía en pórticos de acero con enormes muros de corte de concreto armado.



Fig.28 Los Ángeles City Hall, Los Ángeles, USA

Dado a la antigüedad de la estructura, está experimentó numerosos terremotos (1971, 1987 y 1994), muchos de los cuales dejaron daños estructurales. Tras el último terremoto (Northridge en 1994) se tomó la decisión de reforzar sísmicamente a la estructura con aisladores en la base y disipadores de energía viscosos.

Se requirió un total de 416 aisladores basales y 52 disipadores viscosos, los cuales se instalaron en paralelo a los aisladores para disipar la energía sísmica y reducir el desplazamiento de estos.



Fig.29 Instalación de los disipadores viscosos Taylor

Adicionalmente se decidió reducir las cargas de la torre en los pisos altos (24-32) con 14 disipadores viscosos que se instalaron en el piso 27 en arrearlo Chevron. El edificio fue reabierto en 2001, después de que se completó la adecuación sísmica.

2. La Torre Mayor

Está ubicado en México, fue construido en un área de 78.000 metros cuadrados y cuenta con 55 niveles.

El diseño con disipadores viscosos permitió que este edificio se proyectara con 55 niveles en un área donde las limitaciones de esfuerzos en el suelo no podían soportar estructuras con más de 40 pisos.



Fig.30 Torre Mayor - México

Se emplearon un total de 98 disipadores viscosos Taylor que reducen en gran medida el desplazamiento de los pisos ante una acción sísmica, según el diseño planteado el edificio puede soportar un sismo de 8.5 grados en la escala de Richter.



Fig.31 Instalación de los disipadores viscosos

3. The Pacific Northwest Baseball Stadium en Seattle, Washington

Es un gran estadio de baseball que cuenta con un techo retráctil de 3 secciones(compuesta de armaduras de acero) , cuando este está totalmente extendido mide 192 m x 200 m, está a 64 m de altura, y pesa 10.000 toneladas.



Fig.32 The Pacific Northwest Baseball Stadium

Este estadio está expuesto a altas solicitaciones sísmicas y de viento, es por eso que en el diseño del techo se consideraron disipadores viscosos con el fin de reducir las cargas actuantes; se llegaron a emplear un total de 8 disipadores sísmicos destinados para la reducción de esfuerzos y deflexiones, requiriéndose para cada uno de estos una capacidad de 500tn (tracción-compresión)



Fig.33 Instalación de los disipadores viscosos

Con la implementación de estos disipadores y la reducción de las cargas actuantes se logró un ahorro de 4.2 millones de dólares con respecto al proyecto original.



Fig.34 Disipadores viscosos empleados

2.6.2. COMPONENTES DE LOS DISPOSITIVOS VISCOSOS

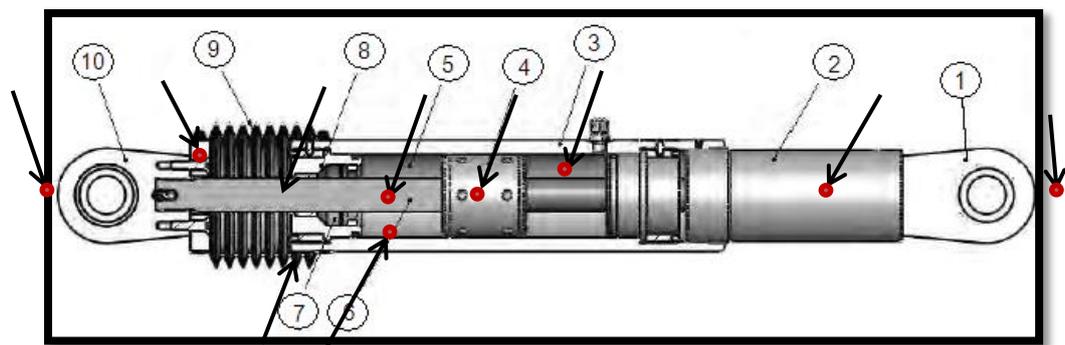


Fig.35 Componentes de los disipadores viscosos Taylor

1. Horquilla final con tratamiento térmico de aleaciones de acero con protección contra la corrosión

2. Extender, acero al carbono forjado en aluminio con protección contra la corrosión.
3. Cilindro con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
4. Cabeza del pistón de acero sólido o de bronce
5. Fluido viscoso, silicona incompresible
6. Vástago de acero inoxidable.
7. Sellos / rodamientos de sello, juntas dinámicas
8. Tapa con tratamiento térmico de aleaciones de acero, protegido contra la corrosión a través de placas y/o pintura.
9. Fuelle, nylon reforzado de inicio de neopreno.
10. Cojinete esférico forjado con aleación de acero de calidad aeronáutica.

2.6.3. FUNCIONAMIENTO DE LOS DISIPADORES

El disipador fluido viscoso consiste en esencia de dos elementos: un cilindro de alta resistencia y de un pistón (ambos de acero inoxidable). El cilindro contiene en su interior un fluido perteneciente a la familia de las siliconas(es resistente al fuego, estable a los cambios de temperatura y a los largos periodos de tiempo).

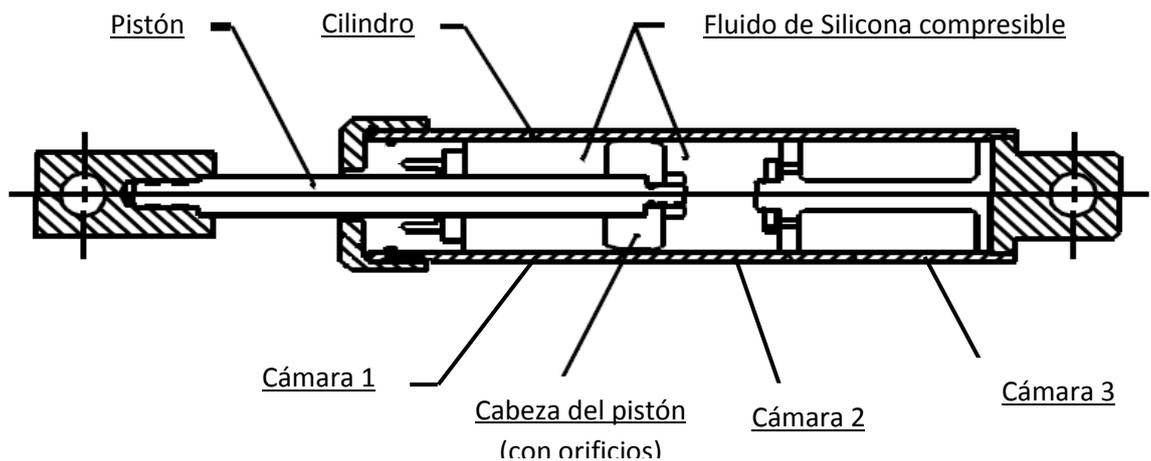


Fig.36 Corte de un disipador viscoso.

El pistón tiene en uno de sus bordes una cabeza (ver figura 37) con pequeños orificios. Esta divide el interior del cilindro en dos cámaras.

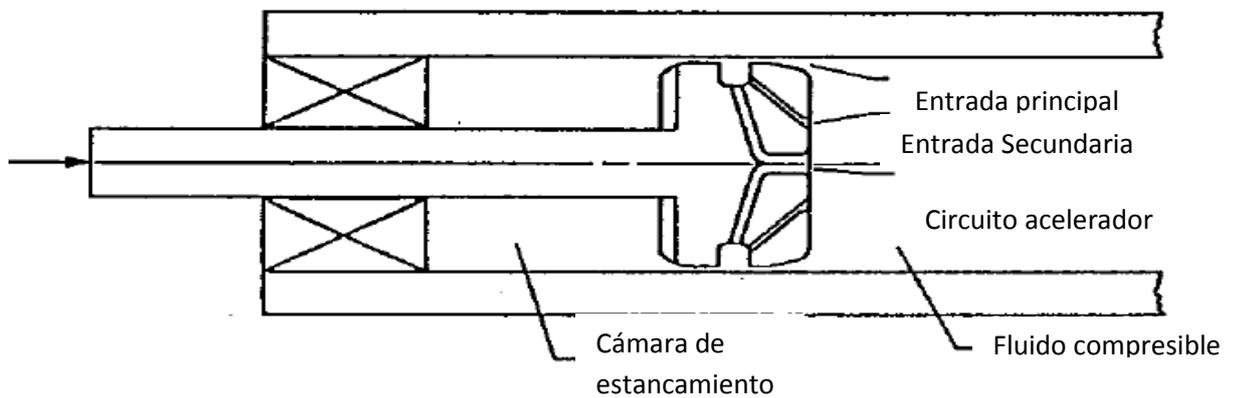


Fig.37 Detalle de la cabeza del pistón

Ante una excitación sísmica, se produce el deslizamiento del pistón dentro del cilindro, este movimiento ocasiona el paso del fluido de una cámara a otra (ver figura 38), esto a su vez genera una presión diferencial, la misma que origina la fuerza de amortiguamiento.

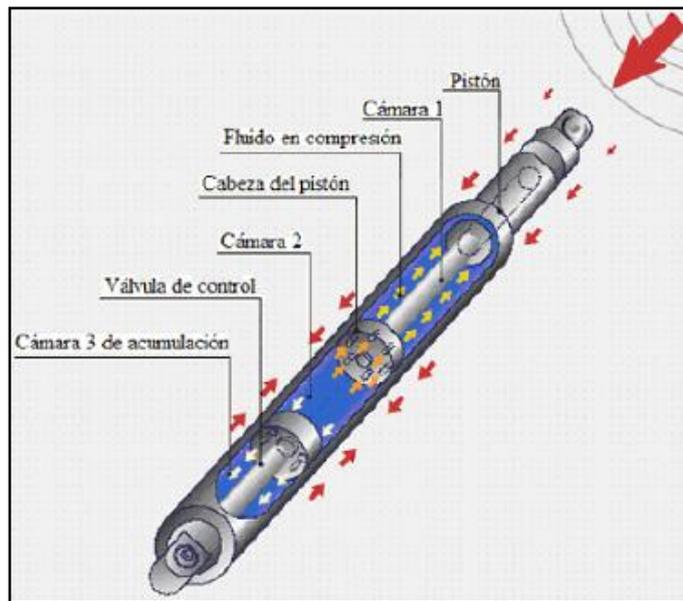


Fig.38 Funcionamiento de los disipadores viscosos

Debido al desplazamiento interno del pistón se genera la conversión de energía cinética en calor, lo que produce la expansión y contracción térmica del fluido, debido a esto el cilindro contiene una tercera cámara (Cámara de acumulación) que permite que se puedan compensar las variaciones del fluido(volumen).

2.6.4. ECUACIÓN GENERAL

Como se acaba de mencionar, la forma de trabajo de estos disipadores es simple, durante un terremoto la estructura experimenta desplazamientos relativos entre los pisos, los que a su vez generan movimientos y aceleraciones en el dispositivo viscoso, el mismo que regula el paso del fluido a través de pequeños orificios, la energía sísmica se disipa tan rápido como circula este fluido de una cámara a otra.

La fuerza generada en cada disipador viscoso se caracteriza por la siguiente ecuación

$$F = CV^\alpha$$

Dónde:

F : Fuerza en el disipador.

C : Constante de Amortiguamiento.

V : Velocidad relativa en el amortiguador.

α : Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones.

Es importante observar 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.

✓ Coeficiente de amortiguamiento “C”

Para estimar el valor del coeficiente de amortiguamiento (C) para dispositivos no-lineales se puede emplear la siguiente ecuación extraída del Fema 274

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Dónde:

β_H : Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j

m_i : Masa del nivel i

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A : Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω : Frecuencia angular

λ : Parámetro lambda

El parámetro λ es dependiente del valor del exponente de velocidad α ; El FEMA 274 nos facilita la siguiente tabla

Exponent α	Parameter λ
0.25	3.7
0.50	3.5
0.75	3.3
1.00	3.1
1.25	3.0

Tabla N° 1. Valores de respecto λ al exponente de velocidad α

El ángulo de inclinación (θ_j) y el desplazamiento relativo del disipador de energía ϕ_{rj} se muestra en la siguiente figura.

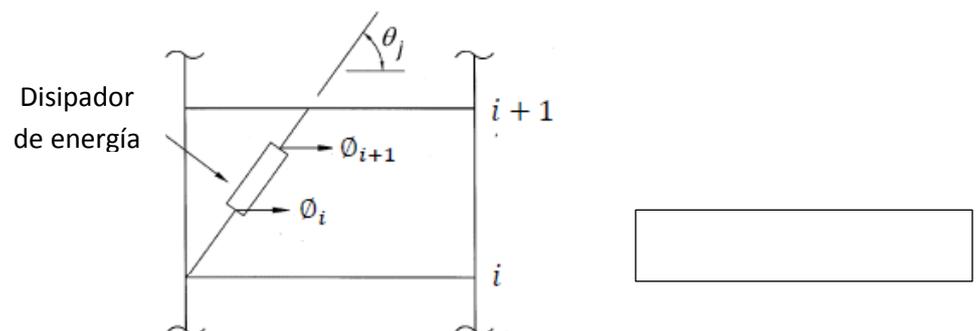


Fig.39 Ángulo de inclinación y desplazamiento relativo del disipador de energía (Fema 274)

Es importante señalar que la ecuación 13 considera un coeficiente de amortiguamiento constante para todos los dispositivos. El mismo que se puede

estimar una vez se conozca las demás variables. De esta manera despejando la ecuación 12, se tiene:

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

Así mismo el valor de β_H depende del amortiguamiento objetivo que se desee alcanzar, este valor se puede calcular empleando el siguiente procedimiento

Como primer paso se determina el **factor de reducción de respuesta (B)** mediante el cociente:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}}$$

Donde la deriva máxima (D_{max}) es la obtenida del análisis tiempo historia para el sismo de diseño seleccionado.; posteriormente, se determina el **amortiguamiento efectivo (β_{eff})** despejando la siguiente ecuación.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

Donde β_o es el amortiguamiento inherente de la estructura que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado. De esta manera se obtiene el amortiguamiento efectivo, este incluye la acción del disipador de energía y el amortiguamiento inherente de la estructura.

Descontando el amortiguamiento inherente se obtiene el amortiguamiento viscoso que se requiere.

$$\beta_H = \beta_{eff} - 5\%$$

✓ 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.

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 aquellos con el valor de α mayor 1, habitualmente no son empleados en edificaciones porque se necesitarían de grandes velocidades para incrementar significativamente la fuerza en el disipador.

En la figura 40 se puede apreciar la eficiencia del Disipador Viscoso No lineal ($\alpha < 1$), ya que para pequeñas velocidades relativas, puede desarrollar una mayor fuerza de amortiguamiento en comparación a los otros tipos de Disipadores ($\alpha = 1$ y $\alpha > 1$).

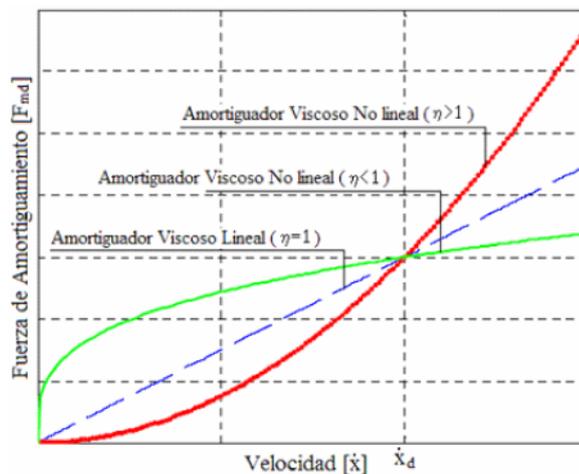


Fig. 40 Relación Velocidad vs. Fuerza del Disipador

En la mayoría de los casos, el valor del exponente de velocidad α está comprendido en el rango de 0.3 a 1.0, los valores de α que han demostrado ser los más empleados para el diseño sísmico de edificios y de puentes están en el orden de 0.4 a 0.5

Para el caso de puentes con bajas solicitaciones sísmicas, se puede emplear un valor de α igual a 2, mientras que para todas las estructuras diseñadas bajo cargas de viento se suelen emplear valores en el rango de 0.5 a 1.

✓ Rigidez del dispositivo “K” (Rigidez del brazo metálico)

Como ya 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.9.7.4) se debe considerar la rigidez del sistema con un valor muy alto.

Es así que la rigidez que se debe tomar para la modelación es la del brazo metálico (que conecta al dispositivo a la estructura). Esto debido a que la rigidez axial de este es mucho mayor a la del disipador. La rigidez de este brazo se calcula con la siguiente ecuación:

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

Dónde:

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.

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

Para la selección del perfil metálico es muy común emplear perfiles del tipo HSS o PIPE por razones de estética y por las facilidades que se obtiene en la instalación.

Para el diseño del brazo metálico se deben satisfacer las siguientes condiciones:

$$\phi T_n = \phi F_y A_g < T_u \quad ; \text{para verificar tensión}$$

Dónde:

T_n : Tensión nominal.

ϕ : Factor de reducción (0.9).

A_g : Área bruta de la sección del brazo metálico.

T_u : Tensión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g < P_u \quad ; \text{para verificar compresión}$$

Dónde:

P_n : Compresión nominal.

P_u : Compresión última obtenida a partir de las fuerzas en el disipador.

2.6.5. COMPORTAMIENTO DESPLAZAMIENTO VS FUERZA

Imagine un pórtico como el que se muestra en la figura 41. Este al ser expuesto a una carga sísmica experimenta desplazamientos y sale del equilibrio (t_0) para que en un tiempo (t_1) alcance su desplazamiento máximo, es en este instante donde la estructura comienza a trasladarse hacia la dirección contraria, en un tiempo (t_2) regresa nuevamente al equilibrio para que posteriormente alcance nuevamente el desplazamiento máximo (t_3)

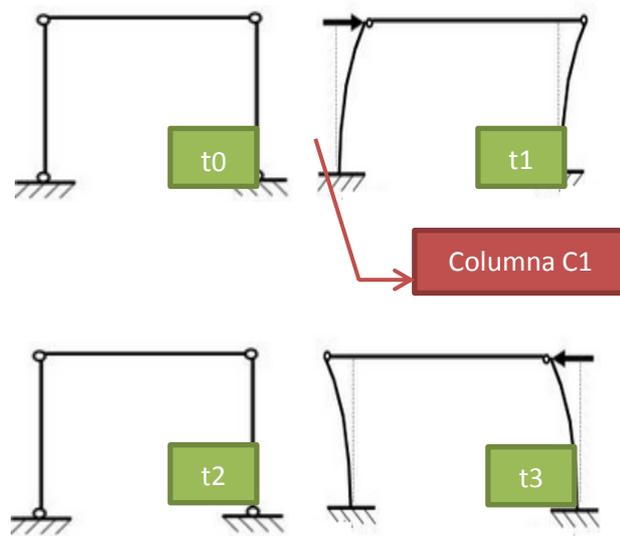


Fig.41 Comportamiento de un pórtico ante una excitación sísmica

✓ Desplazamiento

Ahora, si sobre este mismo portico se anexara un disipador de energía viscoso (fig.42), cuando el portico llegue a su desplazamiento máximo (t1), la elongación en el dispositivo (producto de la fuerza de tracción) será máxima, cuando el portico regresa al equilibrio (t2), las deformaciones en el dispositivo serán iguales a cero pues este también regresa a su posición inicial, y nuevamente la deformación en el disipador (por la fuerza de compresión) será máxima en el tiempo (t3).

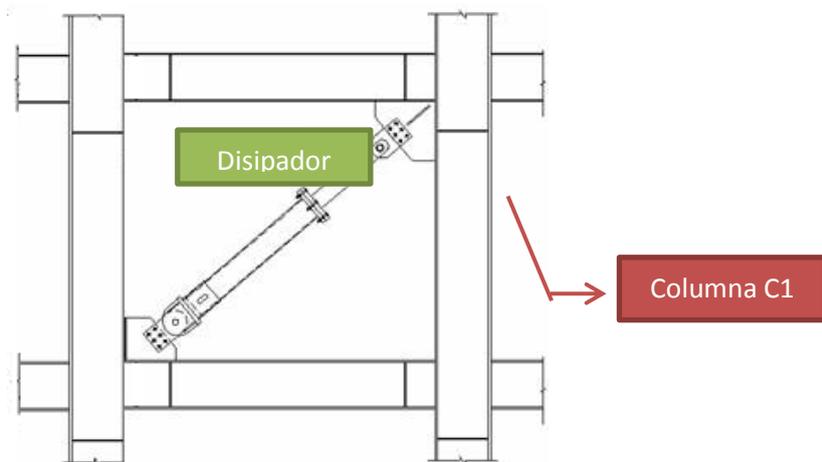


Fig.42 Disipador de energía viscoso en el pórtico de análisis

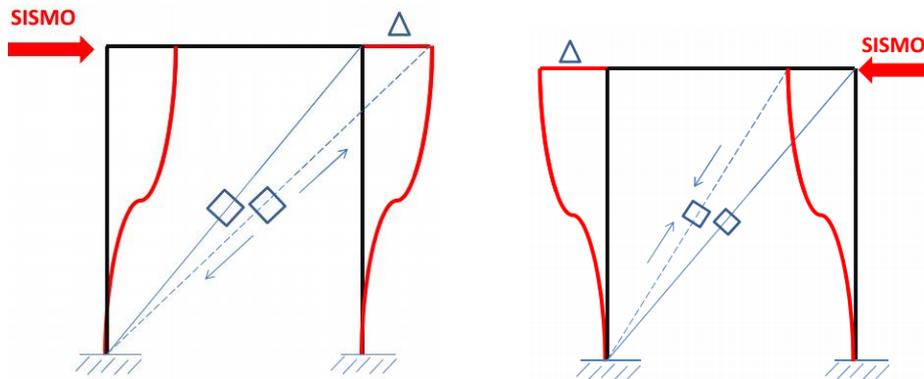


Fig. 43 y 44 Desplazamientos en el disipador viscoso en los momentos (t1) y (t3).

Fuente: CDV Representaciones

✓ Fuerza

Por otro lado el comportamiento del portico puede ser idealizado como si este fuese un pendulo invertido tal y como se muestra en la figura 45.

Como se señalo anteriormente los disipadores viscosos dependen de la velocidad para disipar energia ,tal es asi que la fuerza que se genera en estos dispositivos es: $F = CV^\alpha$

Teniendo en consideración esto, se puede ver que cuando el pórtico llegue a su desplazamiento máximo (t1), la fuerza de amortiguamiento en el dispositivo viscoso será igual a cero pues en este instante la velocidad es igual a cero

Asi mismo la fuerza máxima de amortiguamiento ocurre cuando la velocidad es máxima y esto se da cuando el portico entra en equilibrio (t2),es decir cuando el desplazamiento en las columnas es igual a cero.

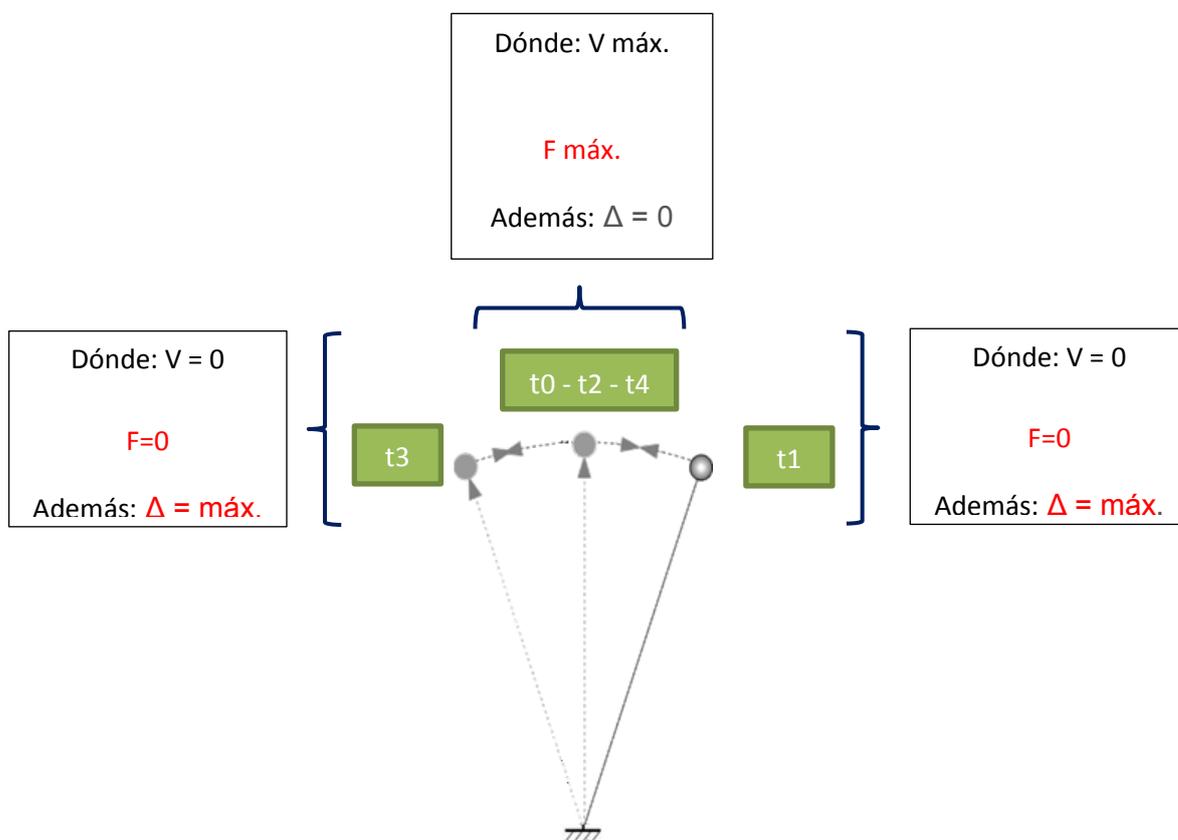


Fig.45 Idealización del comportamiento de un pórtico ante una excitación sísmica
(Donde: F y Δ son la fuerza y el desplazamiento relativo del dispositivo)

Así la curva histéretica o curva desplazamiento Vs fuerza del disipador viscoso queda expresada de la siguiente manera:

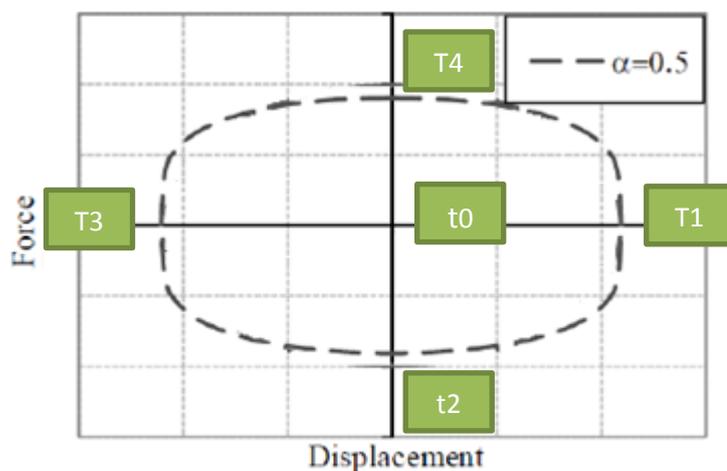


Fig.46 Relación desplazamiento Vs Fuerza (Curva Histéretica) de un disipador viscoso.

2.6.6. CRITERIOS DE UBICACIÓN

La mejor ubicación de los disipadores viscosos se consigue a través de un proceso iterativo, en donde el diseñador debe probar diversos arreglos y ubicaciones, en este proceso es importante tener en cuenta la arquitectura y el uso del edificio, por esta razón los profesionales encargados del proyecto tanto en arquitectura como en diseño estructural deben trabajar conjuntamente.

La norma ASCE 7-10 en su capítulo 18 da algunas recomendaciones que se deben tomar en cuenta

- ✓ La estructura no debe presentar irregularidades.
- ✓ Se deben emplear como mínimo dos dispositivos en la dirección a reforzar.
- ✓ Se deben disponer los dispositivos en todos los niveles.
- ✓ Para no generar torsión se debe buscar la simetría.

Existen diversos arreglos, sin embargo los que comúnmente se emplean son los de disposición Chevron y Diagonal, en ambos, se requiere de brazos metálicos para conectar el dispositivo a la estructura

A. DISPOSICIÓN CHEVRON

En este arreglo, el dispositivo se dispone en posición horizontal (en forma paralela al plano del techo), la eficiencia que se logra con esta configuración es del 100%, esto debido a que en esta posición, los disipadores absorben las fuerzas horizontales directamente, es decir, que se emplea toda la capacidad de estos para controlar los movimientos laterales producidos por la excitación sísmica.

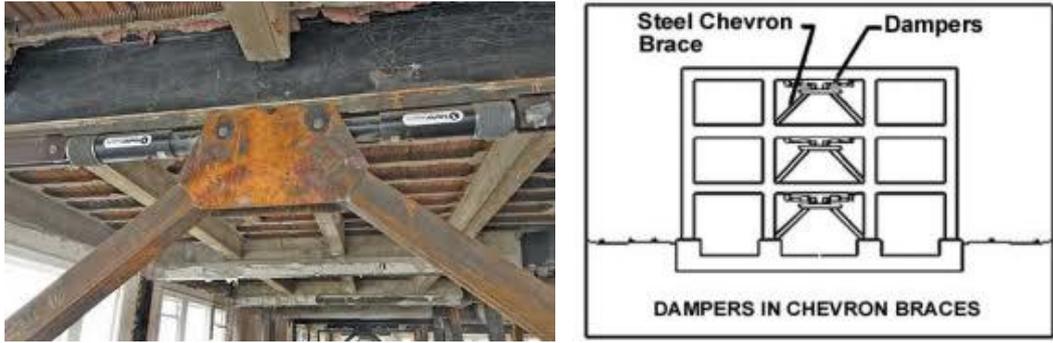


Fig.47 Disposición Chevron

La principal desventaja que se encuentra con en el empleo de esta disposición es que produce sobreesfuerzos en la parte intermedia de la viga cercana al disipador; para controlar estos esfuerzos se emplea un refuerzo adicional a través de planchas, anclajes, etc. tal como se muestra en la siguiente figura.



Fig.48 Refuerzo adicional que se emplea en la disposición Chevron

B. DISPOSICIÓN DIAGONAL

En esta disposición el disipador viscoso se orienta en el ángulo diagonal del pórtico en el cual será ubicado (ver figura 49). El arreglo diagonal tiene menor eficiencia que el Chevron, ya que en este caso solo la componente horizontal participa en la absorción de fuerzas horizontales

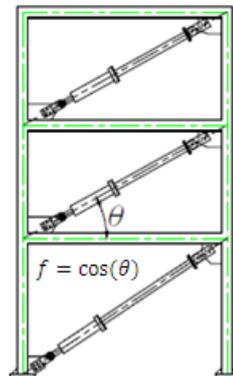


Fig.49 Esquema de la disposición diagonal.

El amortiguamiento que brinde depende del ángulo de inclinación del brazo metálico que va sostener al disipador, mediante la expresión $f = \cos\theta$.

Debido a que el disipador es anexado a la estructura en un nudo rígido (unión viga columna) no se requiere de ningún refuerzo adicional en ningún elemento del pórtico, siendo así la disposición más económica, pues solo requiere de extensores (brazos metálicos) para la instalación de los disipadores.

Debido a que no genera sobreesfuerzos en la estructura, este tipo de arreglo puede ser diseñado e instalado tanto para nuevas estructuras como para las ya existentes que requieran de reforzamiento, siendo así muy efectivo para fines de rehabilitación, la figura 50 ilustra el empleo de un disipador viscoso en esta disposición.

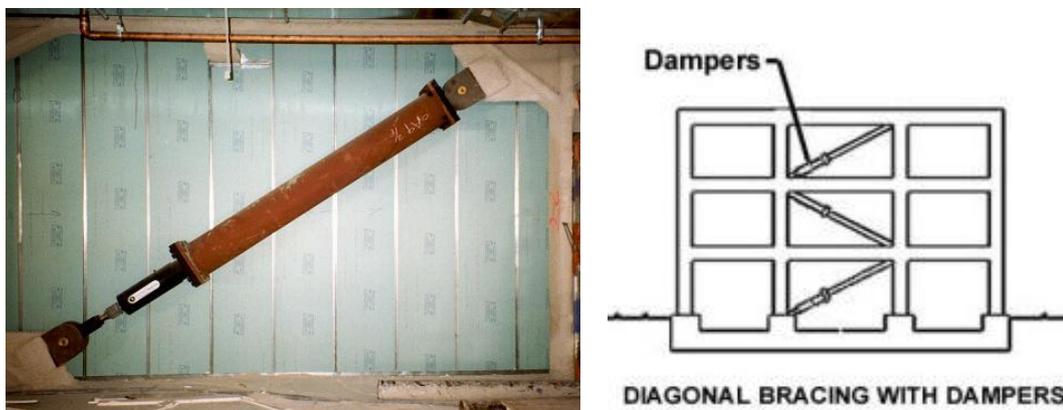


Fig. 50 Disposición Diagonal

En la fig.51 se muestran otros arreglos que también se pueden tomar encuentra al momento de diseñar el sistema de disipación empleando este tipo de disipadores de energía.

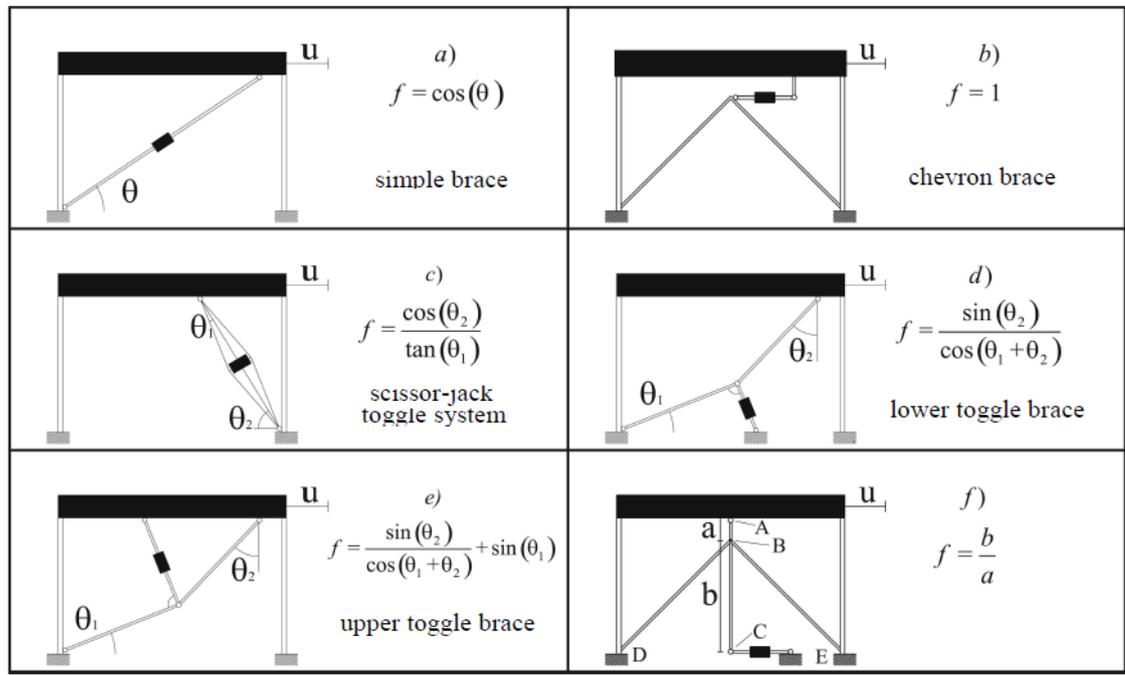


Fig.51 Diferentes configuraciones que se pueden emplear con el disipador viscoso
 Fuente: Passive control of linear structures equipped with nonlinear viscous dampers and amplification mechanisms -M. Di Paola, G. Navarra

2.6.7. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO

1. Norma y requerimientos del código ASCE 7-10

La norma ASCE 7-10 en su capítulo 18(requerimientos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de disipación) plantea 4 procedimientos para el análisis de estructuras provistas de disipadores.

Procedimientos no lineales

Análisis de la respuesta No-Lineal Tiempo-Historia.

Análisis No-lineal estático.

Procedimientos lineales

Análisis de la respuesta espectral.

Análisis de fuerza lateral equivalente.

En nuestro país el procedimiento de análisis para una estructura provista de disipadores de energía se ha fijado hacia el empleo del análisis de la respuesta no-lineal tiempo-historia

2. Recomendaciones para el análisis tiempo historia (capítulo 16 y 18)

Los registros sísmicos deben ser apropiadamente seleccionados (deben ser concordantes con las características del suelo de cimentación del proyecto) y escalados individualmente.

Al menos 7 pares de registros sísmicos (en sus componentes horizontales) deben ser empleados para el análisis tiempo historia, las fuerzas, desplazamientos y velocidades pueden tomarse como el promedio de los obtenidos en el análisis.

Si menos de 7 pares de registros sísmicos son empleados; las fuerzas, desplazamientos y velocidades deben tomarse como el máximo valor obtenido del análisis tiempo historia.

Un mínimo de 3 pares de registros sísmicos deben ser empleados para el análisis.

(*)Para el caso peruano, los especialistas de CDV representaciones recomienda emplear un mínimo de 3 pares de registros sísmicos, los cuales deben ser escalados a un espectro de diseño (donde el valor de R sea igual a 1) tal como lo señala la norma peruana sismorresistente; los valores que se tomen para el cálculo de las propiedades del sistema de disipación serán aquellos que se ajusten más al espectro de diseño (considerando una variación máxima de 1.5 % entre las

derivadas obtenidas del análisis tiempo historia y del análisis con el espectro de diseño)

3. Recomendaciones para el diseño de conexiones:

Esta norma señala que las conexiones deben ser evaluadas usando el criterio de diseño por resistencia y que deben ser diseñadas para que resistan las fuerzas, desplazamientos y velocidades del máximo sismo esperado (igual a 1.5 del sismo de diseño)

Para el diseño de las conexiones tener en cuenta que hay algunos elementos que son proporcionados por el mismo proveedor y que se obtienen al comprar el disipador viscoso, todos los demás elementos deberán de ser diseñados

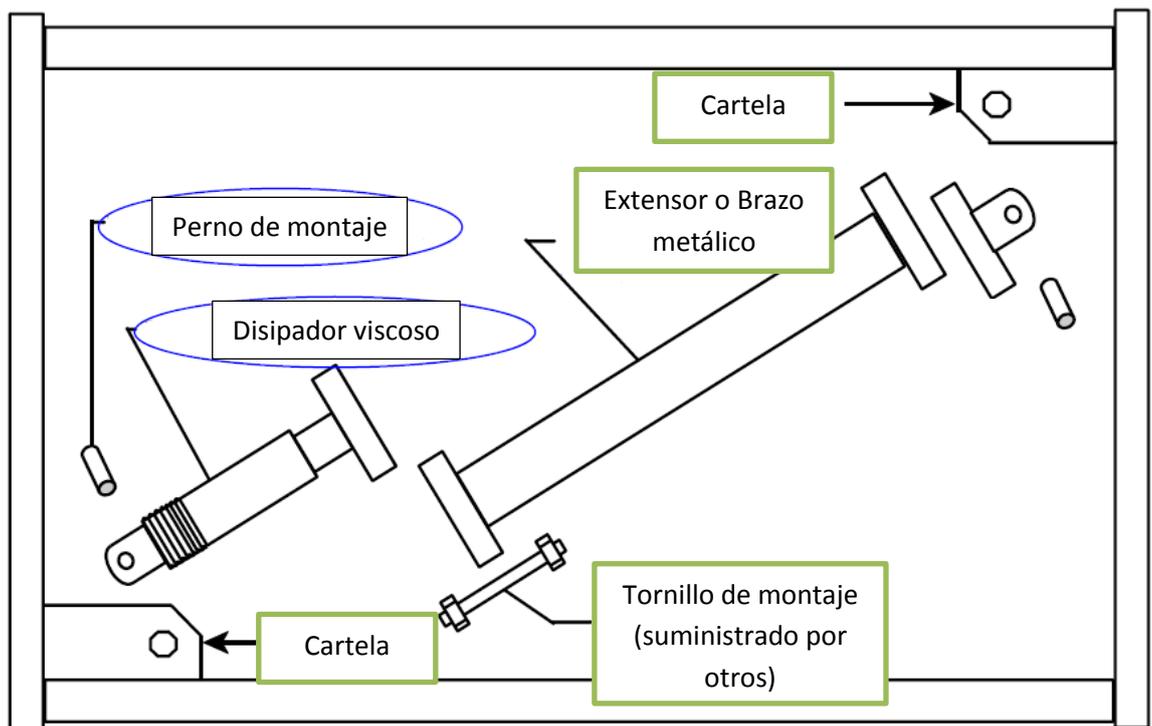


Fig.52 Conexiones en la disposición diagonal (en verde los elementos a ser diseñados) Fuente: Taylor-Sap Etabs modeling

4. Recomendaciones para la modelación

La base puede ser modelada como perfectamente empotrada o se puede considerar las propiedades del suelo a través de la interacción suelo estructura.

El amortiguamiento inherente de la estructura debe ser basado en el tipo de material que se emplee, la configuración y el comportamiento de la estructura y de los elementos no estructurales. A menos de que se pueda probar un amortiguamiento mayor, este se tomara como no más del 5 por ciento del amortiguamiento crítico para todos los modos de vibración.

CAPÍTULO III

EVALUACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1. GENERALIDADES

El siguiente capítulo tiene como objetivo evaluar el diseño inicialmente concebido para una estructura esencial, analizando los resultados y determinando si estos satisfacen los parámetros establecidos por la norma peruana de diseño sismo resistente.

3.2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

El edificio que se va a evaluar corresponde al proyecto del Hospital Clínico Próvida perteneciente a la empresa del mismo nombre. Esta edificación es de forma rectangular y posee los siguientes linderos: por el frente con la calle Juan Cuglievan y tanto por la derecha como por la izquierda y el fondo con predios ya existentes.



Fig. 53 Vista de la edificación esencial no existente

3.2.1. UBICACIÓN

El edificio en estudio se ubica geográficamente en la región costa de nuestro país, específicamente en la región Lambayeque, Distrito de Chiclayo, en la Provincia de Chiclayo. Esta edificación es del tipo esencial ya que será empleada como una Clínica.

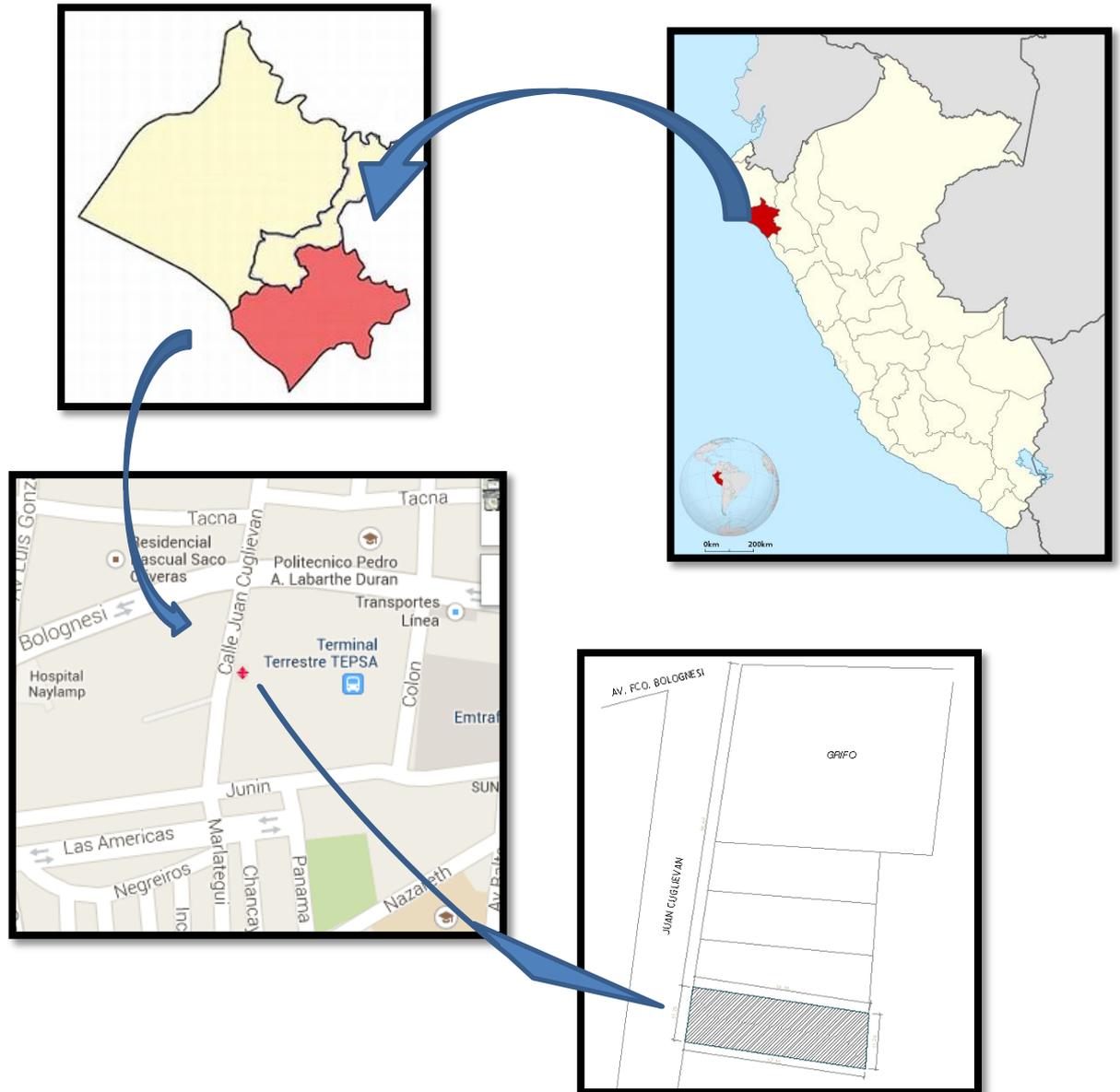


Fig.54 Ubicación de la edificación en estudio

3.2.2. DETALLE DE LOS NIVELES

El edificio cuenta con 6 niveles en total, dentro de los cuales los primeros 5 son típicos y el 6to presenta una superficie menor a la de los pisos inferiores; las dimensiones en planta se muestran en la tabla 2.

