

## **Tema de investigación**

Diseño de edificaciones con disipadores utilizando la norma  
ASCE 7-10

Facultad de ingeniería civil

## **Título de la investigación**

Diseño estructural de un edificio de 7 pisos de concreto  
armado con reforzamiento con disipadores visco-elásticos  
solidos

Presentado por:

José Ignacio Romero Leceta

Asesor: Genner Villarreal Castro

Lima, Septiembre 2016



# Índice

<b>CAPÍTULO 1.....</b>	<b>17</b>
<b>GENERALIDADES.....</b>	<b>17</b>
1.1 Introducción.....	18
1.2 Resumen de la investigación .....	19
1.3 Fundamentación .....	20
1.4 Problema general.....	20
1.5 Objetivo general .....	20
1.6 Objetivos específicos.....	20
1.7 Hipótesis .....	21
1.8 Alcance .....	21
1.9 Agradecimientos .....	21
<b>CAPÍTULO 2.....</b>	<b>22</b>
<b>ESTADO DEL ARTE .....</b>	<b>22</b>
2.1 Disipadores visco-elásticos solidos .....	23
2.1.1 Sistemas de control estructural ante sismos .....	23
2.1.2 Sistemas de control pasivos.....	25
2.1.3 Comportamiento del disipador visco-elástico solido .....	41
2.1.4 Propiedades del DVS .....	46
2.1.5 Diseño del disipador visco-elástico solido (DVS) .....	51
2.1.6 Proveedores .....	54
2.2 Análisis sísmico .....	56
2.2.1 Aspectos generales .....	56
2.2.2 Espectro de diseño E-030.....	57
2.2.3 Reglamentos y procedimientos para el análisis con disipadores.....	66
2.3 Análisis de la fuerza lateral equivalente con disipadores (DELFA).....	68
2.3.1 Introducción .....	68
2.3.2 Análisis estructural, modo fundamental m=1.....	71
2.3.3 Demanda de ductilidad efectiva “ $\mu_d$ ”.....	72

2.3.4 Amortiguamiento efectivo del modo fundamental.....	73
2.3.5 Cortante en la base del modo fundamental .....	78
2.3.6 Desplazamiento de diseño del modo fundamental .....	81
2.3.7 Amortiguamiento efectivo del modo residual .....	83
2.3.8 Cortante en la base del modo residual.....	84
2.3.9 Fuerza, desplazamiento y velocidad.....	85
2.3.10 Fuerza sísmica máxima de diseño para el DVS y conexiones. ....	86
<b>2.4 Recomendaciones del comité Vision 2000.....</b>	<b>89</b>
2.4.1 Niveles de desempeño .....	89
2.4.2 Desempeño esperado de la edificación .....	92
2.4.3 Estado de daño y deriva objetivo .....	94
<b>2.5 Diseño estructural en concreto armado .....</b>	<b>97</b>
2.5.1 Introducción .....	97
2.5.2 Aspectos importantes en el diseño en concreto armado .....	99
2.5.3 Importancia de la ductilidad .....	99
2.5.4 Rotulas plásticas.....	102
2.5.5 Diseño por capacidad .....	103
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>109</b>
<b>DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DEL PROYECTO .....</b>	<b>109</b>
<b>3.1 Descripción del proyecto .....</b>	<b>110</b>
3.1.1 Características .....	110
3.1.2 Arquitectura.....	111
3.1.3 Cargas de diseño .....	115
3.1.4 Método de diseño .....	116
3.1.5 Materiales seleccionados.....	116
3.1.6 Metrado de cargas .....	118
<b>3.2 Estructuración .....</b>	<b>120</b>
3.2.1 Estructuración de las columnas .....	120
3.2.2 Estructuración de las vigas .....	120
<b>3.3 Pre-dimensionamiento .....</b>	<b>122</b>
3.3.1 Pre-dimensionamiento de la losa maciza .....	122
3.3.2 Pre-dimensionamiento de vigas .....	122
3.3.3 Pre-dimensionamiento de columnas.....	123
<b>3.4 Modelamiento en ETABS .....</b>	<b>126</b>
3.4.1 Idealización .....	126
3.4.2 Dibujo en ETABS .....	127
3.4.3 Cargas.....	128



<b>3.5 Análisis sísmico .....</b>	<b>129</b>
3.5.1 Análisis de la fuerza lateral equivalente (ELFA) .....	129
3.5.2 Derivas .....	134
 <b>CAPÍTULO 4.....</b>	 <b>135</b>
 <b>REFORZAMIENTO CON DISIPADORES VISCO-ELÁSTICOS SÓLIDOS .....</b>	 <b>135</b>
<b>4.1 Modelamiento del disipador .....</b>	<b>136</b>
4.1.1 Modelo del DVS .....	136
4.1.2 Brazo metálico .....	137
4.1.3 Coeficiente de amortiguamiento viscoso “Cd” y rigidez del disipador “Kd” .....	138
4.1.4 Ubicación de los disipadores.....	139
 <b>4.2 Análisis de la fuerza lateral equivalente con disipadores (DELFA).....</b>	 <b>141</b>
4.2.1 Datos del análisis estructural, eje “X” modo fundamental.....	141
4.2.2 Amortiguamientos efectivos, eje “X” modo fundamental .....	142
4.2.3 Cortante en la base y desplazamiento, eje “X” modo fundamental .....	145
4.2.4 Datos del análisis estructural, eje “X” modo residual .....	145
4.2.5 Amortiguamientos efectivos, eje “X” modo residual.....	145
4.2.6 Cortante en la base y desplazamiento, eje “X” modo residual.....	146
4.2.7 Cortante en la base total y cortante mínima, eje “X” .....	146
4.2.8 Fuerza, desplazamiento y velocidad, eje “X”.....	147
4.2.9 Derivas en la estructura con DVS .....	149
 <b>4.3 Recomendaciones del comité Visión 2000.....</b>	 <b>150</b>
4.3.1 Estado de daño y deriva objetivo .....	150
 <b>4.4 Fuerzas de diseño.....</b>	 <b>153</b>
4.4.1 Fuerzas en la estructura con DVS .....	153
4.4.2 Fuerzas en los disipadores y conexiones.....	157
 <b>CAPÍTULO 5.....</b>	 <b>159</b>
 <b>DISEÑO ESTRUCTURAL.....</b>	 <b>159</b>
<b>5.1 Diseño estructural de la superestructura en concreto armado .....</b>	<b>160</b>
5.1.1 Diseño de la losa maciza por resistencia y servicio .....	160
5.1.2 Diseño de la escalera .....	168
5.1.3 Diseño de vigas por resistencia .....	176
5.1.4 Diseño de vigas por capacidad .....	182
5.1.5 Fuerzas axiales en vigas debido al reforzamiento con disipadores .....	185
5.1.6 Vigas que reciben otras vigas .....	186
5.1.7 Diseño de columnas por capacidad .....	188

5.1.8 Momentos magnificados por efecto P-delta.....	201
5.1.9 Resistencia mínima a flexión de las columnas.....	203
5.1.10 Push over.....	210
5.1.11 Obtención de la demanda de ductilidad efectiva “ $\mu_d$ ”.....	219
<b>5.2 Diseño de la cimentación.....</b>	<b>221</b>
5.2.1 Fuerzas en la cimentación.....	221
5.2.2 Dimensiones de las zapatas.....	222
5.2.3 Diseño de la zapata.....	225
5.2.4 Asentamientos.....	231
<b>5.3 Diseño de los elementos metálicos.....</b>	<b>233</b>
5.3.1 Espesor de los brazos del dissipador.....	233
5.3.2 Espesor de la cartela del dissipador.....	234
5.3.3 Arriostre metálico.....	235
5.3.4 Espesor “e” de la cartela que une los arriostres.....	236
5.3.5 Diseño de la soldadura.....	237
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>239</b>
<b>RECOMENDACIONES.....</b>	<b>240</b>
<b>PREGUNTAS FRECUENTES.....</b>	<b>241</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>244</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>247</b>