NIVEL	FRENTE(m)	IZQUIERDA(m)	FONDO(m)	DERECHA(m)	AREA(m ²)
1ero - 5to	11.25	36.18	11.29	37.1	372.22
6to	5.8 +	2.55 +	11.29	28.85	150
	<u>5.45</u>	<u>25.38</u>			
	11.25	27.93			

Tabla N° 2. Dimensiones y área techada por nivel

En las figuras 55-58 se muestran los cortes en planta de los diferentes niveles, así mismo en las tablas 3 - 4 se detallan las principales características en cuanto área y ambientes de cada nivel.

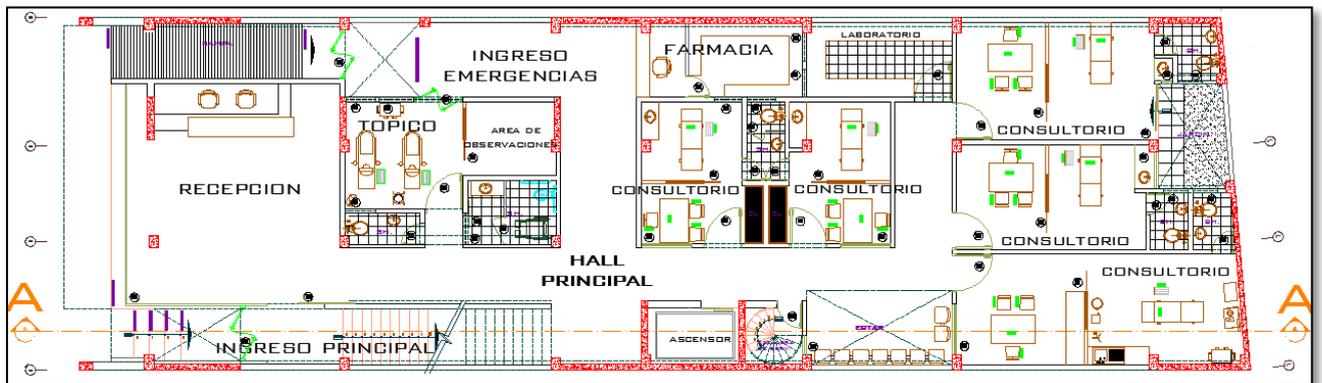


Fig.55 Vista en planta del primer nivel

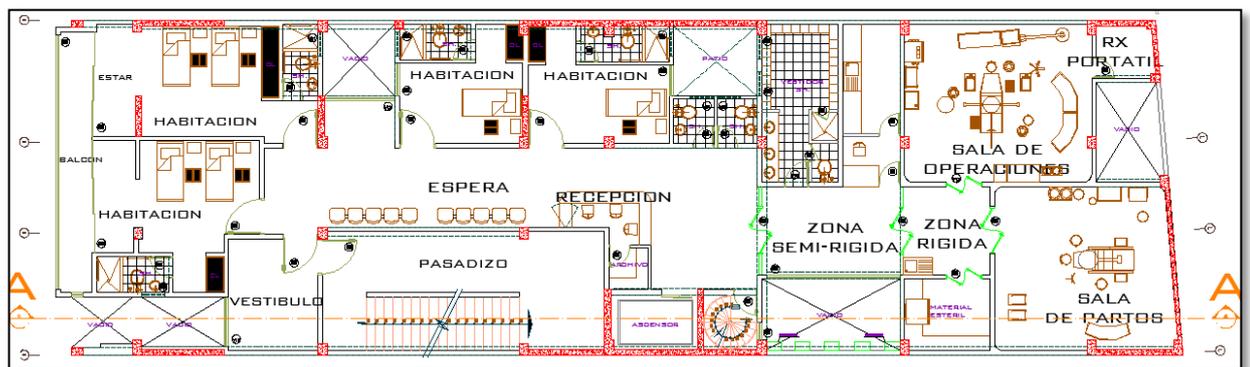


Fig.56 Vista en planta del segundo nivel

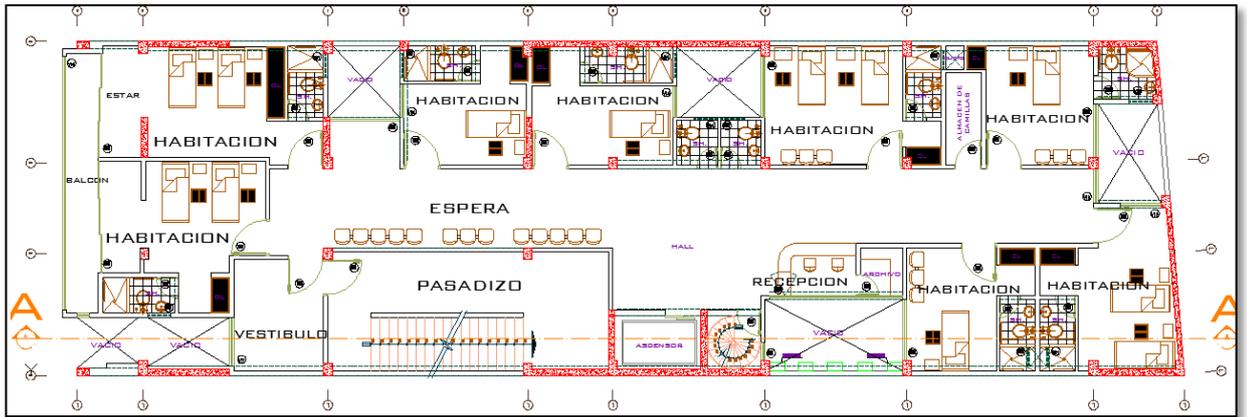


Fig.57 Vista en planta de similar distribución del tercer al quinto nivel.

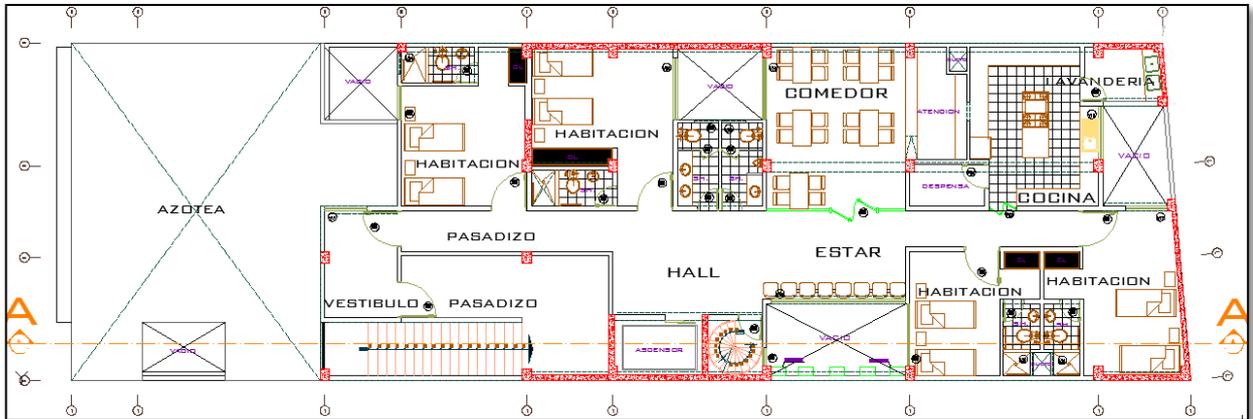


Fig.58 Vista en planta del sexto nivel

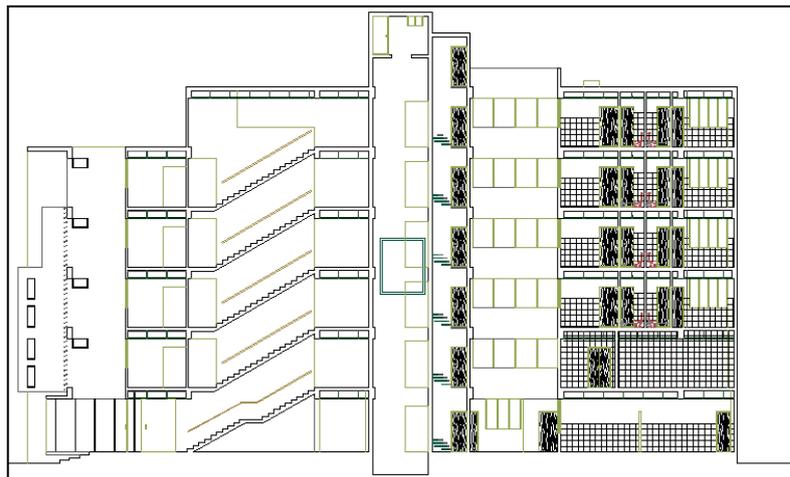


Fig.59 Vista del corte A-A de la edificación

Función	Edificio destinado como clínica	
Ubicación	Distrito	Chiclayo
	Provincia	Chiclayo
	Departamento	Lambayeque
Área	1-5to nivel	412.20 m ²
	6to nivel	305.50 m ²
Altura de los pisos	1 nivel	3.4 m
	2- 6to nivel	3.15 m

Tabla N° 3. Datos generales de la edificación

Nivel	Distribución de los espacios
1er	Recepción
	Tópico
	Área de observaciones
	Laboratorio
	Farmacia
	5 Consultorios
2do	4 Habitaciones
	1 sala de operaciones
	1 sala de partos
3er - 5to	8 habitaciones C/Nivel
6to	4 Habitaciones
	1 Comedor
	1 Cocina

Tabla N° 4. Distribución de los espacios por niveles

3.3. DISEÑO ESTRUCTURAL PROYECTADO

3.3.1. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIÓN

Los suelos en la ciudad de Chiclayo se caracterizan predominantemente por ser del tipo S3 (suelos flexibles) y S2 (suelos intermedios) tal como lo indica la fig.60, así mismo el nivel freático comúnmente se encuentra a poca profundidad de la superficie, esto debido a que topográficamente la ciudad se encuentra en una cota más baja respecto a la zona agrícola circundante, infiltraciones de las acequias Cois, Pulen y Yortuque que cruzan la ciudad y que no presentan revestimiento y la existencia de lluvias y avenidas máximas como el Fenómeno del Niño.

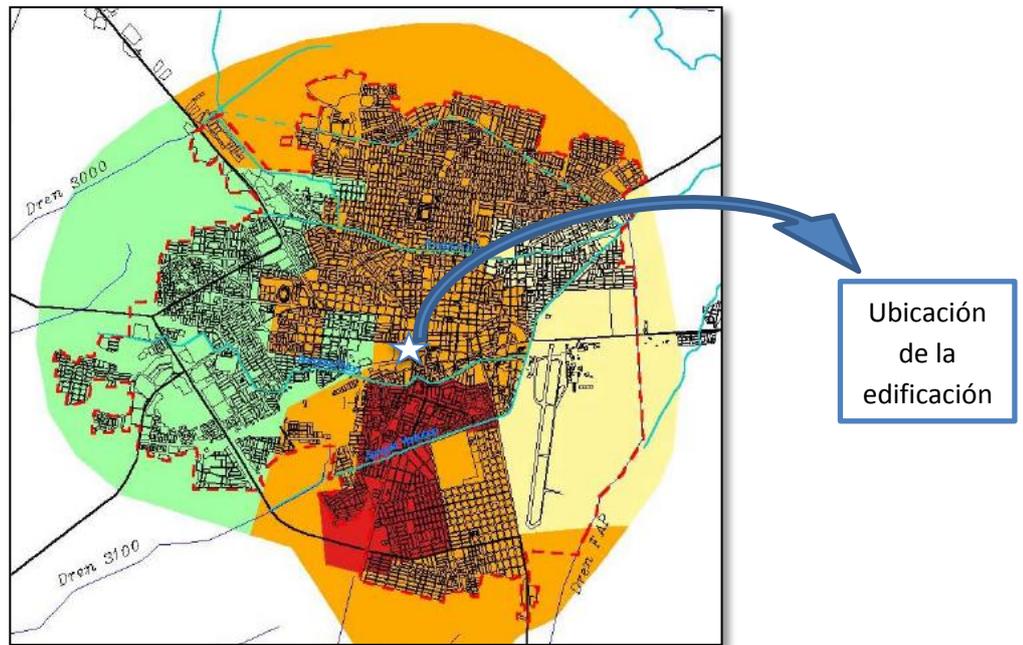


Fig.60 Mapa Geotécnico de la ciudad de Chiclayo

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

Sector	Descripción	Perfil Tipo	Capacidad Portante		Nivel Freático
<u>I</u>		<u>S2</u>	1.0 - 2.0	Kg/cm ²	2.0-7.0 m
<u>II</u>		<u>S2</u>	1.0 - 2.0	Kg/cm ²	2.0 - 3.5 m
<u>III</u>		<u>S3</u>	0.5 - 1.0	Kg/cm ²	1.5 - 2.3 m
<u>IV</u>		<u>S3-S4</u>	0.05-0.5	Kg/cm ²	1.0 - 2.0 m

Tabla N° 5. Tipos de suelos predominantes por sectores en la ciudad de Chiclayo.

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

Esto se ve corroborado con el estudio de mecánica de suelos donde se señala que el suelo donde estará desplantada la cimentación es del tipo SM y ML, arenas limosas, mezcla de arena y limo y limos de baja plasticidad y donde la capacidad portante se dé: $S=0.63\text{kg/cm}^2$.

En base a la baja capacidad portante del suelo, se proyectó una losa de cimentación de 45cm de espesor, con lo que se busca garantizar que no se excedan

los esfuerzos admisibles así como evitar que se presenten posibles asentamientos diferenciales.

3.3.2. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

La estructura está conformada por un sistema de muros estructurales de concreto armado, se distingue un total de 7 diferentes tipos de placas de las cuales dos de ellas presentan una sección transversal en L (Placas P3 y P7) es importante mencionar que estas tienen un cierto grado de inclinación en el eje Y-Y. Los muros estructurales se encuentran distribuidos en ambas direcciones del edificio, con (06) placas en la dirección X y (07) en la dirección Y. Las placas varían de espesor, desde 15 a 30 cm. En la fig.61 se muestra la distribución de las placas en el edificio en estudio; las dimensiones de los elementos estructurales que conforman los pórticos se detallan en la tabla 6.

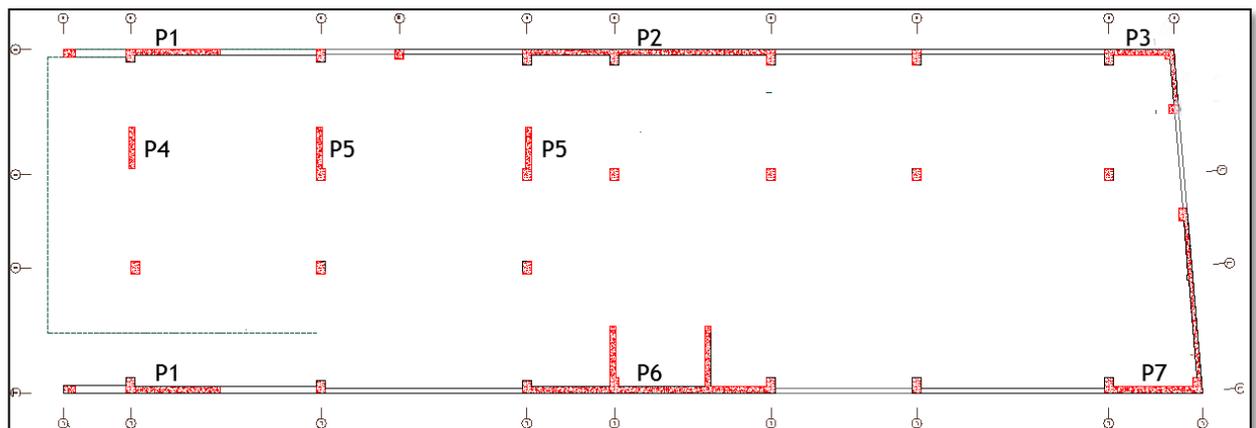


Fig.61 Muros estructurales en el diseño proyectado.

Tabla 6	Sistema y elementos estructurales		
Sistema	Muros estructurales	Sistema de	Aligerada(e=20cm)
Cimentación	Platea		Aligerada(e=25cm)
Número de Placas	9	Losas	Maciza(e=20cm)
Columnas	Sección	Vigas	Sección
C1	0.25 X 0.40	V1	0.25 X 0.20
C2 y C4	0.30 X 0.40	V2	0.25 X 0.40
C3	0.30 X 0.30	V3	0.25 X 0.50
C5	0.30 X 0.50	V4	0.30 X 0.60

Tabla N° 6. Sistema y elementos estructurales del modelo proyectado

En cada nivel se tiene una losa aligerada que hace la función de diafragma rígido, los espesores son de 20 y 25 cm dependiendo de la sobrecarga a la que es expuesta ; entre los nervios se emplean bloques de Tecnopor para aligerar el peso.

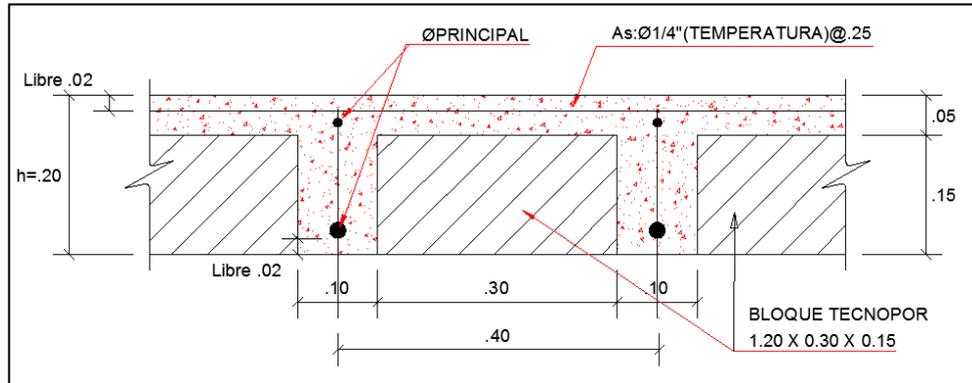


Fig.62 Aligerado en el modelo estructural.

3.4. CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO

3.4.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

A continuación, en la tabla 7, se presenta las características de los materiales a emplear para cada uno de los elementos de la estructura.

Propiedades del concreto		
Resistencia a compresión del concreto (todos los elementos)	f_c	210 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	217371 kg/cm^2
Peso específico del concreto	γ	2400 kg/m^3
Coefficiente de Poisson del concreto	ν	0.2
Propiedades del acero		
Esfuerzo de fluencia del acero	f_y	4200 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero	E_s	2000000 Kg/cm^2

Tabla N° 7. Propiedades del concreto y acero para el diseño

3.4.2. CARGAS CONSIDERADAS PARA EL ANÁLISIS

Por ser una estructura compleja que presenta diversos ambientes y en consecuencia cargas de diferentes magnitudes aplicadas en ellas; el metrado de cargas será calculado por el software de análisis estructural Etabs V.9.7.4, para esto se consideraron las siguientes cargas:

A. SOBRECARGAS

Se emplearon los valores que se establecen en tabla 1 de la norma E.020 (Cargas) teniendo en cuenta los diferentes tipos de uso y ocupación de los espacios que se señalan en los planos de arquitectura (ver fig. 55-58)

Espacios	Sobrecargas
Corredores	400kg/m ²
Escaleras	
Laboratorios	300kg/m ²
Zonas de servicio	
Salas de operación	
Laboratorios	200kg/m ²
Cuartos	100kg/m ²
Azotea	100kg/m ²

Tabla N° 8. Sobrecargas consideradas

B. CARGA MUERTA

La carga muerta está constituida principalmente por el piso terminado y los tabiques interiores, estos tabiques serán del tipo Drywall con la finalidad de aligerar las cargas en las losas de entrepiso. La carga muerta se uniformizó con un valor de 100kg/m².

C. PESO PROPIO

Se realizó el modelamiento geométrico tratando en lo posible de reflejar el modelo arquitectónico, considerando para ello las diferentes secciones de los elementos estructurales como placas, columnas, vigas, losas, etc. Para el caso especial del aligerado (espesor de 20 y 25 cm) se diseñó con un elemento área tipo Deck Section, el peso de los bloques de Tecnopor (que se colocaran entre los nervios) se consideró igual a cero por ser relativamente despreciable para una edificación tan pesada como esta.

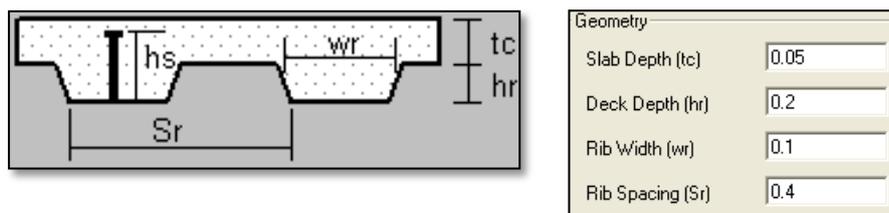


Fig.63 Modelamiento de las losas aligeradas Etabs V.9.7.4

D. PESO DE LA EDIFICACIÓN

Para el peso de cada nivel se tomó en cuenta el 100% del peso propio y de la carga muerta más el 50% de la carga viva o sobrecarga por ser una edificación que clasifica como tipo A (Edificación esencial) de acuerdo a la norma E.0.30 de diseño sismorresistente.

3.5. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN

Para una edificación esencial como la expuesta en este trabajo, el tipo de análisis estructural que comúnmente se emplea es el análisis dinámico espectral o el de tiempo historia, sin embargo el análisis tiempo historia en los últimos años, en el Perú, ha quedado como un procedimiento complementario al análisis de estático y al dinámico espectral y este frecuentemente se emplea solo para proyectos con características especiales (edificios con disipadores de energía, aisladores en la base, etc.). Para la evaluación de este proyecto se realizó un análisis dinámico espectral, pero previo a este, se llevó a cabo el análisis estático con las siguientes finalidades:

- Verificar si la edificación presenta irregularidad torsional
- Examinar la cortante que toman las placas y columnas del primer nivel y verificar si el sistema estructural es efectivamente de muros estructurales o si es un sistema dual.
- Para el cálculo de la cortante estática que luego será empleada para el ajuste de la cortante dinámica (80% de la cortante estática si el edificio es regular y 90% si el edificio es irregular).

3.5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO O DE FUERZAS EQUIVALENTES

A. PARÁMETROS SÍSMICOS

Los parámetros necesarios para realizar el análisis sísmico estático de la edificación en estudio vienen dados por la Norma E.030 de Diseño Sismo resistente.

- Factor de Zona (Z), la ciudad de Chiclayo se encuentra ubicada en la zona sísmica 3, por lo tanto según la Tabla N° 1 de la Norma E.030 le corresponde

un valor de $Z=0.4$.

- Parámetros del Suelo (S) y (T_p), según el estudio de mecánica de suelos (subtítulo 3.3.1) la estructura estará ubicada sobre un suelo tipo S3 (flexible) al mismo que le corresponde un factor de amplificación del suelo $S=1.4$ y un periodo $T_p=0.9$ seg. como se indica en la Tabla N°2 de la norma E.030
- Categoría de la Edificación (U), según la Tabla N° 3 de la Norma E.030, a una edificación esencial (clínica) le corresponde un factor $U=1.5$.
- Factor de Reducción (R), en la Tabla N° 6 de la Norma E-030, para un sistema estructural de muros estructurales de concreto armado le corresponde un coeficiente de reducción $R=6$ para sismo severo. (Inicialmente el sistema estructural se asumió como regular y de muros estructurales, posteriormente se verificó estas dos condiciones)
- Factor de Amplificación Sísmica (C), de acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica con la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} \quad ; \quad \text{Donde } C \leq 2.50$$

- T = Periodo fundamental de vibración de la estructura, y se puede estimar para cada dirección con la siguiente expresión: $T = \frac{h_n}{C_T}$
- Dónde: $h_n = 3.4$ (1piso) + 3.15 (5pisos) = 19.15 m (altura total del edificio)
- $C_T = 60$ (Para estructuras de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean muros de corte según Norma E-030).

$$T = \frac{19.15m}{60} = 0.319seg \Rightarrow C = 2.5 \times \frac{0.9}{0.319} = 2.82 > 2.5 \Rightarrow \text{Tomar } C = 2.5$$

Finalmente se tiene:

Parámetro	Valor
Z	0.4
U	1.5
S	1.4
R	6
C	2.5

Tabla N° 9. Parámetros sísmicos para el análisis estático.

A continuación se muestran los resultados obtenidos con el programa Etabs V.9.7.4 al realizar el análisis estático a la edificación en sus dos direcciones (X e Y).

B. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \Rightarrow V = \frac{0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.4}{6} \times 1924.38 \text{ t} = 673.533 \text{ t}$$

Donde el valor de P fue calculado por el mismo programa, tal como se indicó en el subtítulo 3.4.2. En las figuras 64 y 65 se presenta la distribución de la fuerza cortante basal entre las placas del primer nivel para los ejes X e Y respectivamente.

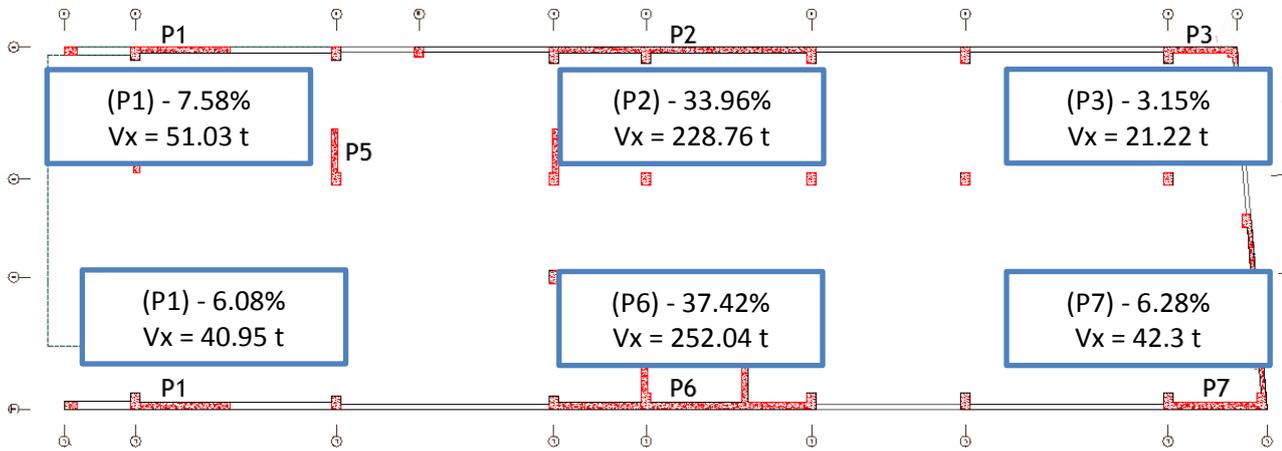


Fig.64 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección X-X (los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en X)

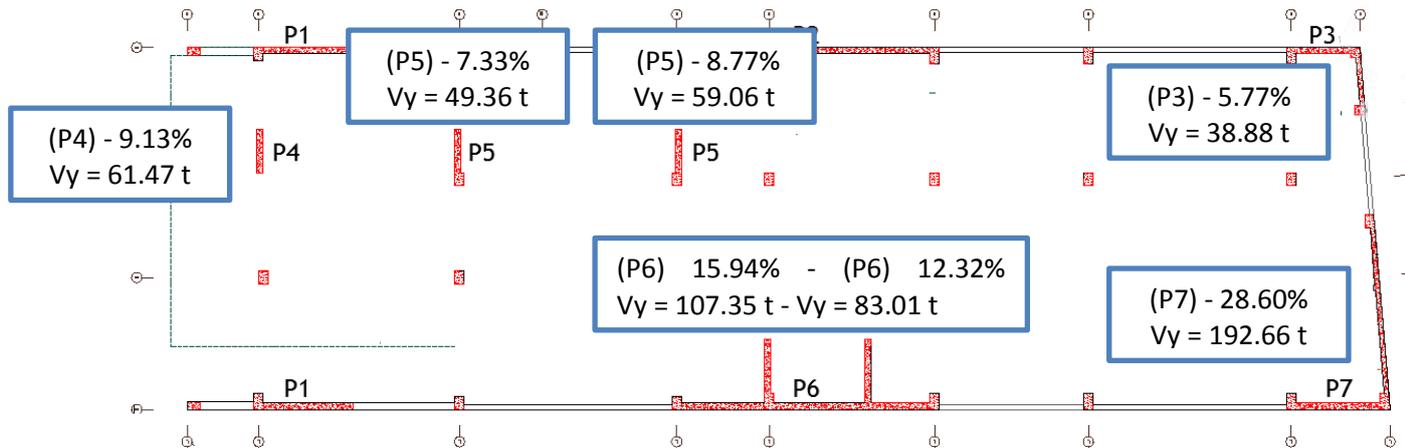


Fig.65 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección Y-Y (los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en Y)

Las tablas 10 y 11 muestran el cortante que toman los muros estructurales y los pórticos; también se puede ver la participación de cada uno de ellos; en ambos casos se puede contemplar que los muros estructurales toman más del 80% de la cortante basal, en consecuencia el sistema estructural es de muros estructurales tal y como se había asumido inicialmente.

Elementos		V estática X (Ton)	Participación (%)	
Placas	P1 sup.	51.03	7.58	94.47
	P1 inf.	40.95	6.08	
	P2	228.76	33.96	
	P3	21.22	3.15	
	P6	252.04	37.42	
	P7	42.3	6.28	
Pórticos		37.23	5.53	5.53
Sumatoria		673.53	100.00	100.00

Tabla N° 10. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en X

Elementos		V estática Y (Ton)	Participación (%)	
Placas	P3	38.88	5.77	87.86
	P4	61.47	9.13	
	P5 izq.	49.36	7.33	
	P5 der.	59.06	8.77	
	P6 izq.	107.35	15.94	
	P6 der.	83.01	12.32	
	P7	192.66	28.60	
Pórticos		81.74	12.14	12.14
Sumatoria		673.533	100.00	100.00

Tabla N°11. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en Y

C. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos elásticos que se muestran en las tablas 12 y 13 son los obtenidos en el software EtabsV.9.7.4, dichos desplazamientos fueron tomados en el centro de masas de cada diafragma, adicionalmente estos se multiplicaron por 0.75 del valor de R asumido, es decir por 4.5

Este es un paso necesario que posteriormente nos ayudara a verificar y determinar si existe irregularidad torsional en el diseño planteado.

PISO	Desplazamiento en centro de masas (mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	68.1	3150	4.15	7.0
5	55	3150	4.28	7.0
4	41.5	3150	4.28	7.0
3	28	3150	3.96	7.0
2	15.5	3150	3.17	7.0
1	5.5	3400	1.61	7.0

Tabla N° 12. Control de derivas en la dirección X - X

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	140.7	3150	2.79	7.0
5	131.9	3150	9.05	7.0
4	103.4	3150	9.17	7.0
3	74.5	3150	9.94	7.0
2	43.2	3150	8.76	7.0
1	15.6	3400	4.59	7.0

Tabla N° 13. Control de derivas en la dirección Y – Y

Se estudió si existía irregularidad torsional según los lineamientos de la norma de diseño sismorresistente E-0.30

En la tabla N°5 del reglamento se señala que la irregularidad torsional se debe considerar solamente en edificios en los que la deriva de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible; que en el caso de edificaciones de concreto armado es igual a 7‰ (Tabla 8)

Así tenemos:

Sismo	Máxima distorsión obtenida (‰)	Distorsión admisible (‰) (50% de la máxima permitida)
En X – X	4.28	3.5
En Y – Y	9.94	3.5

Tabla N° 14. Comparación entre la distorsión máxima y admisible

En ambas direcciones de análisis, la distorsión obtenida es mayor que la admisible señalada por el reglamento, esto significa que para este edificio, debemos

considerar la posible irregularidad torsional de la estructura y para ello debemos proceder con la segunda condición, la misma que establece que si el desplazamiento máximo es 1.3 veces mayor que el desplazamiento promedio, la estructura califica como irregular. Las tablas 15 y 16 muestran los resultados del análisis de esta segunda condición.

Piso	Desplazamiento Promedio (mm)	Desplazamiento máximo(mm)	Dmax. / Dprom.	Configuración
6	68.1	-	-	-
5	55	56.8	1.03	Regular
4	41.5	42.7	1.03	Regular
3	28	28.6	1.02	Regular
2	15.5	15.8	1.02	Regular
1	5.5	5.6	1.02	Regular

Tabla N° 15.Desplazamiento máximo y promedio en la dirección X-X

Piso	Desplazamiento Promedio (mm)	Desplazamiento máximo(mm)	Dmax. / Dprom.	Configuración
6	140.7	-	-	-
5	131.9	179.8	1.36	Irregular
4	103.4	146.1	1.41	Irregular
3	74.5	103.9	1.39	Irregular
2	43.2	61.2	1.42	Irregular
1	15.6	21.9	1.40	Irregular

Tabla N° 16.Desplazamiento máximo y promedio en la dirección Y-Y

– Desplazamiento promedio

Para ambos casos de análisis el desplazamiento promedio es el que se tomó en el centro de masas del edificio (ver tabla 12 y 13) que es equivalente a hallar el promedio entre el desplazamiento de entrepiso máximo y el desplazamiento de entrepiso de la esquina opuesta como lo establece la norma sismorresistente E-0.30.

– Desplazamiento máximo

Para el primer caso (sismo dirección X-X) el desplazamiento máximo pudo haber sido tomado en cualquiera de los extremos ya que la distribución de las placas en este eje presenta simetría, circunstancia contraria es la que se puede ver en el segundo caso (sismo dirección Y-Y) donde la mayor concentración de placas se

da en la parte final del edificio, lo que generaría problemas torsionales tal como se pudo verificar en la tabla 16. Los desplazamientos máximos en este eje, por lo tanto, se presentaron en la parte inicial de la estructura.

La figura 66 muestra la distribución de las placas tanto en X como en Y; las figuras 67 y 68 muestran los desplazamientos de la estructura vistos en planta para ambas direcciones de análisis.

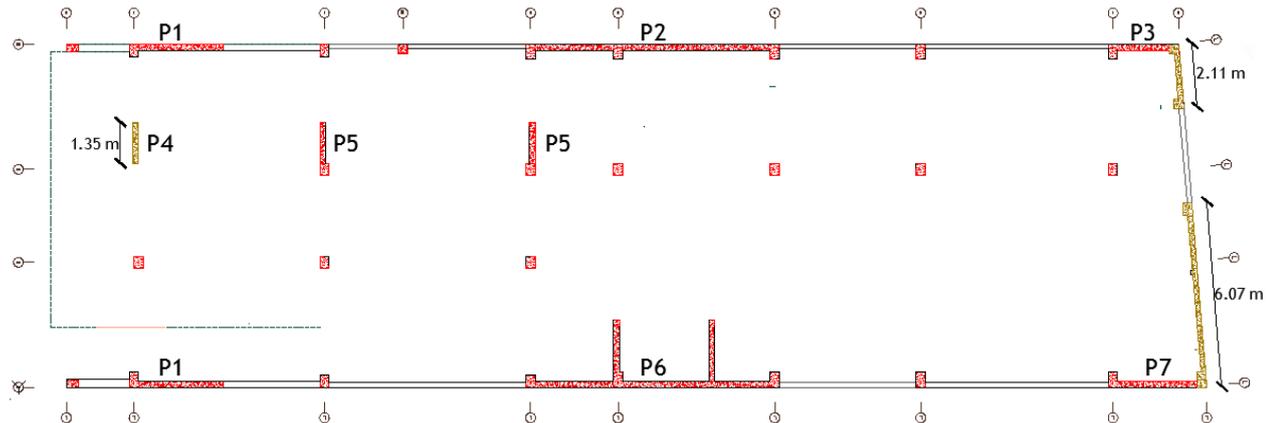


Fig.66 Distribución de placas en la estructura

Las placas ubicadas en los extremos del edificio tienen mayor influencia sobre el centro de rigideces de la estructura, se recomienda en lo posible buscar la simetría en la disposición de estas, tanto para el eje X e Y, a fin de evitar problemas torsionales en cualquiera de estas direcciones.

En la figura 66 se puede observar la simetría en la disposición de las placas ubicadas a los extremos en el eje X-X; mientras que en las placas en los extremos del eje Y-Y no se aprecia un adecuado equilibrio; la placa P4 (izquierda) tiene una longitud de 1.35m mientras que las componentes verticales de las placas P3 y P7 (derecha) acumulan un total de 8.18m.

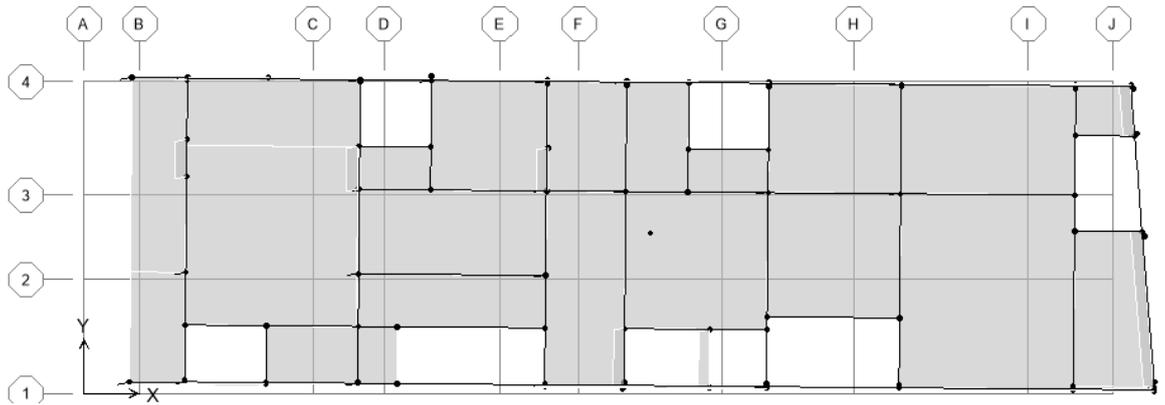


Fig.67 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo X-X

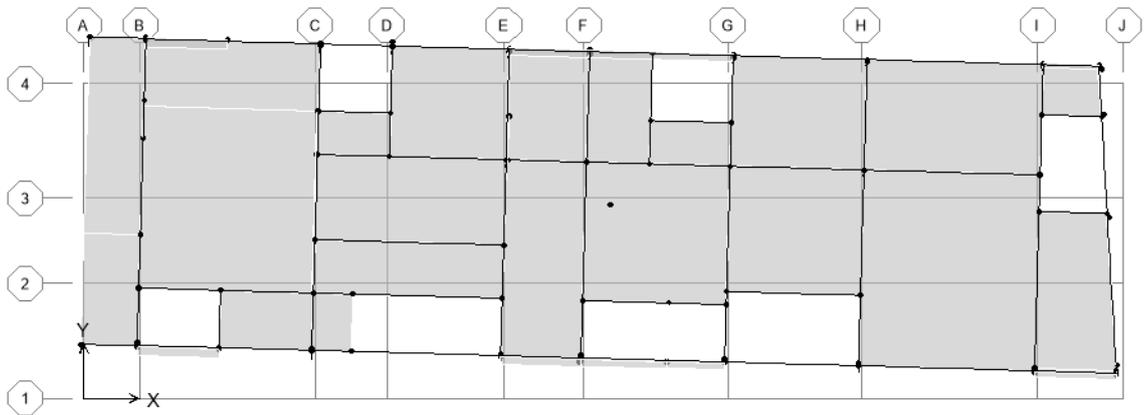


Fig.68 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y

Del análisis estático se obtuvieron los siguientes resultados:

- ✓ El sistema estructural del edificio es de muros estructurales tanto en la dirección X como en la Y ya que la cortante que toman las placas es mayor al 80% de la cortante total en la base.
- ✓ La estructura presenta irregularidad torsional en la dirección Y.
- ✓ De los puntos anteriores, ya que la estructura es de muros estructurales y además presenta irregularidad torsional, el valor del coeficiente de reducción sísmica R para el eje Y se reduce a $\frac{3}{4} * 6 = 4.5$; el valor de R para el eje X se mantiene en R=6 ya que norma establece que los factores de irregularidad deben ser únicos en cada dirección de análisis.
- ✓ Finalmente la cortante estática (en cada dirección de análisis) se muestra en la siguiente tabla.

Parámetros	Dirección X	Dirección Y
Z	0.4	0.4
U	1.5	1.5
C	2.5	2.5
S	1.4	1.4
R	6	4.5
P	1924.38	1924.38
V est.	673.533	898.044

Tabla N° 17. Cortante estática en ambas direcciones de análisis

La cortante estática será posteriormente empleada para el ajuste de la cortante dinámica, se debe cumplir que esta última sea mayor al 90% de la cortante estática.

3.5.2. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Para obtener el espectro de aceleraciones, se emplearon los siguientes parámetros:

Parámetro	Valor	
	Dirección X	Dirección Y
Z	0.4	0.4
U	1.5	1.5
S	1.4	1.4
R	6	4.5
C	2.5	2.5

Tabla N° 18. Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones

$$\text{Así tenemos: } Sa = \frac{Z \times U \times S \times C}{R} \times g \Rightarrow Sa = C \times F.E.$$

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

En consecuencia el Factor Escala (F.E) en cada una de las direcciones será:

$$\text{En la dirección X: } F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{6} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.3734 \text{ m/s}^2$$

$$\text{En la dirección Y: } F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{4.5} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.8312 \text{ m/s}^2$$

En la figura 69 se muestra la plataforma C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)

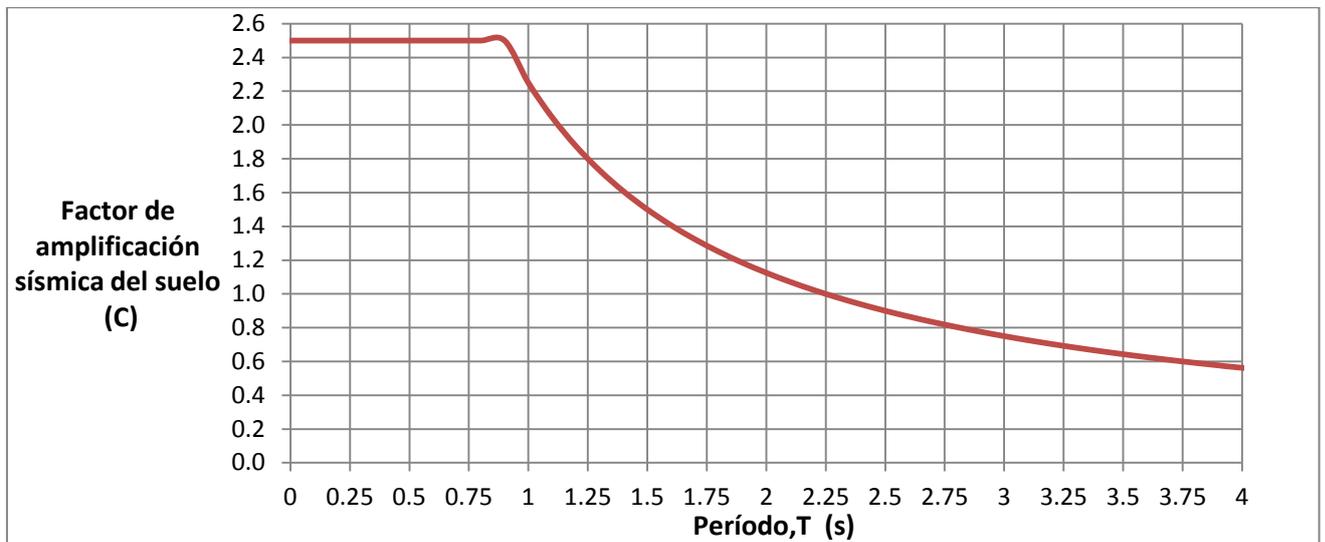


Fig. 69 C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)

Los valores mostrados en la figura 69 deberán ser amplificados por los factores de escala previamente calculados para cada dirección de análisis.

A. VERIFICACIONES

La norma sismorresistente peruana establece dos condiciones que se deben verificar y cumplir para este tipo de análisis.

- **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.

El número mínimo de modos que se deben considerar dependiendo de la cantidad de niveles se muestran en la tabla 19.

Nº Pisos	Nº mínimo de modos
≤ 5	3
10	5
11 a 15	8
16 a 20	10
≥21	12

Tabla N° 19. Número mínimo de modos por la cantidad de pisos

Sin embargo por lo general se trabaja con 3 modos por piso, en este caso se utilizaron un total de $6 \times 3 = 18$ modos de vibración para el análisis. La tabla 20 muestra los periodos de vibración de la estructura así como la masa participativa por cada modo considerado.

Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.4746	0.20	65.43
2	0.3000	69.16	0.82
3	0.2753	1.49	7.41
4	0.1373	0.06	12.99
5	0.1139	0.00	0.74
6	0.0960	0.00	0.07
7	0.0861	0.01	0.10
8	0.0760	4.59	0.00
9	0.0734	10.01	0.03
10	0.0728	3.08	0.05
11	0.0719	2.83	0.14
12	0.0695	0.08	0.01
13	0.0681	0.01	2.51
14	0.0666	0.04	0.20
15	0.0644	0.00	3.92
16	0.0615	0.01	0.47
17	0.0566	0.00	0.00
18	0.0562	0.00	0.05
Sumatoria		91.563	94.9242

Tabla N° 20. Periodos de vibración de la estructura

Se satisfacen ambos requerimientos, la masa participativa en ambas direcciones es superior al 90% y además entre los tres primeros modos de vibración (en cada dirección de análisis) se llega a sumar un porcentaje dominante.

- **Verificación de la fuerza 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).

En el caso de que esto no se diera, se debe incrementar la cortante dinámica hasta que sea mayor al mínimo especificado, además se deberán escalar todos los resultados obtenidos de este análisis, excepto los desplazamientos.

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

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

	V estática (Ton)	90% V estática (Ton)	V dinámica (Ton)	Factor Escala
Sismo X-X	673.533	606.1797	491.2	1.234
Sismo Y-Y	898.044	808.2396	610.25	1.324

Tabla N° 21. Cálculo del factor escala a emplear

En consecuencia se tendrá:

En la dirección X:

$$F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \times 1.234 \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{6} \times 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.234 = 1.694\ m/s^2$$

En la dirección Y:

$$F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \times 1.324 \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{4.5} \times 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.324 = 2.425\ m/s^2$$

Verificando la cortante dinámica en los pisos, se puede corroborar que se satisface el mínimo especificado (90% V estático) por la norma E0.30

Piso	Ubicación en el nivel	V Dinámica en X (Ton)
6	Superior	144.17
	Inferior	144.17
5	Superior	312.41
	Inferior	312.41
4	Superior	430.54
	Inferior	430.54
3	Superior	517.66
	Inferior	517.66
2	Superior	577.66
	Inferior	577.66
1	Superior	605.57
	Inferior	606.19
90 % V estática X		606.19

Piso	Ubicación en el nivel	V Dinámica en Y (Ton)
6	Superior	160.59
	Inferior	160.59
5	Superior	384.48
	Inferior	384.48
4	Superior	554.94
	Inferior	554.94
3	Superior	683.37
	Inferior	683.37
2	Superior	768.58
	Inferior	768.58
1	Superior	807.98
	Inferior	808.24
90 % V estática Y		808.24

Tablas N° 22 y 23. Verificación de la cortante dinámica

B. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos elásticos que se muestran en las tablas 24 y 25 son los obtenidos de este análisis (dinámico espectral); dichos desplazamientos fueron tomados en el centro de masas de cada diafragma, adicionalmente estos se multiplican por 0.75 del valor de R, es decir por 4.5.

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (%)	Control R.N.E 0.30 (%)
6	64	3150	3.97	7.0
5	51.5	3150	4.06	7.0
4	38.7	3150	4.06	7.0
3	25.9	3150	3.71	7.0
2	14.2	3150	2.92	7.0
1	5	3400	1.47	7.0

Tabla N° 24. Control de derivas en la dirección X – X

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (%)	Control R.N.E 0.30 (%)
6	178.8	3150	0.67	7.0
5	176.7	3150	12.22	7.0
4	138.2	3150	11.97	7.0
3	100.5	3150	13.43	7.0
2	58.2	3150	11.78	7.0
1	21.1	3400	6.21	7.0

Tabla N° 25. Control de derivas en la dirección Y - Y

En el eje X se puede observar una deriva máxima de 4.06 %, valor que es menor que el máximo estipulado por la norma sismorresistente de 7.0 %, por otro lado

la dirección Y no cumple con esta condición, las derivas elevadas en esta dirección se deben principalmente a la poca densidad de muros estructurales en este eje, así mismo los estándares y requerimientos de la norma peruana sismorresistente son más exigente cuando se presentan irregularidades (como la irregularidad torsional existente en esta dirección).

CAPÍTULO IV

REESTRUCTURACIÓN DEL MODELO

4.1. GENERALIDADES

Como se vio en el capítulo anterior, la edificación en estudio presenta irregularidad torsional en el eje Y. El presente capítulo tiene como objetivo plantear una propuesta al diseño inicialmente concebido, de tal manera que la estructura resultante no presente ningún tipo de irregularidad.

Esto es importante ya que para edificaciones de este tipo diversas normas y autores recomiendan que no se admita ningún tipo de irregularidad ya sea en planta o en elevación, pues incrementa la vulnerabilidad de la estructura frente a un sismo.

Para lograr esta corrección torsional se procedió a realizar algunos cambios en los elementos de corte (placas) dispuestos en el eje Y, tratando en lo posible de no alterar los espacios ni la arquitectura inicialmente concebida.

Además de eliminar la irregularidad torsional se buscó crear una estructura muy resistente, para ello se incrementó el ancho de placas, el $f'c$, entre otras consideraciones (método de diseño convencional)

4.2. REESTRUCTURACIÓN DEL DISEÑO INICIAL

4.2.1. DISEÑO INICIAL

Como se mencionó anteriormente en el capítulo III, al momento de estructurar un edificio se recomienda en lo posible buscar la simetría en la disposición de los muros estructurales tanto en el eje X como en el Y a fin de evitar posibles problemas torsionales; además hay que tomar en consideración que las placas ubicadas cerca o en los mismos extremos del edificio son aquellas que tienen mayor influencia sobre el centro de rigideces de la estructura.

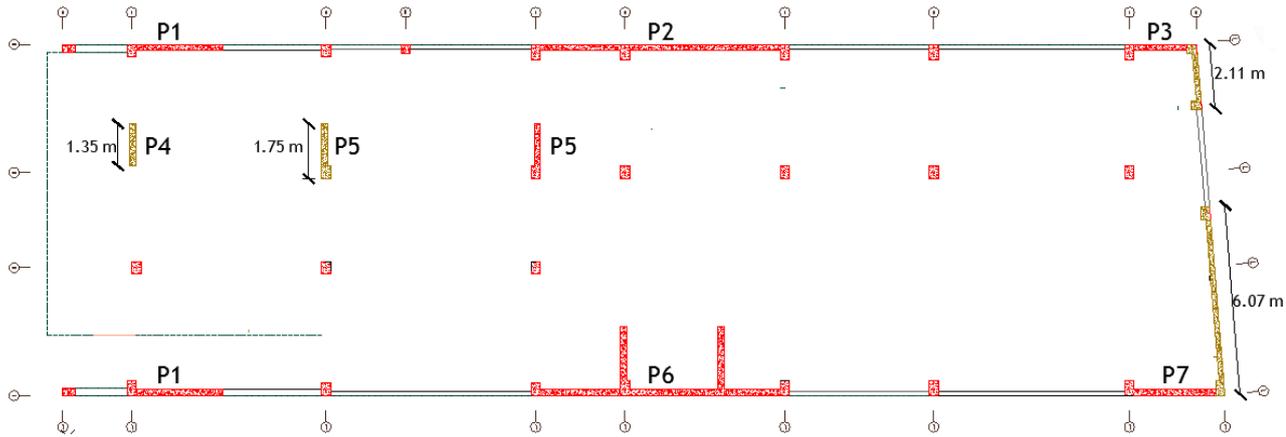


Fig.70 Distribución de placas en la estructura

Como se puede ver en la figura 70 el eje X-X presenta una adecuada distribución de las placas en los extremos, lo que origina que en este eje no se presenten problemas torsionales, mientras que en el eje Y-Y no hay un adecuado equilibrio, las placas que tienen mayor influencia sobre el CR son: Por el extremo izquierdo la P4 y en menor proporción la placa P5 cerca de ella y por el lado derecho las componentes verticales de las placas P3 y P7, la longitud de estas últimas acumula un total de 8.18 metros mientras que la placa P4 y P5 por su lado solo llegan a 3.10m

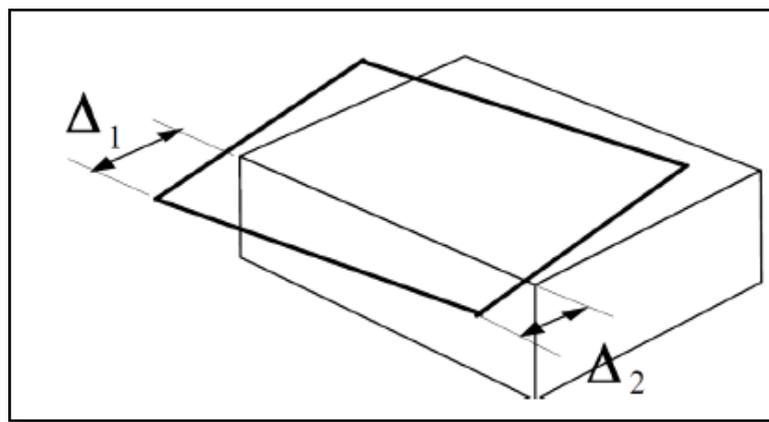


Fig.71 Comportamiento de la estructura frente a un sismo ($\Delta_1 \gg \Delta_2$)

4.2.2. EXCENTRICIDAD TORSIONAL

Una forma eficaz de poder determinar a priori (sin evaluar la relación entre el desplazamiento máximo y promedio ante un análisis estático o dinámico) si la estructura presenta irregularidad torsional es a través de la relación entre su centro de masas y el de rigideces.

Se recomienda que la diferencia entre estas (excentricidad torsional) sea mínima, de manera empírica para edificios con dimensiones en planta como la presente en este trabajo se fija el valor de 1.5 metros como excentricidad torsional máxima, si la excentricidad presente en el diseño supera este valor, la probabilidad de que presente irregularidad torsional es alta.

Como el proceso de re-estructurar un edificio requiere diversas interacciones (diversos cambios en los elementos de corte) se empleó este método para determinar de manera sencilla si la edificación presenta o no torsión, sin embargo, una vez se concluya con la restructuración, se procederá a realizar una última verificación, esta vez considerando los desplazamientos en los extremos del edificio, esto para corroborar que el edificio no presente problemas torsionales.

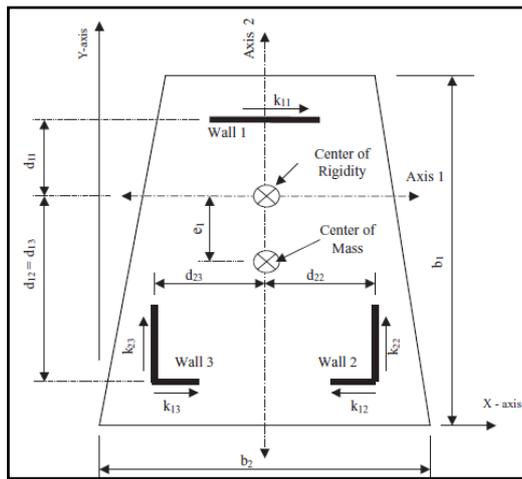


Fig.72 Chequeo de torsión en diafragmas rígidos - ASCE 7-10 (Cap.12)

4.2.3. CRITERIOS TOMADOS PARA LA REESTRUCTURACIÓN

✓ Considerando la reducción de la excentricidad torsional

Se hace evidente que para eliminar el problema torsional en el eje Y-Y se tienen principalmente tres opciones:

1. Incrementar la longitud/espesor de las placas P4 y P5 hasta lograr compensar los 8.18m presentes en la parte final (componentes verticales de la P3 y P7)
2. Reducir la longitud de la placa P7 y/o P3 hasta lograr que la suma de esta acumule una longitud de 3.10 m (suma de la P4 y P5)
3. Que derivaría de las 2 primeras; incrementar la longitud/espesor de las placas P4 y P5, así mismo reducir las placas P7 y/o P3 hasta que ambos extremos queden compensados

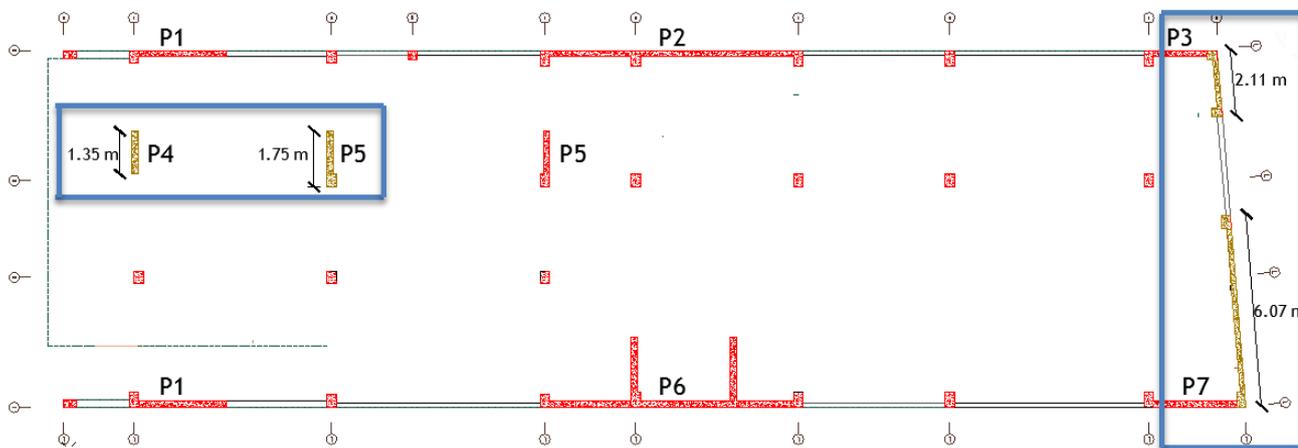


Fig.73 Placas con mayor influencia sobre el Centro de rigidez

Al analizar estas 3 opciones se puede llegar a las siguientes conclusiones:

La primera opción implica un incremento significativo de las placas P4 y P5, por un lado incrementaría la resistencia de la estructura, pero por el otro alteraría de forma drástica la arquitectura de la misma.

La segunda opción implica una reducción importante en la placa P7 (por ser la de mayor longitud) lo que ocasionaría una pérdida considerable de rigidez en el sistema, por otro lado la arquitectura no variaría en nada pues es una placa ubicada en la parte final de la edificación.

Se hace evidente que la tercera opción es la que mejores resultados podría generar, se incrementan la longitud y el espesor las placas P4 y P5 en lo posible (sin alterar la arquitectura) lo que hace que la reducción en la placa P7 sea menor, así se solucionaría el problema torsional y la pérdida en la rigidez no sería considerable.

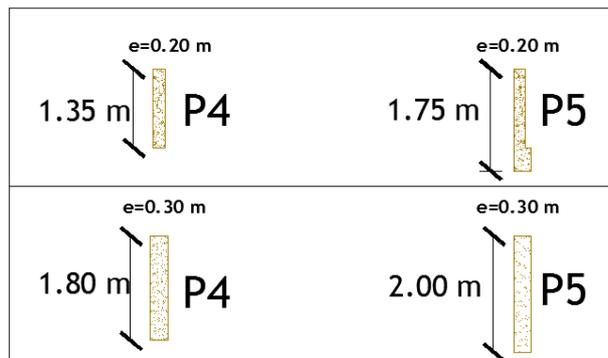


Fig. 74 Sección inicial y final de las placas P4 y P5

✓ Considerando la ubicación de los disipadores viscosos

Como se mencionó anteriormente, se planea incorporar disipadores de energía viscosos dentro de la estructura, es por ello importante que durante la etapa de re-estructuración se consideren espacios donde estos dispositivos puedan ser colocados posteriormente.

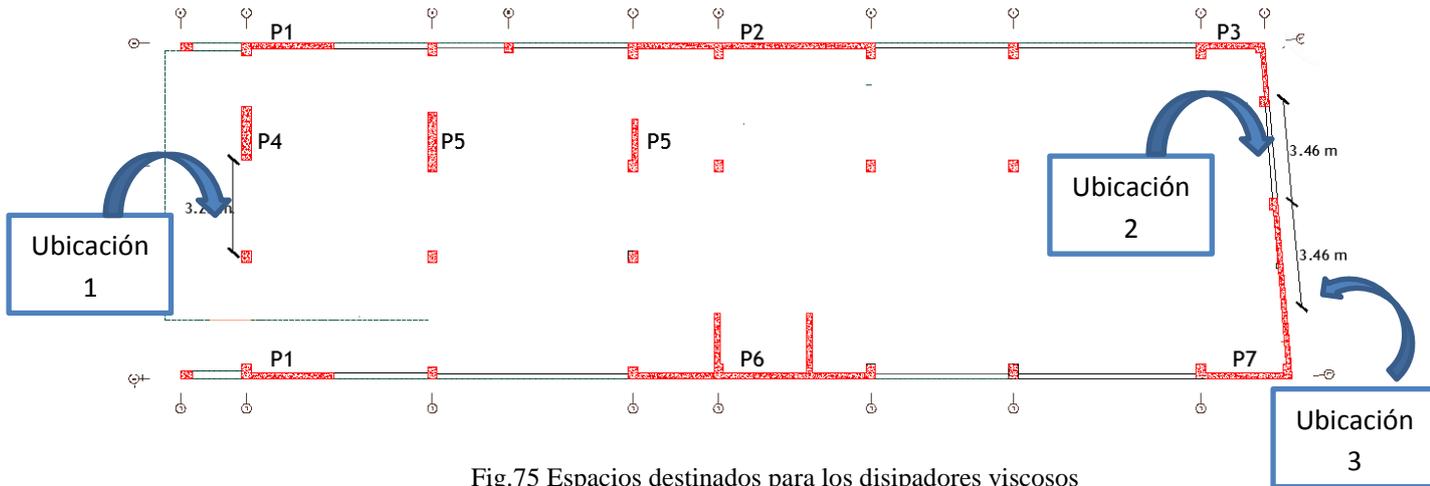


Fig.75 Espacios destinados para los disipadores viscosos

Se recomienda además, para facilitar el cálculo de las propiedades de los disipadores, que estos tengan la misma disposición (diagonal, doble diagonal, chevron, alternado), así como el mismo ángulo de inclinación. Esto se puede lograr considerando para cada uno de ellos, espacios en planta que tengan las mismas dimensiones.

En la figura 75 se muestran los lugares que fueron destinados para la colocación de los disipadores, se trató de aprovechar la longitud de la segunda ubicación de 3.46m (distancia entre la placa P3 y la P7) para uniformizar la longitud en planta para los otros espacios (Ubicación 1 y 3)

En la siguiente imagen se muestra la nueva disposición de las placas.

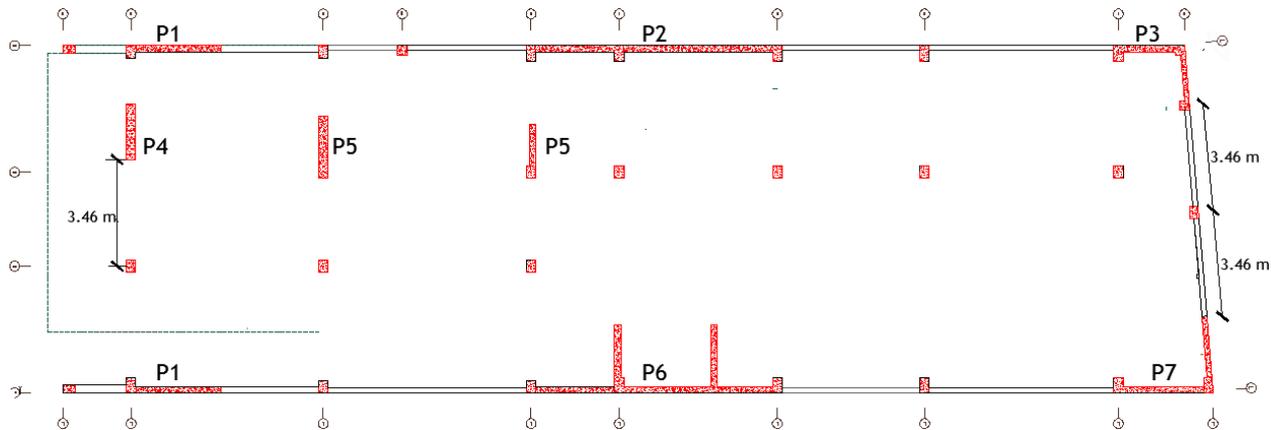


Fig.76 Distribución final de placas considerando espacios para los disipadores

Es importante notar que de esta manera se llega a reducir la placa P7 logrando un balance entre las placas a ambos extremos de la edificación (P4, P5 – P3, P7)

Además se puede observar que la placa P4 fue desplazada 21 cm en el eje Y, para realizar este cambio se verifico que no alterase significativamente la arquitectura de la clínica, así mismo también se tuvo en consideración el sistema de vigas, se pudo constatar que la placa P4 pertenece a un pórtico en el eje Y mas no en el eje X, por lo que el desplazamiento de esta placa no genera ningún cambio en las vigas en este último (eje X).

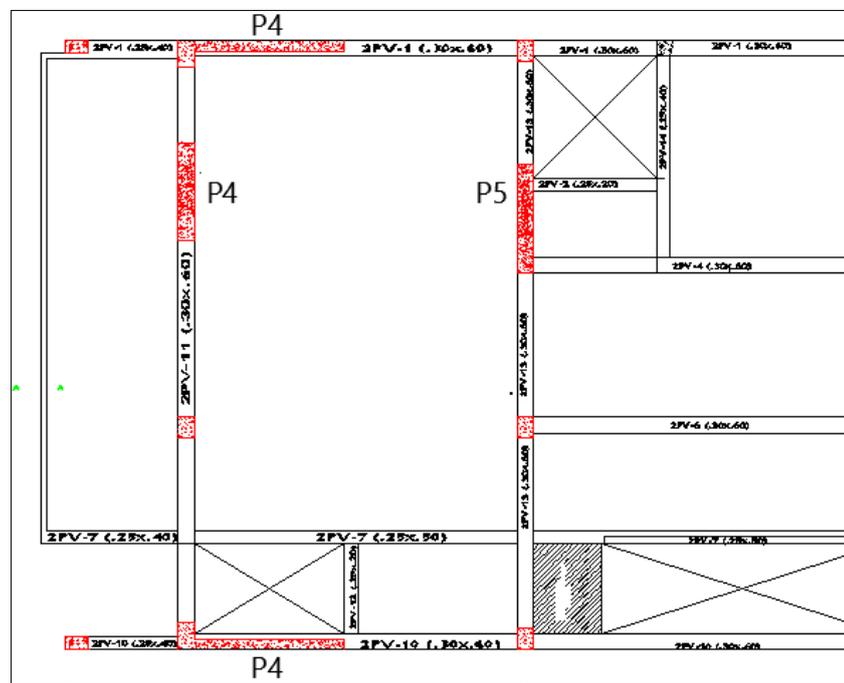


Fig.77 Vista del sistema de vigas en la estructura.

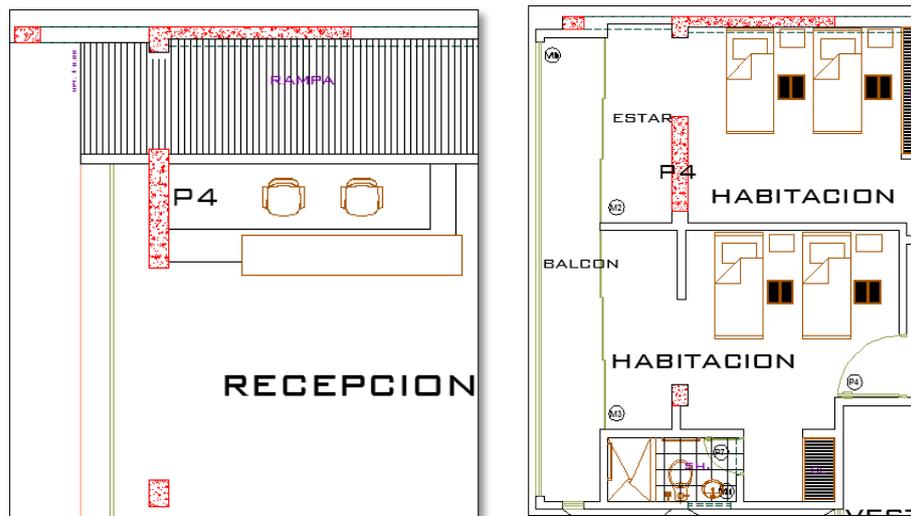


Fig.78 y 79 Vista en planta de la ubicación final de la Placa P4
1er piso (izquierda) – 2 al 5to piso (derecha)

✓ Consideraciones finales

- Espesor mínimo de placas

Para un sistema de muros estructurales se recomienda que todas las placas en la estructura tengan un espesor mínimo de 20cm, esta consideración será tomada en cuenta en las placas P7 y P3 las mismas que han sido diseñadas con un espesor de 15cm

Número de pisos	Espesor (cm)
≤ 6	20
7 a 10	25
11 a 15	30

Tabla N° 26. Espesores mínimos para placas según el número de pisos

- Incremento del $f'c$

Para compensar la reducción de la rigidez en la estructura, producto de los cambios efectuados en la placa P7 (reducción de 6.07 a 2.60 metros) se incrementó la resistencia a la compresión del concreto de 210kg/cm² a 280kg/cm², este incremento no tendrá una influencia importante sobre los

costos, pero si ayudara a que la estructura tenga una mayor rigidez y un mejor comportamiento sísmico.

Propiedades del concreto		
Resistencia a compresión del concreto (todos los elementos)	$f'c$	280 kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	250998 kg/cm ²
Peso específico del concreto	γ	2400 kg/m ³
Coefficiente de poisson del concreto	ν	0.2

Tabla N° 27. Propiedades finales del concreto

- Arriostramiento en el sexto nivel

En el sexto nivel se tuvo una consideración especial, ya que presenta un área en planta menor a la de los pisos inferiores y siendo esta una razón de que no se puedan colocar todos los disipadores (Ubicación1-ver fig.75) se decidió emplear arriostramiento metálico en la parte final de la estructura (lugar donde se iban a colocar los disipadores viscosos).

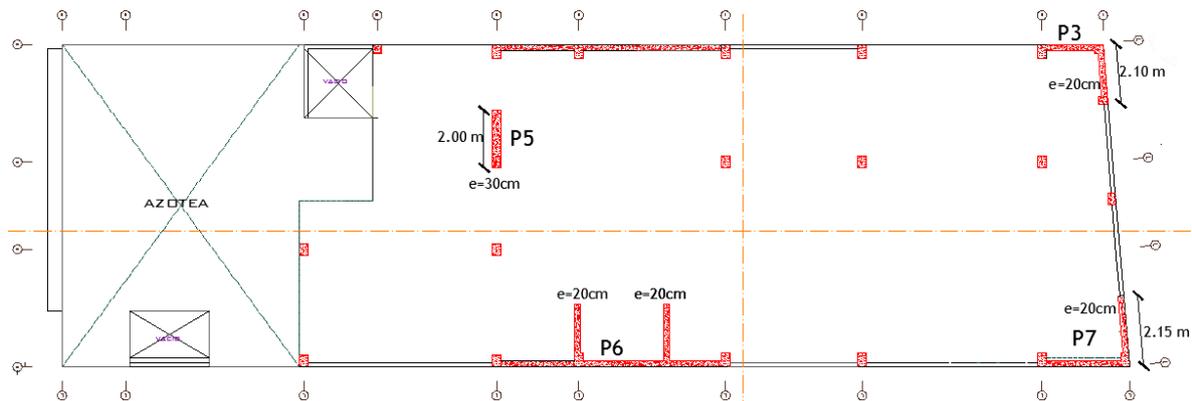
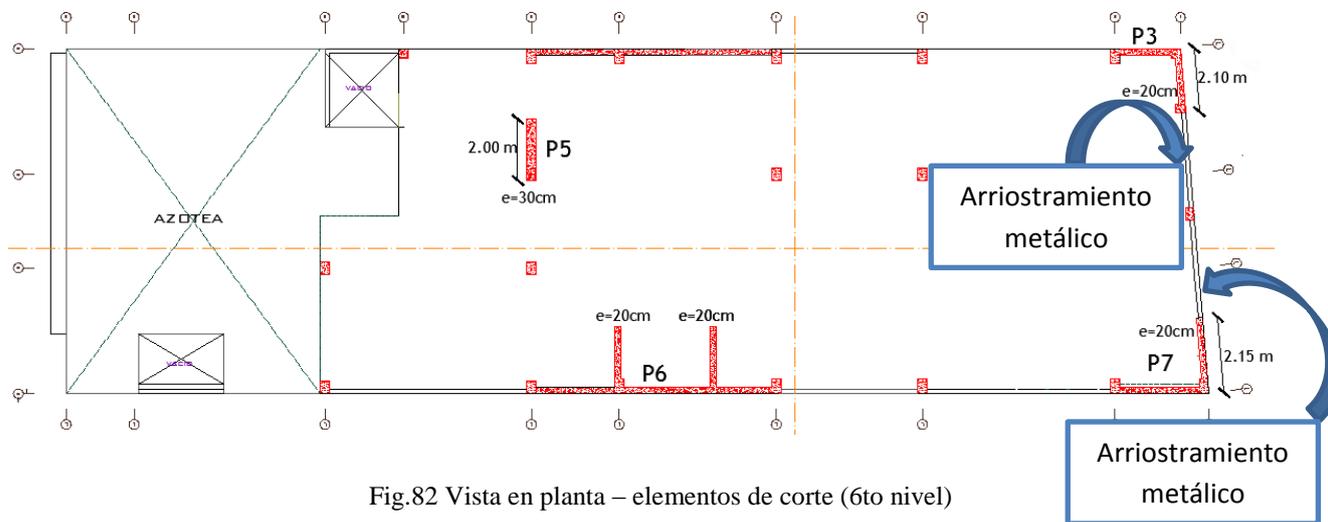
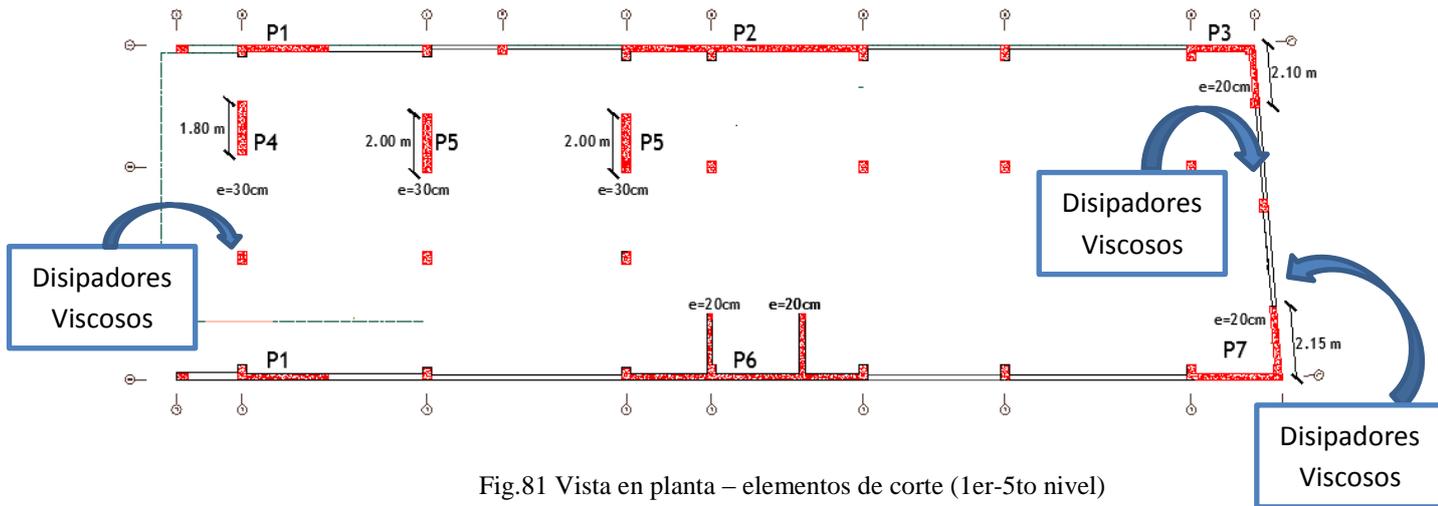


Fig.80 Vista en planta – elementos de corte (6to nivel)

De esta manera la vista en plata del edificio reestructurado (contemplando la futura ubicación de los disipadores) sería el siguiente:



4.2.4. CALCULO DE LA EXCENTRICIDAD TORSIONAL

El cálculo del centro de masas y el de rigideces se obtuvo con el programa de análisis estructural Etabs V.9.7.4

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez	
	En X	En Y	En X	En Y
1	18	5.873	18.814	5.685
2	18.295	5.834	19.065	5.386
3	18.158	5.82	19.016	5.182
4	18.671	5.796	19.167	5.044
5	18.374	5.674	19.691	4.952
6	22.256	5.646	20.889	4.893

Tabla N° 28. Ubicación del centro de masa y rigidez en cada nivel de la estructura

Nivel	Excentricidad torsional	
	En X	En Y
1	-0.814	0.188
2	-0.77	0.448
3	-0.858	0.638
4	-0.496	0.752
5	-1.317	0.722
6	1.367	0.753

Tabla N° 29. Excentricidad torsional presente en cada nivel de la estructura

Los valores obtenidos no exceden a la excentricidad máxima permitida de 1.5 metros, con lo que se puede presumir que la estructura no presentaría problemas torsionales, esto se verificara evaluando los desplazamientos en los extremos de cada nivel como se verá a continuación.

4.3. ANÁLISIS DEL MODELO REESTRUCTURADO

Se realizó nuevamente el análisis estructural de la edificación siguiendo el mismo esquema empleado en el Capítulo III, el objetivo es determinar si con los cambios efectuados, el sistema estructural cambio a dual o si se mantiene en un sistema de muros estructurales, así mismo analizar la relación entre el desplazamiento máximo y el promedio verificando si aún se mantiene la irregularidad y finalmente determinar los desplazamientos finales en el análisis dinámico espectral. De manera resumida se muestran los siguientes resultados.

4.3.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

A. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times P \Rightarrow V = \frac{0.4 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.4}{6} \times 1858.19 \text{ ton}$$

$$= 650.37 \text{ ton}$$

Las figuras 83 y 84 presentan la distribución de la fuerza cortante basal entre las placas del primer nivel para los ejes X como Y respectivamente.

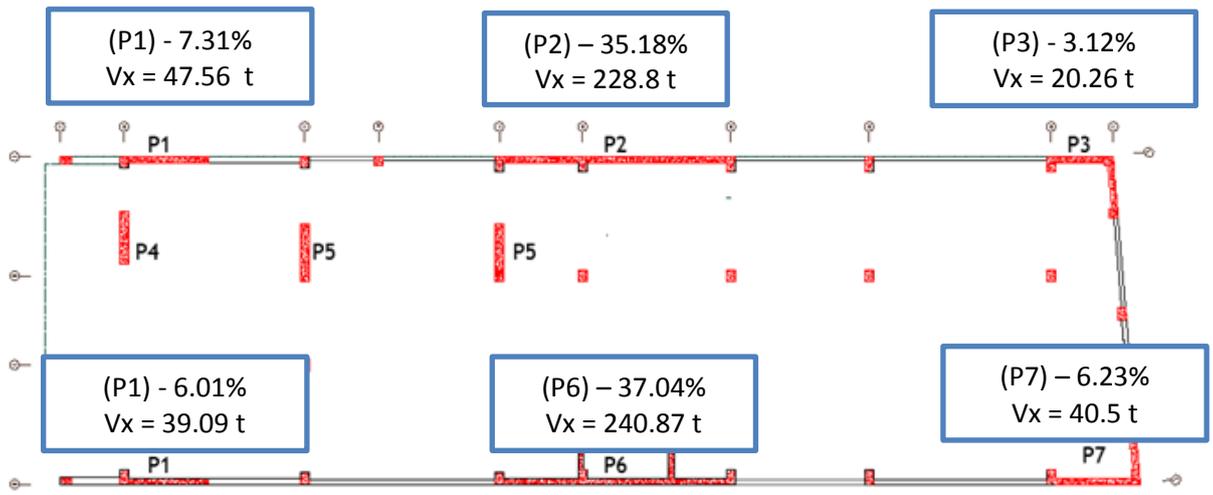


Fig. 83 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección X-X (los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en X)

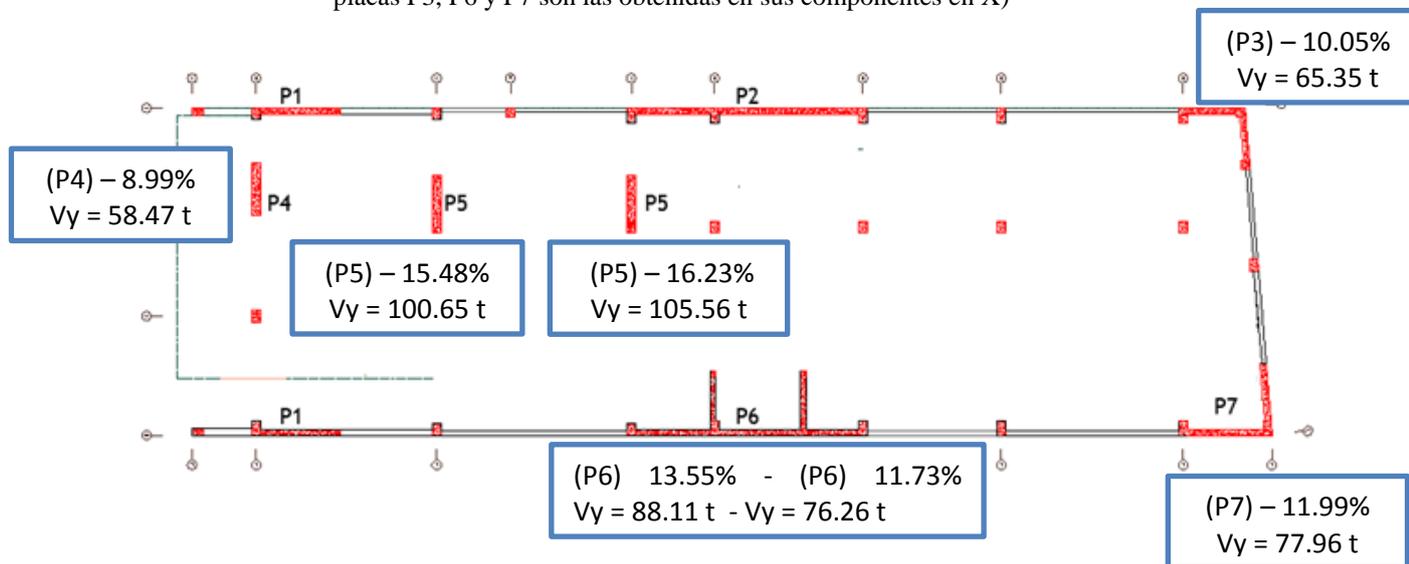


Fig.84 Distribución de las fuerzas cortantes en la dirección Y-Y (los valores de las fuerzas en las placas P3, P6 y P7 son las obtenidas en sus componentes en Y)

Las tablas 30 y 31 muestran el cortante que toman los muros estructurales y los pórticos; también se puede ver la participación de cada uno de ellos; en ambos casos se puede contemplar que los muros estructurales toman más del 80% de esta cortante basal, en consecuencia el sistema estructural sigue siendo de muros estructurales.

Elementos		V estática X (Ton)	Participación (%)	
Placas	P1 sup.	47.56	7.31	94.88
	P1 inf.	39.09	6.01	
	P2	228.80	35.18	
	P3	20.26	3.12	
	P6	240.87	37.04	
	P7	40.50	6.23	
Pórticos		314.66	48.38	48.38
Sumatoria		650.37	143.26	143.26

Tabla N° 30. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en X

Elementos		V estática X (Ton)	Participación (%)	
Placas	P3	65.35	10.05	88.01
	P4	58.47	8.99	
	P5 izq.	100.65	15.48	
	P5 der.	105.56	16.23	
	P6 izq.	88.11	13.55	
	P6 der.	76.26	11.73	
	P7	77.96	11.99	
Pórticos		78.01	11.99	11.99
Sumatoria		650.37	100.00	100.00

Tabla N° 31. Porcentaje de participación de placas y columnas para tomar el cortante basal en Y

B. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos elásticos fueron tomados en el centro de masas de cada diafragma, adicionalmente estos se multiplican por 0.75 del valor de R, es decir por 4.5 .Este es un paso necesario que posteriormente nos ayudara a verificar y determinar si se mantiene o no la irregularidad torsional.

Como el eje X no mostro irregularidades en la evaluación del diseño (Capitulo III) y debido a que no se realizó cambio alguno en este eje, se asume que continua sin presentar ningún tipo de irregularidad, por lo tanto solo se realizaran los cálculos en el eje Y-Y.

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	129.1	3150	4.44	7.0
5	115.1	3150	7.59	7.0
4	91.2	3150	8.48	7.0
3	64.5	3150	8.86	7.0
2	36.6	3150	7.62	7.0
1	12.6	3400	3.71	7.0

Tabla N° 32.Control de derivas en la dirección Y – Y

En la tabla N°5 del reglamento se señala que la irregularidad torsional se considerara solamente en edificios en los que la deriva de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible; que en el caso de edificaciones de concreto armado es igual a 7‰ (Tabla 8)

Así tenemos:

Sismo	Máxima distorsión obtenida (‰)	Distorsión admisible (‰)(50% de la máxima permitida)
En Y - Y	8.86	3.5

Tabla N° 33. Comparación entre la distorsión máxima y admisible (edificio reestructurado)

Como se muestra, la distorsión obtenida es mayor que la admisible señalada por el reglamento, esto significa que para este edificio, debemos considerar la posible irregularidad torsional de la estructura en este eje (Y-Y) y para ello debemos proceder con la segunda condición la misma que establece que si el desplazamiento máximo es 1.3 veces mayor que el desplazamiento promedio la estructura califica como irregular. La tabla 34 muestra los resultados del análisis de esta segunda condición.

Piso	Desplazamiento Promedio (mm)	Desplazamiento máximo(mm)	Dmax. / Dprom.	Configuración
6	129.1	-		Regular
5	115.1	115.7	1.01	Regular
4	91.2	93.5	1.03	Regular
3	64.5	66.4	1.03	Regular
2	36.6	38.1	1.04	Regular
1	12.6	13.2	1.05	Regular

Tabla N° 34.Desplazamiento máximo y promedio en la dirección Y-Y

- Desplazamiento promedio:

El desplazamiento promedio se tomó en el centro de masas del edificio (ver tabla 32) que es equivalente que hallar el promedio entre el desplazamiento de entrepiso máximo y el desplazamiento de entrepiso de la esquina opuesta como lo establece la norma sismorresistente E-0.30

- Desplazamiento máximo:

Para determinar los desplazamientos máximos se analizaron las esquinas de la edificación, se tomaron los desplazamientos que mostraron valores superiores a los obtenidos en el centro de masas.

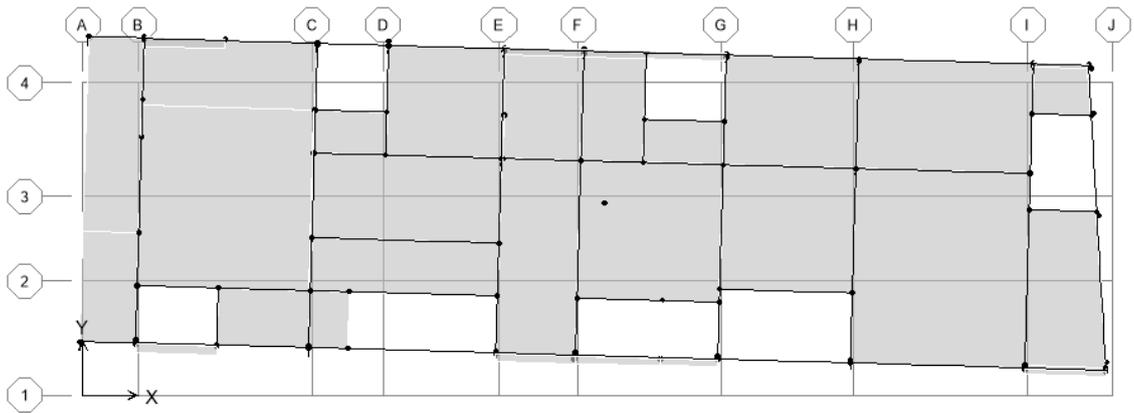


Fig.85 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y (diseño inicial)

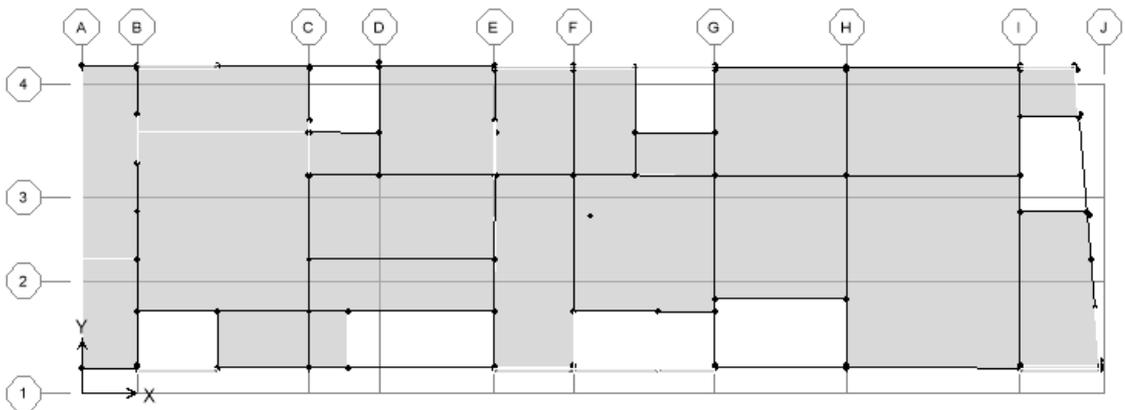


Fig.86 Vista en planta de los desplazamientos – Sismo Y-Y (diseño reestructurado)

Como se puede ver en la tabla 34 la irregularidad torsional en el eje Y-Y ha sido corregida, esto se puede verificar en las figuras 85 y 86 donde se muestran los desplazamientos en el eje Y-Y en el diseño inicial y el reestructurado respectivamente.