### **Lista de ilustraciones**

Ilustración Cap.2-1: Sistemas de control estructural .....	23
Ilustración Cap.2-2: Disipadores pasivos .....	24
Ilustración Cap.2-3: TMD Tuned mass dampers .....	25
Ilustración Cap.2-4: Respuesta cíclica del dispositivo ADAS .....	26
Ilustración Cap.2-5: Dispositivo TADAS .....	27
Ilustración Cap.2-6: Dispositivo Honeycomb y grafico de histéresis .....	27
Ilustración Cap.2-7: Sistema DUR .....	28
Ilustración Cap.2-8: Paneles de corte metálicos .....	28
Ilustración Cap.2-9: Disipador por fricción.....	29
Ilustración Cap.2-10: Disipador visco-elástico .....	30
Ilustración Cap.2-11: Ensayos DVS 1 .....	31
Ilustración Cap.2-12: Ensayos DVS 3.....	32
Ilustración Cap.2-13: Ensayos DVS 4.....	32
Ilustración Cap.2-14: Relación fuerza desplazamiento .....	33
Ilustración Cap.2-15: Esfuerzo de corte en el disipador (Y) vs Tiempo (X), para una temperatura ambiente de 23 C, 1 Hz, en varias amplitudes de deformación por corte. ....	34
Ilustración Cap.2-16: Disipadores visco-elásticos sólidos en torres gemelas .....	36
Ilustración Cap.2-17: Desplazamiento en el tiempo sin y con DVS, sismo “El centro” .....	37
Ilustración Cap.2-18: Desplazamiento en el tiempo sin y con DVS, sismo “Hachroke” .....	37
Ilustración Cap.2-19: Disipador visco-elástico cilíndrico de fluido.....	38
Ilustración Cap.2-20: Muro disipador visco-elástico .....	38
Ilustración Cap.2-21: Disipador de fluido viscoso .....	39
Ilustración Cap.2-22: Disipadores de neopreno zunchado con núcleo de plomo.....	39
Ilustración Cap.2-23: Estructura con base fija y estructura con base aislada.....	40
Ilustración Cap.2-24: Disipador visco-elástico .....	41
Ilustración Cap.2-25: Grafico de histéresis del disipador visco-elástico.....	42
Ilustración Cap.2-26: Modelo reológico de Kelvin-Voigt.....	44
Ilustración Cap.2-27: Relación fuerza desplazamiento .....	44
Ilustración Cap.2-28: Gráfico de envolventes de curvas histeréticas. Izquierda disipador visco-elástico $\alpha=0.8$ . Derecha disipador de fluido viscoso $\alpha=0.5$ .....	45
Ilustración Cap.2-29: Grafico de histéresis del disipador visco-elástico (Chile 1985). Fuerza (Y) vs Desplazamiento en corte (X) .....	46
Ilustración Cap.2-30: Ensayo Ramp considerando incremento de temperatura.....	47
Ilustración Cap.2-31: Módulo de almacenamiento de la cortante a 21-26°C.....	48
Ilustración Cap.2-32: Módulo de pérdida del disipador visco-elástico a 21-26°C.....	49
Ilustración Cap.2-33: Dependencia de la temperatura del disipador visco-elástico.....	49
Ilustración Cap.2-34: Dependencia de la deformación del disipador visco-elástico.....	50
Ilustración Cap.2-35: Dependencia de la frecuencia del disipador visco-elástico .....	50
Ilustración Cap.2-36: Módulo de pérdida de la cortante (Y) vs Frecuencia (X) .....	52

Ilustración Cap.2-37: Módulo de almacenamiento de la cortante (Y) vs Frecuencia (X)....	53
Ilustración Cap.2-38: Nomograma 3M. Módulo de pérdida $G''$ y almacenamiento $G'$ de la cortante (Y) vs Frecuencia y Temperatura .....	54
Ilustración Cap.2-39: Rollos de material visco-elástico .....	55
Ilustración Cap.2-40: Osciladores de un grado de libertad y espectro de desplazamiento ..	58
Ilustración Cap.2-41: Espectros de respuesta y espectro promedio .....	58
Ilustración Cap.2-42: Ejemplo de espectro de diseño .....	60
Ilustración Cap.2-43: Mapa y valores de “Z” .....	61
Ilustración Cap.2-44: Determinación del amortiguamiento histerético.....	74
Ilustración Cap.2-45: Reducción de la demanda de diseño por amortiguamiento efectivo. Aceleración espectral (Y) vs Desplazamiento espectral (X) .....	78
Ilustración Cap.2-46: Relación entre la cortante en la base (Y) vs desplazamiento del primer modo (X) .....	80
Ilustración Cap.2-47: Curvas de capacidad y Push Over .....	81
Ilustración Cap.2-48: Curva idealizada elasto-plástica Push Over usada para el análisis lineal. Cortante en la base (Y) vs desplazamiento en el último piso (X) .....	82
Ilustración Cap.2-49: Curva seudo-aceleración vs seudo-desplazamiento .....	91
Ilustración Cap.2-50: Curva seudo-aceleración vs seudo-desplazamiento .....	92
Ilustración Cap.2-51: Gráfico de rotulas plásticas, espectro de demanda y capacidad .....	98
Ilustración Cap.2-52: Modelo elástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, disipación y ductilidad .....	100
Ilustración Cap.2-53: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial.....	100
Ilustración Cap.2-54: Curvas esfuerzo-deformación de pruebas de compresión triaxial en cilindros de concreto.....	101
Ilustración Cap.2-55: Curvas carga axial-deformación para prismas cuadrados de concreto de 4 ½ plg por lado con distinto contenido de estribos cuadrados .....	102
Ilustración Cap.2-56: Modelo histerético de Otani .....	103
Ilustración Cap.2-57: Fuerzo cortante de diseño en vigas.....	104
Ilustración Cap.2-58: Fuerzas cortantes de diseño en columnas .....	105
Ilustración Cap.2-59: Diagrama de interacción de una columna.....	106
Ilustración Cap.2-60: Zona analizada.....	107
Ilustración Cap.2-61: Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos.....	107
Ilustración Cap.3-62: Vista aérea de la ubicación del proyecto .....	110
Ilustración Cap.3-63: Vista general del proyecto .....	111
Ilustración Cap.3-64: Vista frontal del proyecto .....	112
Ilustración Cap.3-65: Vista general en planta .....	113
Ilustración Cap.3-66: Arquitectura primer piso.....	113
Ilustración Cap.3-67: Arquitectura piso típico .....	114
Ilustración Cap.3-68: Curvas esfuerzo deformación del concreto .....	117

Ilustración Cap.3-69: Curvas esfuerzo deformación para diferentes resistencias del acero .....	118
Ilustración Cap.3-70: Vista en planta de la estructuración de las columnas .....	120
Ilustración Cap.3-71: Vista en planta de la estructuración de las columnas y vigas .....	121
Ilustración Cap.3-72: Vista en planta del pre-dimensionamiento de las vigas .....	123
Ilustración Cap.3-73: Vista en planta del pre-dimensionamiento de las columnas .....	124
Ilustración Cap.3-74: Vista en planta de las columnas pre-dimensionadas .....	125
Ilustración Cap.3-75: Vista en planta de la idealización .....	126
Ilustración Cap.3-76: Vista en planta del modelo en ETABS .....	127
Ilustración Cap.3-77: Vista en 3D del modelo en ETABS .....	128
Ilustración Cap.3-78: Espectro normativo .....	129
Ilustración Cap.4-79: Modelo reológico de Kelvin-Voigt .....	136
Ilustración Cap.4-80: Modelamiento del DVS en disposición Chevron .....	136
Ilustración Cap.4-81: Nomograma del polímero visco-elástico 3M 242NR02 .....	138
Ilustración Cap.4-82: Vista en planta de la ubicación de los disipadores .....	139
Ilustración Cap.4-83: Modelo en ETABS de la estructura con DVS, disposición Chevron .....	140
Ilustración Cap.4-84: Evolvente dirección “X” eje 1-1. Axiales .....	154
Ilustración Cap.4-85: Evolvente dirección “X” eje 1-1. Momento 3-3 .....	155
Ilustración Cap.4-86: Fuerzas en la losa. Momentos 1-1 (1er piso) .....	156
Ilustración Cap.4-87: Fuerzas en la losa. Momentos 2-2 (1er piso) .....	156
Ilustración Cap.5-88: Fuerzas en la losa. Zona analizada .....	160
Ilustración Cap.5-89: Refuerzo en la losa 1 .....	161
Ilustración Cap.5-90: Refuerzo en la losa 2 .....	162
Ilustración Cap.5-91: Fuerzas en la losa. Zona analizada 2 .....	163
Ilustración Cap.5-92: Acero de refuerzo en la losa .....	165
Ilustración Cap.5-93: Fuerza cortante en la losa .....	166
Ilustración Cap.5-94: Modelo de la escalera .....	168
Ilustración Cap.5-95: Momentos en el tramo 1 .....	169
Ilustración Cap.5-96: Momentos en el tramo 1, lateral .....	169
Ilustración Cap.5-97: Momentos en la escalera, tramo 2 .....	170
Ilustración Cap.5-98: Momentos en la escalera, tramo 3 .....	170
Ilustración Cap.5-99: Momentos en la losa, tramo 3, central .....	171
Ilustración Cap.5-100: Momentos en la escalera .....	172
Ilustración Cap.5-101: Acero de refuerzo en la escalera 1 .....	173
Ilustración Cap.5-102: Acero de refuerzo en la escalera 2 .....	174
Ilustración Cap.5-103: Detalle de escalera 1 .....	175
Ilustración Cap.5-104: Detalle de escalera 2 .....	175
Ilustración Cap.5-105: Viga a analizar .....	176
Ilustración Cap.5-106: Momentos para la viga de análisis .....	177
Ilustración Cap.5-107: Acero de refuerzo en la viga .....	179