Del análisis estático se obtuvieron los siguientes resultados:

- ✓ El sistema estructural de la edificación en estudio continua siendo de muros estructurales tanto en la dirección X como en la Y ya que la cortante que toman las placas es mayor al 80% de la cortante total en la base.
- ✓ La estructura no presenta irregularidades.
- ✓ Finalmente la cortante estática en cada dirección de análisis se muestra en la siguiente tabla. Esta será posteriormente empleada para el ajuste de la cortante dinámica, se debe cumplir que esta última sea mayor al 80% de la cortante estática.

Parámetros	Dirección X;Y
Z	0.4
U	1.5
C	2.5
S	1.4
R	6
P	1858.19 t
V est.	650.37 t

Tabla N° 35. Cortante estática en la dirección YY

4.3.2. ANALISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Para obtener el espectro de aceleraciones, se emplearon los siguientes parámetros:

Parámetro	Valor
	Dirección X,Y
Z	0.4
U	1.5
S	1.4
R	6
C	2.5

Tabla N° 36 Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones

$$\text{Así tenemos: } Sa = \frac{Z \times U \times S \times C}{R} \times g \Rightarrow Sa = C \times F.E.$$

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

En consecuencia el Factor Escala (F.E) en cada una de las direcciones será:

En la dirección X, Y:
$$F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{6} \times 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 1.3734 \text{ m/s}^2$$

En la figura 87 se muestra la plataforma C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)

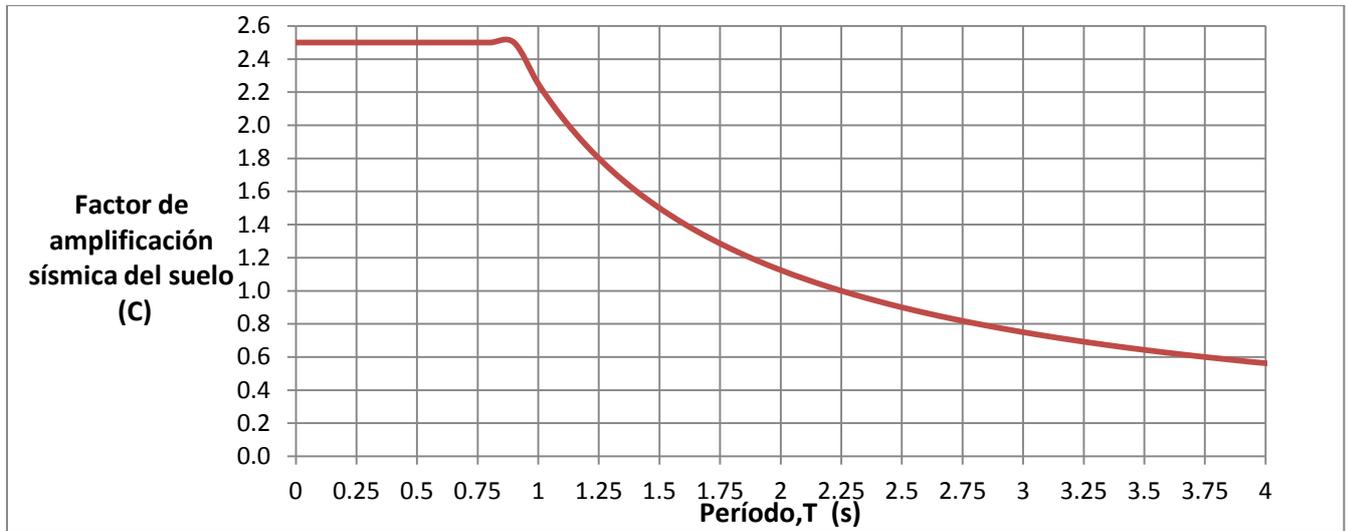


Fig.87 C (factor de amplificación sísmica del suelo) vs T (periodo)

Los valores mostrados en la figura 87 deberán ser amplificados por los factores de escala previamente calculados para cada dirección de análisis.

A. VERIFICACIONES

- Verificación de la masa participativa

La suma de masas efectivas debe ser 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. La tabla 37 muestra los periodos de vibración de la estructura así como la masa participativa por cada modo considerado.

Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.4309	0.00	74.35
2	0.3377	2.65	0.00
3	0.2909	67.36	0.00
4	0.1163	0.00	11.79
5	0.1093	0.06	0.25
6	0.1056	0.01	2.95
7	0.0892	0.00	0.06
8	0.0830	0.05	0.12
9	0.0710	3.89	0.01
10	0.0707	0.01	0.05
11	0.0686	0.08	0.01
12	0.0684	16.89	0.00
13	0.0677	0.02	0.01
14	0.0655	0.03	0.00
15	0.0606	0.00	0.46
16	0.0586	0.35	0.01
17	0.0557	0.00	0.47
18	0.0540	0.00	0.93
Sumatoria		91.4043	91.4597

Tabla N° 37. Periodos de vibración de la estructura reestructurada

Se satisfacen ambos requerimientos, la masa participativa en ambas direcciones es superior al 90% y además entre la suma de los tres primeros modos de vibración se acumula el porcentaje dominante.

- Verificación de la fuerza cortante mínima en la base

La norma señala que la cortante basal dinámica no debe ser menor al 80% de la cortante basal obtenida en el análisis estático (para estructuras regulares).

En el caso de que esto no se diera, se debe incrementar la cortante dinámica hasta que sea mayor al mínimo especificado, además se deberán escalar todos los resultados obtenidos de este análisis, excepto los desplazamientos.

$$Factor Escala = \frac{0.8 V_{estática}}{V_{dinámica}} \quad (Estructura regular)$$

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

	V estática (Ton)	80% V estática (Ton)	V dinámica (Ton)	Factor Escala
Sismo X-X	650.37	520.296	464.14	1.121
Sismo Y-Y	650.37	520.296	492.54	1.056

Tabla N° 38. Calculo del factor de escala a emplear

En consecuencia se tendrá:

En la dirección X:

$$F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \times 1.121 \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{6} \times 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.121 = 1.539 m/s^2$$

En la dirección Y:

$$F.E = \frac{Z \times U \times S}{R} \times g \times 1.056 \Rightarrow \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4}{6} \times 9.81 \frac{m}{s^2} \times 1.056 = 1.450 m/s^2$$

Verificando la cortante dinámica en los pisos, se puede corroborar que se satisface el mínimo especificado (80% V estático) por la norma E0.30

Piso	Ubicación en el nivel	V Dinámica en X (Ton)	Piso	Ubicación en el nivel	V Dinámica en Y (Ton)
6	Superior	123.47	6	Superior	109.59
	Inferior	123.47		Inferior	109.59
5	Superior	268.26	5	Superior	254.06
	Inferior	268.26		Inferior	254.06
4	Superior	369.34	4	Superior	364.41
	Inferior	369.34		Inferior	364.41
3	Superior	443.79	3	Superior	446.53
	Inferior	443.79		Inferior	446.53
2	Superior	495.47	2	Superior	498.98
	Inferior	495.47		Inferior	498.98
1	Superior	519.53	1	Superior	519.9
	Inferior	520.29		Inferior	520.29
80 % V estática X		520.29	80 % V estática Y		520.29

Tablas N° 39 y 40. Verificación de la cortante dinámica

B. DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Los desplazamientos elásticos que se muestran en las tablas 41 y 42 son los obtenidos de este análisis (dinámico espectral); dichos desplazamientos fueron tomados en el centro de masas de cada diafragma, adicionalmente estos se multiplican por 0.75 del valor de R, es decir por 4.5

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (%)	Control R.N.E 0.30 (%)
6	54.5	3150	3.49	7.0
5	43.5	3150	3.56	7.0
4	32.3	3150	3.46	7.0
3	21.4	3150	3.11	7.0
2	11.6	3150	2.41	7.0
1	4	3400	1.18	7.0

Tabla N° 41.Control de derivas en la dirección X-X

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (%)	Control R.N.E 0.30 (%)
6	109.9	3150	4.76	7.0
5	94.9	3150	6.35	7.0
4	74.9	3150	6.98	7.0
3	52.9	3150	7.33	7.0
2	29.8	3150	6.22	7.0
1	10.2	3400	3.00	7.0

Tabla N° 42.Control de derivas en la dirección Y-Y

En el eje X se puede observar una deriva máxima de 3.56 ‰, valor que es menor al máximo estipulado por la norma sismo resistente de 7.0 ‰, así mismo la dirección Y no cumple esta condición por tener una deriva máxima de 7.33 ‰.

Al reestructurar el edificio se llegó a corregir los problemas torsionales, sin embargo aún no se logró satisfacer el control de derivas en la dirección Y-Y.

CAPÍTULO V

REFORZAMIENTO CON DISIPADORES DE ENERGÍA VISCOSOS

5.1. GENERALIDADES

Hasta el momento, para la optimización de la estructura se ha empleado el enfoque de diseño sismoresistente tradicional, es decir, se le ha provisto de una combinación de resistencia y ductilidad (incremento del espesor de placas, f'_c , etc.) para que tenga un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas.

Sin embargo si se presentase un evento sísmico los daños estructurales provocados por las deformaciones plásticas (por la disipación de la energía entrante únicamente por la estructura) serían importantes.

Como se vio en el subtítulo 2.2, el desempeño estructural puede ser optimizado incrementando el amortiguamiento interno a través de disipadores de energía, es por esto que adicionalmente se anexaron disipadores de energía viscosos (al edificio ya reestructurado) ,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)
- ✓ Diseñar las conexiones disipador (ASCE 7-10,ACI, AISC, ASTM y RCSC)

5.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE LA EDIFICACIÓN SIN DISIPADORES

5.2.1. 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. Así mismo también se siguieron los lineamientos de la norma peruana de diseño sismo resistente y las recomendaciones de los especialistas de la empresa **CDV representaciones** los cuales emplean esta misma norma (ASCE 7-10) pero ajustando algunos criterios en concordancia a la realidad de nuestro país.

A. RECOMENDACIONES

- ✓ Los registros sísmicos que se empleen deben reflejar la realidad del proyecto, es decir deben de haber sido tomados en suelos con características similares al suelo donde se desplantara la cimentación de la estructura.
- ✓ Se deben de emplear al menos 3 registros sísmicos en sus dos componentes horizontales.
- ✓ La norma peruana señala que estos registros deben ser escalados a un espectro de diseño ,este espectro de pseudo aceleraciones debe ser calculado fijando el valor del coeficiente de reducción sísmica a la unidad ($R=1$)

B. PROCEDIMIENTO:

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

1. 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 $0.75 \cdot R$ sino simplemente por 1.

2. Escalar los acelerogramas en sus dos componentes al espectro de diseño (paso 1). 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 Sismomatch versión 2.1.0.
3. 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 88 y 89.

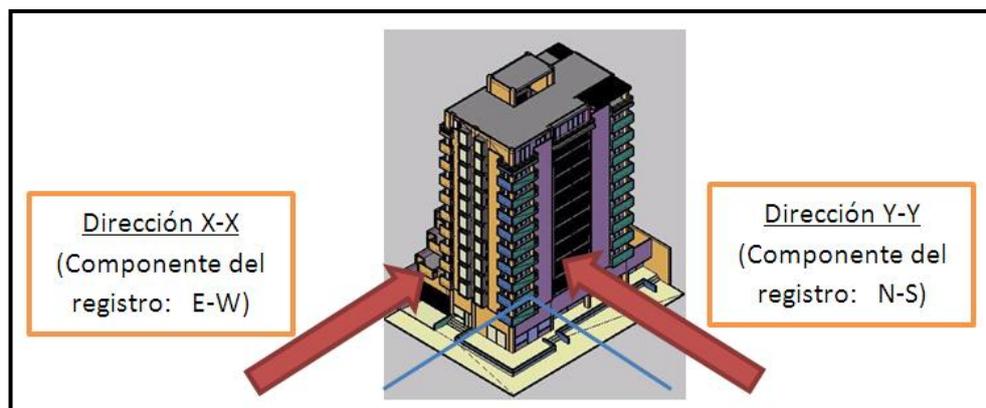


Fig.88 Primer Caso de análisis

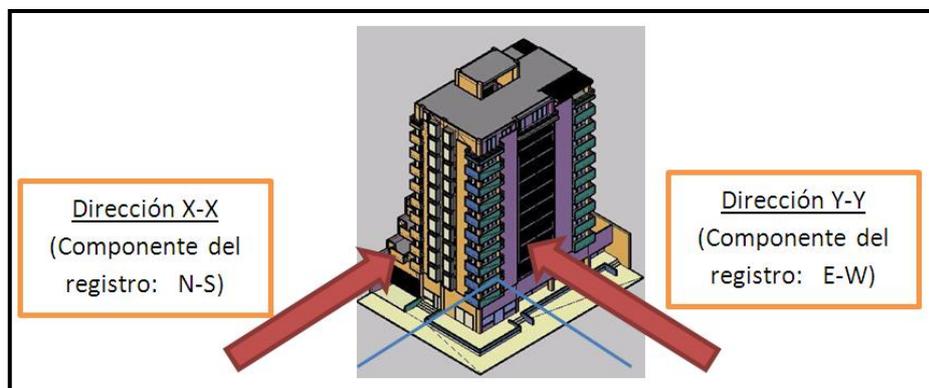


Fig.89 Segundo caso de análisis

Por cada registro sísmico que se emplee 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 (paso 1) y del análisis tiempo historia (paso 3), el sismo de diseño será aquel que se ajuste más a las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral (comportamiento esperado). A continuación se desarrolló el procedimiento expuesto y se determinó el sismo de diseño que se consideró para el diseño del sistema de disipación.

5.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO ESPECTRAL

Los parámetros sísmicos son los mismos que se emplearon en el capítulo 4, esta vez se ha de considerar el valor de $R = 1$

Parámetros	Dirección X
Z	0.4
U	1.5
C	2.5
S	1.4
$R_{xx} = R_{yy}$	1

Tabla N° 43. Parámetros sísmicos para la definición del espectro de aceleraciones

Con los parámetros en la tabla 43, obtenemos el espectro de pseudo-aceleraciones (S_a).

$$S_a = \frac{Z \times U \times S \times C}{R \times T} \times g = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4 \times 2.5}{1 \times T} \times g = \frac{2.1}{T} \times g$$

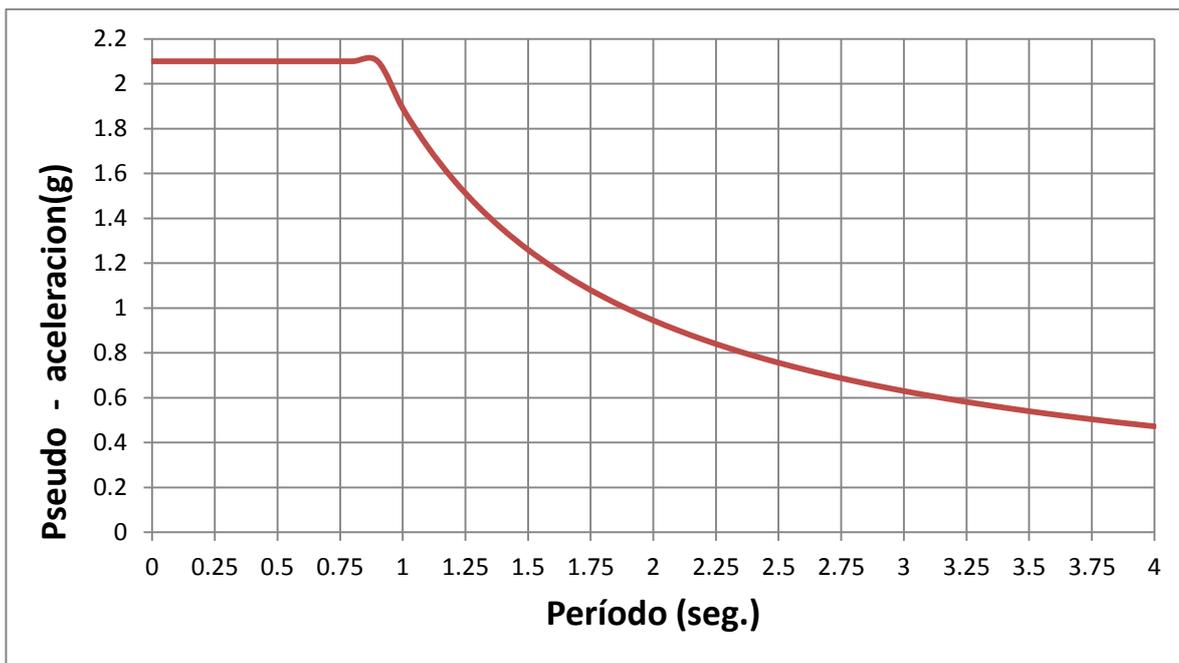


Fig.90 Espectro de pseudo - aceleración (R=1)

La figura 90 muestra el espectro de pseudo-aceleraciones (espectro objetivo) el cual será empleado para escalar los acelerogramas seleccionados para el análisis tiempo historia.

Las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral se muestran a continuación.

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso (mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	64.9	3150	4.16	7.0
5	51.8	3150	4.25	7.0
4	38.4	3150	4.10	7.0
3	25.5	3150	3.71	7.0
2	13.8	3150	2.86	7.0
1	4.8	3400	1.41	7.0

Tabla N°44. Control de derivas en dirección X – X

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	138.8	3150	6.03	7.0
5	119.8	3150	8.00	7.0
4	94.6	3150	8.83	7.0
3	66.8	3150	9.24	7.0
2	37.7	3150	7.87	7.0
1	12.9	3400	3.79	7.0

Tabla N°45. Control de derivas en dirección Y – Y

5.2.3. ESCALAMIENTO DE ACELEROGRAMAS AL ESPECTRO DE DISEÑO

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

Sismo	Ubicación de la estación	Tipo de suelo
23 de junio de 2001	Gob. Regional de Moquegua (Moquegua)	S3
15 de agosto 2007	U. San Luis Gonzales de Ica (Ica)	S3
	Chucuito, Callao (Lima – La Punta)	S4

Tabla N°46. Ubicación de las estaciones con suelos S3/S4

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg.)
Moquegua	23 de junio de 2001	E - W	-295.22	198
		N - S	220.04	
Ica	15 de agosto 2007	E - W	-272.2	218
		N - S	334.1	
La punta -Lima	15 de agosto 2007	E - W	101	326
		N - S	-95.8	

Tabla N° 47. Registros sísmicos considerados para el análisis

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

En las figuras 91 y 92 se muestra el escalamiento del registro sísmico Ica 2007 en la componente N-S al espectro de diseño (espectro objetivo)

Las unidades que se manejan en el programa son: Cm/seg² (las mismas unidades de los registros sísmicos)

En tal sentido el espectro de pseudo-aceleraciones (Sa) en estas unidades será:

$$Sa = \frac{Z \times U \times S \times C}{R \times T} \times g = \frac{0.4 \times 1.5 \times 1.4 \times 2.5}{1 \times T} \times g = \frac{2.1}{T} \times 981 \text{ cm/seg}^2$$

$$Sa = \frac{2060.1}{T} \text{ cm/seg}^2$$

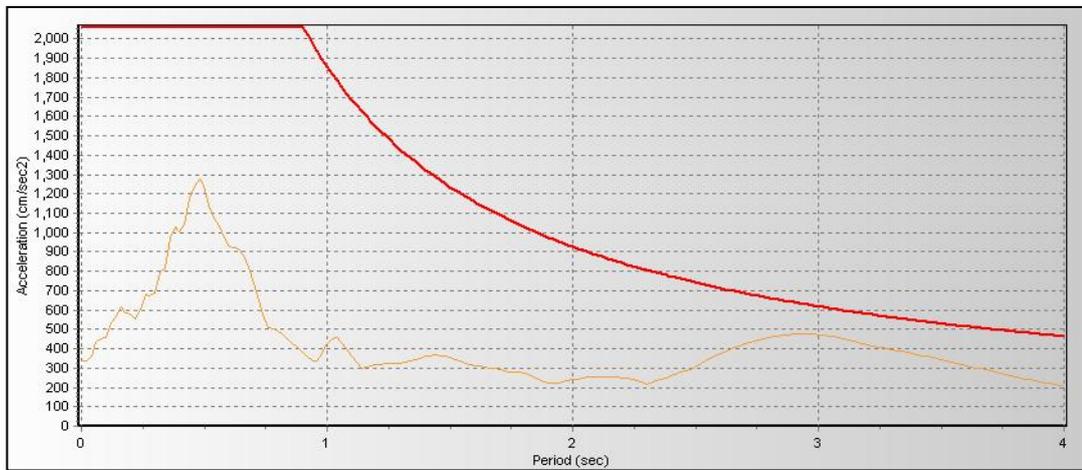


Fig. 91 Espectro objetivo (color rojo) y registro sísmico Ica 2007 sin escalar (naranja)

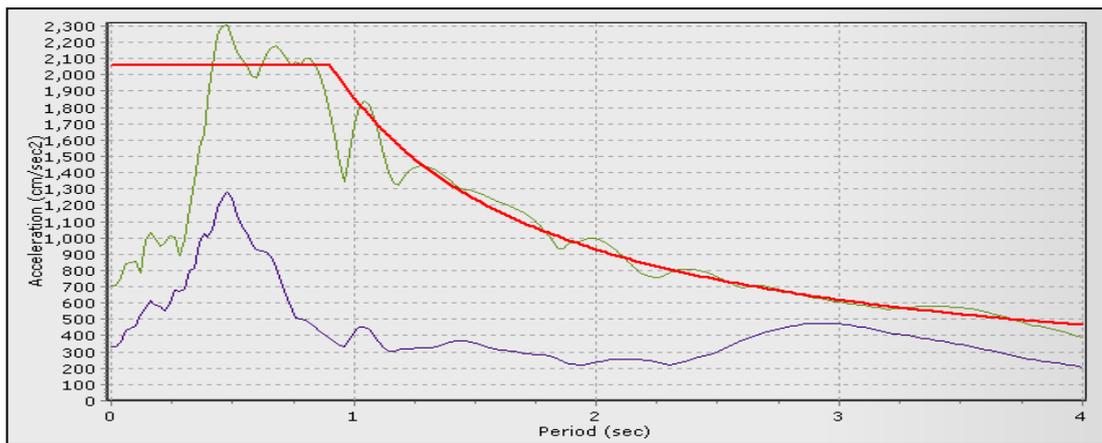


Fig.92 Comparación entre el registro sísmico sin escalar (morado) y el registro escalado (verde) al espectro objetivo (rojo).

Así las aceleraciones máximas son las que se muestran en la tabla 48.

Localización de la estación	Fecha	Componentes	Aceleración máxima (cm/seg ²)	Duración (seg.)
Moquegua	23 de junio de 2001	E - W	767.53	198
		N - S	-789.19	
Ica	15 de agosto 2007	E - W	-774.28	218
		N - S	-705.09	
La punta-Lima	25 de setiembre de 2005	E - W	-810.39	326
		N - S	-610.96	

Tabla N° 48. Descripción de los registros sísmicos escalados

5.2.4. ANÁLISIS TIEMPO - HISTORIA

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

Nivel	Análisis dinámico espectral(‰)	Análisis dinámico tiempo historia(‰)					
		Moquegua 2001		Ica 2007		La Punta 2007	
		Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
6	4.16	4.54	3.30	2.35	1.87	3.84	5.68
5	4.25	4.63	3.37	2.41	1.90	3.94	7.84
4	4.10	4.57	3.37	2.38	1.90	3.90	8.98
3	3.71	4.16	3.05	2.22	1.75	3.52	9.21
2	2.86	3.30	2.41	1.75	1.40	2.83	7.87
1	1.41	1.62	1.21	0.88	0.68	1.38	3.76

Tabla N° 49. Derivas obtenidas en la dirección X-X (análisis tiempo historia)

Nivel	Análisis dinámico espectral(‰)	Análisis dinámico tiempo historia(‰)					
		Moquegua 2001		Ica 2007		La Punta 2007	
		Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
6	6.03	6.44	5.78	6.06	6.22	2.51	5.71
5	8.00	8.86	7.90	7.81	9.30	2.60	7.97
4	8.83	10.13	9.21	9.17	10.67	2.57	9.21
3	9.24	10.41	9.71	9.56	11.11	2.38	9.56
2	7.87	8.89	8.51	8.35	9.59	1.87	8.25
1	3.79	4.24	4.12	4.06	4.65	0.94	3.97

Tabla N° 50. Derivas obtenidas en la dirección Y-Y (análisis tiempo historia)

5.2.5. DETERMINACIÓN DEL SISMO DE DISEÑO

En las siguientes tablas se muestran las variaciones que presentan las derivas calculadas en cada caso de análisis con respecto a las derivas obtenidas del análisis dinámico espectral, como criterio adicional se recomienda descartar aquellos casos en los cuales esta variación sea mayor o igual a 1.5(‰) en cualquiera de las direcciones (sea X o Y).

Variaciones de derivas Tiempo historia Vs Espectral en X-X (‰)						
Nivel	Moquegua 2001		Ica 2007		La Punta 2007	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
6	0.38	-0.86	-1.81	-2.29	-0.32	1.52
5	0.38	-0.89	-1.84	-2.35	-0.32	3.59
4	0.48	-0.73	-1.71	-2.19	-0.19	4.89
3	0.44	-0.67	-1.49	-1.97	-0.19	5.49
2	0.44	-0.44	-1.11	-1.46	-0.03	5.02
1	0.21	-0.21	-0.53	-0.74	-0.03	2.35

Tabla N° 51. Variaciones entre las derivas obtenidas en X-X
(dinámico espectral vs tiempo historia)

Variaciones de derivas Tiempo historia Vs Espectral en Y-Y (‰)						
Nivel	Moquegua 2001		Ica 2007		La Punta 2007	
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2
6	0.41	-0.25	0.03	0.19	-3.52	-0.32
5	0.86	-0.10	-0.19	1.30	-5.40	-0.03
4	1.30	0.38	0.35	1.84	-6.25	0.38
3	1.17	0.48	0.32	1.87	-6.86	0.32
2	1.02	0.63	0.48	1.71	-6.00	0.38
1	0.44	0.32	0.26	0.85	-2.85	0.18

Tabla N° 52. Variaciones entre las derivas obtenidas en Y-Y
(dinámico espectral vs tiempo historia)

Se descarta los sismos de Ica y La Punta 2007 en sus dos casos de análisis, quedando así los sismos de Moquegua (Caso 1y Caso 2), se consideró como sismo de diseño el de Moquegua Caso 2 por ser el que más se ajusta al comportamiento esperado ya que la variación máxima que presenta con respecto al espectro de diseño es de 0.89 ‰ mientras que en el Caso 1 es de 1.30‰

Finalmente se determinó que como sismo de diseño se iba a emplear el sismo de Moquegua 2001 – caso de análisis 2. Con este sismo se calcularon las propiedades del disipador viscoso

5.3. AMORTIGUAMIENTO OBJETIVO

Para este trabajo 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 solo para el eje YY, en donde la deriva máxima (9.71‰) es superior a la permitida; el eje XX por tener una deriva de 3.37‰ no requiere de disipadores.

Para calcular el amortiguamiento viscoso necesario para llegar a la deriva objetivo (7‰) se sigue el siguiente procedimiento:

Como primer paso se determina el **factor de reducción de respuesta (B)** mediante el cociente:

$$B = \frac{D_{max}}{D_{objetivo}}$$

Donde la deriva máxima (D_{max}) es la obtenida del análisis tiempo historia para el sismo de diseño seleccionado.

$$B_{yy} = \frac{0.00971}{0.007} = 1.387$$

Luego, se determina el **amortiguamiento efectivo (β_{eff})** despejando la siguiente ecuación.

$$B = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_o)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}$$

Donde β_o es el amortiguamiento inherente de la estructura que usualmente se fija en 5% para estructuras de concreto armado.

De esta manera se obtiene el amortiguamiento efectivo, este incluye la acción del disipador de energía y el amortiguamiento inherente de la estructura:

$$\beta_{effyy} = 15.37\%$$

Descontando el amortiguamiento inherente se obtiene el amortiguamiento viscoso que se requiere.

$$\beta_{Hy} = 10.37\%$$

Consideraciones adicionales

Según los fabricantes, se recomienda que los disipadores de energía viscosos sean diseñados teniendo en consideración para el cálculo un amortiguamiento viscoso (β_H) de entre 20 a 40%.

Para el diseño del sistema de amortiguamiento se tomó en consideración esta recomendación, además al ser un amortiguamiento mayor al que requiere la estructura, las derivas de entrepiso que se obtengan serán menores a la establecida de 7.0 %, de esta manera aplicando el procedimiento anteriormente mencionado (pero de manera inversa) se puede estimar la deriva que se obtendría al considerar un amortiguamiento viscoso de 20%

Partimos del amortiguamiento viscoso, que para este trabajo se fijó en 20%

$$\beta_{Hy} = 20\%$$

En consecuencia el amortiguamiento efectivo será el siguiente:

$$\beta_{effy} = \beta_{Hy} + 5\% = 25\%$$

Despejamos el factor de reducción B_{yy} de la siguiente ecuación:

$$B_{yy} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(5)}{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{effy})}$$

$$B_{yy} = 1.666$$

Así, la deriva que se alcanzaría (deriva esperada) considerando un amortiguamiento viscoso de 20% sería:

$$B_{yy} = \frac{D_{max}}{D_{esperada}} \Rightarrow D_{esperada} = \frac{D_{max}}{B_{yy}}$$

$$D_{esperada} = \frac{9.71}{1.666} = 5.823$$

Para mantener un margen de seguridad y realmente asegurar que se logre un amortiguamiento viscoso de 20% los cálculos se realizar fijando el amortiguamiento viscoso requerido en 23%.

5.4. CALCULO DE LAS PROPIEDADES DEL DISIPADOR

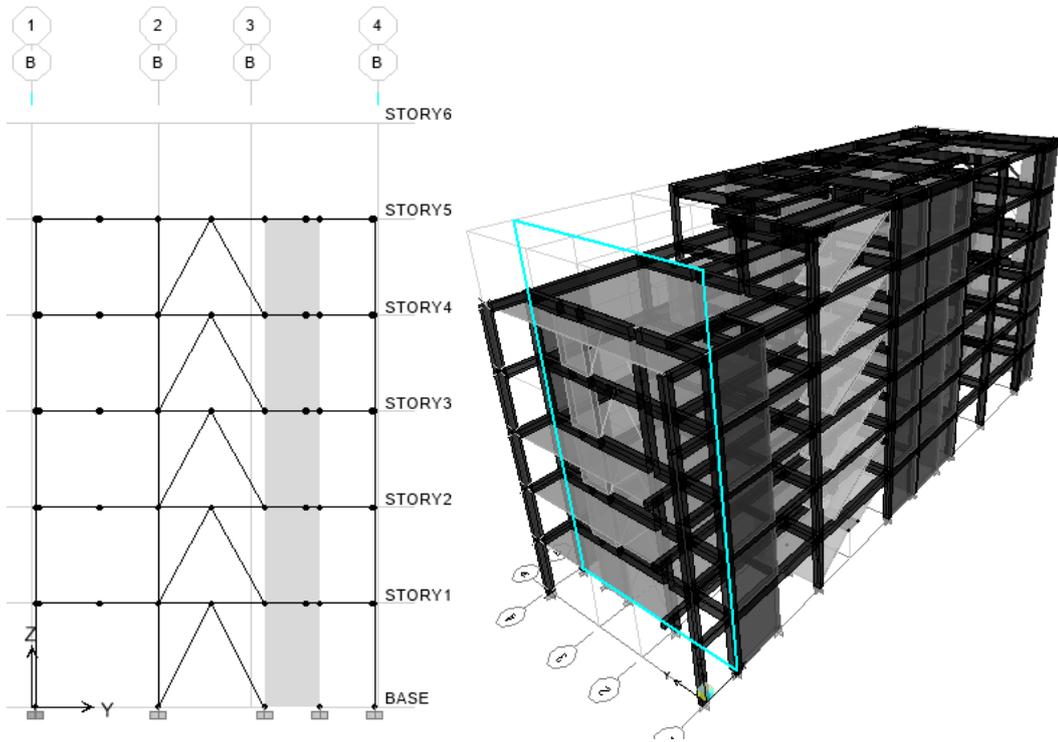


Fig.93 Ubicación de los disipadores al frente de la edificación

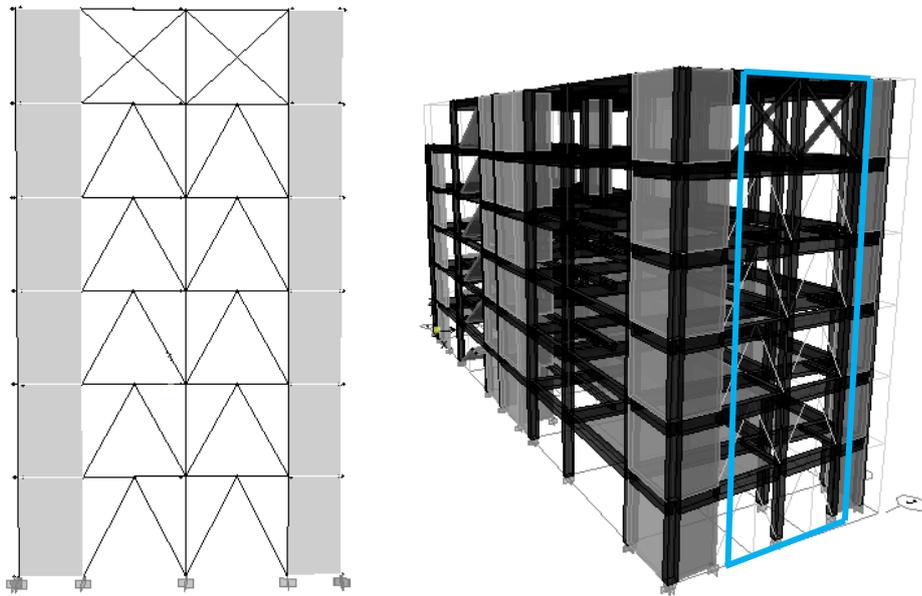


Fig.94 Ubicación de los disipadores al fondo de la edificación

a) Cálculo de la rigidez

Se inicia la interacción considerando un perfil metálico estándar HSS o PiPE STD, en el presente trabajo se partió de un perfil del tipo HSS 7.50 x 0.50

Las propiedades de ese perfil son las siguientes:

Dimensiones HSS 7.50 x 0.50				
D ext.(in)	D int.(in)	Espesor (in)	Área (in ²)	Inercia (in ⁴)
7.50	7.035	0.465	10.3	63.9

Tabla N°53. Propiedades del perfil HSS 7.50 x 0.50

Con los datos del perfil y la geometría de la estructura, se procede a definir la rigidez del sistema:

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

Dónde:

$$E \text{ Acero} = 29\,000 \text{ ksi} = 20.4 \times 10^6 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Área} = 10.3 \text{ in}^2 = 66.45 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

L es la longitud del brazo metálico, en las imágenes 26 y 27 se muestra el valor de L considerando la longitud mínima de los disipadores de energía (31 in)

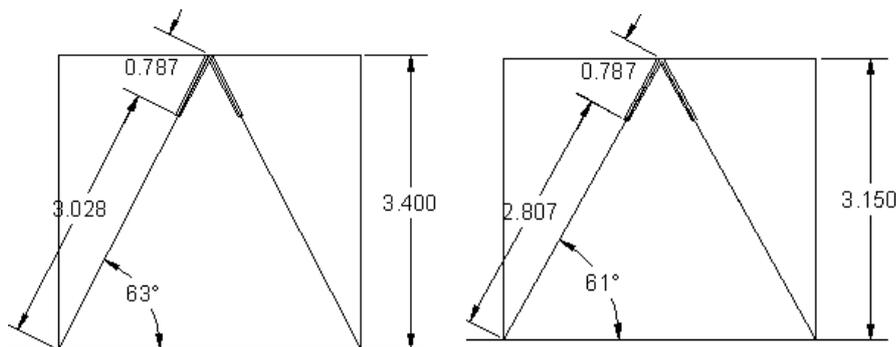


Fig.95 Longitud del brazo metálico primer piso (derecha) - 2do al 5to piso (izquierda)

Por lo tanto:

L piso N°1 = 3.03 m

L típico = 2.81 m

K piso N°1 = 44738.61 t/m²

K típico = 48241.28 t/m²

b) Cálculo del coeficiente de amortiguamiento

El primer paso corresponde a la definición del exponente de velocidad “ α ”. Para este caso, por tratarse de un dispositivo no lineal, se consideró un $\alpha=0.5$. Una vez culminado esto, se procede a utilizar la siguiente ecuación:

$$\beta_H = \frac{\sum_j \lambda C_j \phi_{rj}^{1+\alpha} \cos^{1+\alpha} \theta_j}{2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} \sum_i m_i \phi_i^2}$$

Dónde:

β_H : Amortiguamiento viscoso de la estructura

C_j : Coeficiente de amortiguamiento del disipador j

m_i : Masa del nivel i

θ_j : Ángulo de inclinación del disipador j

ϕ_i : Desplazamiento modal en el nivel i (correspondiente al primer modo de vibración)

ϕ_{rj} : Desplazamiento modal relativo entre ambos extremos del disipador j en la dirección horizontal (correspondiente al primer modo de vibración)

A: Amplitud del desplazamiento del modo fundamental (desplazamiento modal relativo desde el techo hasta la base)

ω : Frecuencia angular

λ : Parámetro lambda

Se requieren de los siguientes datos para realizar los cálculos:

Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.4309	74.35	74.35
2	0.3377	2.65	0.00
3	0.2909	67.36	0.00

Tabla N° 54. Periodo fundamental de la estructura en Y-Y

Nivel	Modo	Desplazamiento Modal (m)
1	1	0.011
2	1	0.032
3	1	0.058
4	1	0.082
5	1	0.103
6	1	0.118

Amplitud (A)

Tabla N° 55. Desplazamiento modal por niveles

Piso	Φ_i	Φ_{i+1}	Φ_{rj} ($\Phi_i - \Phi_{i+1}$)
Base	0	0.011	0.011
1ro	0.011	0.0324	0.0214
2do	0.0324	0.0575	0.0251
3ro	0.0575	0.0818	0.0243
4to	0.0818	0.103	0.0212
5to	0.103		

Tabla N° 56. Desplazamiento modal (Φ_i) y desplazamiento relativo (Φ_{rj})

El parámetro λ es dependiente del valor del exponente de velocidad α ; El FEMA 274 nos facilita la siguiente tabla

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

Tabla N° 57. Valores de λ respecto al exponente de velocidad α

Así con estos datos se procede a calcular la frecuencia angular (ω) y posteriormente el coeficiente de amortiguamiento del disipador (C_j)

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0.4309} = 2.321; \text{ ademas } \omega = 2 \times \pi \times f = 2 \times \pi \times 2.321 = 14.583 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

NIVEL	Masa (t)	COS θ	$\Phi_{rj}^{1+\alpha} * \text{Cos}\theta^{1+\alpha}$	$m * \Phi_i^2$
1	33.69	0.454	0.00035	0.00408
2	32.51	0.485	0.00106	0.03413
3	32.13	0.485	0.00134	0.10623
4	31.23	0.485	0.00128	0.20897
5	31.57	0.485	0.00104	0.33489
			0.00507	0.68829

Tabla N° 58. Cálculos realizados para obtener el Coeficiente de amortiguamiento (C)

Considerando un amortiguamiento viscoso de $\beta_{Hy} = 23\%$ y asumiendo que todos los disipadores tendrán el mismo coeficiente de amortiguamiento, se procede a resolver la siguiente ecuación:

$$\Sigma C_j = \frac{\beta_H \times 2\pi A^{1-\alpha} \omega^{2-\alpha} (\Sigma_i m_i \Phi_i^2)}{\lambda (\Sigma \Phi_{rj}^{1+\alpha} \text{cos}^{1+\alpha} \theta_j)} = \frac{0.23 \times 2\pi \times 0.118^{1-0.5} \times 14.583^{2-0.5} (0.68829)}{3.5(0.00507)}$$

$$\Sigma C_j = 1072.31$$

Empleando seis disipadores por nivel se tendrá:

$$C_j = 178.72 \frac{t \cdot s}{m}$$

El valor de C_j se tomó como $180 \frac{t \cdot s}{m}$; así finalmente, las propiedades de los disipadores son las siguientes:

Primer piso

2do al 6to piso

$$C_j = 180 \frac{tn \cdot s}{m}$$

$$C_j = 180 \frac{tn \cdot s}{m}$$

$$K = 44738.61 \text{ t/m}^2$$

$$K = 48241.28 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5$$

$$\alpha = 0.5$$

5.5. RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA CON LOS DISIPADORES

Reducción de derivas

Se procede a verificar si las derivas en el edificio realmente satisfacen las solicitudes de la norma E 0.30 es decir que sean menores al valor de 7‰

La siguiente tabla muestra las derivas obtenidas en el edificio con disipadores de energía ubicados en el eje YY, considerando un $\alpha = 0.5$ y el valor de $C=180$ t*s/m.

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (‰)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	84.8	3150	2.89	7.0
5	75.7	3150	4.76	7.0
4	60.7	3150	5.46	7.0
3	43.5	3150	5.87	7.0
2	25	3150	5.17	7.0
1	8.7	3400	2.56	7.0

Tabla N° 59. Derivas de entrepiso en Y-Y – edificio con disipadores de energía

Como se puede observar la deriva máxima de 9.71‰ (edificio sin disipadores) se redujo hasta 5.87 ‰, valor que es mucho menor al máximo permitido (7‰) de esta manera se satisfacerle las condiciones de la norma en cuanto al control de derivas.

Además es importante mencionar que la deriva máxima esperada considerando un amortiguamiento de 20% estaba en el rango de 5.82 ‰; la deriva máxima obtenida de 5.87‰ está muy cerca de este valor, por lo que se verifica que efectivamente el amortiguamiento es de 20%.

5.6. VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

A continuación se presenta la gráficas de Desplazamiento vs Fuerza (curva de histéresis) de los disipadores con el objetivo de mostrar el comportamiento

elíptico de estos, el mismo que corresponde a la conducta esperada, tal como se vio en el Capítulo 2.