Ilustración Cap.5-108: Diagrama de interacción de la viga .	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Ilustración Cap.5-109: Diagrama de interacción de la viga 2 .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Ilustración Cap.5-110: Fuerzo cortante de diseño en vigas.....	182
Ilustración Cap.5-111: Detalle de refuerzo de la viga .....	184
Ilustración Cap.5-112: Diagrama de interacción de la viga, bajo carga axial del disipador .....	186
Ilustración Cap.5-113: Detalle de viga que se apoya en otra viga .....	187
Ilustración Cap.5-114: Columna analizada .....	188
Ilustración Cap.5-115: Acero de refuerzo en columna.....	189
Ilustración Cap.5-116: Diagrama de interacción de la columna .....	190
Ilustración Cap.5-117: Diagrama momento curvatura no lineal $P_u=326$ Ton .....	191
Ilustración Cap.5-118: Diagrama momento curvatura no lineal $P_u=179$ Ton .....	191
Ilustración Cap.5-119: Diagrama de interacción no lineal .....	192
Ilustración Cap.5-120: Diagrama de interacción para hallar $M_n$ .....	193
Ilustración Cap.5-121: Grafico para el diseño por capacidad de columnas .....	194
Ilustración Cap.5-122: Detalle de refuerzo de la columna .....	196
Ilustración Cap.5-123: Columna analizada .....	197
Ilustración Cap.5-124: Acero de refuerzo en columna esquinera .....	198
Ilustración Cap.5-125: Diagrama de interacción de columna esquinera .....	199
Ilustración Cap.5-126: Detalle del refuerzo en columna esquinera.....	200
Ilustración Cap.5-127: Columna analizada .....	201
Ilustración Cap.5-128: Zona analizada .....	203
Ilustración Cap.5-129: Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos...	203
Ilustración Cap.5-130: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 1 al 3 .....	204
Ilustración Cap.5-131: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 1 al 3.....	205
Ilustración Cap.5-132: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 4 y 5 .....	205
Ilustración Cap.5-133: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 4 y 5.....	206
Ilustración Cap.5-134: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 6 y 7 .....	206
Ilustración Cap.5-135: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 6 y 7.....	207
Ilustración Cap.5-136: Detalle de refuerzo en vigas pisos 1 al 3 .....	207
Ilustración Cap.5-137: Detalle de refuerzo en vigas pisos 4 al 6 .....	208
Ilustración Cap.5-138: Detalle de refuerzo en vigas piso 7.....	208
Ilustración Cap.5-139: Cargas de servicio eje 1-1.....	210
Ilustración Cap.5-140: Cargas de servicio eje 2-2.....	211
Ilustración Cap.5-141: DMC C1 P1 .....	212
Ilustración Cap.5-142: DMC C1 P2 .....	212
Ilustración Cap.5-143: DMC V1 P 1 al 3 .....	213
Ilustración Cap.5-144: DMC V1 P 4 al 6 .....	213
Ilustración Cap.5-145: DMC V1 P7 .....	214
Ilustración Cap.5-146: Puntos de desempeño.....	214

Ilustración Cap.5-147: Creación de rotula plástica .....	215
Ilustración Cap.5-148: Push over 1 .....	216
Ilustración Cap.5-149: Push over 2 .....	217
Ilustración Cap.5-150: Push over 3 .....	218
Ilustración Cap.5-151: Curva de demanda y capacidad de la estructura con disipadores..	219
Ilustración Cap.5-152: Fuerzas en la cimentación.....	221
Ilustración Cap.5-153: Columna analizada .....	222
Ilustración Cap.5-154: Dimensiones de las zapatas .....	225
Ilustración Cap.5-155: Dimensiones para el análisis .....	226
Ilustración Cap.5-156: Modelamiento de la zapata .....	227
Ilustración Cap.5-157: Cargas en la zapata .....	228
Ilustración Cap.5-158: Cortante en la zapata .....	228
Ilustración Cap.5-159: Momento en la zapata.....	228
Ilustración Cap.5-160: Acero de refuerzo en zapata .....	229
Ilustración Cap.5-161: Detalle de refuerzo en zapata.....	230
Ilustración Cap.5-162: Asentamientos en la zapata Z3 .....	231
Ilustración Cap.5-163: Vista de la sección y brazo central del disipador.....	234
Ilustración Cap.5-164: Vista en elevación del arriostre y el dispositivo disipador .....	235
Ilustración Cap.5-165: Bloque de corte.....	236
Ilustración Cap.5-166: Detalle de soldadura .....	238

### **Lista de Tablas**

Tabla Cap.2-1: Aplicación de disipadores visco-elásticos .....	35
Tabla Cap.2-2: Valores de “U” para cada categoría de edificación .....	62
Tabla Cap.2-3: Valores de “U” para cada categoría de edificación, continuación .....	62
Tabla Cap.2-4: Valores de “U” para cada categoría de edificación, continuación .....	63
Tabla Cap.2-5: Valores de “S” para cada tipo de suelo y valor de “Z” .....	63
Tabla Cap.2-6: Periodos “T <sub>P</sub> ” y “T <sub>L</sub> ” para cada perfil de suelo .....	64
Tabla Cap.2-7: Factores de reducción “R” según el tipo de estructura .....	65
Tabla Cap.2-8: Irregularidades estructurales horizontales .....	69
Tabla Cap.2-9: Irregularidades estructurales verticales .....	70
Tabla Cap.2-10: Coeficiente de amortiguamiento B <sub>1D</sub> , ASCE 7-10 C18.....	77
Tabla Cap.2-11: Estados de daño y niveles de desempeño .....	90
Tabla Cap.2-12: Estados de daño .....	91
Tabla Cap.2-13: Probabilidades de excedencia.....	92
Tabla Cap.2-14: Nivel de desempeño y nivel de movimiento sísmico según uso .....	93
Tabla Cap.2-15: Tipos de estructuras .....	94
Tabla Cap.2-16: Derivas para cada estado de daño.....	95
Tabla Cap.2-17: Derivas según el tipo de material .....	96



Tabla Cap.3-18: Carga viva.....	115
Tabla Cap.3-19: Propiedades de los aceros más usados para perfiles de acero .....	118
Tabla Cap.3-20: Peso específico según el elemento.....	119
Tabla Cap.3-21: Fuerzas y desplazamientos para el piso “i” .....	133
Tabla Cap.3-22: Derivas en la estructura .....	134
Tabla Cap.4-23: Peso sísmico y altura .....	142
Tabla Cap.4-24: Coeficiente de amortiguamiento.....	144
Tabla Cap.4-25: Fuerzas para el piso “i” .....	147
Tabla Cap.4-26: Desplazamientos .....	148
Tabla Cap.4-27: Velocidad.....	148
Tabla Cap.4-28: Derivas en la estructura con disipadores .....	149
Tabla Cap.4-29: Tipo de estructura .....	150
Tabla Cap.4-30: Estados de daño y niveles de desempeño .....	151
Tabla Cap.4-31: Derivas para cada estado de daño.....	152
Tabla Cap.4-32: Fuerzas en la estructura .....	153
Tabla Cap.4-33: Fuerzas en el disipador .....	158
Tabla Cap.5-34: Momentos en la escalera.....	171
Tabla Cap.5-35: Momentos para la viga .....	178
Tabla Cap.5-36: Cortantes para la viga .....	178
Tabla Cap.5-37: Cargas .....	179
Tabla Cap.5-38: Cargas 2 .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla Cap.5-39: Requisitos de estribos .....	183
Tabla Cap.5-40: Fuerzas del disipador .....	185
Tabla Cap.5-41: Fuerzas del disipador reducidas.....	185
Tabla Cap.5-42: Fuerzas en la columna .....	189
Tabla Cap.5-43: Calculo del acero requerido como refuerzo transversal .....	193
Tabla Cap.5-44: Requisitos de estribos de la columna.....	195
Tabla Cap.5-45: Fuerzas en la columna esquinera .....	198
Tabla Cap.5-46: Fuerzas cortantes .....	199
Tabla Cap.5-47: Requisitos de estribos en la columna esquinera .....	200
Tabla Cap.5-48: Arriostrado o no arriostrado .....	202
Tabla Cap.5-49: Momento magnificado.....	202
Tabla Cap.5-50: Fuerzas de diseño para los elementos del disipador .....	233

### **Anexos**

Anexo A: Ensayos del disipador visco-elástico solido.....	241
Anexo B: Diagramas de fuerzas para cada pórtico.....	243
Anexo C: Diagramas momento curvatura de las columnas.....	247



Anexo D: Planos de arquitectura.....	252
--------------------------------------	-----

### Notación

Los términos en esta lista se utilizan en la presente tesis:

$\bar{W}_1$ = peso sísmico efectivo del modo fundamental

$\bar{W}_R$ = peso sísmico efectivo del modo residual

$\ddot{x}_m$ = aceleración del modo “m”

$\nabla_{i,1D}$ = velocidad de diseño del modo fundamental

$\nabla_{i,R}$ = velocidad de diseño del modo residual

$h_i$ = altura desde la base hasta el piso “i”

$h_r$ = altura desde la basa hasta la azotea

$\Gamma_1$ = factor de participación del modo fundamental

$\Gamma_R$ = factor de participación del modo residual

$\Gamma_m$ = factor de participación del modo “m”

$\Delta_{i,1D}$ = desplazamiento relativo de diseño del modo fundamental

$\Delta_{i,R}$ = desplazamiento relativo del modo residual

$\Omega_0$ = Sobre-resistencia

$A_g$ = área bruta

$A_{gt}$ =Área total en tracción del bloque de corte

$A_{gv}$ =Área total a corte del bloque

$A_n$ = área neta

$A_{nt}$ = Área neta a tracción del bloque de corte

$A_{nv}$ =Área neta a corte del bloque

$B_{1D}$ = coeficiente de amortiguamiento

$C_d$ = amortiguamiento del disipador

$Cd_{i,j}$  = coeficiente de amortiguamiento del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$C_{s1}$ = coeficiente de respuesta sísmica para el modo fundamental

$D_{1D}$ = desplazamiento de diseño del modo fundamental

$F_U$ = esfuerzo de fractura del acero

$F_{crx}$ = esfuerzo critico de compresión

$F_e$ = esfuerzo critico de pandeo de Euler

$F_{i,1D}$ = fuerza lateral de diseño del modo fundamental

$F_{i,R}$ = fuerza lateral de diseño del modo residual

$F_y$ = esfuerzo de fluencia del acero

$K_d$ = Rigidez del disipador

$Q_{E,i}$ = fuerza sísmica de diseño

$S_{d1}$ = seudo aceleración espectral en el periodo igual a 1 segundo

$S_{ds}$ = seudo aceleración espectral en el periodo corto

$T_1$ = periodo del modo 1 o modo fundamental

$T_{1D}$ = periodo efectivo del modo fundamental

$T_{1D} = T_1\sqrt{\mu} =$  Periodo del modo fundamental efectivo

$T_s$ = periodo corto

$V_1$ = cortante en la base del modo fundamental

$V_D$ = cortante en la base de diseño

$V_R$ = cortante en la base del modo residual

$f'_c$ = resistencia a la compresión del concreto

$q_h$ = factor de ajuste de los lazos histereticos

$r_x$ = radio de giro respecto al eje “x”

$w_1$ = frecuencia del modo 1 o modo fundamental

$x_m$  = desplazamiento del modo “m”

$\alpha_{i,j}$  = Exponente de velocidad del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$\beta_H$  = Amortiguamiento histeretico

$\beta_I$  = amortiguamiento inherente

$\beta_V$  = amortiguamiento viscoso

$\delta_{i,1D}$  = deflexión de diseño del modo fundamental

$\delta_{i,R}$  = deflexión del modo residual

$\mu_d$  = demanda de ductilidad

$\mu_{max}$  = demanda de ductilidad máxima

$\varphi_{i,j}$  = Ángulo del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” respecto al movimiento horizontal del piso

$\phi_{i,1}$  = forma modal fundamental simplificada para el piso “i”

$h$  = espesor del material visco-elástico

$A$  = área del disipador

$C$  = coeficiente de amplificación sísmica

$E$  = módulo de elasticidad del concreto

$G''$  = módulo de perdida de la cortante

$G'$  = módulo de almacenamiento de la cortante

$I$  = Facto de importancia

$K$  = longitud efectiva del elemento a compresión

$R$  = factor de reducción de las fuerzas sísmicas

$S$  = factor de tipo de suelo

$T$  = periodo

$U$  = factor de uso

$V_{min}$  = cortante en la base mínima

$Z$  = factor de zona

$e$ = espesor de cartela

$g$ = aceleración de la gravedad

$n$ = número de pisos

$t$  = tiempo

$w$  = frecuencia de la estructura

$\eta$ = factor de pérdida del material visco-elástico

$\lambda$  = parámetro dependiente del exponente de velocidad “ $\alpha$ ”

$\phi c P_N$ = fuerza de compresión resistente

## Capítulo 1

### Generalidades

## 1.1 Introducción

La costa del Perú es una zona con alta peligrosidad sísmica debido a que se encuentra cerca de una falla sísmica. Esta falla se debe al proceso de subducción de la placa de nazca con la placa sudamericana. Debido a esto se debe diseñar edificaciones que sean seguras y garanticen los niveles mínimos exigidos por la norma que son evitar el colapso en caso de un sismo severo.

Se puede cuantificar el daño en una estructura mediante la deriva que presentara en un sismo. Esta deriva debe tener en cuenta el efecto P-delta, por lo que para edificios altos se espera tener derivas menores. Este caso no se aprecia en la norma peruana pero si es especificado en el comité Vision 2000.

Una forma de reducir las derivas es incorporando algún tipo de reforzamiento que puede ser muros de corte, arriostramiento mediante perfiles de acero, reforzamiento con disipadores, aislación en la base, entre otros. Lo más práctico es incorporar muros de corte pero en ciertas ocasiones no es posible debido a que la edificación presenta estacionamientos en los sótanos o interfiere con la arquitectura de alguna manera. Para estos casos se recurre al arriostramiento con perfiles de acero, la disipación de energía o aisladores.

Para edificaciones altas lo más eficiente seria la utilización de perfiles de acero o disipadores. Generalmente utilizar un perfil de acero es más económico que utilizar disipadores, sin embargo, el reforzamiento con disipadores logra reducir la deriva y los danos en la estructura de una manera mucho más eficiente.