Por la gran cantidad de disipadores solo se mostrara la curva histeretica de alguno de ellos (aquellos que reflejen un comportamiento representativo)

Disipadores en el frente del edificio

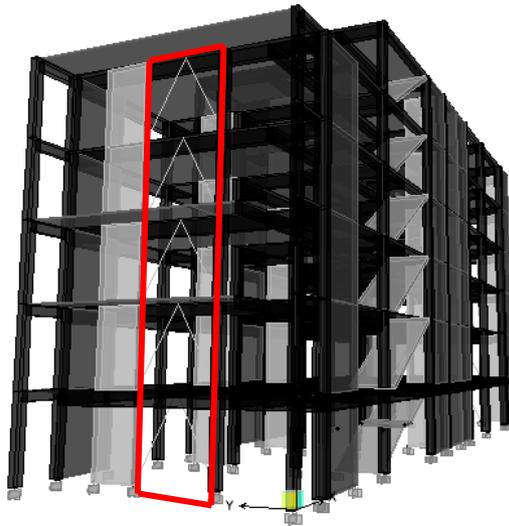


Fig.96 Ubicación de los disipadores vista tridimensional

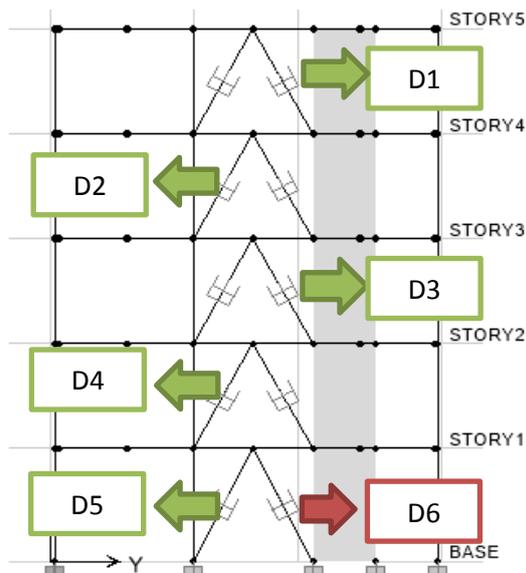
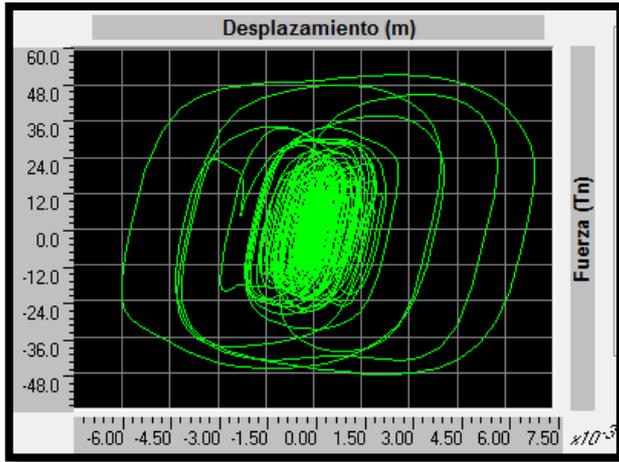
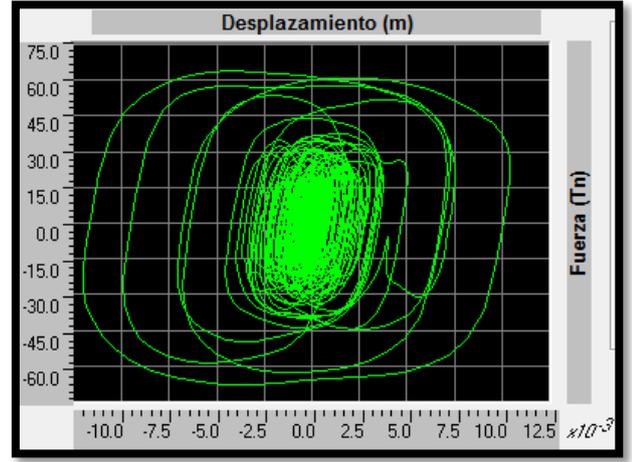


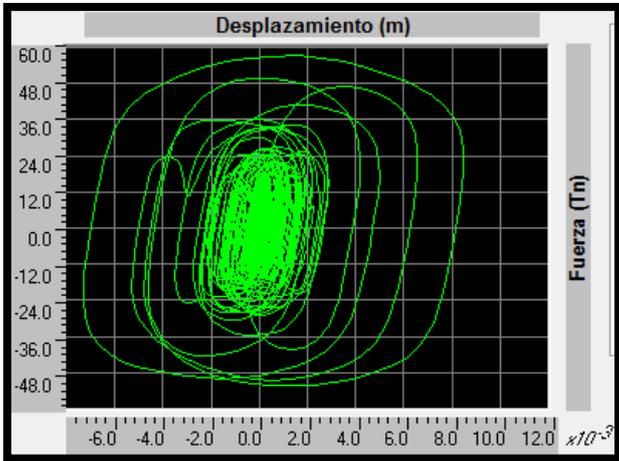
Fig.97 Vista del pórtico – se muestran los dispositivos analizados



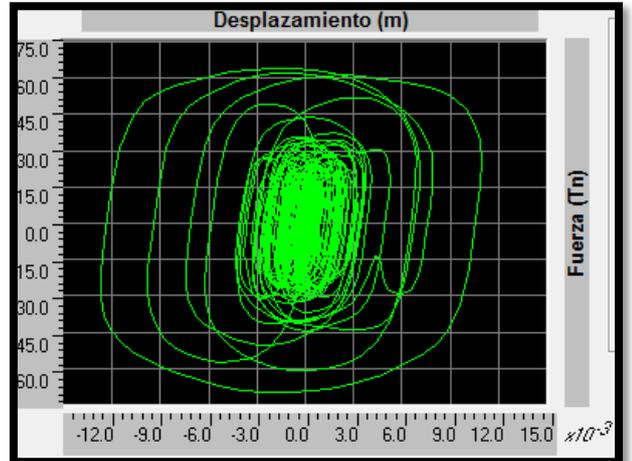
Curva histerética disipador – D1



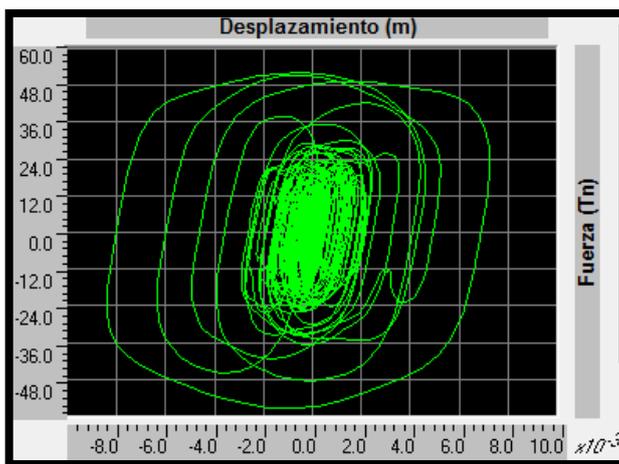
Curva histerética disipador – D2



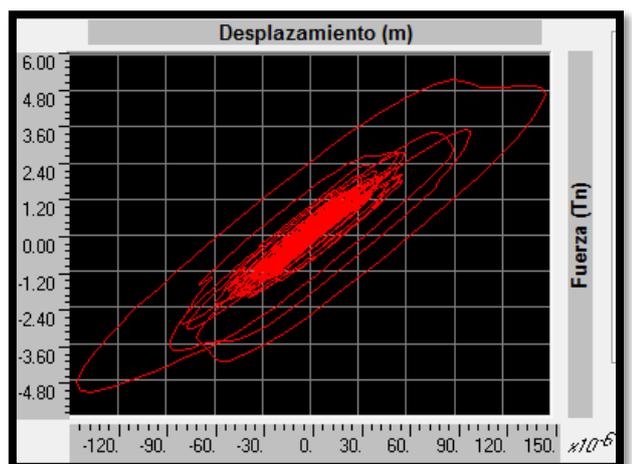
Curva histerética disipador – D3



Curva histerética disipador – D4



Curva histerética disipador – D5



Curva histerética disipador – D6

Fig.98 Curvas histeréticas de los disipadores seleccionados

Disipadores en al final del edificio

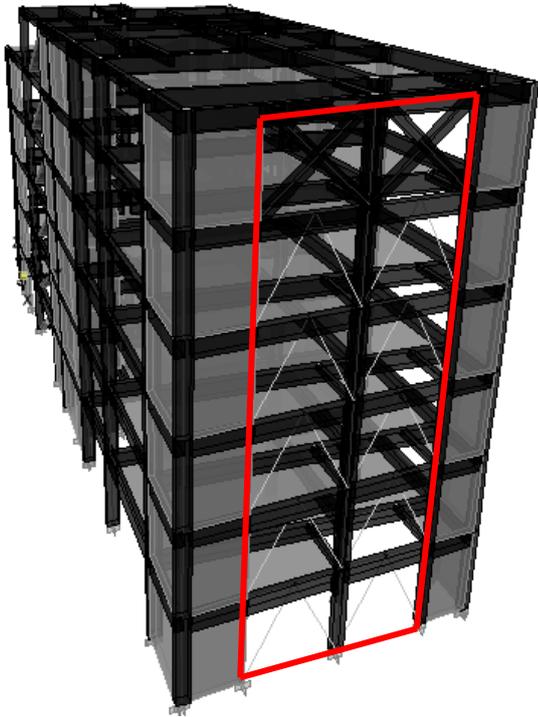


Fig.99 Ubicación de los disipadores vista tridimensional

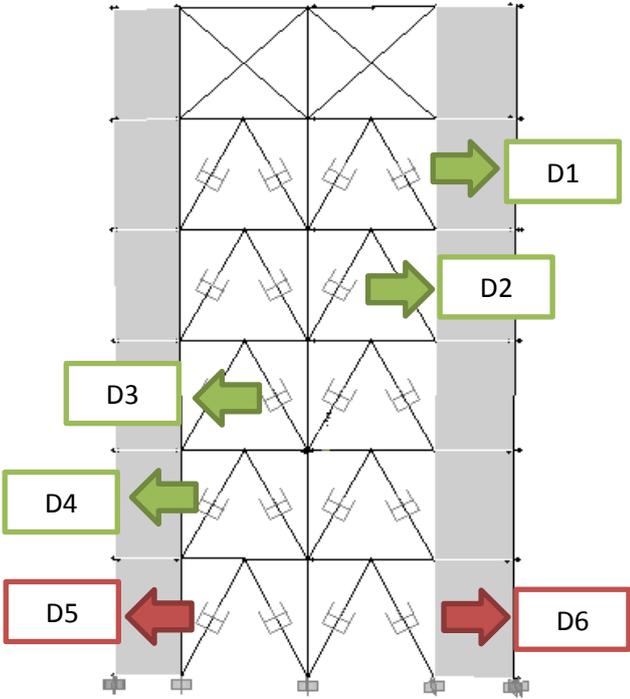
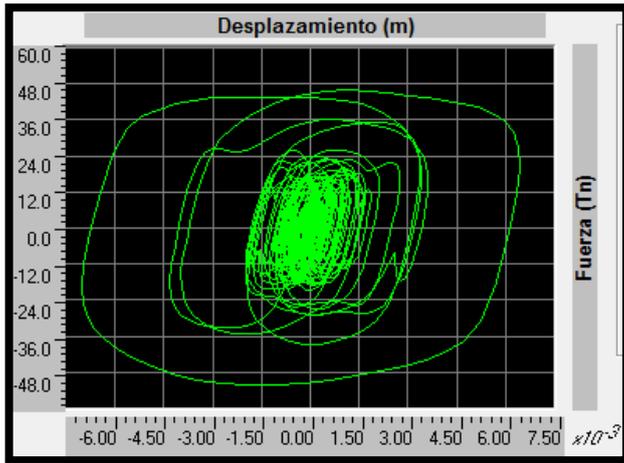
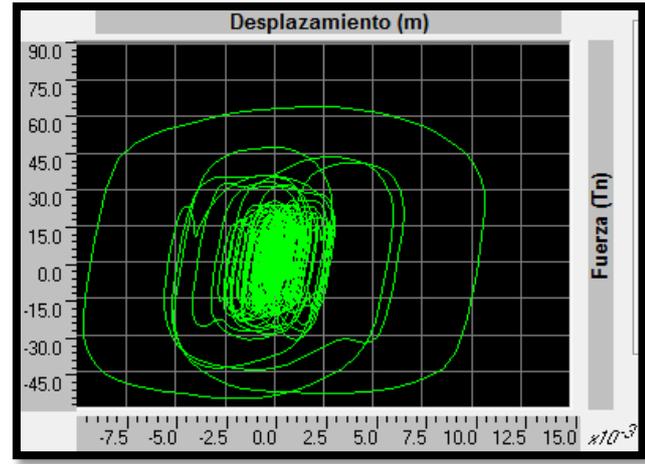


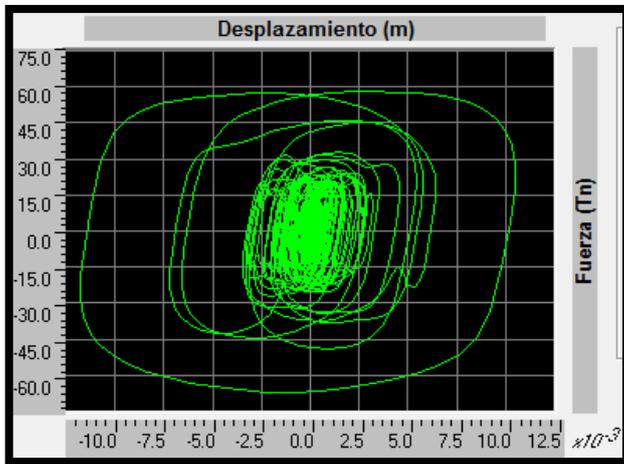
Fig.100 Vista del pórtico – se muestran los dispositivos analizados



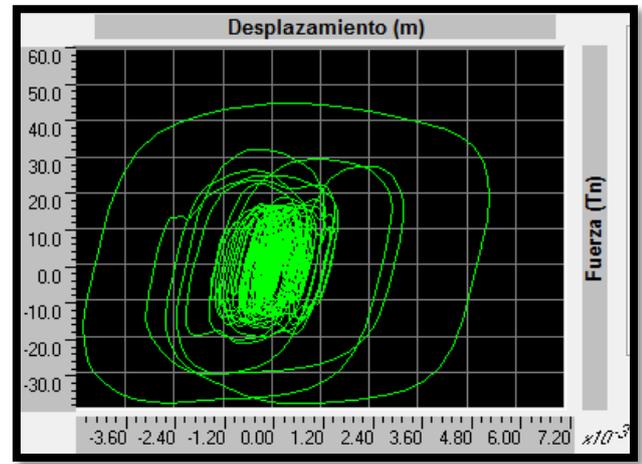
Curva histerética disipador – D1



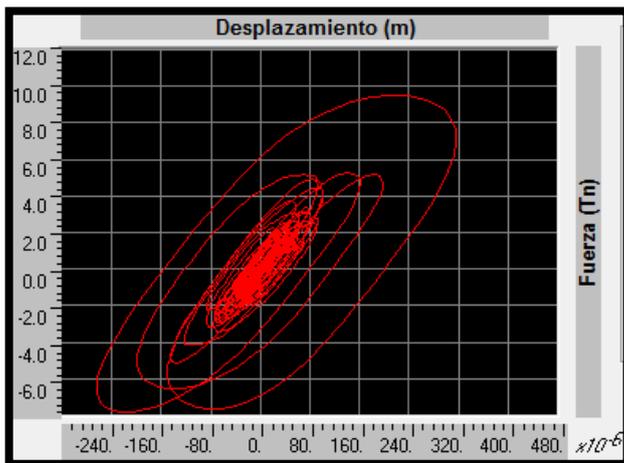
Curva histerética disipador – D2



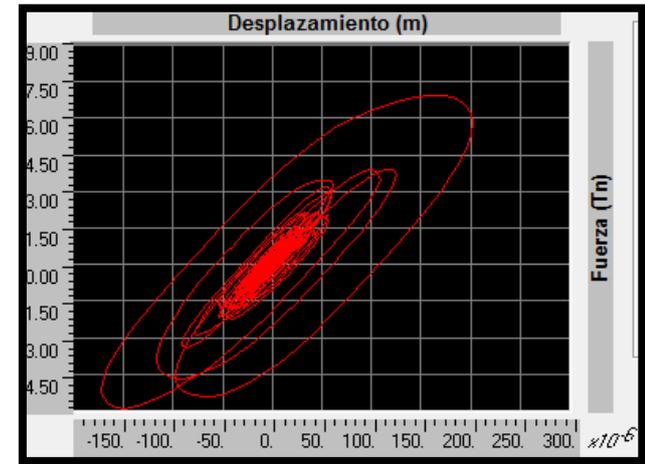
Curva histerética disipador – D3



Curva histerética disipador – D4



Curva histerética disipador – D5



Curva histerética disipador – D6

Fig.101 Curvas histeréticas de los disipadores seleccionados

Al evaluar las curvas histeréticas de cada disipador se observó que en la mayoría de estos se presenta el comportamiento esperado, es decir se logra la forma elíptica (En color verde); por otro lado, se detectó que tres de estos disipadores presentan un comportamiento irregular, los tres están ubicados en el primer nivel (En color rojo).

A partir de las curvas histeréticas obtenidas, se puede prever, que aquellos disipadores que no se ajustan a la forma elíptica, no están trabajando correctamente, es decir no aportan significativamente en el incremento del amortiguamiento y en la reducción de las derivas. Esta suposición se pudo corroborar con los niveles de esfuerzo en tracción y compresión que presentan los disipadores.

Las fuerzas máximas que se presentan en ellos son de 5.22 t (disipador ubicado al frente del edificio) y de 9.52 y 6.94 t en los disipadores en la parte final; mientras que todos los demás disipadores en el sistema presentan valores en el orden de 39 a 72 t.

5.7. PROPUESTA DE DISEÑO FINAL

Debido a que el aporte de estos disipadores no es significativo, se decidió cambiar la disposición de estos en el primer nivel y emplear una diagonal en lugar de dos, se consideró el mismo coeficiente de amortiguamiento de $180 \frac{t*s}{m}$ y se realizó un nuevo cálculo para la rigidez del brazo metálico(K)

Así se tiene:

Primer piso

$$C_j = 180 \frac{t*s}{m}$$

$$\alpha = 0.5$$

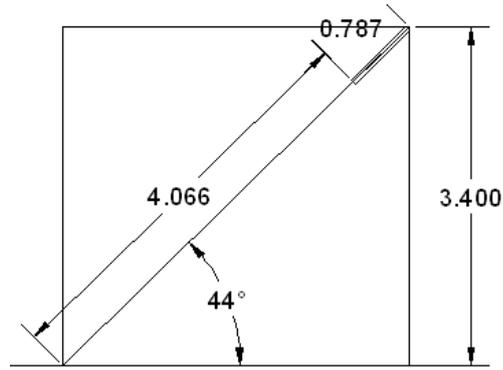


Fig.102 Longitud del brazo metálico para una disposición diagonal en el primer piso

L piso N°1 = 4.066 m

K piso N°1 = 33339.39 t/m²

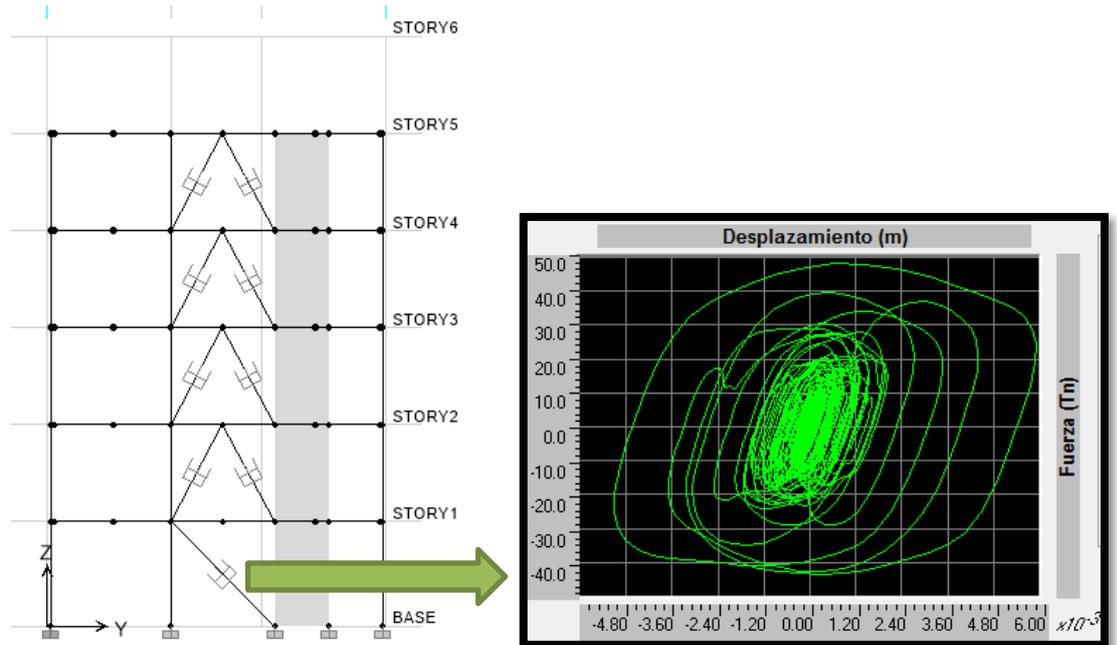


Fig.103 Vista al frente del edificio - Curva histerética del dissipador.

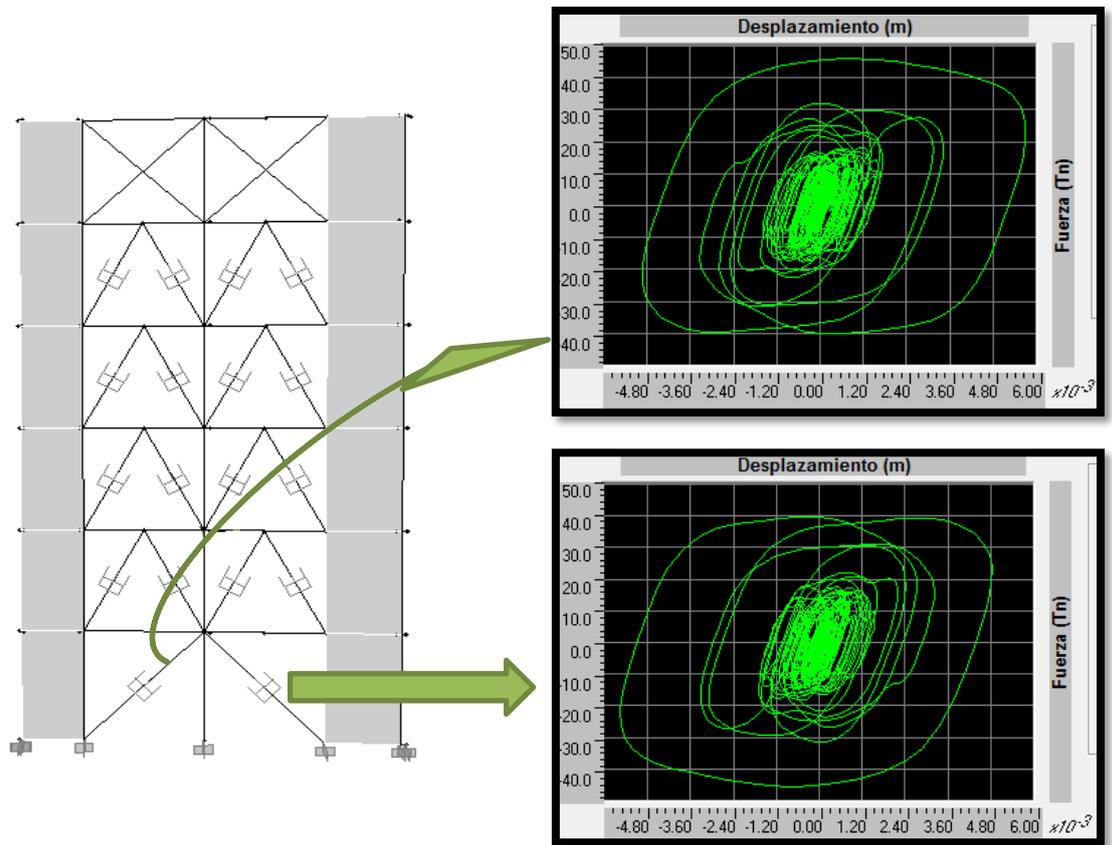


Fig.104 Vista al fondo del edificio - Curva histerética de los disipadores.

También se evaluaron las fuerzas máximas de compresión y tracción que se dan en ellos, esta vez, el disipador del frente presenta 50.64 t y los de la parte final 45.53 y 46.12 t, valores que están en concordancia con los de los demás disipadores.

Verificación de derivas

Se procede a verificar nuevamente las derivas para comprobar que la nueva disposición propuesta no haya generado un cambio significativo en el valor de estas.

PISO	Desplazamiento en centro de masas(mm)	Altura de piso(mm)	Distorsión de entrepiso D/h (%)	Control R.N.E 0.30 (‰)
6	85.7	3150	2.92	7.0
5	76.5	3150	4.79	7.0
4	61.4	3150	5.56	7.0
3	43.9	3150	5.94	7.0
2	25.2	3150	5.21	7.0
1	8.8	3400	2.59	7.0

Tabla N° 60. Derivas de entrepiso finales en Y-Y – edificio con disipadores de energía

Se puede ver un ligero incremento en los desplazamientos de cada nivel, así mismo la deriva máxima de entrepiso se incrementó 0.07‰, lo cual demuestra que efectivamente solo se requería de un arreglo diagonal en el primer nivel en lugar de un arreglo en doble diagonal.

Balance de Energía

A continuación en la figura 105 se presenta de manera gráfica el balance energético para el sismo de diseño seleccionado; así mismo en la tabla 61 se puede ver el porcentaje de disipación producido por los dispositivos empleados.

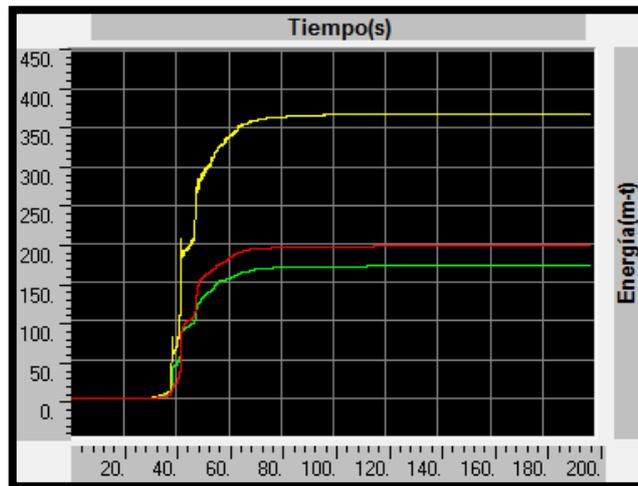


Fig.105 Balance de energía en la estructura con los disipadores

La energía de entrada se muestra en color amarillo, la energía de amortiguamiento inherente a la estructura con color verde y la de los dispositivos viscosos con color rojo.

El porcentaje de disipación de energía se calcula de la siguiente manera:

$$\% \text{ disipacion de energia} = \frac{E. \text{ del sistema de amortiguamiento}}{E. \text{ de entrada del sismo}}$$

Energía(m-t)		
Entrada	Inherente de la estructura	Disipadores
368.14	171.16	196.98
100%	46.49%	53.51%

Tabla N° 61. Porcentaje de disipación de energía en la estructura con disipadores.

En la figura 105 se puede apreciar que la mayor parte de la energía es tomada por el sistema de disipación (53.51% de la energía de entrada). Este porcentaje es significativo y se debe principalmente a la numerosa cantidad de disipadores fluido -viscosos empleados (27 dispositivos).

Con este porcentaje de disipación podemos esperar la disminución de desplazamientos en los centros de masa de los pisos, así como la reducción de fuerzas y momentos en los diferentes elementos estructurales.

5.8. EVALUACIÓN DE RESULTADOS

A continuación se presentan los resultados comparativos en cuanto a desplazamientos, derivas, aceleraciones, etc. del edificio en estudio (con y sin disipadores de energía) teniendo como sismo de diseño el de Moquegua 2001 (caso 2) - por ser el que más se ajustó al comportamiento esperado (espectro de diseño)

5.8.1. DESPLAZAMIENTOS EN LOS CENTROS DE MASA

La incorporación de disipadores de energía viscosos a la estructura reduce los desplazamientos de piso en un rango de entre 38 a 41% tal como se muestra en la fig. 106 y tabla 62.

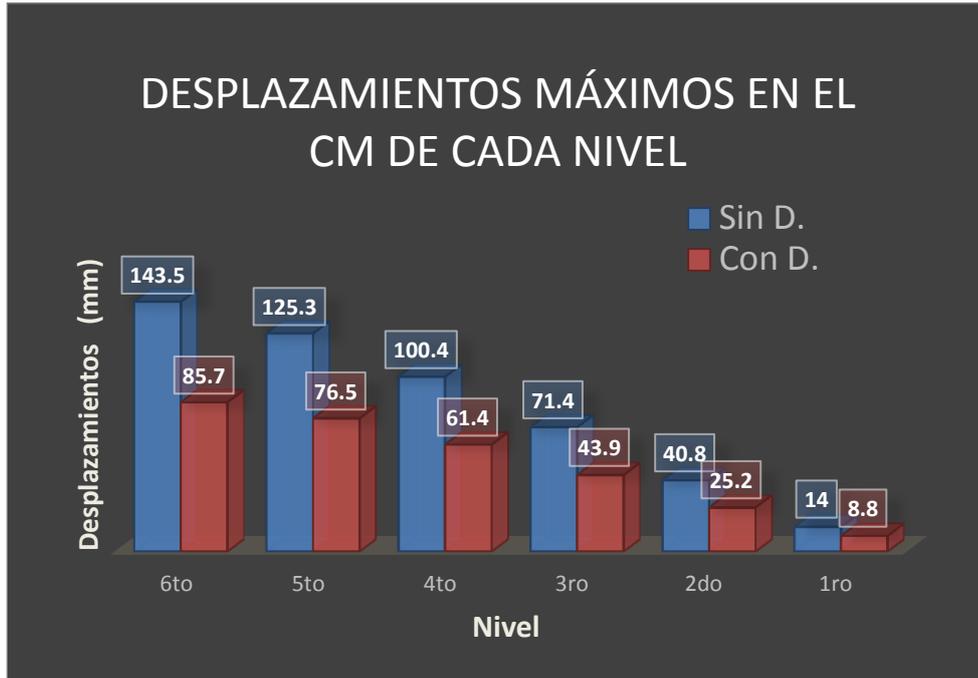


Fig.106 Desplazamientos máximos absolutos en los C.M. de cada piso (Dirección Y-Y)

Nivel	Sin disipador	Con disipador	% Reducción
6	143.5	85.7	40.28%
5	125.3	76.5	38.95%
4	100.4	61.4	38.84%
3	71.4	43.9	38.52%
2	40.8	25.2	38.24%
1	14	8.8	37.14%

Tabla N° 62. Porcentaje de reducción de los desplazamientos máximos en los C.M. de cada piso.

5.8.2. DERIVAS DE ENTREPISO

Las derivas de entrepiso se redujeron en un rango de entre 38 a 50% tal como se aprecia en la fig.107 y tabla 63; es importante mencionar que la deriva máxima en

la estructura con disipadores de energía viscosos se presenta en el tercer piso y es igual a 5.94 ‰; valor cercano al que se fijó para verificar un amortiguamiento de 20% (5.823 ‰)

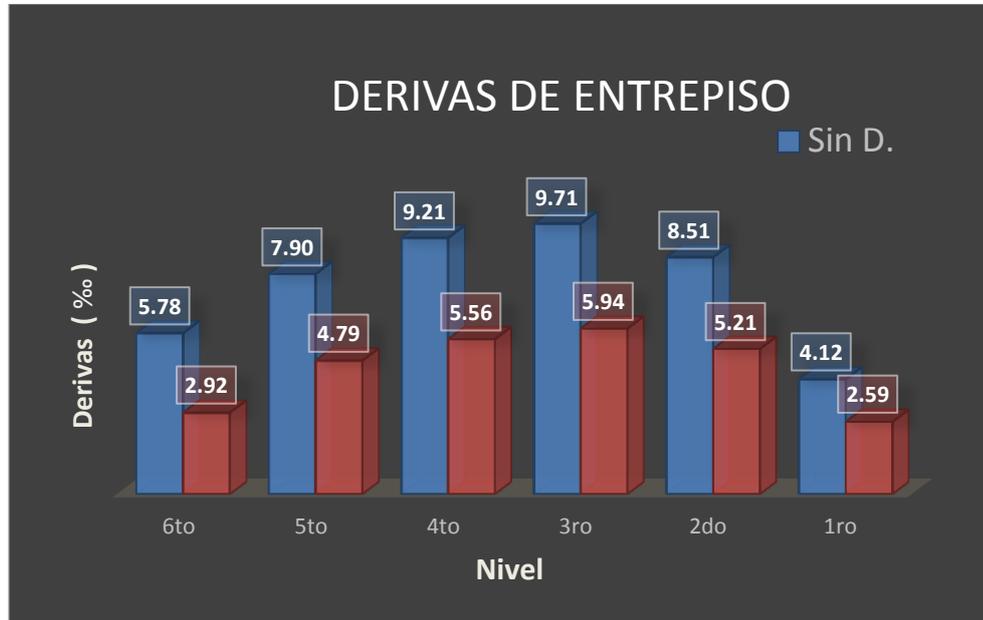


Fig.107 Derivas de entrepiso (Dirección Y-Y)

Nivel	Sin disipador	Con disipador	% Reducción
6	5.78	2.92	49.46%
5	7.90	4.79	39.40%
4	9.21	5.56	39.61%
3	9.71	5.94	38.85%
2	8.51	5.21	38.76%
1	4.12	2.59	37.10%

Tabla N° 63. Porcentaje de reducción de las derivas de entrepiso.

5.8.3. ESFUERZOS MÁXIMOS EN LOS ELEMENTOS DE CORTE

A continuación se muestran las fuerzas internas en las placas y columnas donde se encuentran ubicados los disipadores de energía viscosos; en las figuras 108 y 109 se señalan las placas y columnas que se evaluaron, así mismo en las figuras 110-121 y tablas 64-75 se presentan la comparación de fuerzas axiales, cortantes y momentos en dichos elementos.

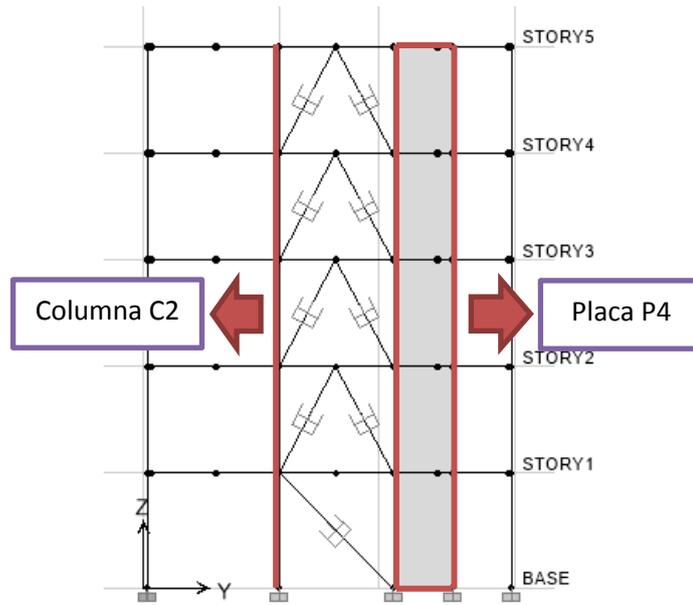


Fig.108 Sector I - Placa P4 y columna C2 al frente del edificio.

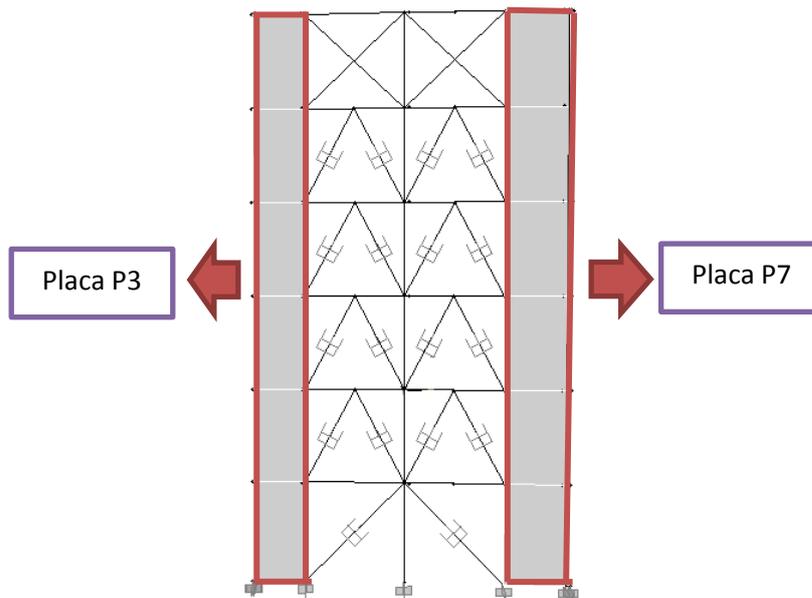


Fig.109 Sector II - Placa P3 y P7 en sus componentes en la dirección Y-Y al fondo del edificio.

✓ **Sector I** - Elementos de corte al frente de la estructura

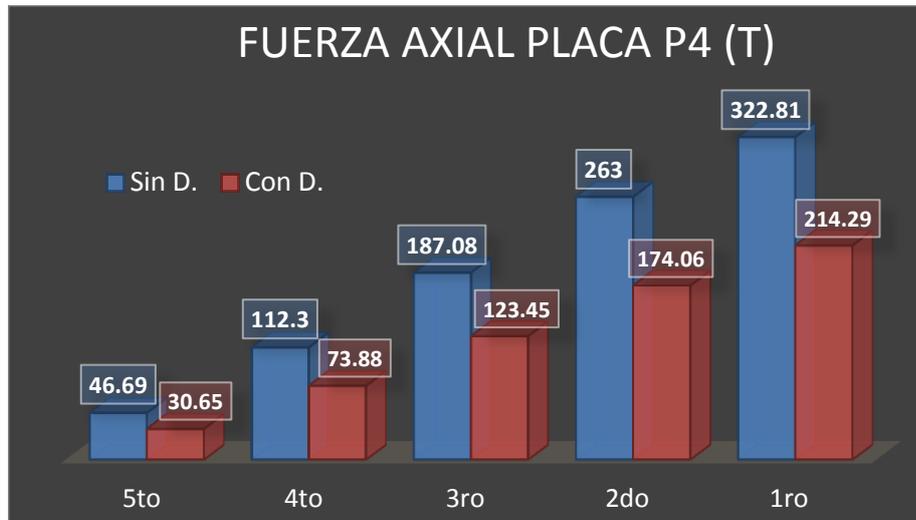


Fig. 110 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P4



Fig. 111 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Columna C2

Piso	Fuerza Axial (Placa P4)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
5to	46.69	30.65	34.35
4to	112.30	73.88	34.21
3ro	187.08	123.45	34.01
2do	263.00	174.06	33.82
1ro	322.81	214.29	33.62

Piso	Fuerza Axial (Columna C2)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
5to	25.77	16.85	34.61
4to	51.96	34.07	34.43
3ro	88.06	58.06	34.07
2do	128.49	85.06	33.80
1ro	165.47	110.02	33.51

Tablas N° 64 y 65. Porcentaje de reducción de la fuerza axial en la Placa P4 y Columna C2

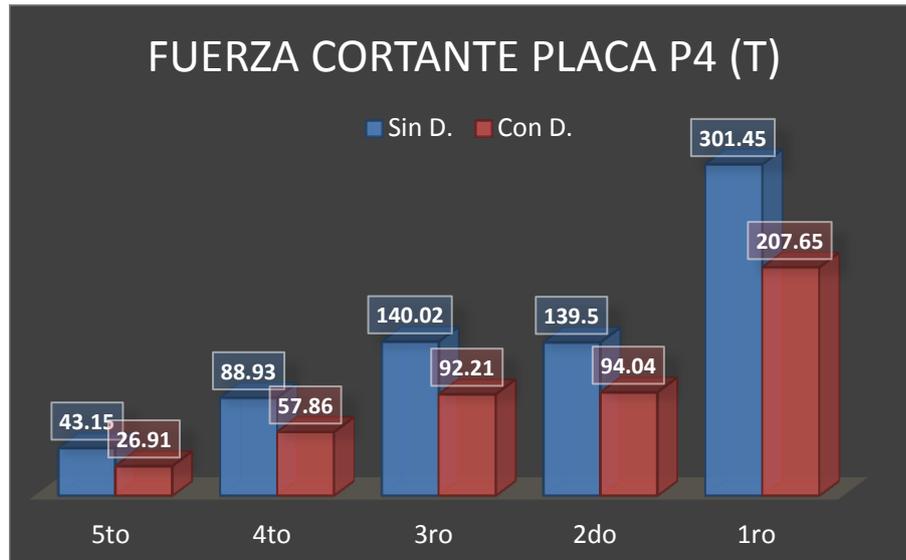


Fig. 112 Fuerza Cortante máxima en cada nivel para la Placa P4

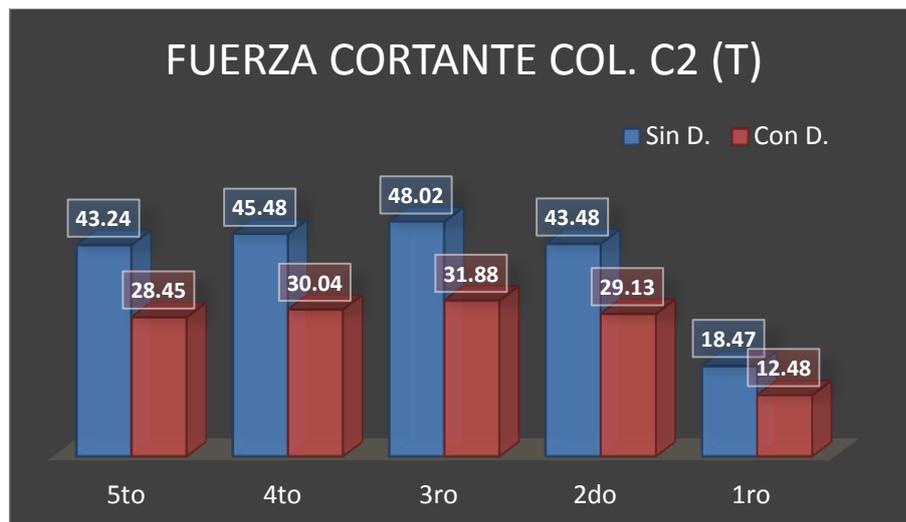


Fig. 113 Fuerza Cortante máxima en cada nivel para la Columna C2

Piso	Fuerza Cortante (Placa P4)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
5to	43.15	26.91	37.64
4to	88.93	57.86	34.94
3ro	140.02	92.21	34.15
2do	139.50	94.04	32.59
1ro	301.45	207.65	31.12

Piso	Fuerza Cortante (Columna C2)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
5to	43.24	28.45	34.20
4to	45.48	30.04	33.95
3ro	48.02	31.88	33.61
2do	43.48	29.13	33.00
1ro	18.47	12.48	32.43

Tablas N° 66 y 67. Porcentaje de reducción de la fuerza Cortante en la Placa P4 y Columna C2.