Generalmente se trabaja con un factor de reducción de las fuerzas sísmicas “R”. Este coeficiente reduce las fuerzas sísmicas de diseño porque se asume que la estructura disipa energía durante el sismo al incursionar en el rango inelástico. Este valor está relacionado con una deriva de diseño. Es decir que se cumple si la estructura se desplaza una cantidad establecida por la norma. Si la deriva de diseño es menor, significa que los desplazamientos son menores y por tanto el valor de “R” será menor.

El comité vision 2000 establece relaciones entre el estado de daño esperado en la edificación y las derivas obtenidas. Las derivas propuestas por el comité vision 2000 son menores que las del RNE peruano, para los mismos estados de daño, sobre todo para edificios altos por tenerse en cuenta el efecto P-delta.

Al trabajar con la normativa del Comité Vision 2000, se tienen derivas de diseño menores y por tanto la edificación no incursiona en el rango inelástico lo suficiente como para disipar energía y el valor de “R” que sugiere la norma peruana no se cumple. Para poder lograr derivas bajas de manera eficiente y que cumplan con los estados de daño propuestos por el comité vision 2000 se necesita incorporar dispositivos de disipación de energía. Estos dispositivos brindaran a la estructura amortiguamiento y disipación de energía en desplazamientos bajos.

El dispositivo pasivo de disipación visco-elástico sólido presenta algunas ventajas en el amplio mercado de dispositivos de disipación. Este dispositivo consiste en placas de metal ahusadas con un material visco-elástico en medio que disipa la energía al deformarse. Este dispositivo es muy versátil y puede trabajar en varias direcciones en su plano de corte. De alguna manera resulta más económico, más simple, más liviano, y funciona linealmente por lo que responde bien ante vibraciones pequeñas como a grandes. Además posee también rigidez, lo que lo hace también útil para combatir fuerzas monotónicas.

La tendencia de los diversos reglamentos alrededor del mundo es de proteger cada vez más las estructuras ante sismos severos. Toda la infraestructura importante de una ciudad puede ser dañada o destruida en cualquier momento si ocurriese un evento de este tipo. Como por ejemplo: hospitales, carreteras, vías de acceso o abastecimiento, puentes importantes, reservorios de petróleo o gas natural, viaductos, centros comerciales, oficinas importantes, entre otros. La incorporación de sistemas de control estructural, como disipadores de energía y aisladores sísmicos, será cada vez más frecuente en este tipo de infraestructuras y ahí la importancia de conocer más los conceptos relevantes de la materia y la correcta aplicación de los mismos.

El presente proyecto se escogió para poder exponer a manera de ejemplo una metodología de diseño estructural de una edificación con disipadores siguiendo los lineamientos del reglamento nacional de edificaciones, el cual no posee una norma para el diseño con disipadores pero indica que se debe seguir lo estipulado en el capítulo 18 del ASCE 7-10.

Además, se destacan recomendaciones y normas importantes respecto a la deriva máxima y el refuerzo de confinamiento que debe tener una edificación de concreto armado.

Se expone el procedimiento para la obtención del amortiguamiento efectivo, debido a la incorporación de dispositivos de disipación de energía en la estructura, así como otros factores importantes necesarios para el diseño.

El procedimiento es aplicable para otros dispositivos de disipación de energía.

## **1.2 Resumen de la investigación**

-Se expone una metodología de diseño estructural con disipadores visco-elásticos sólidos según el ASCE 7-10.

-El proyecto consiste en un edificio de 7 pisos destinado al uso de oficinas en la urbanización de San Isidro en la ciudad de Lima.

-La estructura del edificio será mediante pórticos de concreto armado y se incorpora disipadores visco-elásticos sólidos dispuestos de manera Chevron como sistema de reforzamiento sísmico.

-El modelo para el análisis estructural se desarrollara en el programa ETABS.

- La construcción será en un terreno de suelo rígido tipo S1 grava arenosa densa.
- Las verificaciones sísmicas se realizan siguiendo los lineamientos de la NTE. E-030 de diseño sismo resistente 2016.
- Las verificaciones de diseño en concreto armado se realizan siguiendo los lineamientos de la NTE. E-060 2009.
- Las verificaciones del diseño del brazo metálico y conexiones siguen los lineamientos del AISC “steel construction manual” 14th 2011 y la norma peruana E-090.

### **1.3 Fundamentación**

Actualmente en el Perú se han incorporado sistemas pasivos de control estructural ante sismos entre los cuales destacan el aislamiento de base y los dispositivos de disipación de energía. En cuanto a lo que respecta a dispositivos de disipación de energía el más usado es el disipador de fluido viscoso, sin embargo el costo de estos dispositivos es elevado.

Se presenta otra alternativa al disipador de fluido viscoso que son los disipadores visco-elásticos sólidos. Estos disipadores resultan más económicos y simples. Por ser visco-elásticos proporcionan tanto las propiedades viscosas como elásticas. Trabajan en conjunto con el arriostre dando rigidez a la estructura y a su vez aumentando su amortiguamiento y disipando energía.

Por tanto la investigación busca brindar una metodología de diseño estructural con disipadores visco-elásticos sólidos para tener las ventajas del disipador de fluido viscoso pero de manera más económica ó las ventajas del arriostre con perfiles de acero pero disipando mayor energía.

### **1.4 Problema general**

Se conoce poco acerca de los sistemas pasivos de disipación de energía aplicados a edificaciones y en especial de los disipadores visco-elásticos sólidos, tanto el análisis sísmico como su diseño estructural.

### **1.5 Objetivo general**

- Elaborar una metodología de diseño estructural con dispositivos pasivos de disipación de energía visco-elásticos sólidos para edificaciones aplicada a la realidad peruana.

### **1.6 Objetivos específicos**

- Conocer los diversos sistemas de control estructural ante sismos
- Conocer el comportamiento, modelación y diseño estructural con DVS



- Exponer los requisitos y consideraciones para el análisis sísmico con disipadores según el ASCE 7-10.
- Cumplir con la deriva máxima permitida por la norma E-030 y exponer las recomendaciones del comité Vision 2000.
- Diseñar la estructura en concreto armado mostrando el diseño por capacidad
- Diseñar conexiones y detalles de DVS

### **1.7 Hipótesis**

La metodología de diseño estructural expuesta, basada en el ASCE SEI 7-10, para el presente proyecto con disipadores visco-elásticos cumple con las exigencias del RNE 2016.

### **1.8 Alcance**

- Metodología de diseño estructural de la super-estructura con DVS según el ASCE 7-10.
- Diseño del DVS y de la estructura en concreto armado.
- Diseño de las conexiones de acero.
- Elaboración de planos estructurales de la super-estructura.
- Elaboración de planos estructurales de las conexiones

### **1.9 Agradecimientos**

Se agradece a todos aquellos ingenieros que estuvieron dispuestos a compartir sus conocimientos incondicionalmente, los cuales hicieron posible esta tesis.

Y sobre todo a mi madre...

## Capítulo 2

### Estado del arte

## 2.1 Disipadores visco-elásticos solidos

### 2.1.1 Sistemas de control estructural ante sismos

El acercamiento tradicional en el diseño sísmico de edificaciones es diseñar estructuras suficientemente fuertes para soportar las cargas estipuladas en cada reglamento y además poderse deformar de manera dúctil. Sin embargo, este tipo de estructuras tienen limitadas capacidades. Lo primero es que estas estructuras se apoyan en su pequeño amortiguamiento inherente para disipar energía. Además, tienen una capacidad de resistir cargas y disipación de energía fija. Por esto, no pueden adaptarse a las diversas condiciones que se puedan presentar, como durante terremotos o vientos fuertes. Más aun, estas estructuras dependen totalmente de su rigidez para resistir cargas laterales.

A pesar de los continuos esfuerzos para resistir las fuerzas de terremotos y vientos intensos en los distintos códigos de construcción las estructuras siguen siendo vulnerables. Esto se debe a que las estructuras de diseño tradicional tienen limitadas capacidades de resistencia y disipación de energía.

Un aumento de la resistencia mediante un incremento del tamaño de las secciones de los elementos aumenta la masa de la estructura y en realidad atrae más fuerzas sísmicas sobre los miembros para luego requerirse aún más resistencia resultando en una espiral infructuosa. Por otro lado, no se ha encontrado manera de aumentar el amortiguamiento de los materiales de construcción como el acero o concreto.

Los sistemas de control estructural ante sismos prometen una alternativa interesante para mejorar el comportamiento de las estructuras por medio de una disminución de la resonancia, aumento del amortiguamiento de la estructura o aumento del periodo de vibración.

Los sistemas de control estructural pueden dividirse en los siguientes grupos:

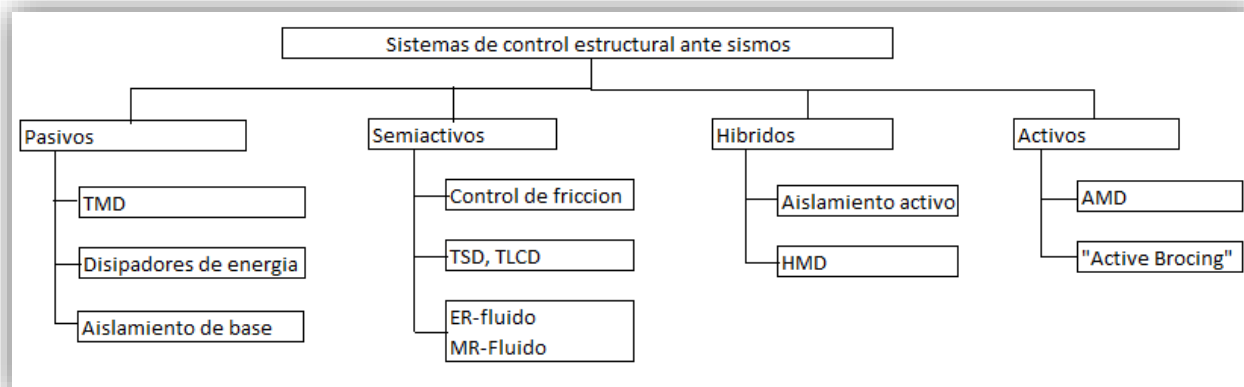
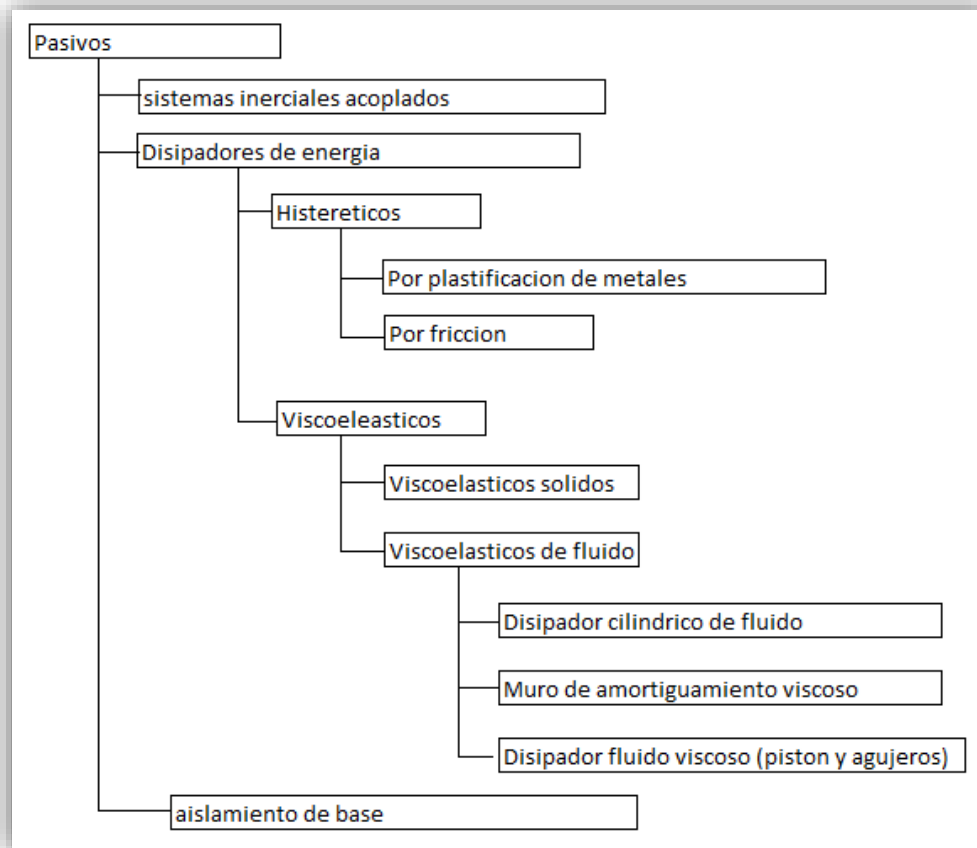


Ilustración Cap.2-1: Sistemas de control estructural

Todos estos sistemas se subdividen además en múltiples opciones ofreciendo gran variedad de posibilidades que tienen diferentes ventajas y desventajas.

Dentro del sistema pasivo de disipación de energía tendremos al disipador visco-elástico sólido. Este disipador logra aumentar el amortiguamiento y proporciona rigidez a la estructura disminuyendo así la deriva.

Se presenta el siguiente cuadro donde se muestra la ubicación del disipador visco-elástico sólido dentro de la gran gama de opciones que se tienen entre los sistemas de control estructural ante sismos.



*Ilustración Cap.2-2: Disipadores pasivos*

De la misma manera profundizaremos acerca del cuadro mostrado.

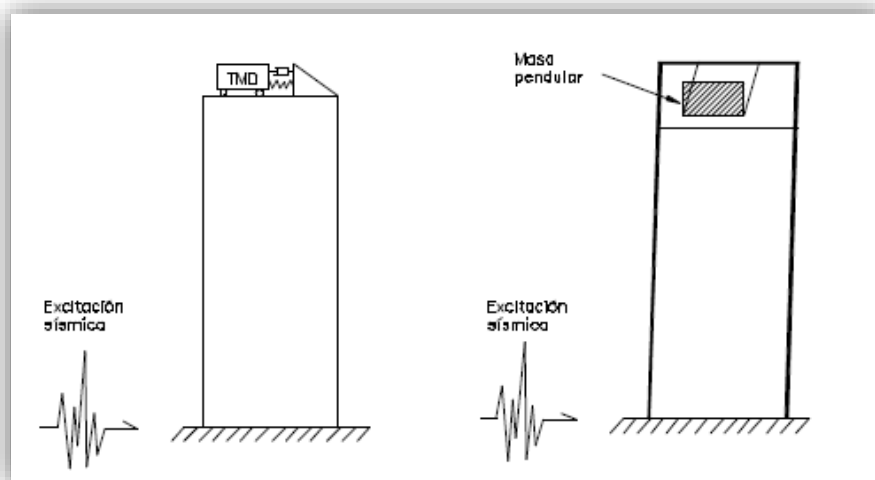
### 2.1.2 Sistemas de control pasivos

Estos sistemas reaccionan ante las fuerzas sísmicas y alteran las propiedades dinámicas de la estructura. De esta manera logran disminuir los esfuerzos en la estructura producto del sismo y disminuir la deriva.<sup>1</sup>

Los sistemas de control pasivos pueden clasificarse en tres grupos:

#### A. Control pasivo con sistemas inerciales acoplados

El TMD o también llamado “Tuned mass damper” forma parte de los sistemas inerciales acoplados. Consta de un oscilador, un mecanismo de muelle y un amortiguador. Se coloca en la parte superior de la estructura de manera que la masa y la rigidez del muelle tengan una frecuencia de oscilación que sea la misma que la frecuencia fundamental de la estructura.<sup>2</sup>



*Ilustración Cap.2-3: TMD Tuned mass dampers*

*Fuente: Oviedo (2008)*

#### B. Control pasivo con disipación de energía

Los disipadores de energía pueden ser histeréticos o visco-elásticos. Los histeréticos se basan en la plastificación de los metales o fricción entre superficies, disipando así la energía, mientras que los visco-elásticos usan un fluido viscoso para crear resistencia al movimiento. Ambos disipan la energía en forma de calor y ambos sistemas aumentan el amortiguamiento

<sup>1</sup> Cfr. Villareal 2006:30

<sup>2</sup> Cfr. Oviedo 2008:23

en la estructura. Al aumentar el amortiguamiento tendremos un espectro de diseño reducido el cual presenta aceleraciones más bajas.