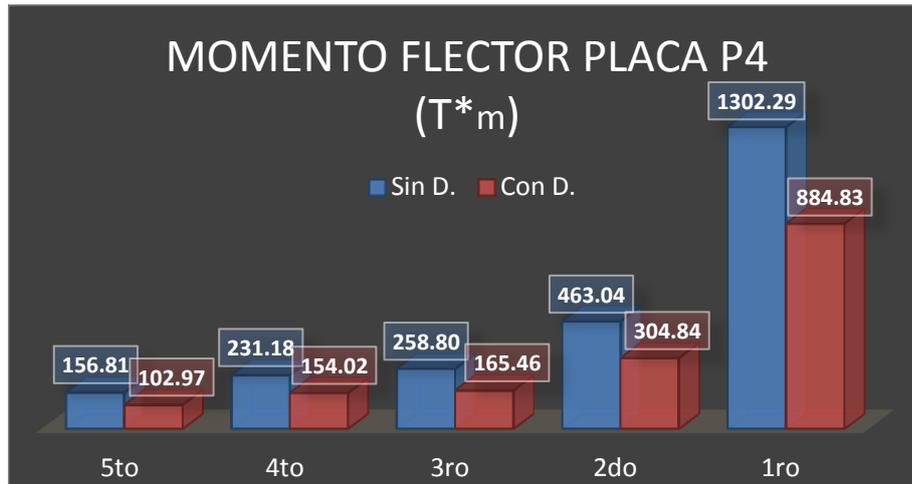


Fig. 114 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P4

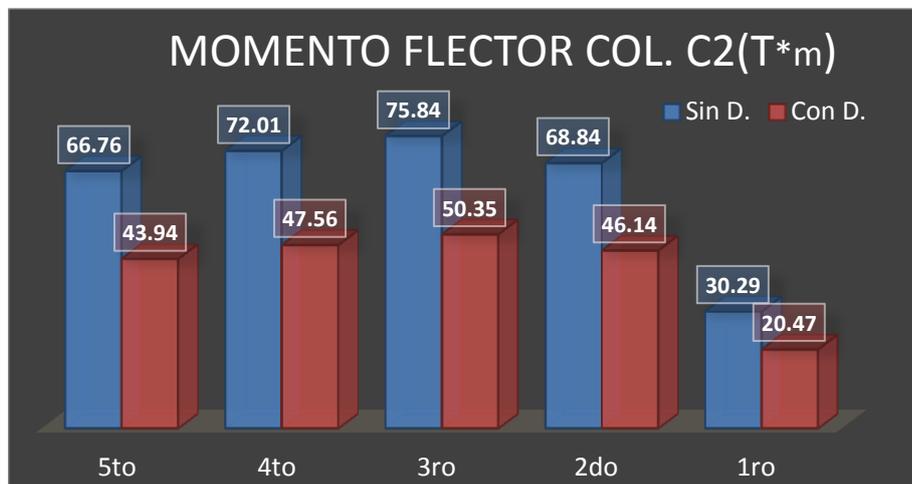


Fig. 115 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P4

Piso	Momento Flector (Placa P4)			Piso	Momento Flector (Columna C2)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)		Sin D.	Con D.	Reducción(%)
5to	156.81	102.97	34.33	5to	66.76	43.94	34.19
4to	231.18	154.02	33.38	4to	72.01	47.56	33.95
3ro	258.80	165.46	36.07	3ro	75.84	50.35	33.60
2do	463.04	304.84	34.17	2do	68.84	46.14	32.97
1ro	1302.29	884.83	32.06	1ro	30.29	20.47	32.43

Tablas N° 68 y 69. Porcentaje de reducción del momento flector en la Placa P4 y Columna C2

✓ **Sector II – Elementos de corte al final de la estructura**



Fig. 116 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P7

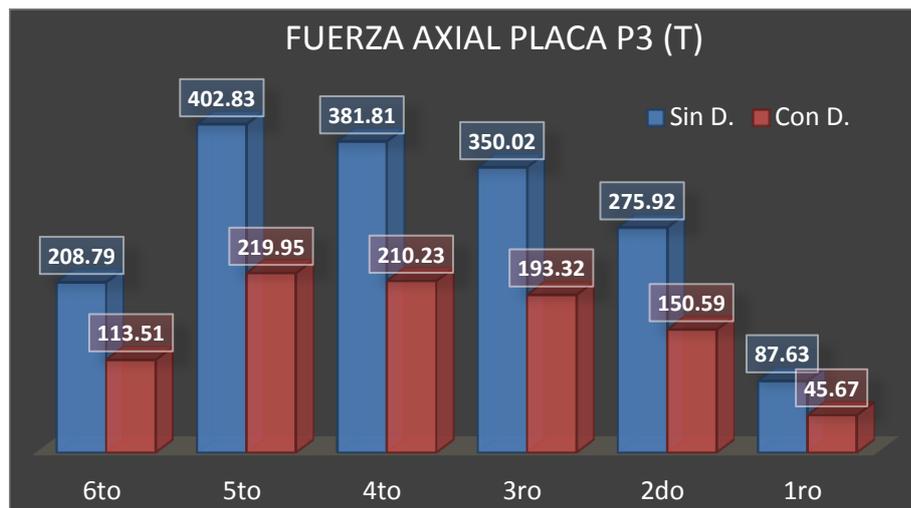


Fig. 117 Fuerza axial máxima en cada nivel para la Placa P3

Piso	Fuerza Axial (Placa P7)			Piso	Fuerza Axial (Placa P3)		
	Sin D.	Con D.	Reducción (%)		Sin D.	Con D.	Reducción (%)
6to	249.98	136.12	45.55	6to	208.79	113.51	45.63
5to	466.26	255.31	45.24	5to	402.83	219.95	45.40
4to	398.54	221.33	44.46	4to	381.81	210.23	44.94
3ro	311.48	174.04	44.12	3ro	350.02	193.32	44.77
2do	160.58	87.56	45.47	2do	275.92	150.59	45.42
1ro	157.72	100.83	36.07	1ro	87.63	45.67	47.88

Tablas N° 70 y 71. Porcentaje de reducción de la fuerza axial en la Placa P7 y P3



Fig. 118 Fuerza cortante máxima en cada nivel para la Placa P7

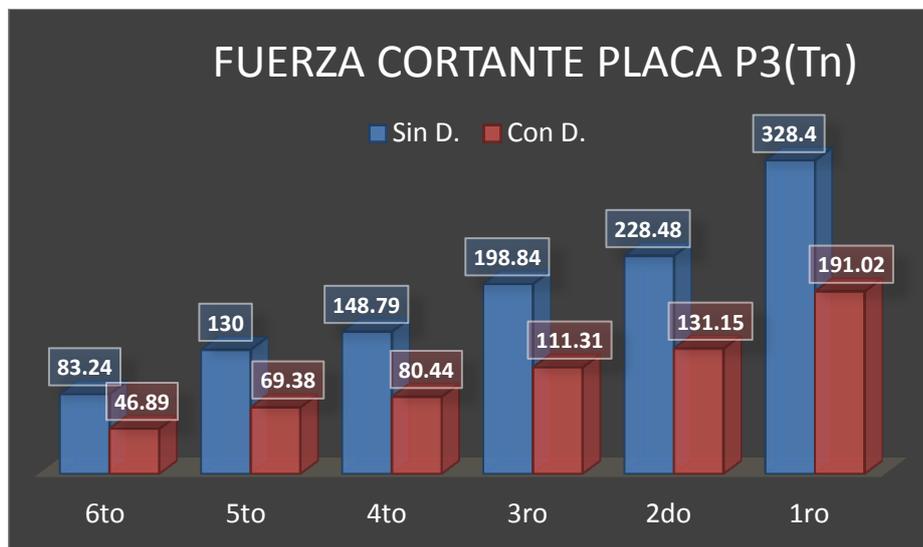


Fig. 119 Fuerza cortante máxima en cada nivel para la Placa P3

Piso	Fuerza Cortante (Placa P7)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
6to	90.52	51.40	43.22
5to	155.80	83.18	46.61
4to	171.69	92.76	45.97
3ro	232.44	130.11	44.02
2do	270.80	155.50	42.58
1ro	391.79	227.89	41.83

Piso	Fuerza Cortante (Placa P3)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)
6to	83.24	46.89	43.67
5to	130.00	69.38	46.63
4to	148.79	80.44	45.94
3ro	198.84	111.31	44.02
2do	228.48	131.15	42.60
1ro	328.40	191.02	41.83

Tablas N° 72 y 73. Porcentaje de reducción de la fuerza Cortante en la Placa P7 y P3

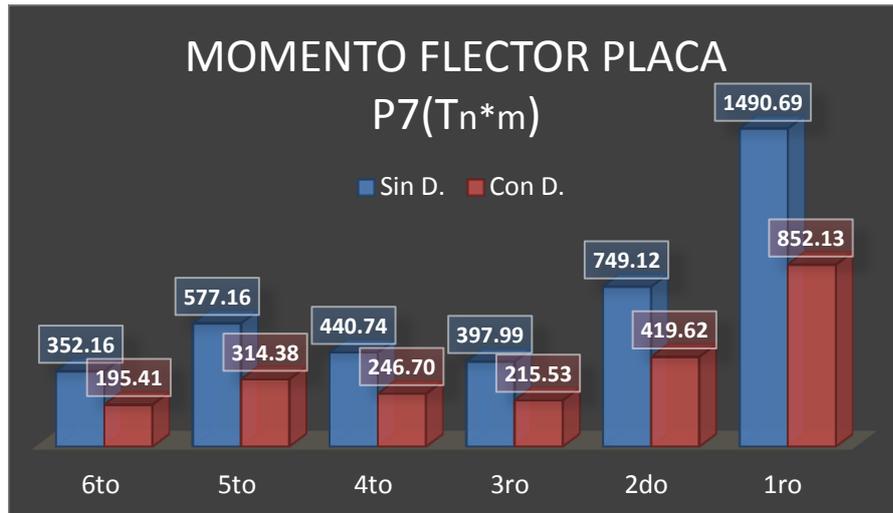


Fig. 120 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P7

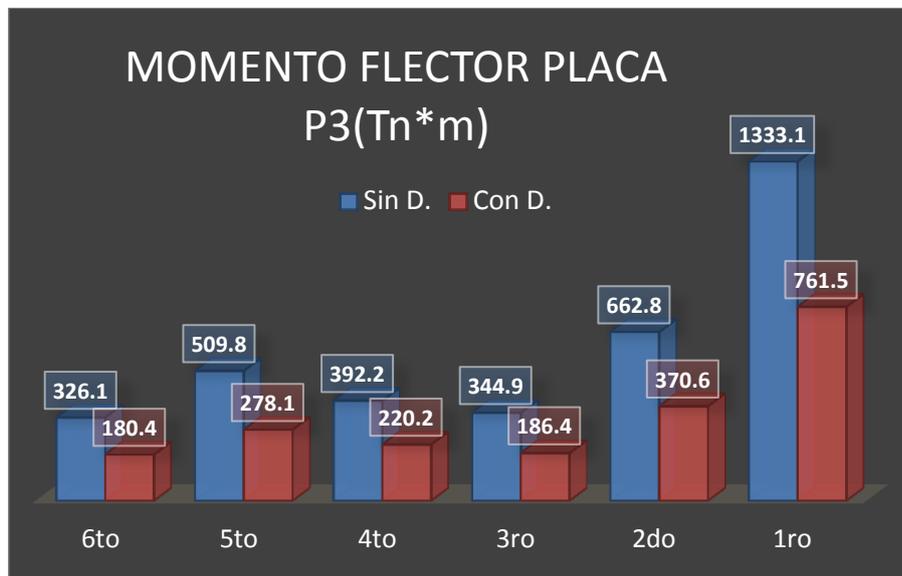


Fig. 121 Momento flector máximo en cada nivel para la Placa P3

Piso	Momento Flector (Placa P7)			Piso	Momento Flector (Placa P3)		
	Sin D.	Con D.	Reducción(%)		Sin D.	Con D.	Reducción(%)
6to	352.16	195.41	44.51	6to	326.15	180.40	44.69
5to	577.16	314.38	45.53	5to	509.83	278.10	45.45
4to	440.74	246.70	44.03	4to	392.24	220.24	43.85
3ro	397.99	215.53	45.84	3ro	344.93	186.35	45.97
2do	749.12	419.62	43.98	2do	662.81	370.62	44.08
1ro	1490.69	852.13	42.84	1ro	1333.14	761.51	42.88

Tablas N° 74 y 75. Porcentaje de reducción del momento flector en la Placa P7 y P3.

5.8.4. ACELERACIÓN Y VELOCIDADES

A continuación en las tablas 76 y 77 se muestran los valores máximos y mínimos de las velocidades y aceleraciones de los centro de masas de cada piso, para el edificio sin y con disipadores respectivamente.

Nivel	Valor	Velocidad (m/seg)	Aceleración (m/seg ²)
6	Máx.	1.681	22.76
	Mín.	-1.762	-24.41
5	Máx.	1.461	20.4
	Mín.	-1.541	-20.52
4	Máx.	1.158	17.28
	Mín.	-1.244	-15.57
3	Máx.	0.8143	13.05
	Mín.	-0.8912	-10.67
2	Máx.	0.4634	7.906
	Mín.	-0.5124	-6.166
1	Máx.	0.159	2.857
	Mín.	-0.1794	-2.189

Tabla N° 76. Velocidades y aceleraciones en los C.M de cada nivel en la estructura sin disipadores

Nivel	Valor	Velocidad (m/seg)	Aceleración (m/seg ²)
6	Máx.	0.804	12.53
	Mín.	-1.013	-14.53
5	Máx.	0.7261	11.33
	Mín.	-0.903	-12.3
4	Máx.	0.5792	9.562
	Mín.	-0.7256	-9.435
3	Máx.	0.4142	7.211
	Mín.	-0.5195	-6.578
2	Máx.	0.237	4.381
	Mín.	-0.3004	-3.895
1	Máx.	0.08222	1.595
	Mín.	-0.105	-1.412

Tabla N° 77. Velocidades y aceleraciones en los C.M de cada nivel en la estructura con disipadores

En las gráficas 122-125 se puede ver la comparación entre las aceleraciones y velocidades del edificio sin/con disipadores; así mismo en las tablas 78-81 se muestra el porcentaje de reducción de estos valores con el uso de disipadores viscosos.

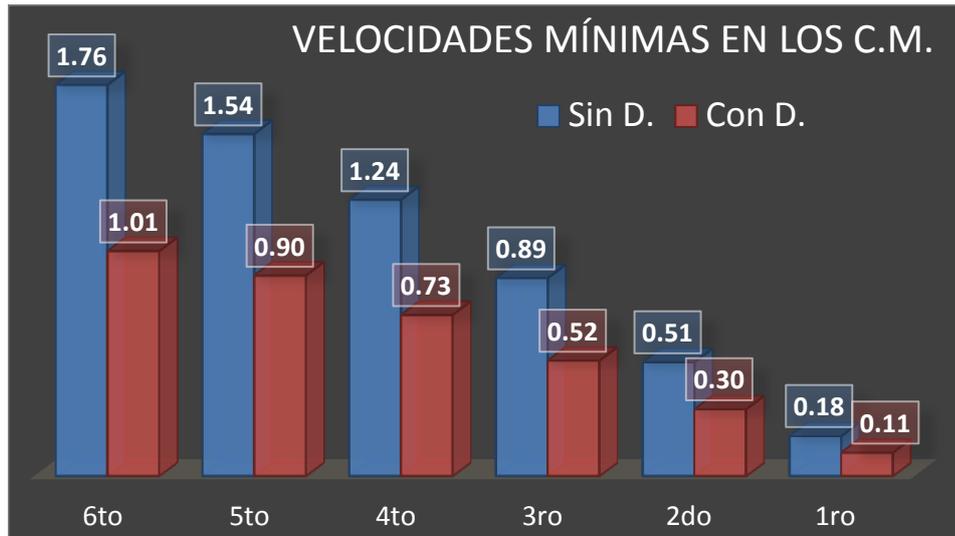


Fig. 122 Comparación de las velocidades mínimas en los C.M.

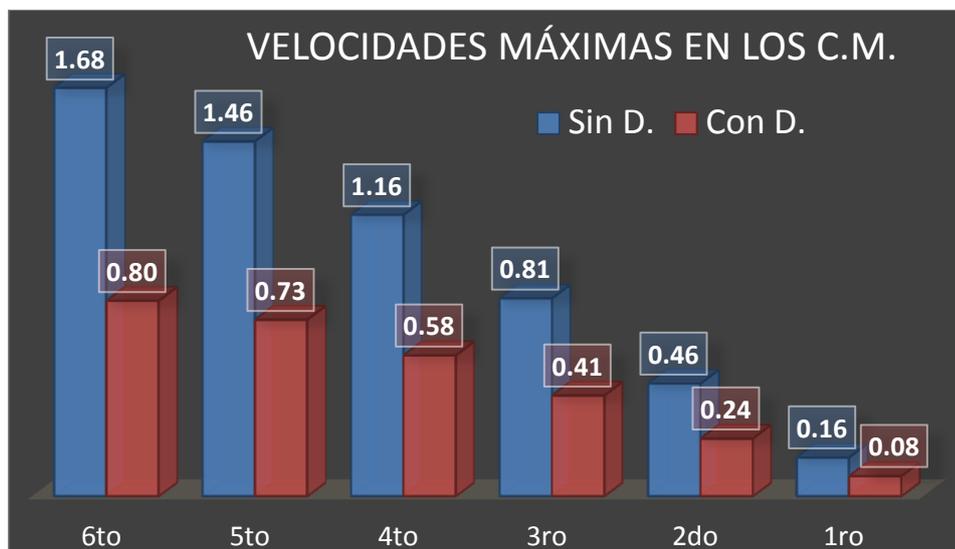


Fig.123 Comparación de las velocidades máximas en los C.M.

Nivel	Velocidad mínima (m/seg)		
	Sin D.	Con D.	Reducción (%)
6to	1.76	1.01	42.51
5to	1.54	0.90	41.40
4to	1.24	0.73	41.67
3ro	0.89	0.52	41.71
2do	0.51	0.30	41.37
1ro	0.18	0.11	41.47

Nivel	Velocidad máxima (m/seg)		
	Sin D.	Con D.	Reducción (%)
6to	1.68	0.80	52.17
5to	1.46	0.73	50.30
4to	1.16	0.58	49.98
3ro	0.81	0.41	49.13
2do	0.46	0.24	48.86
1ro	0.16	0.08	48.29

Tablas N° 78 y 79. Porcentaje de reducción de las velocidades mínimas y máximas en los C.M

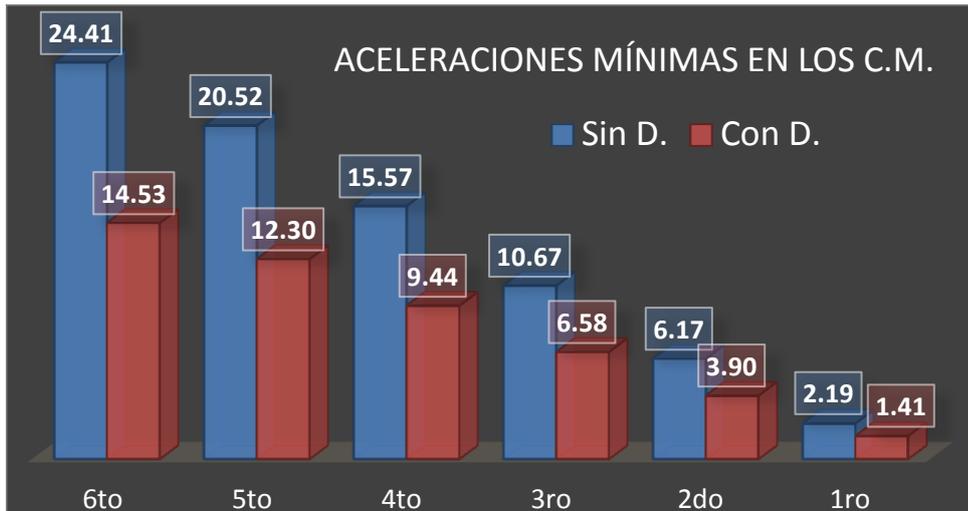


Fig.124 Comparación de las aceleraciones mínimas en los C.M.

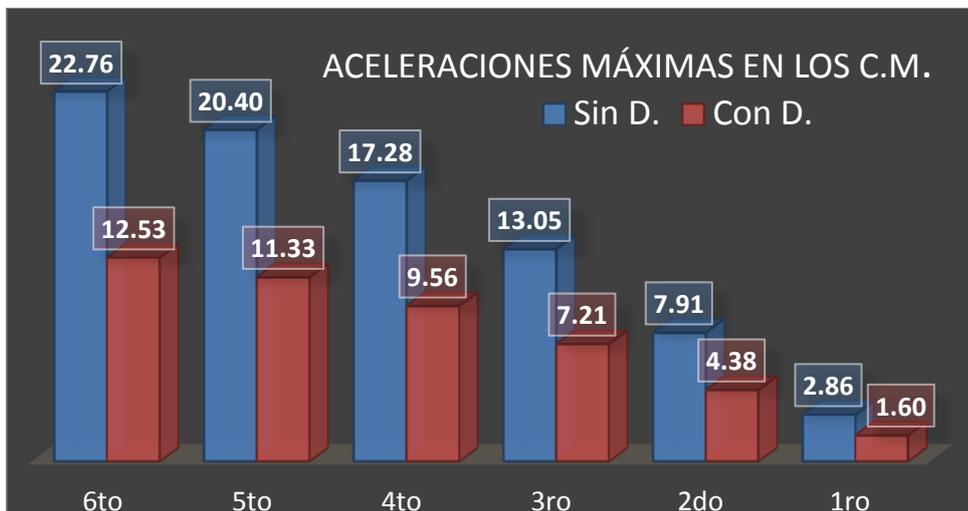


Fig.125 Comparación de las aceleraciones máximas en los C.M.

Nivel	Aceleración mínima (m/seg ²)		
	Sin D.	Con D.	Reducción (%)
6to	24.41	14.53	40.48
5to	20.52	12.30	40.06
4to	15.57	9.44	39.40
3ro	10.67	6.58	38.35
2do	6.17	3.90	36.83
1ro	2.19	1.41	35.50

Nivel	Aceleración máxima (m/seg ²)		
	Sin D.	Con D.	Reducción (%)
6to	22.76	12.53	44.95
5to	20.40	11.33	44.46
4to	17.28	9.56	44.66
3ro	13.05	7.21	44.74
2do	7.91	4.38	44.59
1ro	2.86	1.60	44.17

Tablas N° 80 y 81. Porcentaje de reducción de las aceleraciones mínimas y máximas en los C.M.

5.8.5. MODOS Y PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA

A continuación en la tabla 82 se muestran los periodos resultantes de la estructura con los disipadores viscosos incorporados en ella.

Modo	Período T (s)	Masa Participativa	
		Masa X-X (%)	Masa Y-Y (%)
1	0.4309	0.00	74.35
2	0.3377	2.65	0.00
3	0.2909	67.36	0.00
4	0.1163	0.00	11.79
5	0.1093	0.06	0.25
6	0.1056	0.01	2.95
7	0.0892	0.00	0.06
8	0.0830	0.05	0.12
9	0.0710	3.89	0.01
10	0.0707	0.01	0.05
11	0.0686	0.08	0.01
12	0.0684	16.89	0.00
13	0.0677	0.02	0.01
14	0.0655	0.03	0.00
15	0.0606	0.00	0.46
16	0.0586	0.35	0.01
17	0.0557	0.00	0.47
18	0.0540	0.00	0.93
Sumatoria		91.4043	91.4597

Tabla N° 82. Periodos de vibración de la estructura con disipadores de energía

Se puede apreciar que los periodos resultantes son los mismos a los de la estructura sin los disipadores de energía (ver tabla 37), esto se debe a que estos dispositivos no incrementan la rigidez de la estructura, lo que generaría que los periodos no varíen.

5.9. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE AMORTIGUAMIENTO

5.9.1. AGRUPACIÓN DE LOS DISPOSITIVOS POR NIVELES DE FUERZA

En las tablas 83 y 84 se muestran los valores de las fuerzas máximas (ya sea compresión/tracción) que se obtuvieron en los disipadores de energía bajo el análisis tiempo historia considerando el sismo de diseño. Así mismo estas fuerzas fueron normalizadas a los valores estándar del mercado (110Kip y 165 Kip).

Estos dispositivos fueron agrupados por sus niveles de fuerza para así poder ser enviados a la fabricación (Tabla 85).

En las figuras 126 y 127 se pueden observar las nomenclaturas de los disipadores en la estructura.

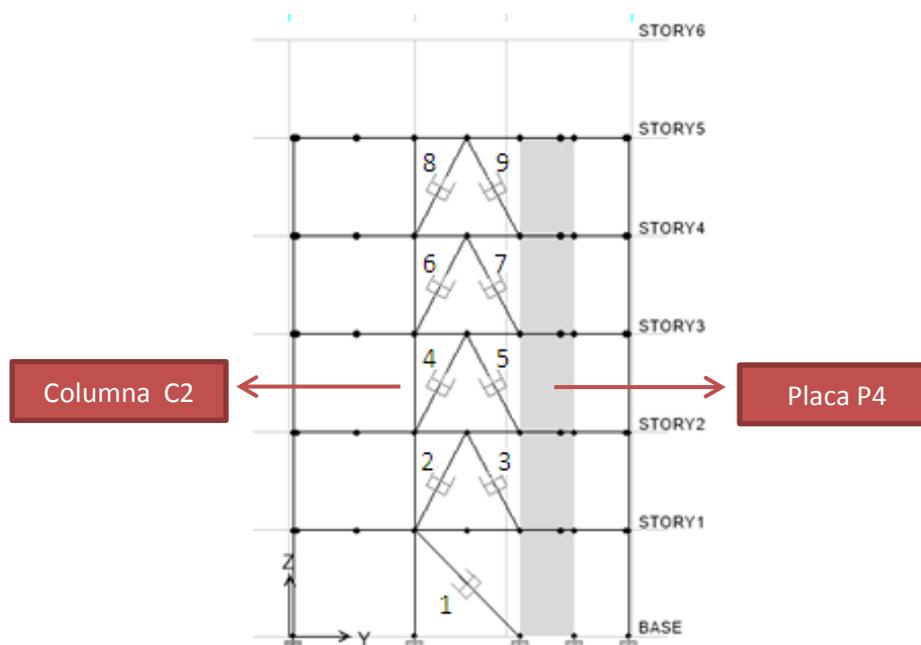


Fig. 126. Disipadores de energía al frente del edificio

Disipador	Fuerza(t)	Fuerza(Kn)	Disipador(Kn)
1	48.08	106.00	110
2	70.47	155.36	165
3	52.45	115.63	165
4	71.43	157.48	165
5	57.4	126.55	165
6	68	149.91	165
7	56.66	124.91	165
8	64.96	143.21	165
9	51.75	114.09	165

Tabla N° 83 Fuerzas máximas en los disipadores de energía al frente del edificio.

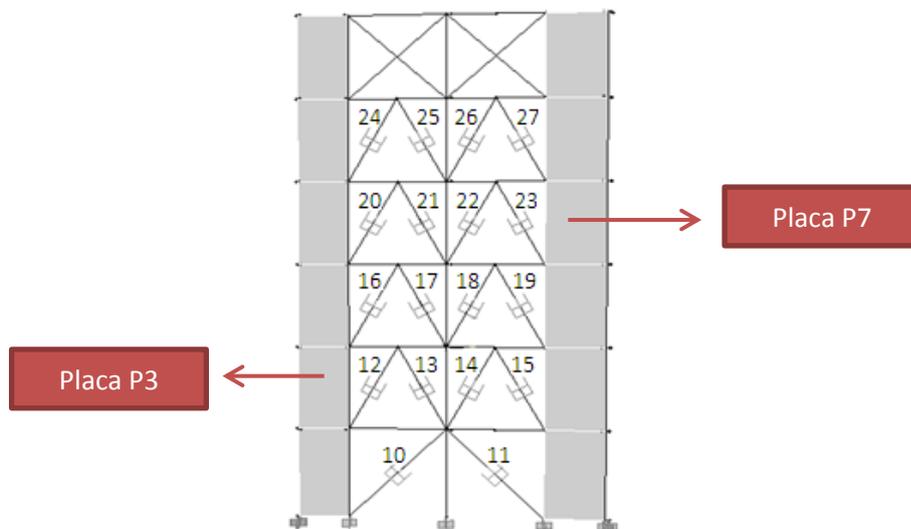


Fig.127 Disipadores de energía al fondo del edificio

Disipador	Fuerza(t)	Fuerza(Kip)	Disipador(Kip)
10	46.12	101.68	110
11	45.53	100.38	110
12	45.12	99.47	110
13	65.13	143.59	165
14	66.8	147.27	165
15	48.11	106.06	110
16	51.96	114.55	165
17	67.56	148.94	165
18	69.04	152.21	165
19	56.15	123.79	165
20	52.02	114.68	165
21	53.43	117.79	165
22	64.61	142.44	165
23	56.42	124.38	165
24	48.4	106.70	110
25	53.43	117.79	165
26	54.2	119.49	165
27	52.5	115.74	165

Tabla N° 84. Fuerzas máximas en los disipadores de energía al fondo del edificio.

Fuerza (KIP)	Número de dispositivos
110	6
165	21
Total	27

Tabla N° 85. Agrupación de los dispositivos por niveles de fuerza

5.9.2. ELECCIÓN DE LOS DISIPADORES DE ENERGÍA

Tomando en cuenta los niveles de fuerza obtenidos, se procede a determinar los dispositivos a emplear dependiendo de su capacidad de carga.

Como se mencionó anteriormente los disipadores que se emplearon para este trabajo fueron los manufacturados por la corporación **Taylor devices inc**, principal fabricante de los disipadores fluido viscosos, en las figuras 128 y 129 se muestran las dimensiones provistas por este fabricante para los diferentes niveles de fuerza.

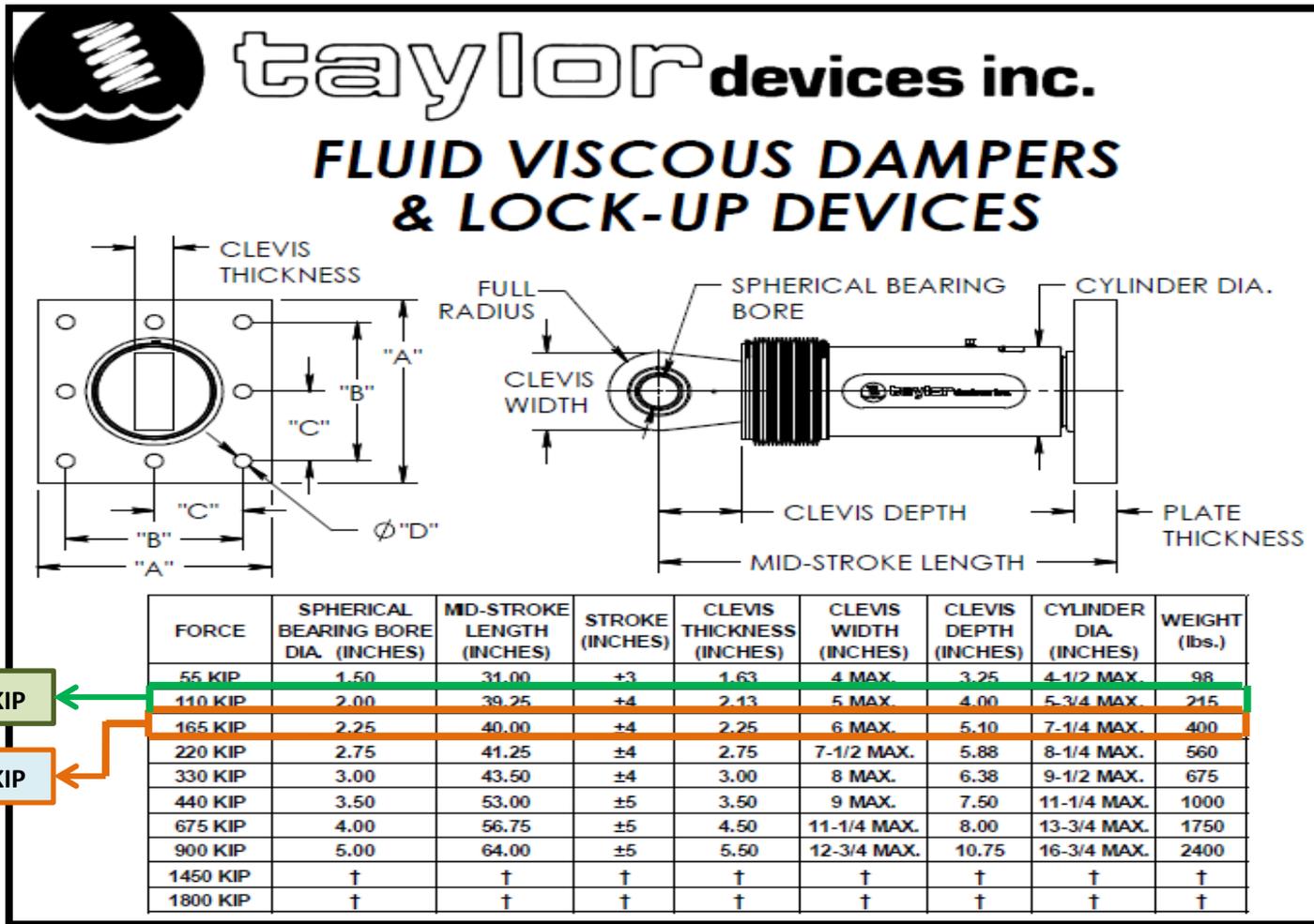


Fig.128 Propiedades de los dispositivos. TAYLOR DEVICES

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.

Fig.129 Dimensiones de la placa base. TAYLOR DEVICES

Los disipadores viscosos seleccionados son los de capacidades de 110 y 165 Kip, en las tablas 86 y 87 se muestran las dimensiones de estos dispositivos, así mismo en las figuras 130-133 se muestra el detalle de las dimensiones de cada uno de ellos.

Es importante señalar que cada dispositivo cuentan con su propio factor de seguridad, por lo que no se requiere de ninguna amplificación adicional a las fuerzas obtenidas del análisis tiempo historia.

Force	Spherical Bearing Bore Dia.(cm)	Mid-stroke Length (cm)	Stroke (inches)	Clevis Thickness (cm)	Clevis Width (cm)	Clevis Depth (cm)	Cylinder Dia (cm)	Weight (lbs)
110 KIP	5.08	99.69	± 4	5.41	12.7	10.16	14.61	215
165 KIP	5.71	101.6	± 4	5.71	15.24	12.95	18.42	400

Tabla N° 86. Dimensiones de los disipadores seleccionados.

Force	"A"(cm)	"B"(cm)	"C"(cm)	"D"(inches)	Plate Thickness (cm)
110 KIP	28.24	20.32	*	1.25± .01	3.81
165 KIP	34.29	25.4	12.7	1.12± .01	6.1

Tabla N° 87. Dimensiones de la placa base de los disipadores seleccionados (Disposición de cuatro pernos (110Kip) y 8 pernos (165Kip))

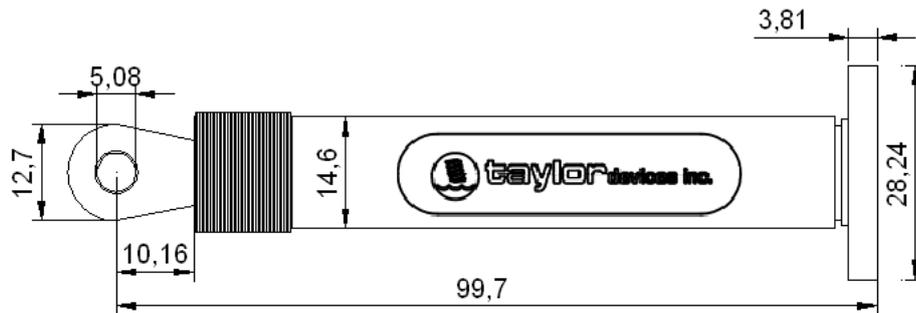


Fig.130 Dimensiones del disipador de energía de 110 KIP (cm)

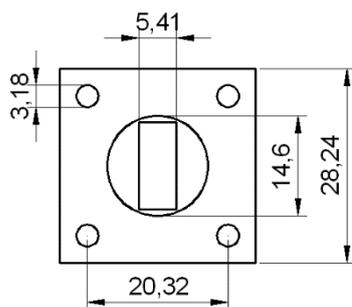


Fig.131 Dimensiones de la placa base del disipador de 110KIP (cm)

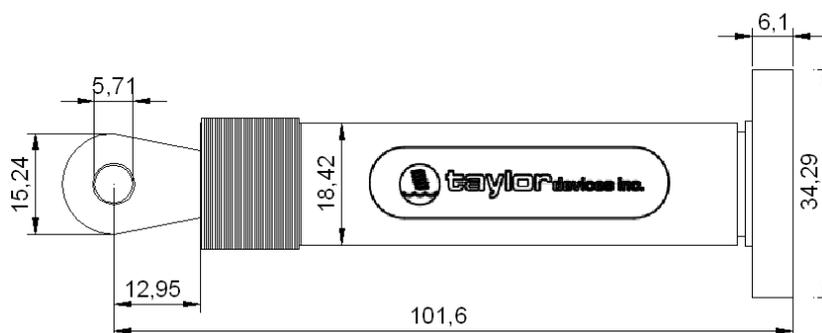


Fig.132 Dimensiones del disipador de energía de 165 KIP (cm)

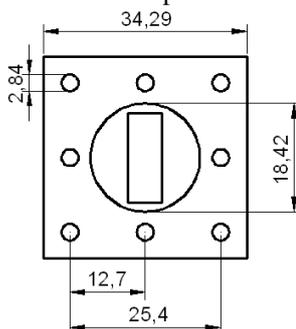


Fig.133 Dimensiones de la placa base del disipador de 165 KIP (cm)

5.10. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE ACERO

Es importante tener en cuenta la recomendación del ASCE 7-10 para el diseño de los elementos de acero (en el sistema de disipación); señala el diseño de estos se debe realizar considerando el sismo máximo esperado (1.5 del sismo de diseño). Bajo esta sollicitación, las fuerzas máximas presentadas en los dispositivos son las siguientes:

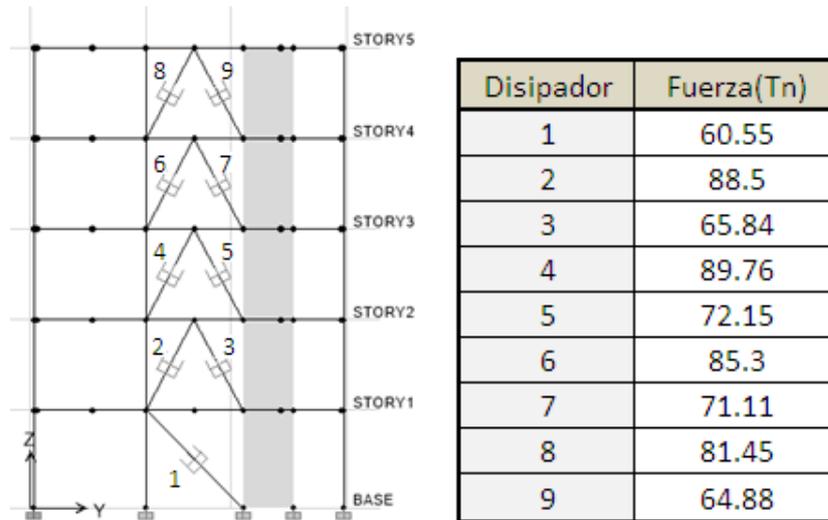


Tabla N° 88. Fuerzas máximas en los disipadores al frente del edificio (sismo máximo esperado)

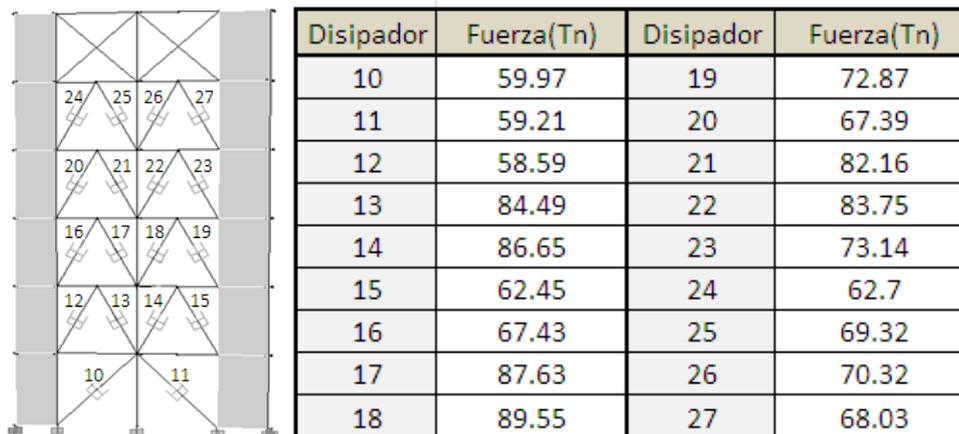


Tabla N° 89. Fuerzas máximas en los disipadores al fondo del edificio (sismo máximo esperado)

Como en el diseño se han considerado dos disposiciones: Diagonal (1er nivel) y Doble diagonal (2do al 5to), el diseño de ambas se realizara por separado.

5.10.1. DISPOSICIÓN DIAGONAL (DISPOSITIVOS PRIMER NIVEL)

A. DISEÑO DEL BRAZO METÁLICO

Se seleccionó el perfil HSS 7.500 x 0.50 como extensor o brazo metálico para todos los dispositivos en el sistema de disipación

A continuación se verificó si el perfil metálico contaba con la suficiente resistencia para trabajar con las fuerzas máximas de tracción y compresión generadas.

Las propiedades de este perfil son las siguientes:

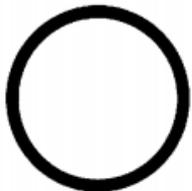
Table 1-13 (continued) Round HSS Dimensions and Properties										 HSS9.625- HSS6.875	
Shape	Design Wall Thickness, <i>t</i> in.	Nominal Wt. lb/ft	Area, <i>A</i> in. ²	<i>D/t</i>	<i>I</i> in. ⁴	<i>S</i> in. ³	<i>r</i> in.	<i>Z</i> in. ³	Torsion		
									<i>J</i> in. ⁴	<i>C</i> in. ³	
HSS7.50×0.500	0.465	37.42	10.3	16.1	63.9	17.0	2.49	23.0	128	34.1	
×0.375	0.349	28.56	7.84	21.5	50.2	13.4	2.53	17.9	100	26.8	
×0.312	0.291	23.97	6.59	25.8	42.9	11.4	2.55	15.1	85.8	22.9	
×0.250	0.233	19.38	5.32	32.2	35.2	9.37	2.57	12.3	70.3	18.7	
×0.188	0.174	14.70	4.00	43.1	26.9	7.17	2.59	9.34	53.8	14.3	

Tabla N° 90. Propiedades geométricas del perfil HSS 7.500 x 0.50 (Fuente: AISC Steel construction manual 13th)

Las características especificadas para el diseño son:

- Área del perfil metálico : $A = 10.3 \text{ in}^2$
- Radio del perfil metálico : $r = 2.49 \text{ in}$
- Módulo de elasticidad del acero : $E_{ac} = 29\,000 \text{ ksi}$

- Esfuerzo de fluencia : $F_y = 35 \text{ ksi}$
- Resistencia en tensión : $F_u = 50 \text{ ksi}$

El brazo metálico se verificó para el caso más desfavorable; esto se da en el extensor del disipador número 1, ya que en este dispositivo se presenta la mayor fuerza axial (60.55tn).

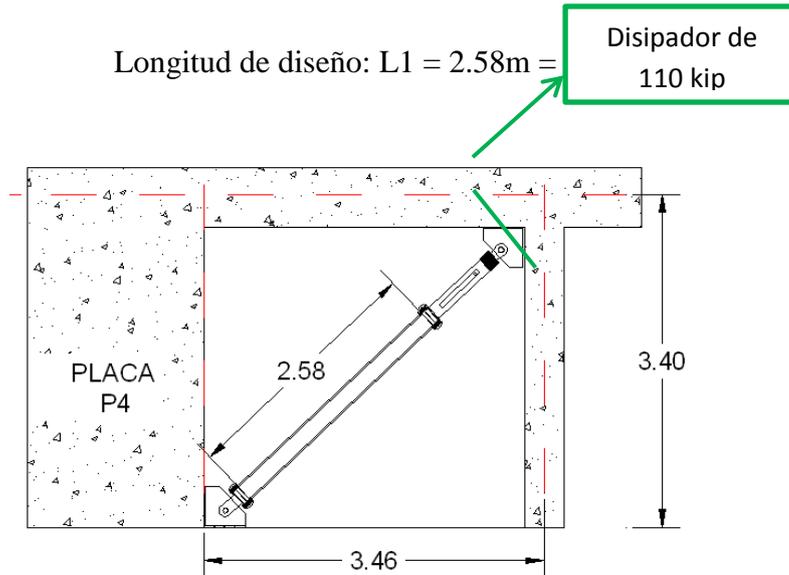


Fig.134 Disipador número 1 (ubicado al frente del edificio)

- Fuerza máxima compresión/tensión: 60.55 t

Así tenemos:

$$F_e = \frac{\pi^2 * E}{\frac{L}{r}^2} = \frac{\pi^2 * 29000}{\frac{101.57}{2.49}^2} = 172.01 \text{ Ksi}$$

$$F_{cr} = 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} * F_y = (0.658^{35/172.01}) * 35 = 32.14 \text{ Ksi}$$

$$\phi P_n = \phi * F_{cr} * A = 0.9 * 32.14 * 10.3 = 297.94 \text{ kips} = 135.14 \text{ Tn}$$

$$\phi T_n = \phi * F_y * A = 0.9 * 35 * 10.3 = 324.45 \text{ kips} = 147.17$$

Con estos valores se comprueba:

$$\phi P_n = 135.14 \text{ tn} > 60.55 \text{ tn} \quad (OK)$$

$$\phi T_n = 147.17 \text{tn} > 60.55 \text{tn} \quad (OK)$$

B. DISEÑO DE LA CONEXIÓN BRAZO METÁLICO – DISIPADOR VISCOSO

Las dimensiones de la placa base para un disipador viscoso de 110 KIP son las que se muestran en la figura 135, el diámetro de los pernos a emplear está determinado por el diámetro de las perforaciones en esta plancha metálica, para este dispositivo la placa base corresponde a una disposición de 4 pernos, los que se deben alojar en orificios de 1.25" (3.175 cm) de diámetro.

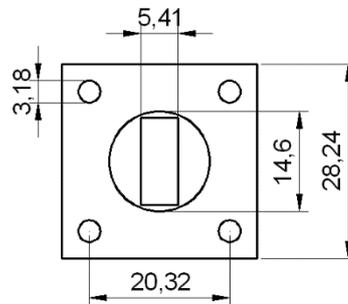


Fig.135 Dimensiones de la placa base para el disipador de 110KIP (cm)

Sabiendo además que: $db + 1/8'' = dh$

Dónde:

db : *Diámetro del perno*

dh : *Diámetro del agujero*

Así tenemos que: $db = dh - 1/8'' \Rightarrow db = 1.25'' - 1/8'' \Rightarrow db = 1.125''$

El diámetro del perno que se debe utilizar es de 1.125" ó 1 1/8"

Se procedió a determinar las dimensiones y el tipo de los pernos, arandelas y tuercas a emplear. Para lograr esto se siguieron las especificaciones de los códigos AISC, ASTM y RCSC, los cuales comúnmente se emplean como guía de diseño al momento de requerir conexiones emperradas.

1) Tipo de perno a emplear

Los pernos de alta resistencia están especificados bajo las normas ASTM A325 y A490,

Los **pernos A325** están fabricados bajo tratamiento térmico y con un acero temperado de medio carbono, poseen una resistencia mínima a la tensión de 120 KSI para diámetros entre $\frac{1}{2}$ " - 1", así mismo para diámetros entre $1\frac{1}{8}$ " - $1\frac{1}{2}$ " la resistencia mínima es de 105 KSI.

Los **pernos A490** son de acero de baja aleación y templado, tienen propiedades mecánicas más altas que el A325; estos pernos tienen una resistencia mínima a la tensión entre 150 a 170 KSI para diámetros de $\frac{1}{2}$ " - 1". Tanto los pernos A325 como los A490 están divididos en dos grupos según su clasificación metalúrgica (grupo 1 y 3)

Grupo 1: Es el más usual, se usa en altas temperaturas.

Grupo 3: Es el resistente a la corrosión.

Los pernos del grupo 2 ya no son considerados dentro de las especificaciones del RCSC; estos aparecen en ediciones anteriores a la RCSC 2004.

En la figura 136 se muestra la nomenclatura en cabeza de pernos ASTM A325 y A 490

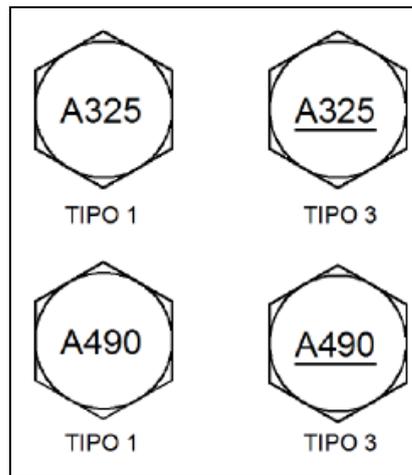


Fig.136 Clasificación de los pernos A325 y A490

Nótese que los pernos del grupo 3 se diferencian de los del grupo 1 por la línea que se encuentra subrayando la especificación ASTM en la cabeza hexagonal del mismo.

Los pernos que se consideraron para este trabajo son los A325 - Grupo 1 por ser los más comunes; posteriormente se verificará si satisfacen las solicitaciones de carga a las que son sometidos.

2) Longitud de los pernos, tuercas y arandelas

Las dimensiones de los pernos y tuercas de alta resistencia están estandarizadas y normadas de acuerdo al código RCSC. Las dimensiones de estos se encuentran en la tabla C-2.1 de la RCSC 2004 y son las que se muestran a continuación:

Diámetro Nominal del Perno <i>db, in.</i>	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de Tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a través de cara plana <i>F, plg.</i>	Altura <i>H1, plg.</i>	Longitud Roscada <i>T, plg.</i>	Ancho a través de cara plana <i>W, plg.</i>	Altura <i>H2, plg.</i>
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

Tabla N° 91. Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia.

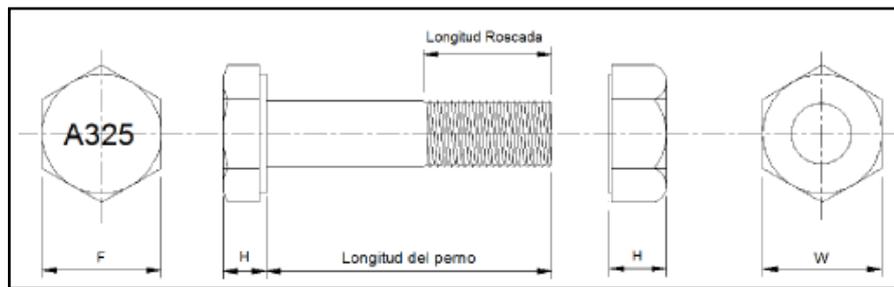


Fig.137 Detalle de las dimensiones estándares de pernos de alta resistencia

De acuerdo a la tabla 91 se fijan las dimensiones del perno 1 1/8", que como se mencionó anteriormente serán los que se empleen en la conexión brazo metálico-disipador, las dimensiones de este perno se muestran en la tabla 92 y se detallan en las figuras 138 y 139

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la Tuerca	
		Ancho a través de la cara plana (<i>F</i>)	Altura (<i>H1</i>)	Longitud Roscada (<i>T</i>)	Ancho a través de la cara plana (<i>W</i>)	Altura (<i>H2</i>)
in	1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
cm	2.857	4.60	1.746	5.08	4.6	2.818

Tabla N° 92. Dimensiones del perno de 1 1/8".

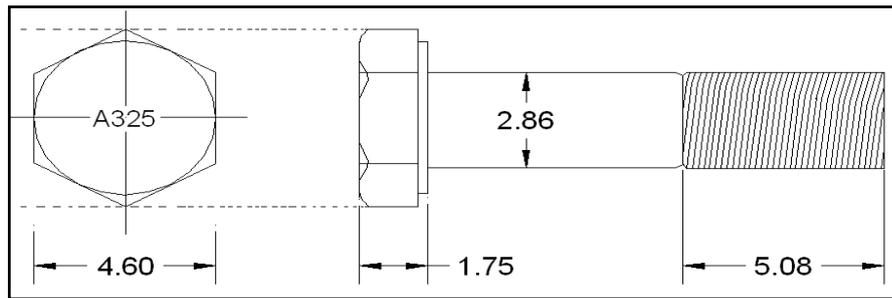


Fig.138 Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/8 " (cm)

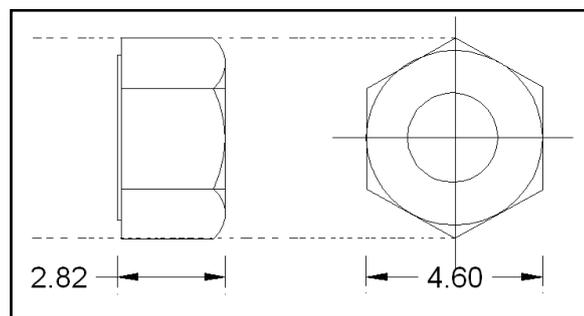


Fig.139 Detalles de las dimensiones de la tuerca a emplear (cm)

El tipo de arandela que se debe utilizar en conjunto con los pernos de alta resistencia están normalizadas bajo el código ASTM F436; las dimensiones estandarizadas de las arandelas se detallan en la siguiente tabla.

Ø (Perno)	B	A	C	
	Nominal	Nominal	Min.	Max.
1/4	.625	.281	.051	.080
5/16	.688	.344	.051	.080
3/8	.813	.406	.051	.080
7/16	.922	.469	.051	.080
1/2	1.063	.531	.097	.177
9/16	1.188	.625	.110	.177
5/8	1.313	.688	.122	.177
3/4	1.468	.813	.122	.177
7/8	1.750	.938	.136	.177
1	2.000	1.063	.136	.177
1 1/8	2.250	1.188	.136	.177
1 1/4	2.500	1.375	.136	.177
1 3/8	2.750	1.500	.136	.177

Tabla N° 93. Dimensiones estándares de las arandelas (Fuente: ASTM F436)

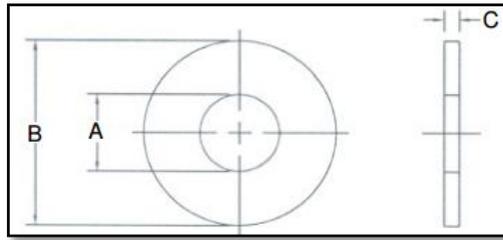


Fig.140 Nomenclatura empleada en las dimensiones de la arandela (Fuente: ASTM F436)

De acuerdo a la tabla 94 se fijan las dimensiones de la arandela a emplear considerando un perno de 1 1/8"

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Diametro exterior (B)	Diametro interior (A)	Espesor máximo (C máx)
in	1 1/8	2.25	1.188	0.177
cm	2.857	5.715	3.017	0.449

Tabla N° 94. Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/8"

Teniendo las dimensiones de la tuerca y de la arandela se procede a determinar la longitud total del perno.

La longitud del perno es igual a la suma de las placas a unir (Grip), más los espesores de las arandelas, más el valor dado en la tabla C-2.2 de la norma RCSC y por último, el valor resultante se redondea al siguiente valor de 1/4" para longitudes de Grip menores a 5", e incrementos de 1/2" para pernos donde el Grip sea mayor a 5" de longitud.

La tabla C-2.2 del RCSC 2004, se muestra a continuación:

Diámetro Nominal del Perno <i>db</i> , <i>plg.</i>	Para Determinar la Longitud requerida, Anadir al Grip, <i>plg.</i>
1/2	11/16
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

Tabla N° 95. Incremento adicional al Grip de acuerdo al diámetro del perno.

Para la conexión brazo metálico – disipador se muestra el siguiente esquema:

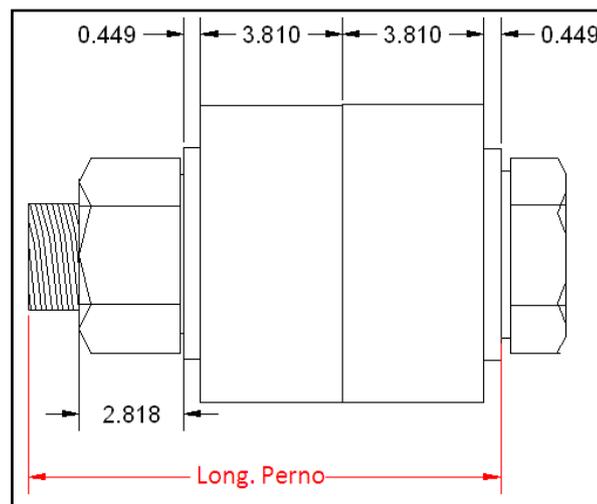


Fig.141 Esquema para el cálculo de la longitud del perno

$$Long. Perno = 2 \text{ arandela} + Grid + 1 \frac{1}{2}''$$

$$Long. Perno = 2 \cdot 0.449cm + 2(3.81cm) + 3.81cm$$

$$Long. Perno = 12.328cm \text{ ó } 4.85''$$

Este valor se debe redondear al siguiente valor de 1/4" ya que la longitud del Grip (7.62 ó 3") es menor a 5"

$$Long. Perno = 5'' (12.7cm)$$

Así las dimensiones del perno quedan totalmente definidas y son las que se muestran en la figura 142.

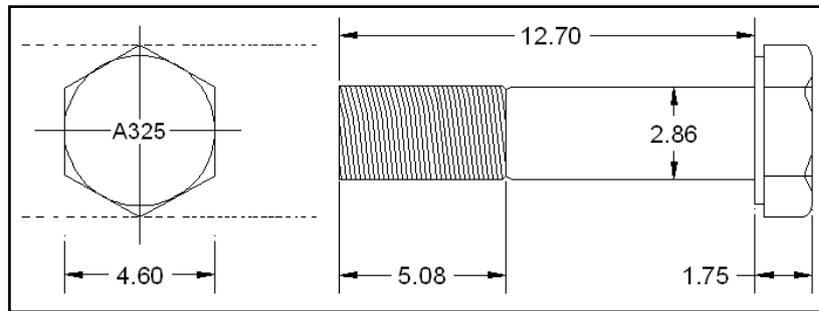


Fig.142 Dimensiones de los pernos A325 a emplear en la conexión Extensor – Disipador (cm)

Como ya se mencionó, la resistencia mínima a la tensión de los pernos A325 para diámetros de 1 1/8” – 1 1/2” es de 105ksi, en consecuencia la resistencia de diseño de cada uno de ellos será:

$$\phi T_n = \phi \times A_b \times F_u, \text{ donde } \phi = 0.75 (\text{para todos los diámetros})$$

$$0.75 \times 105 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} \times (1.125 \text{ in})^2 = 99.67 \text{ kip} = 45.21 \text{ tn}$$

La conexión brazo metálico – disipador está expuesta solo a esfuerzos axiales de tracción y compresión más no de corte, es por ello que solo se verifico la resistencia ante fuerzas de tensión, tal y como se muestra a continuación:

$$\phi T_n \geq T_u$$

$$\phi T_n = 4 \text{ pernos} \times 45.21 \frac{\text{tn}}{\text{perno}} = 180.84 \text{ tn}$$

$$180.84 \text{ tn} \geq 60.55 \text{ tn} \quad (\text{ok})$$

Las siguientes imágenes muestran como queda definida la conexión entre el brazo metálico y el disipador viscoso de 110Kip empleado.

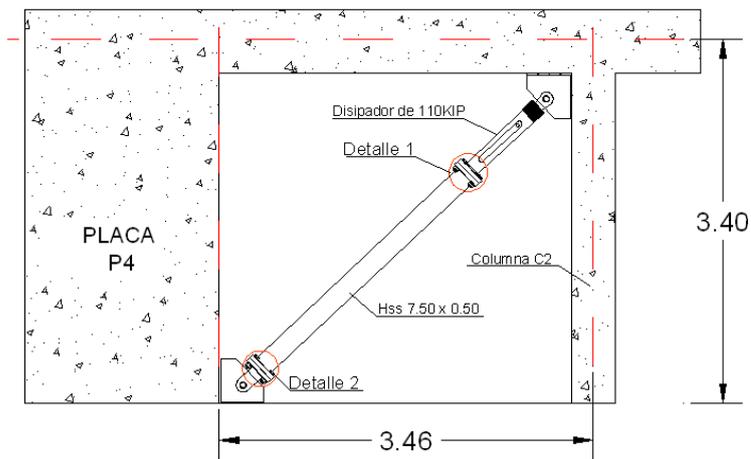


Fig.143 Colocación del dispositivo en disposición diagonal (disipadores 1er piso)

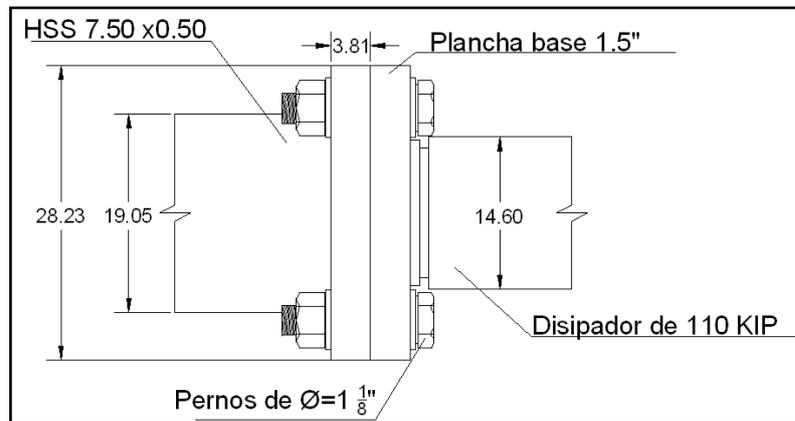


Fig.144 Detalle 1 conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Disipador viscoso Taylor 110KIP

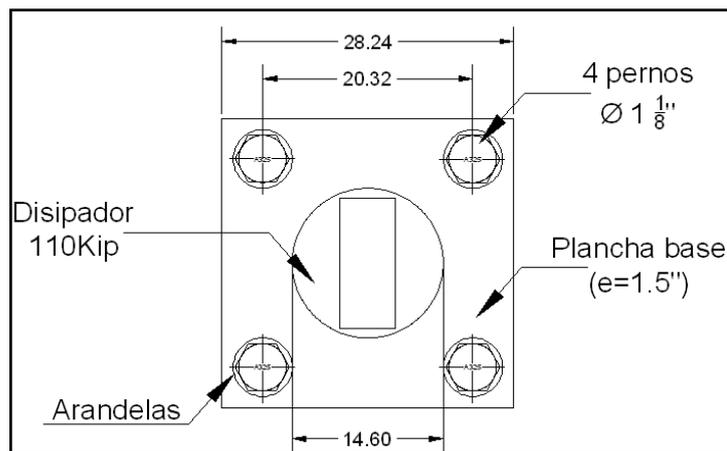


Fig.145 Detalle de la unión placa base-disipador de energía

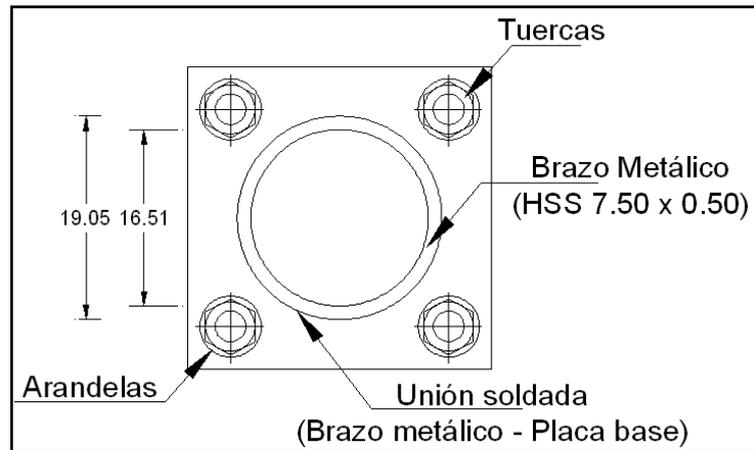


Fig.146 Detalle de la unión Brazo metálico – Placa Base

Como las fuerzas que se generan a lo largo del brazo metálico son las mismas, se empleó la misma placa base y disposición de pernos para la unión Brazo metálico – Barra de conexión; detalle 2 (ver figura 143)

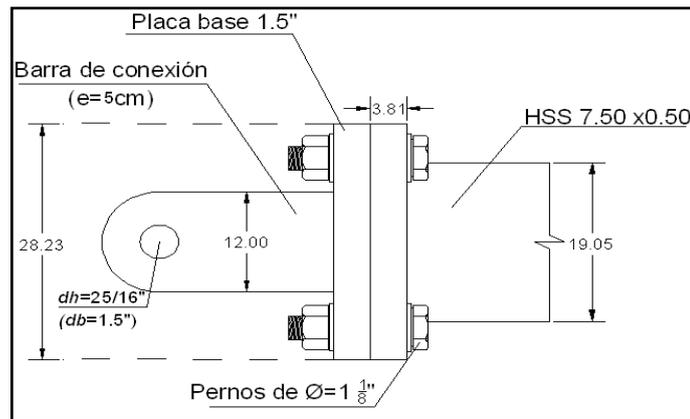


Fig.147 Detalle 2 Conexión Brazo metálico (HSS 7.50x0.50) – Barra de conexión

C. DISEÑO DEL PERNO DE CONEXIÓN

El perno que une la **barra de conexión** con las **cartelas** debe ser diseñado para resistir altas sollicitaciones de corte, es por eso que se consideró un perno A490 de un diámetro significativo (1.5"). En la fig.148 se muestra el esquema general de esta conexión; en la figura 149 se puede observar el detalle de las dimensiones de la cartela, medidas que fueron empleadas para definir la longitud del perno.

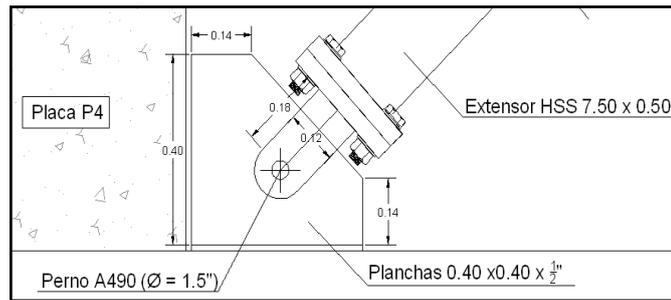


Fig.148 Detalle de la conexión inferior Long. Perno

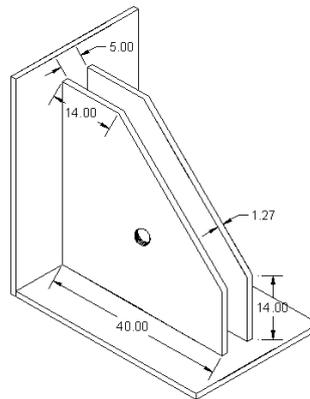


Fig.149 Detalle de las cartelas metálicas (cm)

Empleando la Tabla 91 (Dimensiones estándares de pernos y tuercas de alta resistencia) se definieron las dimensiones del perno de 1.5”, así mismo de las tablas 93 y 95, se obtuvieron las dimensiones de la arandela y el valor del incremento del Grid correspondiente para este diámetro. Además, para el cálculo de la longitud del perno se consideró un espesor de 5cm para la **barra de conexión**. Finalmente las dimensiones son las que se muestran en la siguiente tabla:

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Dimensiones del perno estructural			Dimensiones de la Tuerca	
		Ancho a través de la cara plana (F)	Altura (H1)	Longitud Roscada (T)	Ancho a través de la cara plana (W)	Altura (H2)
in	1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32
cm	3.81	6.03	2.381	5.73	6.04	3.731

Tabla N° 96. Dimensiones del perno de 1 1/2”.

Unidades	Diámetro Nominal del Perno	Diámetro exterior (B)	Diámetro interior (A)	Espesor máximo (C máx)
in	1 1/2	3	1.625	0.177
cm	3.81	7.62	4.128	0.449

Tabla N° 97. Dimensiones de la arandela para un perno de 1 1/2"

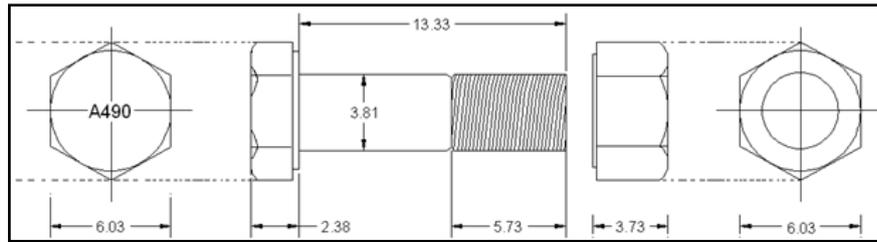


Fig.150 Detalle de las dimensiones del perno de 1 1/2"

Verificación por corte

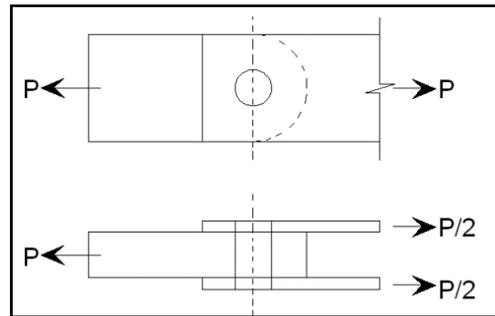


Fig.151 Fuerza a la que es sometido el perno (Cortante doble)

El esfuerzo máximo de corte de un perno estructural está determinado por la siguiente expresión:

$$\phi R_n = \phi m F_v ; \phi P_n = \phi R_n A_b n$$

Donde:

ϕR_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 en rosca)

A_b : Área neta transversal del perno a la altura del plano de cortante

$\phi P_n =$ Fuerza cortante máxima

n : Número de pernos

El valor de “m” es igual a 1 cuando el perno está sometido a cortante simple; será igual a 2 cuando la conexión está en cortante doble.

Para el diseño generalmente se considera que la falla será en la parte rosca del perno por ser el caso más conservador. Es decir se asume un $F_v = 0.4 F_u$; el F_u para un perno A490 es igual a 150Ksi

El valor de ϕP_n deberá ser mayor a la carga actuante P_u , que como ya se mencionó es igual a 60.55tn

Así tenemos que el esfuerzo máximo de corte será:

$$\phi R_n = \phi m F_v$$

$$\phi R_n = 0.75 (2) (0.4 * 150)$$

$$\phi R_n = 90\text{Ksi}$$

La fuerza cortante máxima es:

$$\phi P_n = \phi R_n A_b n$$

$$\phi P_n = 90 \frac{\text{Kip}}{\text{in}^2} \frac{\pi * (1.5\text{in})^2}{4} \quad (1)$$

$$\phi P_n = 159.04 \text{ kip} = 72.141\text{tn}$$

$$\phi P_n = 72.141\text{tn} > 60.55 \text{ tn (OK)}$$

Una vez verificado un adecuado comportamiento ante el corte y con las dimensiones finales del perno se procedió al diseño de la barra de conexión.

D. DISEÑO DE LA BARRA DE CONEXION

En la siguiente imagen se muestran las dimensiones de este elemento metálico.

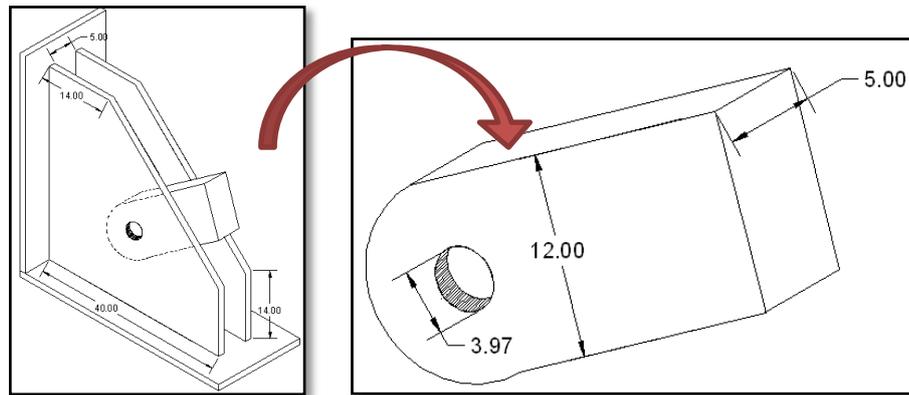


Fig.152 Dimensiones de la barra de conexión (cm).

La barra de conexión es un miembro que está sometido a tensión, para este tipo de condiciones se debe verificar la posible fluencia del área bruta y la fractura del área neta, el área que debe tener este elemento debe ser la mayor de las calculadas con las siguientes ecuaciones:

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\phi F_y} ; (\text{Para verificar la fluencia del área bruta})$$

Dónde:

A_g : Área bruta requerida de la sección

ϕ : Factor de resistencia igual a 0.90

F_y : Esfuerzo de fluencia 36ksi (Acero A36)

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\mu \phi F_u} + A_h ; (\text{Para verificar la fractura del área neta})$$

Dónde:

A_g : Área bruta requerida de la sección

A_h : Área del agujero

μ : Porcentaje de la sección que trabaja para absorber esfuerzos

ϕ : Factor de resistencia igual a 0.75

F_u : Esfuerzo mínimo de ruptura en tensión 58ksi (Acero A36)

Empleando estas dos expresiones tenemos:

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\phi F_y} \quad ; (\text{Para verificar la fluencia del área bruta})$$

El valor de $P_u = 60.55 \text{tn}$ ó 133.489kip

$$A_{g_{req}} \geq \frac{133.489 \text{Kip}}{0.9 (36 \text{ksi})}$$

$$A_{g_{req}} \geq 4.12 \text{ in}^2$$

$$A_{g_{req}} \geq 26.58 \text{cm}^2$$

$$A_{g_{req}} \geq \frac{P_u}{\mu \phi F_u} + A_h \quad ; (\text{Para verificar la fractura del área neta})$$

El diámetro del agujero $d_h = \phi_{perno} + \text{Agujero Std}$

El diámetro del agujero $d_h = 1.5" + 1/16"$

El diámetro del agujero $d_h = 1.56"$

Espesor del elemento = 5cm ó 1.968 in

Área del agujero = $1.968 \cdot 1.56 = 3.07 \text{in}^2$

Una vez calculada el área del agujero se procede a calcular el área bruta requerida.

$$A_{g_{req}} \geq \frac{133.489 \text{Kip}}{1 \cdot 0.75 \cdot 58 \text{ksi}} + 3.07 \text{in}^2$$

$$A_{g_{req}} \geq 6.139 \text{ in}^2$$

$$A_{g_{req}} \geq 39.60 \text{cm}^2$$

El área bruta requerida será igual al mayor valor obtenido es decir:

$$A_{g_{req}} \geq 39.60 \text{ cm}^2$$

El área bruta que tiene la barra de conexión es:

$$A_g = 5 \text{ cm} \cdot 12 \text{ cm}$$

$$A_g = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_g \cdot 60 \text{ cm}^2 > A_{g_{req}} (39.60 \text{ cm}^2)$$

Ok ; la barra de conexión satisface las solicitaciones ante tensión

Finalmente se debe verificar la separación mínima que debe tener el perno con respecto a los bordes

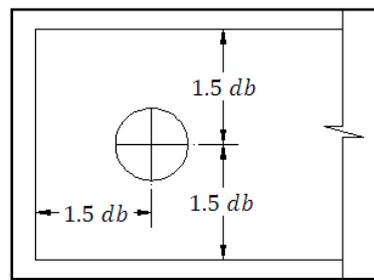


Fig.153 Espaciamiento mínimo de un perno con respecto a los bordes

Para este caso el perno tiene un diámetro de 1.5" o 3.81cm; la distancia mínima con respecto a los bordes debe ser por lo tanto $1.5 (3.81 \text{ cm}) = 5.715 \text{ cm}$

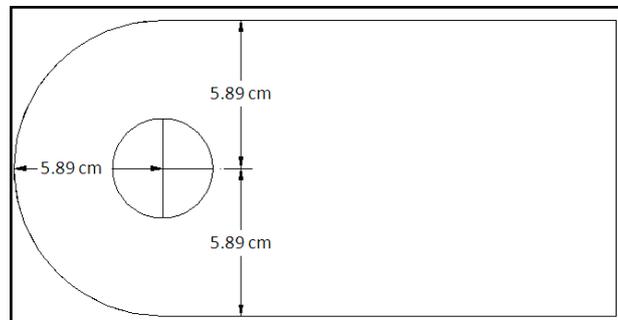


Fig.154 Espaciamiento del perno de conexión empleado con respecto a los bordes

Como se puede ver en la imagen el espaciamiento que hay es de 5.89cm > 5.715 cm (ok), se verifica esta condición.

E. DISEÑO DE LOS PERNOS DE ANCLAJE

El diseño de los pernos de anclaje se realizó de acuerdo a las especificaciones del apéndice D del código ACI 318-08

Esta norma señala que los pernos de anclaje pueden ser colocados antes o después del vaciado de concreto, tal cómo se puede apreciar en las siguientes figuras.

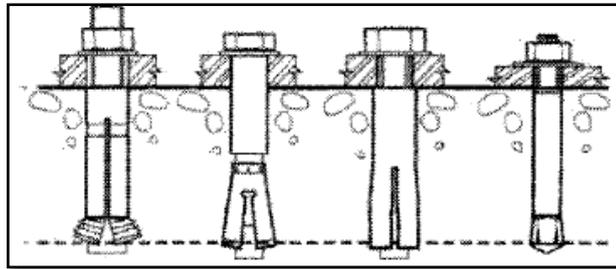


Fig.155 Anclajes post-instalados

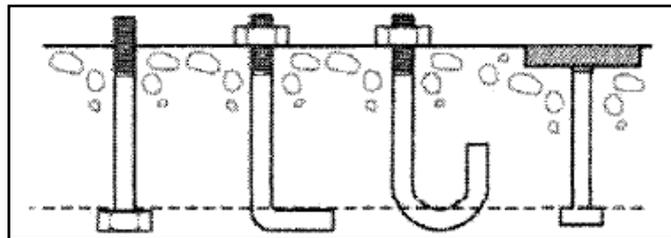


Fig.156 Anclajes pre-instalados antes de la colocación del concreto

Los requisitos que se deben cumplir en cuanto a la resistencia de los anclajes son los siguientes:

$$\phi N_n \geq N_{ua}$$

$$\phi V_n \geq V_{ua}$$

Dónde:

ϕN_n : Resistencia de diseño en tracción de un anclaje o grupo de anclajes

ϕV_n : Resistencia de diseño en corte de un anclaje o grupo de anclajes

La resistencia nominal " N_n " de un solo anclaje o grupo de anclajes en tracción se determina con la ecuación D-3 de dicho código

$$N_n = n * A_{se} * f_{uta}$$

Dónde:

n : Número de anclajes en el grupo

A_{se} : Área transversal efectiva del anclaje en tracción

f_{uta} : Resistencia especificada a la tracción del acero del perno de anclaje

Además:

El valor de A_{se} se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{se} = \frac{\pi}{4} d_a - \frac{0,9743}{n_t}^2$$

n_t , es el número de hilos por mm

d_a , es el diámetro exterior del anclaje

Este valor también puede ser provisto por el fabricante, se puede encontrar en las especificaciones técnicas del perno a emplear.

Con respecto al valor de f_{uta} , este no deberá ser mayor que el menor de:

- 860MPA
- $1.9(f_{ya})$, donde f_{ya} es la resistencia especificada a la fluencia en el acero de anclaje.

Los valores de f_{ya} , f_{uta} , A_{se} no deben ser asumidos sino que deben ser obtenidos a partir de la información técnica del perno de anclaje seleccionado.

Para este trabajo se decidió emplear los pernos expansivos Trubolt, manufacturados por la empresa ITW Red Head en Los Estados Unidos e importados y comercializados en Perú por la empresa CDV Representaciones; fueron seleccionados por contar con información técnica detallada que facilito el diseño.

Las especificaciones técnicas provistas por el fabricante para el diseño de estos anclajes se muestran en la tabla 98



TRUBOLT WEDGE ANCHOR DESIGN INFORMATION^{1,2,3}												
DESIGN INFORMATION	Symbol	Units	Nominal Anchor Diameter									
			1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Anchor O.D.	d_o	in	0.250		0.375		0.500		0.625		0.750	
Effective embedment	h_{ef}	in	1-1/2	2	1-3/4	2-5/8	1-7/8	3-3/8	2-1/2	4	3-1/2	4-3/4
Minimum member thickness	h_{min}	in	4	4	4	5	5	6	5	8	6	8
Critical edge distance	c_{ac}	in	2-5/8	3	2-5/8	5-1/4	3-3/4	6-3/4	5	8	7	9
Minimum edge distance	c_{min}	in	1-3/4	1-1/2	2-1/4	2	3-3/4	3-3/4	4-1/4	3-1/4	3-3/4	3-1/2
Minimum anchor spacing	s_{min}	in	1-3/4	1-1/2	2-1/4	2	3-3/4	3-3/4	4-1/4	3-1/4	3-3/4	3-1/2
Min. Specified Yield Strength	f_y	lb/in ²	55,000									
Min. Specified Ultimate Strength	f_{uta}	lb/in ²	75,000									
Effective area	A_{se}	in ²	0.032		0.078		0.142		0.226		0.334	

Tabla N° 98. Especificaciones para el diseño (Fuente: ITW Red Head)

Los factores de reducción de resistencia " ϕ " se pueden obtenerse en los códigos ACI 355.2 y ACI 318 - Apéndice D, también pueden especificarse por el fabricante, en este caso.

ITW Red Head nos proporciona la siguiente información:

Strength reduction factor ϕ for tension, steel failure modes	0.75
Strength reduction factor ϕ for shear, steel failure modes	0.65

Tabla N° 99. Factores de reducción de la resistencia

Los pernos de anclaje deben ser diseñados para poder soportar las fuerzas de tracción y corte que se generan sobre ellos al momento de un sismo (producto del trabajo que se desarrolla en los disipadores de energía). Para el diseño se emplearon pernos de 5/8", los valores de A_{se} , f_{ya} y ϕ se sacaron de las tablas 98 y 99

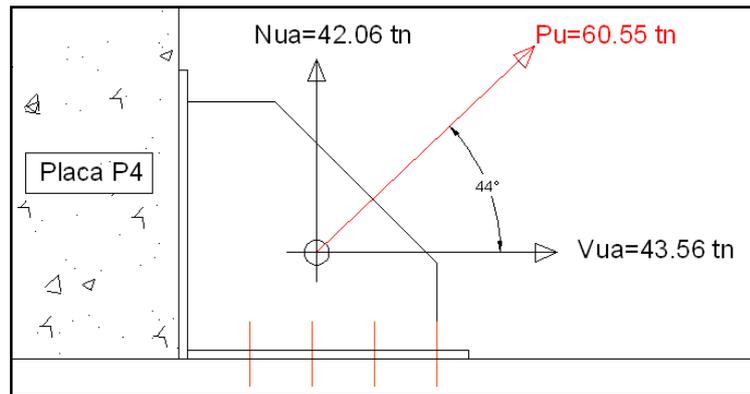


Fig.157 Fuerza de tracción (N_{ua}) y corte (V_{ua}) producto de la acción del disipador de energía

Verificación de la resistencia a la tracción

$$N_n = n * A_{se} * f_{uta}$$

f_{uta} , es el menor entre:

- 860 MPA = 124732.422 psi
- $1.9(f_{ya}) = 1.9 (55000\text{psi}) = 104500\text{psi}$

Por lo tanto el valor de f_{uta} será 104500psi

$$N_n = 12 * 0.226 \text{ in}^2 * 104500 \frac{\text{lb}}{\text{in}^2}$$

$$N_n = 283404 \text{ lb} = 128.55 \text{ tn}$$

$$\phi N_n = 0.75(128.55 \text{ tn}) = 96.41 \text{ tn}$$

$$\phi N_n \ 96.41 \text{ tn} \geq N_{ua} \ 42.06 \text{ tn} \ \dots \dots \dots (Ok)$$

Verificación de la resistencia al corte

La resistencia nominal V_n de un solo anclaje o grupo de anclajes en corte se determina con la ecuación D-20 del código ACI-318-08

$$V_n = n * 0.6 * A_{se} * f_{uta}$$

$$V_n = 12 * 0.6 * 0.226in^2 * 104500 \frac{lb}{in^2}$$

$$V_n = 170042.4lb = 77.13tn$$

$$\phi V_n = 0.65 * 77.13tn = 50.13tn$$

$$\phi V_n 50.13tn \geq V_{ua} 43.56tn \dots \dots \dots (Ok)$$

Las dimensiones de los pernos para diferentes diámetros se muestra en la Tabla 100, la longitud total del perno se debe ajustar a las longitudes estándares que se muestran en la tabla 101, notar que para cada longitud se maneja un código de identificación en base a letras(A, B, C, etc.)

TRUBOLT WEDGE

INSTALLATION INFORMATION



	Symbol	Units	Nominal Anchor Diameter (in.)									
			1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Anchor outer diameter	d_o	in	0.25		0.375		0.5		0.625		0.750	
Nominal carbide bit diameter	d_{bit}	in	1/4		3/8		1/2		5/8		3/4	
Effective embedment depth	h_{ef}	in	1-1/2	2	1-3/4	2-5/8	1-7/8	3-3/8	2-1/2	4	3-1/2	4-3/4
Min hole depth	h_o	in	2	2-1/2	2-1/2	3-3/8	2-3/4	4-1/4	3-3/4	5-1/4	4-3/4	6
Min slab thickness	h_{min}	in	4		4	5	5	6	5	8	6	8
Installation torque	T_{inst}	ft-lb	4		25		55		90		110	
Min hole diameter in fixture	d_h	in	5/16		7/16		9/16		11/16		13/16	

Tabla N° 100. Dimensiones de los pernos de anclaje por cada diámetro

LENGTH ID MARKING ON ANCHOR HEAD		UNITS	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Length of anchor, ℓ_{anch} (inches)	From	inches (mm)	1 $\frac{1}{2}$ (38.1)	2 (50.8)	2 $\frac{1}{2}$ (63.5)	3 (76.2)	3 $\frac{1}{2}$ (88.9)	4 (101.6)	4 $\frac{1}{2}$ (114.3)	5 (127.0)	5 $\frac{1}{2}$ (139.7)	6 (152.4)
	Up to, but not including	inches (mm)	2 (50.8)	2 $\frac{1}{2}$ (63.5)	3 (76.2)	3 $\frac{1}{2}$ (88.9)	4 (101.6)	4 $\frac{1}{2}$ (114.3)	5 (127.0)	5 $\frac{1}{2}$ (139.7)	6 (152.4)	6 $\frac{1}{2}$ (165.1)

Tabla N° 101. Longitud estandarizada de los pernos de anclaje

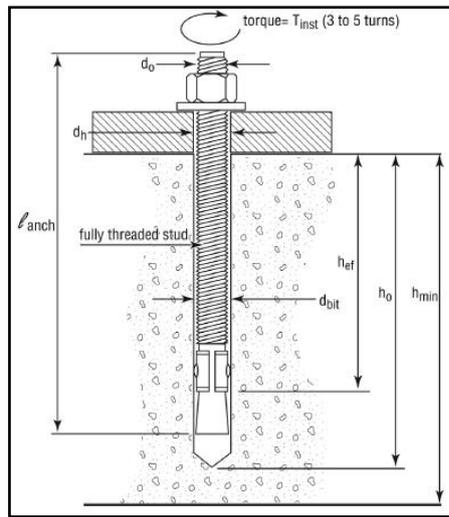


Fig.158 Nomenclatura para determinar las dimensiones de los pernos de anclaje (Ver tabla 100)

Así, las dimensiones finales del perno de anclaje de 5/8" son las siguientes:

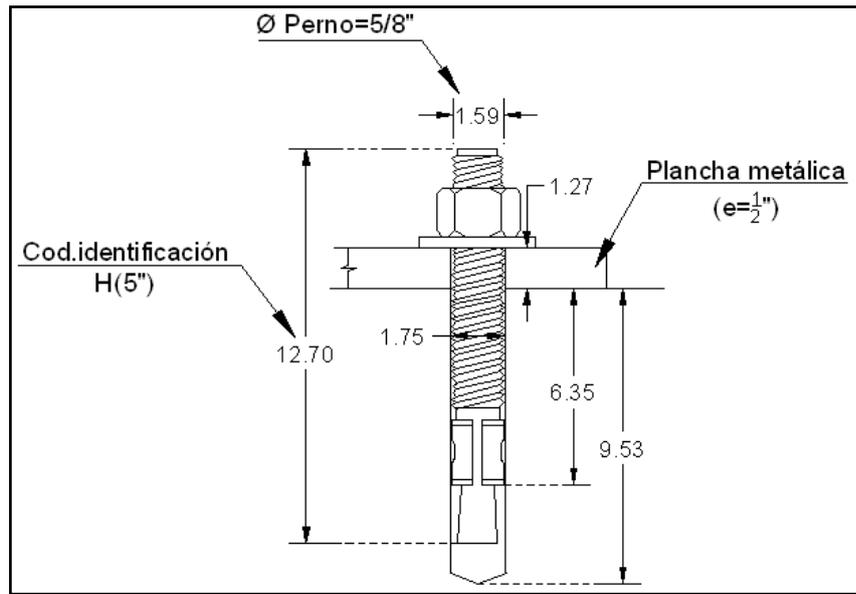


Fig.159 Dimensiones finales del perno de 5/8 " (cm)

En Las fig.159 y 160 se muestran las vistas en planta e isométrica de la plancha metálica, el diámetro de los agujeros d_h es igual a $11/16"$ (1.746cm) tal como lo establece la tabla 100 para pernos de 5/8"

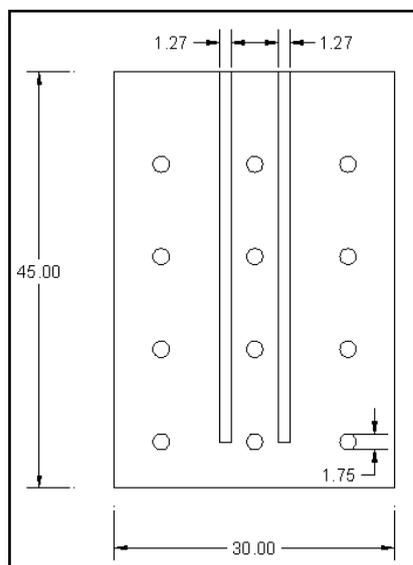


Fig.160 Plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje (Vista en planta)

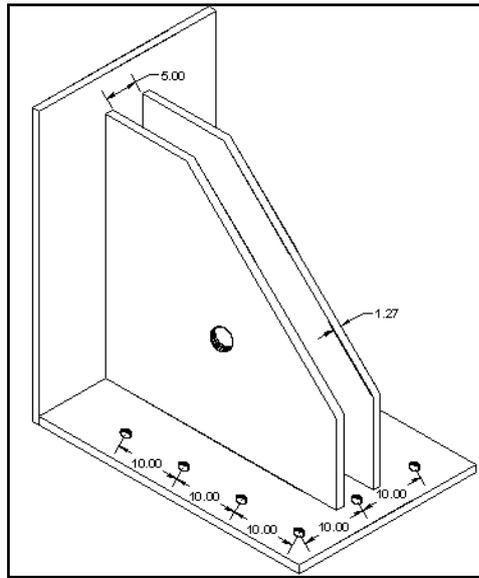


Fig.161 Plancha metálica sobre la cual irán los pernos de anclaje (Vista isométrica)

Finalmente se debe verificar que la distancia S entre centros de pernos sea:

$$S \geq 6db, \text{ para pernos post - instalados}$$

$$S \geq 6(5/8in)$$

$$S \geq 3.75in \text{ ó } 9.53cm$$

El espaciamiento que se considero es de 10cm (ver figuras 159 y 160) por lo que se satisface esta condición.

El detallado final: conexión metálica – estructura de concreto se muestra en las siguientes imágenes

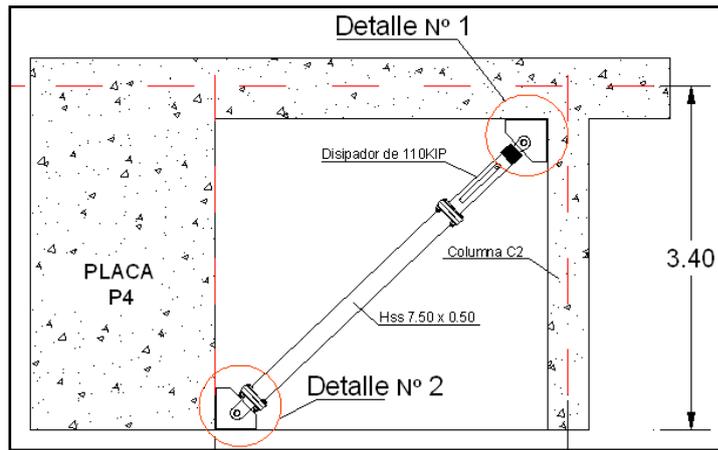


Fig.162 Disposición diagonal (Disipadores del 1er nivel)

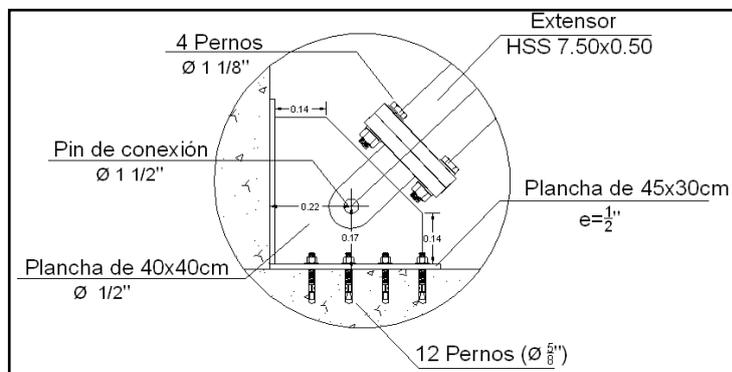


Fig.163 Detalle 1 (Conexión brazo metálico - Cartela - Estructura de concreto)

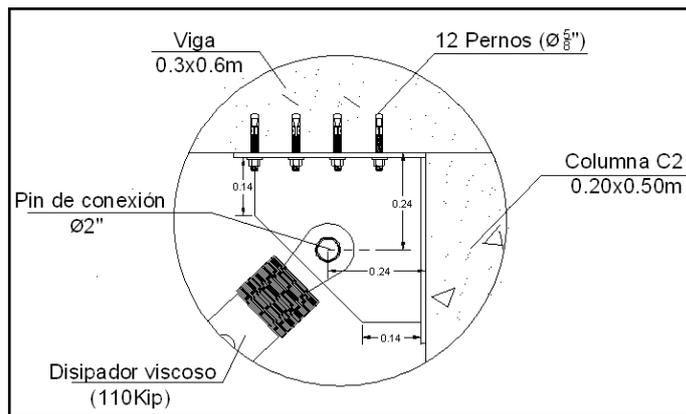


Fig.164 Detalle 2 (Conexión: Disipador - Cartela - Estructura de concreto)

5.10.2. DISPOSICIÓN DOBLE DIAGONAL (DISPOSITIVOS 2DO-5TO NIVEL)

El empleo de esta disposición produce grandes esfuerzos en la parte central de la viga donde están conectados los disipadores; para controlar estos sobreesfuerzos se emplea un refuerzo adicional con planchas o vigas metálicas.

Para este trabajo se consideró reforzar las vigas (de los pórticos con disipadores en doble diagonal) con una viga metálica sección W, que estaría conectada a la estructura con pernos de anclaje.

A. DISEÑO DE LA VIGA METÁLICA

Para el diseño de la viga metálica se seleccionó el pórtico donde están ubicados los disipadores 12 y 13(ver tabla 89), ya que la variación de las fuerzas que se genera en ellos es mayor a la de los demás disipadores en doble diagonal ,lo que genera una mayor fuerza resultante vertical.