## B.1) Histeréticos

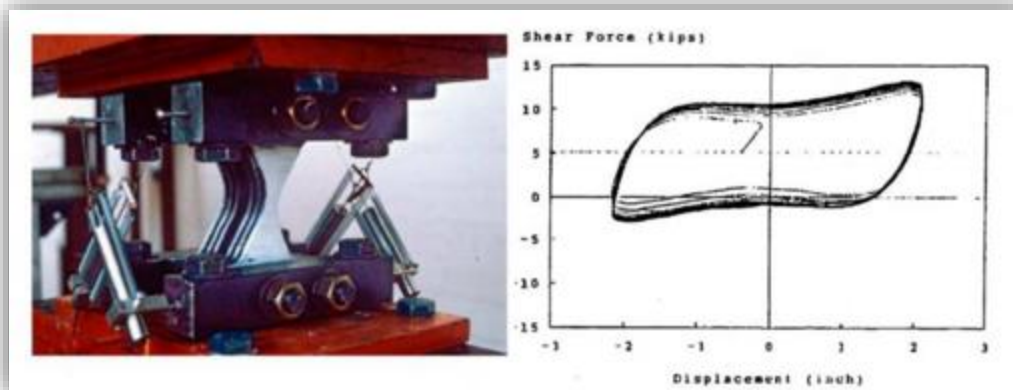
Entre los histeréticos podemos tener:

### B.1.1) Por plastificación de metales

#### B.1.1.1) Por flexión

#### Sistema ADAS:

Conjunto de placas paralelas de forma ahusada de modo que la fluencia sea uniforme



*Ilustración Cap.2-4: Respuesta cíclica del dispositivo ADAS*

*Fuente: Massimo Latour (2011)*

#### Sistema TADAS:

Placas triangulares dispuestas a flexión fuera de su plano. Con un desplazamiento relativo entre extremos de la placa perpendicular a su plano se consigue la plastificación por flexión, ya que la base mayor se conectara a la viga mientras que la otra se articula en la parte inferior del pórtico.

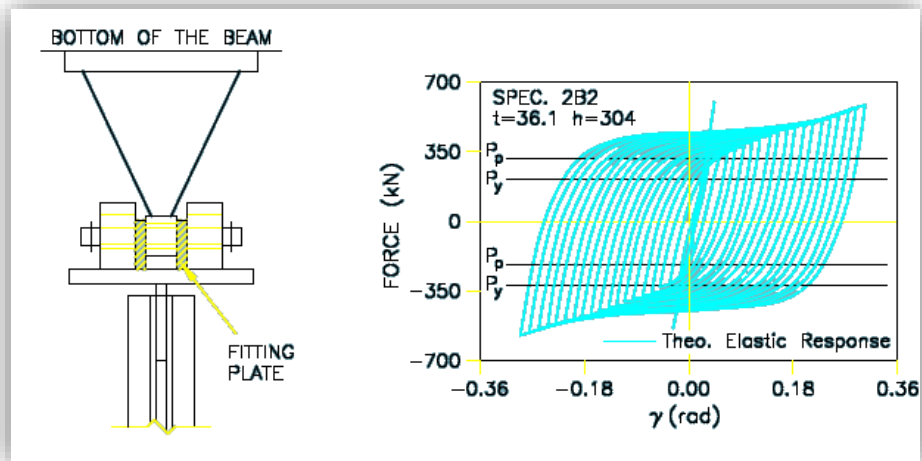


Ilustración Cap.2-5: Dispositivo TADAS

Fuente: Luis Bozzo (2002)

### Sistema Honeycomb:

Placas ahusadas como el ADAS pero apiladas en su plano

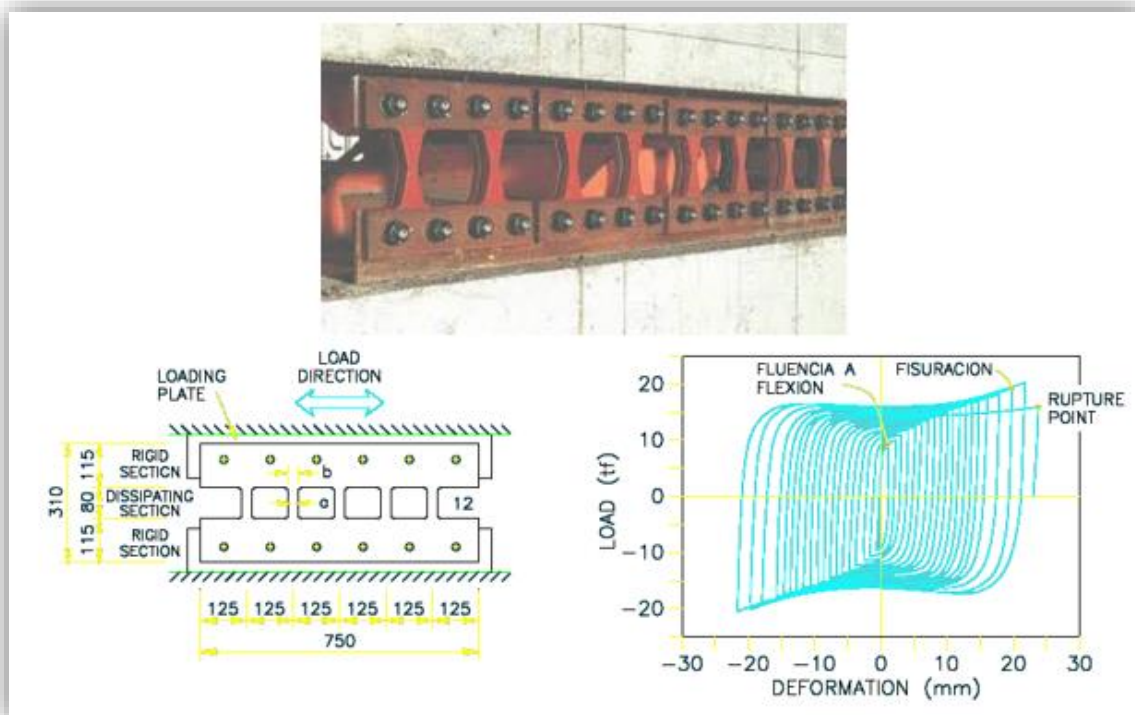
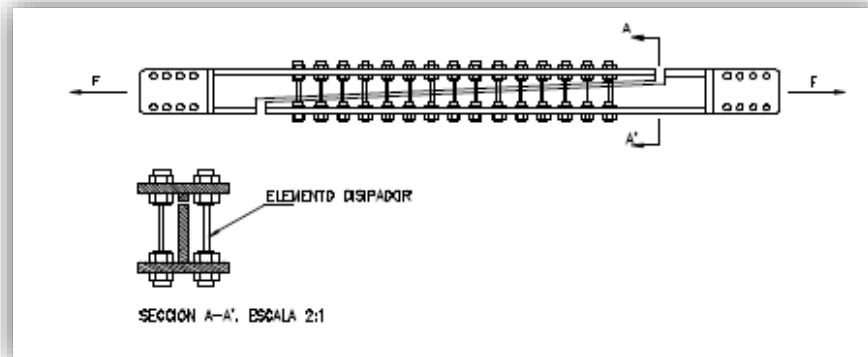


Ilustración Cap.2-6: Dispositivo Honeycomb y grafico de histéresis

Fuente: Luis Bozzo (2002)

### Sistema DUR:

Las siglas DUR corresponden a “Dissipator using steel roots”. Es un disipador por medio de conjunto de pernos a flexión.