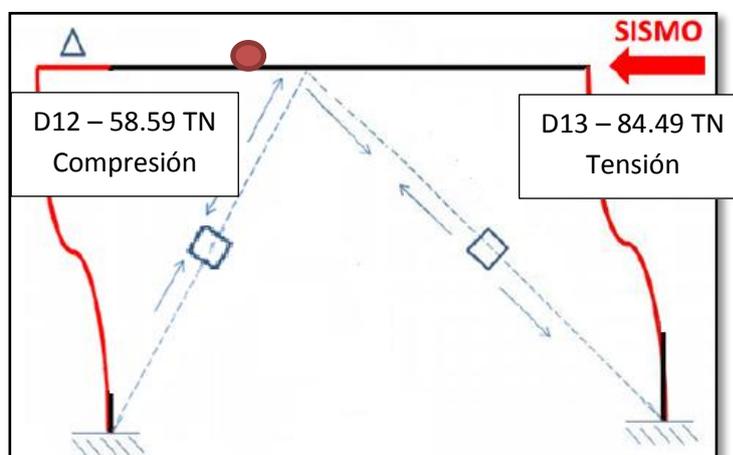


Fig.165 Fuerzas generadas en los dispositivos D12 y D13

Las fuerzas que se generan en el centro de viga se muestran en la siguiente figura

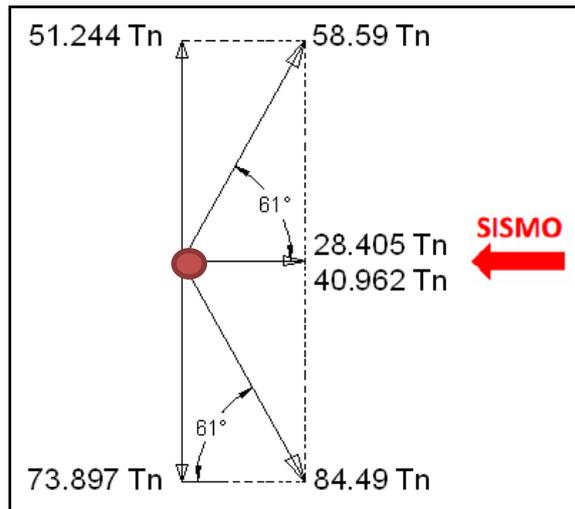


Fig.166 Fuerzas generadas en la parte intermedia de la viga

La carga puntual a mitad de la viga será: $73.897\text{tn} - 51.244\text{tn} = 22.653\text{tn}$

La viga metálica tendrá que ser diseñada para resistir la carga puntual de 22.653tn además de su propio peso.

En la siguiente imagen se muestra el diagrama de fuerzas para el diseño de la viga metálicas, se trabajó en kip-ft para tener mayor facilidad al momento del diseño.

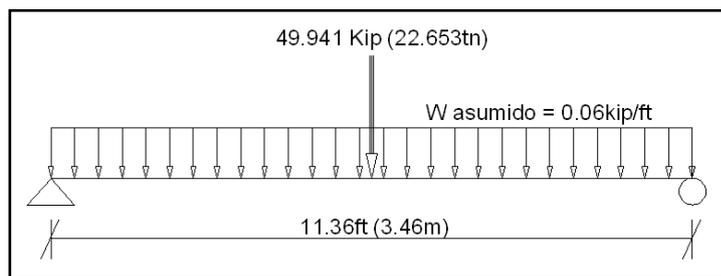


Fig.167 Fuerzas actuantes en la viga metálica

✓ Cargas mayoradas de diseño

$$W_u = 0.06 \times 1.2 = 0.072\text{kip}/\text{ft}$$

$$Pu = 49.941 \times 1.2 = 59.929 \text{Kip}$$

✓ Cálculo del cortante y momento últimos

La cortante máxima por superposición de efectos será:

$$V_{\text{máx}} = \frac{P}{2} + \frac{WL}{2} = \frac{59.929}{2} + \frac{0.072 \times 11.36}{2} = 30.373 \text{Kip}$$

El momento máximo por superposición de efectos será:

$$M_{\text{máx}} = \frac{PL}{4} + \frac{WL^2}{8} = \frac{59.929 \times 11.36}{4} + \frac{0.072 \times 11.36^2}{8} = 171.36 \text{Kip} \cdot \text{ft}$$

✓ Sección de prueba

Se inicia el diseño asumiendo una sección compacta y $L_b \leq L_p$

Para esta condición se tiene que: $\phi M_{nx} = \phi M_{px} = \phi F_y Z_x \geq M_u$

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi F_y} \Rightarrow Z_{x_{req}} = \frac{171.36 \times 12}{0.9 \times 50} = 45.696 \text{in}^3$$

Con el valor de $Z_{x_{req}}$ y en las tablas de diseño para miembros en flexión del AISC Steel construcción manual 13th obtenemos las siguientes secciones W de prueba.

Z_x		Table 3-2 (continued) W Shapes Selection by Z_x											$F_y = 50 \text{ ksi}$	
		Shape	Z_x in. ³	M_{px}/Ω_b		M_{rx}/Ω_b		BF		L_p ft	L_r ft	I_x in. ⁴	V_{nx}/Ω_v	
kip-ft	kip-ft			kip-ft	kip-ft	kips	kips	ASD	LRFD				ASD	LRFD
		W16×31	54.0	135	203	82.4	124	6.76	10.2	4.13	11.9	375	87.3	131
		W12×35	51.2	128	192	79.6	120	4.28	6.43	5.44	16.7	285	75.0	113
		W8×48	49.0	122	184	75.4	113	1.68	2.53	7.35	35.2	184	68.0	102
		W14×30	47.3	118	177	73.4	110	4.65	6.99	5.26	14.9	291	74.7	112
		W10×39	46.8	117	176	73.5	111	2.51	3.77	6.99	24.2	209	62.5	93.7
		W16×26 ^v	44.2	110	166	67.1	101	5.96	8.96	3.96	11.2	301	70.5	106

Tabla N° 102 Design of flexural members.
(Fuente: AISC Steel construction manual 13th)

Los perfiles W que presentan el valor de Z_x inmediatamente superior al de $Z_{x_{req}}$ son:

$$W14 \times 30, \text{ d\u00f3nde el } Z_x = 47.3 \text{ in}^3$$

$$W10 \times 39, \text{ d\u00f3nde el } Z_x = 46.8 \text{ in}^3$$

Se seleccion\u00f3 el perfil $W14 \times 30$ por ser el m\u00e1s liviano y por tener un valor de Z_x superior al del perfil $W10 \times 39$ manej\u00e1ndose as\u00ed cierto margen adicional de seguridad.

El momento resistente de la viga met\u00e1lica (ϕM_{nx}) depende de la relaci\u00f3n entre el valor de L_p y L_r (de la secci\u00f3n de prueba) con el valor de L_b (longitud de la viga sin soporte lateral)

As\u00ed:

Cuando $L_b \leq L_p$

$$\phi M_{nx} = \phi M_{px}$$

Cuando $L_p < L_b \leq L_r$

$$\phi M_{nx} = C_b \phi M_p - \phi M_r \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \leq \phi M_{px}$$

Cuando $L_b > L_r$

$$\phi M_{nx} = C_b \phi M_{cr_x} \leq C_b \phi F_{cr} S_x$$

Los valores de ϕM_p , ϕM_r y L_p , L_r se obtuvieron de la tabla 102 ,con ellos se diagramo la curva de resistencia basica que se muestra a continuacion

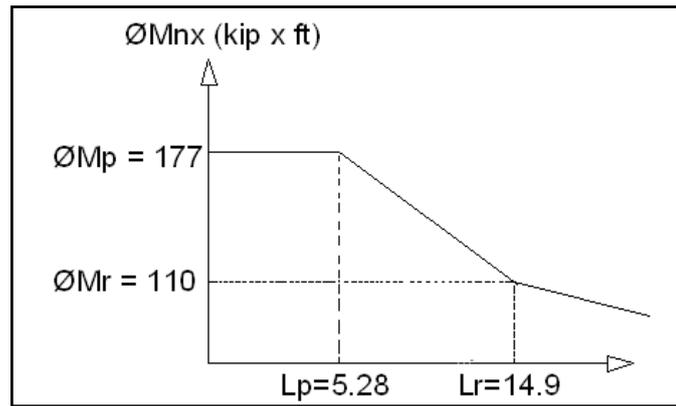


Fig.168 Curva de resistencia básica para la sección W14 x 30

En este caso, debido a que la viga tiene apoyos simples solo en los extremos y no posee ningún soporte lateral a lo largo de ella el valor de L_b será igual a 11.36ft, cumpliéndose para este caso que :

$$L_p < L_b \leq L_r$$

Y por ende para calcular el momento resistente de la viga se emplea:

$$\phi M_{nx} = C_b \phi M_{px} - \phi M_r \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \leq \phi M_{px}$$

El valor del factor C_b se calcula con la siguiente expresión:

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3$$

Dónde:

$$M_a = \text{Momento a } \frac{1}{4} \text{ de la long. no arriostrada } L_b.$$

$$M_b = \text{Momento a } \frac{1}{2} \text{ de la long. no arriostrada } L_b.$$

$$M_c = \text{Momento a } \frac{3}{4} \text{ de la long. no arriostrada } L_b.$$

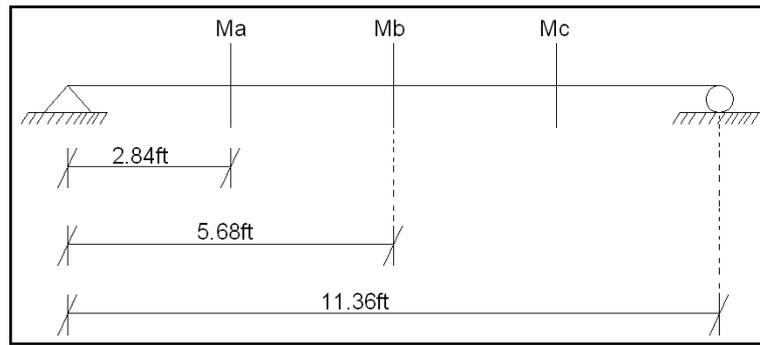


Fig.169 Ubicaciones de los secciones a, b y c para el cálculo de momentos

$$M_a = M_c = \frac{P \times X}{2} + \frac{W \times X}{2} L - X$$

$$M_a = M_c = \frac{59.929 \times 2.84}{2} + \frac{0.072 \times 2.84}{2} 11.36 - 2.84$$

$$M_a = M_c = 85.97 \text{ Kip} \cdot \text{ft}$$

$$M_b = M_{\text{máx}} = 171.36 \text{ Kip} \cdot \text{ft}$$

Con los valores de M_a , M_b y M_c se procede a calcular el valor del factor C_b

$$C_b = \frac{12.5M_{\text{máx}}}{2.5M_{\text{máx}} + 3M_a + 4M_b + 3M_c} \leq 3$$

$$C_b = \frac{12.5(171.36)}{2.5(171.36) + 3(85.97) + 4(171.36) + 3(85.97)} \leq 3$$

$$C_b = 1.314 \leq 3$$

$$C_b = 1.314$$

Así el momento resistente de la viga será:

$$\phi M_{nx} = C_b \phi M_{px} - \phi M_r \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \leq \phi M_{px}$$

$$\phi M_{nx} = 1.314 \cdot 177 - 110 \frac{11.36 - 5.26}{14.9 - 5.26} \leq 177$$

$$\phi M_{nx} = 1.314 (177 - 177 - 110) \frac{11.36 - 5.26}{14.9 - 5.26} \leq 177$$

$$\phi M_{nx} = 176.87 \leq 177$$

$$\phi M_{nx} = 176.87$$

Y se verifica satisfactoriamente que:

$$\phi M_{nx} (176.87 \text{ Kip} * ft) \geq M_{mu} (171.36 \text{ Kip} * ft)$$

Ok

Además con la ayuda de la tabla 102 se verificó el cortante resistente de la viga.

$$\phi_v V_{nx} = 112 \text{ kips (Ver tabla)}$$

$$\phi_v V_{nx} (112 \text{ kips}) \geq V_u (30.373 \text{ Kips})$$

Ok

Las dimensiones de los perfiles metálicos tipo W se obtienen de las tablas Dimensions and properties del AISC Steel construction manual 13th y se muestran a continuación.

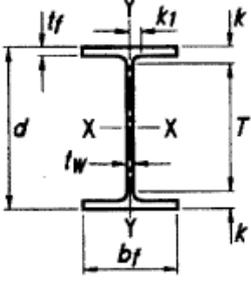


Table 1-1 (continued) W Shapes Dimensions

Shape	Area, A in. ²	Depth, d in.	Web				Flange				Distance				
			Thickness, tw in.	tw 2 in.	Width, bf in.	Thickness, tf in.	k		k1 in.	T in.	Work- able Gage in.				
							kdes in.	kdet in.							
W14×53	15.6	13.9	13 ⁷ / ₈	0.370	³ / ₈	³ / ₁₆	8.06	8	0.660	¹¹ / ₁₆	1.25	1 ¹ / ₂	1	10 ⁷ / ₈	5 ¹ / ₂
×48	14.1	13.8	13 ³ / ₄	0.340	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.03	8	0.595	⁵ / ₈	1.19	1 ⁷ / ₁₆	1	↓	↓
×43 ^c	12.6	13.7	13 ⁵ / ₈	0.305	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	8.00	8	0.530	¹ / ₂	1.12	1 ³ / ₈	1	↓	↓
W14×38 ^c	11.2	14.1	14 ¹ / ₈	0.310	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6.77	6 ³ / ₄	0.515	¹ / ₂	0.915	1 ¹ / ₄	¹³ / ₁₆	11 ⁵ / ₈	3 ¹ / ₂ ^g
×34 ^c	10.0	14.0	14	0.285	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6.75	6 ³ / ₄	0.455	⁷ / ₁₆	0.855	1 ³ / ₁₆	³ / ₄	↓	3 ¹ / ₂
×30 ^c	8.85	13.8	13 ⁷ / ₈	0.270	¹ / ₄	¹ / ₈	6.73	6 ³ / ₄	0.385	³ / ₈	0.785	1 ¹ / ₈	³ / ₄	↓	3 ¹ / ₂
W14×26 ^c	7.69	13.9	13 ⁷ / ₈	0.255	¹ / ₄	¹ / ₈	5.03	5	0.420	⁷ / ₁₆	0.820	1 ¹ / ₈	³ / ₄	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g
×22 ^c	6.49	13.7	13 ³ / ₄	0.230	¹ / ₄	¹ / ₈	5.00	5	0.335	⁵ / ₁₆	0.735	1 ¹ / ₁₆	³ / ₄	11 ⁵ / ₈	2 ³ / ₄ ^g

Tabla N°103. Dimensions and properties.
(Fuente: AISC Steel construction manual 13th)

Las dimensiones de la sección W14 × 30 se muestran a continuación:

Sección	Unidades	Profundidad (d)	Espesor del Nervio (tw)	Alas		Área (in ²)	Peso Nominal(lb/ft)
				Ancho (bf)	Espesor (tf)		
W 14x30	in	13.8	0.27	6.73	0.385	8.85	30
	cm	35.052	0.686	17.094	0.978		

Tabla N° 104 Dimensiones y propiedades de la sección W14 × 30

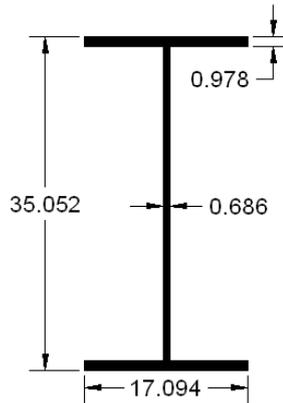


Fig.170 Dimensiones sección W14 x 30 (cm)

B. DISEÑO DE LOS APOYOS DE LA VIGA METÁLICA

Los pernos que se empleen para sostener a la viga metálica deberán ser diseñados para resistir principalmente esfuerzos de corte; siendo el cortante máximo (ubicado en los apoyos de la viga) igual a 30.373kips tal como se calculó anteriormente

La resistencia nominal V_n de un solo anclaje o grupo de anclajes en corte se determina con la ecuación D-20 del código ACI-318-08

$$V_n = n * 0.6 * A_{se} * f_{uta}, \text{ además } \phi V_n \geq V_u$$

$$0.65 * n * 0.6 * A_{se} * f_{uta} \geq V_u$$

$$0.65 * n * 0.6 * A_{se} * 104500 \frac{lb}{in^2} \geq 30.737klib$$

$$n * A_{se} * 40755 \frac{lb}{in^2} \geq 30737lib$$

$$n * A_{se} \geq 0.754in^2$$

Se emplearán 6 pernos de 1/2", es decir $n = 6$; $A_{se} = 0.142in^2$ (ver tabla 98)

$$6 * 0.142in^2 \geq 0.754in^2$$

$$0.852in^2 \geq 0.754in^2 \dots \dots \dots (Ok)$$

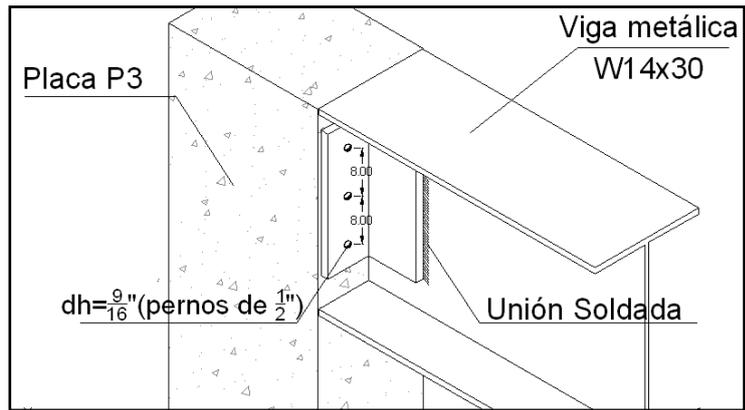


Fig.171 Conexión viga metálica – estructura (isométrico)

Las dimensiones del perno a emplear de acuerdo a las tablas 100 y 101 son las siguientes:

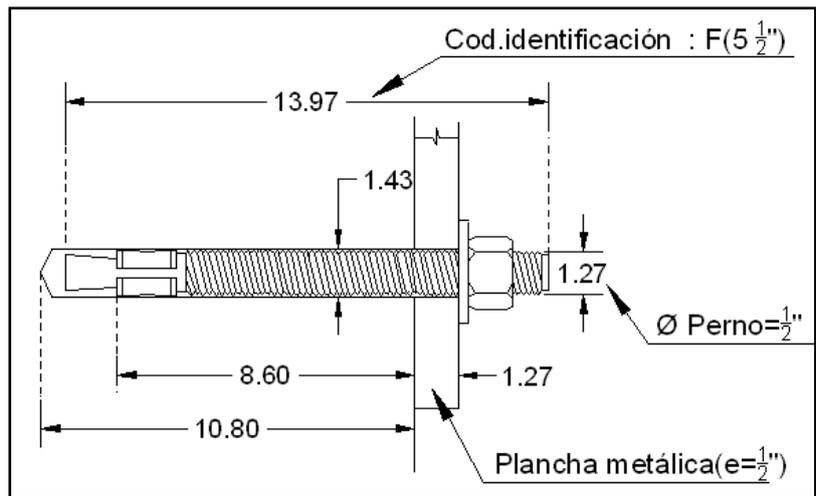


Fig.172 Dimensiones finales del perno de 1/2 " (cm)

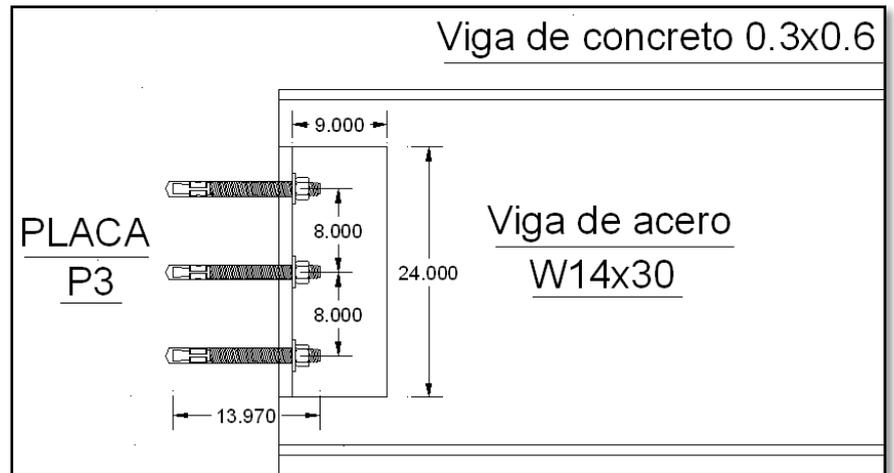


Fig.173 Conexión viga metálica – estructura (Corte)

Finalmente se debe verificar que la distancia S entre centros de pernos sea:

$$S \geq 6db, \text{ para pernos post - instalados}$$

$$S \geq 6 \frac{1}{2} \text{ in} \Rightarrow S \geq 3 \text{ in ó } 7.62 \text{ cm}$$

El espaciamiento que se considero es de 8cm (ver figuras 170 y 172) por lo que se satisface esta condición.

Para el diseño de las conexiones brazo metálico-disipador y brazo metálico-cartelas se siguió el mismo procedimiento desarrollado para los disipadores en disposición diagonal. Para los disipadores de 110Kip se emplearan los pernos y dimensiones calculados en la sección 5.11.1; por otro lado, para los disipadores de 165 kips todas las conexiones y elementos metálicos fueron diseñados para soportar una carga de 90 t correspondiente a la carga máxima presente en los dispositivos de esta capacidad (disipador 4-ver tabla 88)

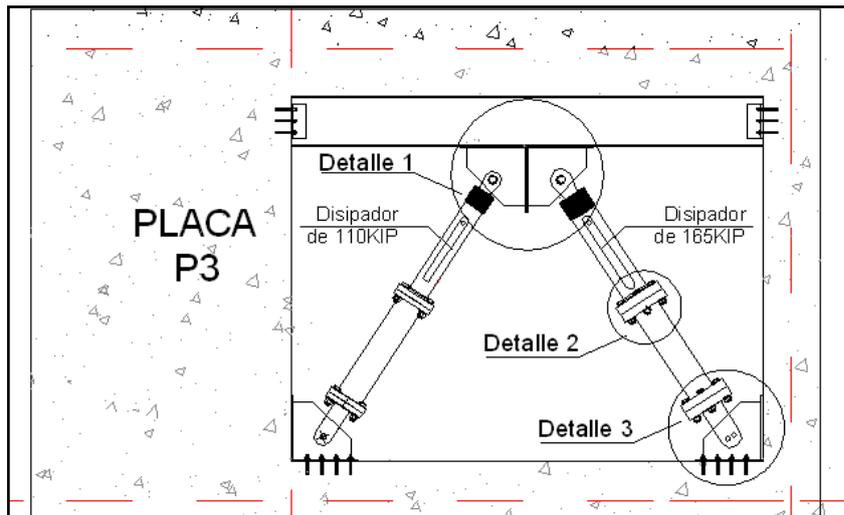


Fig.174 Colocación en doble diagonal (disipadores del 2do-5to nivel)

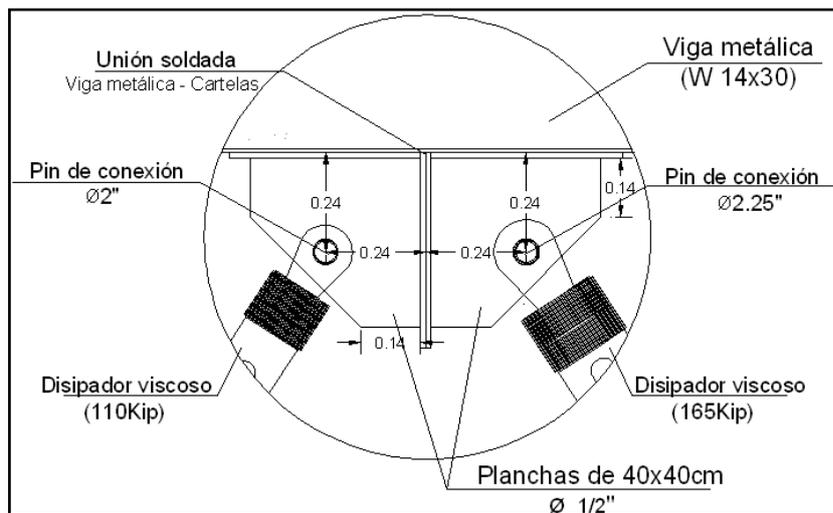


Fig.175 Detalle 1: Unión disipadores con la viga de acero

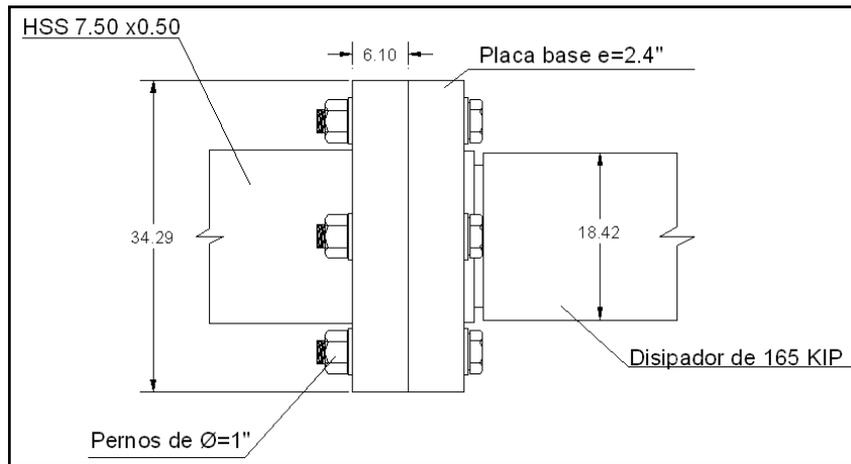


Fig.176 Detalle 2: Conexión brazo metálico con el disipador de energía de 165kip

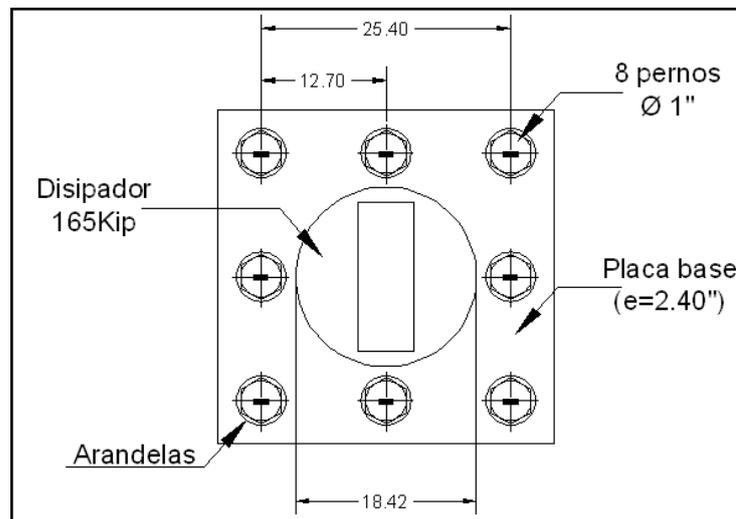


Fig.177 Detalle de la unión placa base – disipador de energía

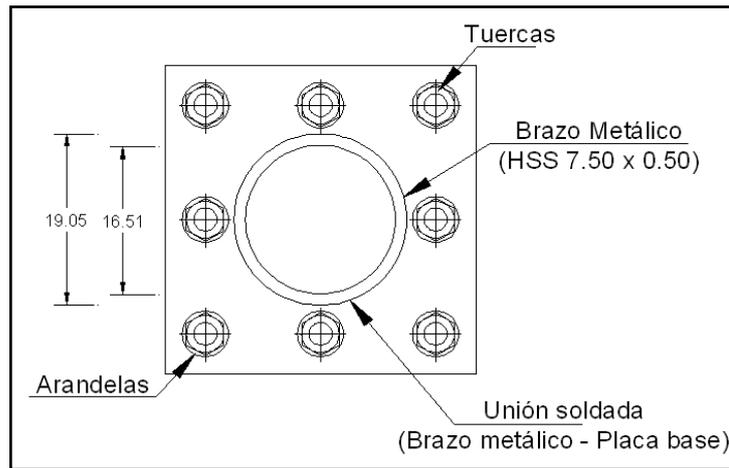


Fig.178 Detalle de la unión brazo metálico-placa base

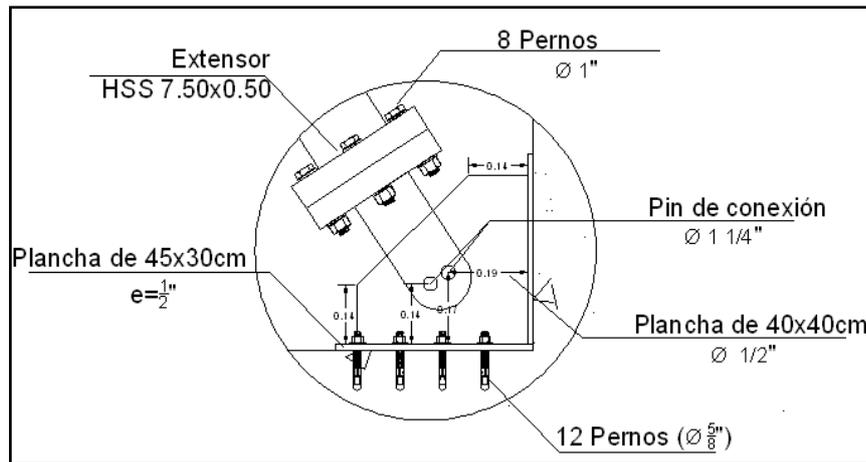


Fig.179 Detalle 3 (Conexión: Disipador – Cartela – Estructura de concreto)

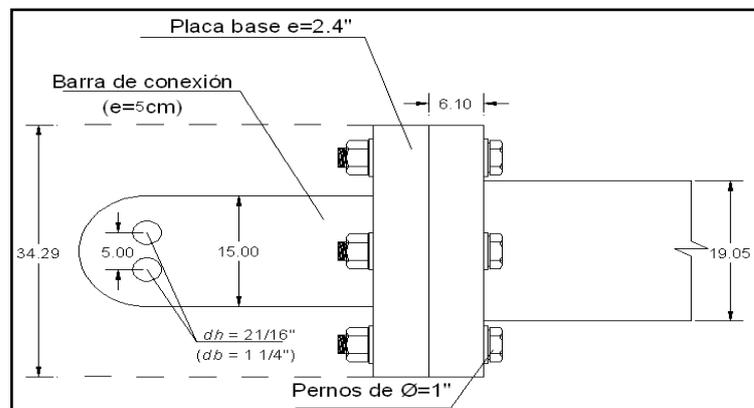


Fig.180 Conexión brazo metálico - barra de conexión (cm)

5.11. CALCULO DE COSTOS

5.11.1. PRECIOS UNITARIOS DE LOS DISPOSITIVOS

Los disipadores viscosos **Taylor** tienden por lo general a presentar una baja incidencia económica en el presupuesto total de los proyectos donde son implementados.

CDV Representaciones, empresa importadora y comercializadora de productos especializados para la construcción, es la representante de la marca Taylor en el Perú. Para poder determinar el costo de cada disipador, esta empresa solicita la siguiente información:

1. Fuerza máxima
2. Coeficiente de amortiguamiento
3. Exponente de Velocidad
4. Máximo Stroke
5. Máxima Velocidad
6. Indicar la disposición del disipador (diagonal, doble diagonal, Chevron)
7. Cantidad de dispositivos

Además recomienda que para el diseño de los dispositivos se hayan tenido en cuenta las recomendaciones del ASCE 7-10 (Capítulo 18), y que los registros tiempo historia empleados estén acorde a la realidad del proyecto (es decir tomados en un suelo S3 – Chiclayo), señala que estos registros deben de haber sido escalados adecuadamente al espectro de diseño (considerando las condiciones de importancia, tipo de suelo, etc.)

Para este trabajo se tomaron en consideración las recomendaciones señaladas; de esta manera para el cálculo de costos se cuenta con los siguientes resultados del diseño.

1. Fuerza máxima

- ✓ Para los disipadores de 110KIP

El elemento numero 24 (ver tabla 89) presenta la mayor fuerza: $48.4\text{tn} \cong 50\text{tn}$

- ✓ Para los disipadores de 165KIP

El elemento número 4 (ver tabla 88) presenta la mayor fuerza: $71.43\text{tn} \cong 75\text{t}$

2. Coeficiente de amortiguamiento

Para todos los dispositivos se fijó el valor de $180 \frac{\text{t*s}}{\text{m}}$

3. Exponente de Velocidad

El valor de alpha (α) se fijó en 0.5

4. Máximo Stroke

El máximo stroke es el desplazamiento máximo que obtenemos en los dispositivos, este dato es empleado para el diseño de la cámara de acumulación.

Este valor se puede obtener evaluando las curvas histeréticas de cada disipador, en este caso, el máximo stroke se encuentra en el dispositivo 4 (ver figura 180)

El máximo stroke es de 0.0134 metros = 1.34 cm

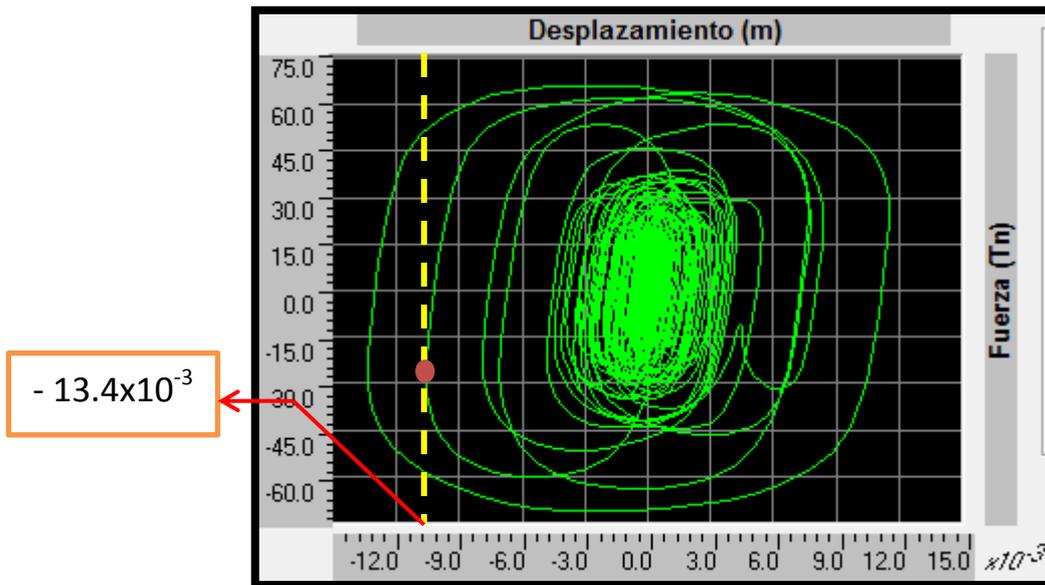


Fig.181 Curva histerética disipador 4(los desplazamientos se toman en valor absoluto)

Por lo general el fabricante maneja un factor de seguridad estableciendo usualmente el stroke en 5cm

5. Máxima Velocidad

La máxima velocidad se obtiene a partir de la ecuación general de los disipadores viscosos:

$$F = CV^\alpha$$

✓ Para los disipadores de 110KIP

$$F = CV^\alpha \Rightarrow 50tn = 180 \frac{tn * s}{m} * V^{0.5}, \text{despejando } V = 0.077 \text{ m/seg}$$

✓ Para los disipadores de 165KIP

$$F = CV^\alpha \Rightarrow 75tn = 180 \frac{tn * s}{m} * V^{0.5}, \text{despejando } V = 0.174 \text{ m/seg}$$

6. Indicar la disposición del disipador (diagonal, doble diagonal, Chevron)

Disposición **diagonal** para los disipadores del primer nivel
Disposición **doble diagonal** para los disipadores del 2-5to nivel

7. Cantidad de dispositivos(ver tabla 85)

En total 27 dispositivos, 6 de 110KIP y 21 de 165KIP

Una vez se brindó la información requerida, los precios unitarios que se obtuvieron fueron los siguientes:

Disipador de 110KIP: 6700 dólares

Disipador de 165KIP: 8500 dólares

Así mismo, CDV representaciones nos brinda las siguientes **consideraciones relativas al precio:**

- Los precios **NO** incluyen IGV.
- El precio de los disipadores es muy sensible con las cantidades que se requieren, no es lo mismo solicitar 1 disipador, que 25 del mismo tipo; el precio variará en cada caso.
- La actualización de precios se da muchas veces mensualmente, por lo que los precios para este proyecto no podrán ser empleados para otros trabajos de investigación.
- Los precios establecidos incluyen ensayos de presión hidrostática y ensayos de velocidad (a cada disipador) para verificar las fuerzas pico. Los ensayos serán hechos en los laboratorios del fabricante. La carga de prueba de cada disipador será 150% de la carga de diseño.

- Los precios incluyen capacitación/asesoría en obra para la correcta colocación y montaje de los disipadores sísmicos.
- Los precios NO incluyen diagonales metálicas ni anclajes embebidos, ni ningún otro accesorio metálico complementario.
- Los disipadores sísmicos cotizados cuentan con protección anticorrosiva para uso en interiores.
- La Garantía del fabricante es de 35 años
- Cualquier cambio en las cantidades implicará un cambio en los precios.
- La validez de la oferta es de 30 días.

5.11.2. INCREMENTO DEL PRESUPUESTO POR METRO CUADRADO

En la siguiente tabla se muestra el cálculo del costo total que representaría el emplear los disipadores viscosos en el proyecto.

Disipador	Cantidad	P.U (\$)	Parcial (\$)
110kip	6	6700	40200
165kip	21	8500	178500
Conexiones	27	1000	27000
		Sub Total	245700
		IGV (18%)	44226
		Total	289926

Tabla N° 105. Presupuesto total para el sistema de disipación

Considerando además que el área techada es:

$$5(412.20)+305.50=2366.5 \text{ m}^2$$

El incremento del presupuesto por metro cuadrado será igual a: 122.51 \$/m2

5.11.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVERSIÓN

✓ Desde el punto de vista económico

Los proyectos de este tipo (esencial) suelen ser bastante costosos, tanto por la estructura misma (que debe ser muy resistente) como por los equipamientos e instalaciones especiales que se requieren. Es así, que un incremento de 122.51 \$/m² no es muy significativo en el presupuesto total.

El empleo de los disipadores viscosos demostró una reducción significativa en los desplazamientos, derivas, aceleraciones y velocidades de la estructura, lo cual no solo resulta favorable para los elementos estructurales sino también para los no estructurales. Esto es importante en especial para este tipo de edificaciones donde el costo de los elementos no estructurales es mucho mayor que el costo de la edificación misma; tanto es así, que el costo de estos (elementos no estructurales) puede representar el 85 a 90% del costo total de la edificación; debido principalmente al costo elevado de los equipos médicos y las instalaciones especiales.

✓ Desde el punto de vista de la seguridad

Luego de un sismo, este tipo de estructuras deben seguir operando, prestando atención médica a los posibles pacientes afectados por el desastre sísmico, esta es la razón por la que este tipo de establecimientos debe mantenerse lo más intacta posible y no presentar daños estructurales ni fallas en las instalaciones y/o equipos.

Además es importante considerar que en el momento del sismo la estructura ya está siendo ocupada por pacientes, que se encuentran en muchos casos

incapacitados para la evacuación de la misma, por lo que se deben realizar todos los esfuerzos necesarios en el diseño estructural para lograr el mejor desempeño de esta ante un evento de este tipo.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

Y

RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

El primer modo de vibración (modo fundamental) de la edificación se mantiene intacto al implementarla con los disipadores de energía viscosos con lo que se comprueba que el uso de estos dispositivos no altera la rigidez de la estructura; la misma que estaría controlada por el sistema de muros estructurales.

En estructuras con un diseño tradicional como la expuesta en este trabajo, la estructura se encarga de tomar el 100% de la energía de entrada, pero al adicionar disipadores de energía dentro de la misma, la disipación de energía sísmica la realizan los disipadores y reducen la energía sísmica absorbida por la estructura, es decir una reducción de la energía inelástica a través del incremento de la energía de amortiguamiento, lo que deriva en menos daño estructural.

La implementación de estos disipadores a la estructura, ha producido una disminución de los desplazamientos máximos presentados en el sexto nivel en un 41.81%. Así como la reducción de las derivas de entrepiso desde un 38.57% hasta un 51.10%.

Se pudo observar una reducción significativa en las fuerzas cortantes de los muros de corte en el eje Y (donde están presentes los dispositivos) desde un 32.04% hasta un 48.58%, así mismo en las columnas esta reducción es de hasta 35.31%.

También se pudo observar una reducción de los momentos de hasta 47.93% para placas y 35.30% para columnas.

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.

Se demostró que es posible optimizar el diseño del sistema de disipación verificando el desempeño de cada dispositivo (fuerza axial y curva histérica) y realizando a su vez variaciones en la disposición, propiedades, número de disipadores, etc.

6.2. RECOMENDACIONES

Antes de diseñar el sistema de disipación de una edificación con sistema Dual o de muros estructurales se recomienda realizar una evaluación previa enfocada a detectar posibles irregularidades como esquinas entrantes, irregularidades torsionales o discontinuidades de diafragmas y proponer mejoras preliminares (al diseño del sistema de disipación) en la medida que lo permita la arquitectura y la funcionalidad de la edificación.

Se recomienda modelar la edificación empleando acelerogramas que hayan sido tomados en suelos que reflejen la realidad sobre la cual se proyecta el edificio, estos registros sísmicos deberán ser provistos por el Instituto Geofísico Del Perú o podrán obtenerse del REDACIS (Red Acelerografica del CISMID).

Se recomienda escalar los registros sísmicos a un espectro de pseudo aceleraciones creado tal como lo establece la norma, considerando para esto las condiciones de importancia, tipo de suelo, etc. y fijando el coeficiente de reducción sísmica a la unidad (para considerar el comportamiento inelástico de los elementos estructurales). Finalmente se deberá emplear un software especializado para obtener el mejor ajuste del registro sísmico al comportamiento esperado (espectro creado).

Siempre al finalizar el diseño del sistema de disipación se recomienda verificar los desplazamientos en los extremos de la edificación, esto con el fin de detectar posibles problemas torsionales.

6.3. LÍNEAS FUTURAS DE INVESTIGACIÓN

Diseñar el sistema de disipación de energía para una edificación no existente empleando para el análisis el efecto de las condiciones de suelo a través de la interacción suelo-estructura y comparar los resultados obtenidos (desempeño del sistema, costos, etc.) con el obtenido en la estructura considerando la base empotrada.

Diseñar el sistema de disipación de energía de una edificación empleando un análisis del tipo no-lineal estático o Pushover evaluando el nivel de daño en la edificación sin disipadores y compararla con la edificación provista de estos dispositivos.

Evaluar la respuesta de una edificación provista de disipadores de energía viscosos realizando un análisis lineal de respuesta espectral o fuerza lateral equivalente.

Desarrollar investigaciones con distintos tipos de disipadores de energía, tales como los viscoelásticos, metálicos, etc. Evaluando el comportamiento de una estructura al ser implementada con cada uno de estos dispositivos.

Actualmente para el cálculo y diseño de edificaciones con disipadores de energía se emplean normas americanas (ASCE 7-10, Fema273, Fema274) que no se ajustan del todo a la realidad y las condiciones que se presentan en nuestro país, en base a esto proponer mejoras a estos lineamientos.

BIBLIOGRAFÍA

Avilés Raúl (2001) Dispositivos para el control de vibraciones. (Tesis).Valdivia: Universidad Austral de Chile

American concrete institute (ACI) (2008). ACI 318-08 Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. Estados Unidos.

American Institute of steel construction (AISC) (2005). Steel construction manual (13th edition). Estados Unidos.

American Society Of Civil Engineers (ASCE) (2005) ASCE 7-10: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. (2010 edition). Reston, VA.

FALK,Peter.(2010).Análisis del comportamiento de estructuras de acero provistas de disipadores de energía tipo “Slotted Bolted Connection”. (Tesis).Santiago: Universidad de Chile

Federal Emergency Management Agency (FEMA) (1997). Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings – NEHRP. FEMA273 - 274. Washington, D.C.

Harmsen Teodoro (2005) Diseño de estructuras de concreto armado. (Cuarta Edición). Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú

Hwang, Jenn-Shin (2002) Seismic Design of Structures with Viscous Dampers. Taiwan

M.D. Symans Et al. (2008). Energy Dissipation Systems for Seismic Applications:Current Practice and Recent Developments. Estados Unidos

Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) Norma técnica de edificación E.030. Diseño sismorresistente.

OVIEDO, Ricardo. (2008). Dispositivos pasivos de disipación de energía para diseño sismorresistente de estructuras. (Tesis de Maestría). Lima: Universidad nacional de ingeniería.

PARDO, Juan Pablo.(2007).Control de la respuesta dinámica de estructuras mediante el uso de disipadores de energía de fluido viscoso del tipo lineal.(Tesis).Valdivia: Universidad Austral de Chile

Research Council On Structural Connections (RCSC) (2004) Specification for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts.Estados Unidos

Taboada, José e Izcue Arturo. (2009) Análisis de diseño asistido por computadoras. (Tesis). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú

T.T. Soong y M.C. Constantinou (1994) Passive and active structural vibration control in civil engineering. New York

VILLARREAL Genner Y OVIEDO Ricardo (2009) Edificaciones con Disipadores de Energía. (Primera edición). Lima, Perú.

ANEXOS