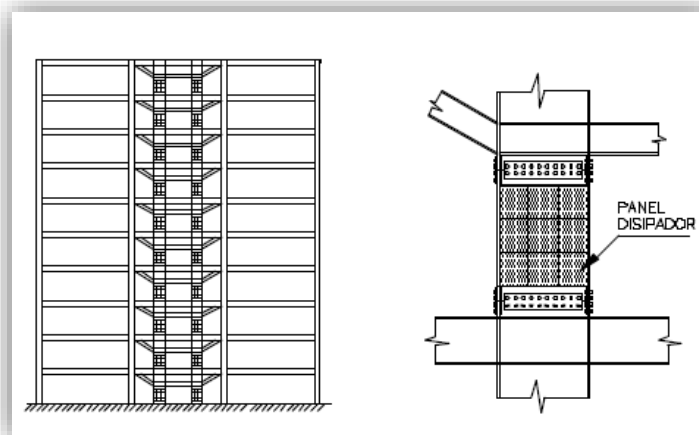


*Ilustración Cap.2-7: Sistema DUR*

*Fuente: Nist (1996)*

### B.1.1.2) Por cortante:

De este tipo podemos encontrar varias alternativas una de las más comunes son los paneles metálicos sujetos a cargas de corte los cuales pueden desarrollar una amplia y estable respuesta histerética.



*Ilustración Cap.2-8: Paneles de corte metálicos*

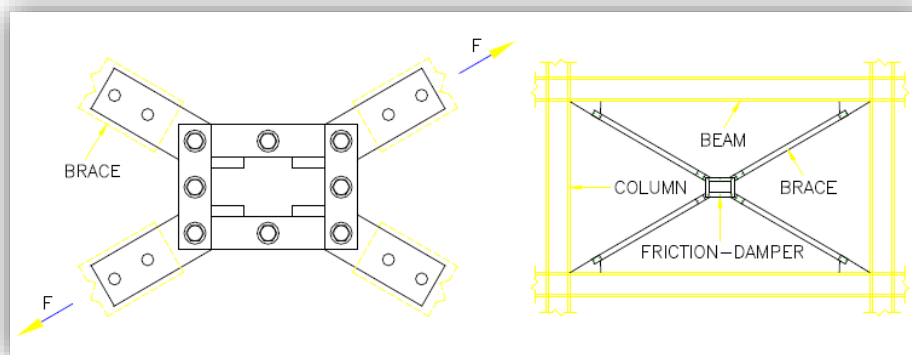
*Fuente: Massimo Latour (2011)*



### B.1.2) Por fricción

Disipa energía basándose en el rozamiento entre dos superficies en contacto bajo presión. La fuerza de fricción será el resultado de la interacción de la fuerza normal y el coeficiente de rozamiento que existe en los elementos.

El sistema de arriostramiento en “x”, para este caso, es el mostrado en la figura. Los brazos se deslizan ante una carga predeterminada por la presión ejercida por los pernos, regulable a través de una llave dinamométrica. Presenta una curva histerética casi rectangular.<sup>3</sup>



*Ilustración Cap.2-9: Disipador por fricción*

*Fuente: Luis Bozzo (2002)*

La desventaja del sistema es que el coeficiente de fricción depende de la velocidad, la fuerza normal ejercida por los pernos y las condiciones de la superficie, por lo que resulta difícil garantizar un coeficiente independiente del tiempo y condiciones.

### B.2) Visco-elástico

Entre los disipadores visco-elásticos tenemos los disipadores visco-elásticos sólidos y de fluido.

#### B.2.1) Disipadores visco-elásticos sólidos:

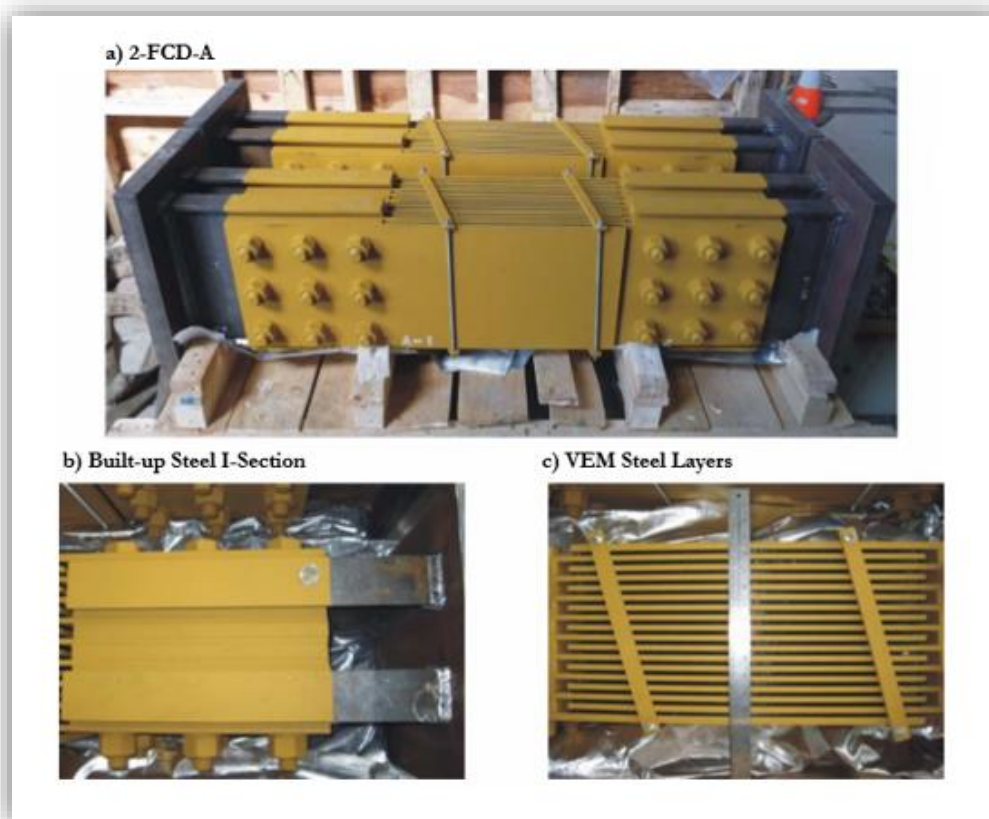
Esta clase de disipadores ha sido empleada con éxito en los últimos años. Están formados con chapas de metal unidas con capas finas de material visco-elástico y presentan ciclos histeréticos característicos elípticos.

Estos dispositivos ofrecen una ventaja distintiva comparados con los dispositivos de fricción, de fluencia o de fluido viscoso, los cuales generalmente se comportan de manera no lineal,

<sup>3</sup> Cfr. Bozzo 2002:136

mientras que el dispositivo visco-elástico solido tiene un comportamiento linealizable lo que resulta en una modelación más sencilla.<sup>4</sup> El comportamiento lineal permite también absorber vibraciones causadas tanto por sismos severos como por excitaciones pequeñas ocasionadas por un sismo frecuente o por viento. El material visco-elástico elaborado por la empresa 3M es conocido por tener un comportamiento estable, duradero con el pasar de los años y resistente a los agentes medioambientales.<sup>5</sup>

Este tipo de dispositivos de disipación ha sido investigado en mayor medida recientemente en la universidad de Toronto la cual ha realizado múltiples ensayos los cuales muestran la eficiencia del dispositivo. Kinetica fue fundada en el 2011 por Michael Montgomery y alumnos de la universidad de Toronto. La empresa actualmente implementa dispositivos visco-elásticos en proyectos como “Slender Tower” en Toronto de 85 pisos o “YC Condos”, construcción que será finalizada en el 2017. El dispositivo usado es el mostrado en la siguiente figura.



*Ilustración Cap.2-10: Disipador visco-elástico*

*Fuente: Montgomery 2011*

<sup>4</sup>Cfr. ICG 2002:133

<sup>5</sup> Cfr. Nist 1997:27

Se puede observar que el dispositivo consiste en placas de acero unidas mediante el material visco-elástico. Al someterse el dispositivo a fuerzas cortantes el material visco-elástico se deformara y disipara energía. En estos disipadores es posible linealizar su comportamiento estructural. También resultan en una alternativa más económica comparada con los disipadores de fluido viscoso.<sup>6</sup>

A continuación se muestran algunos ensayos realizados en la universidad de Toronto hasta el 2011. El resto de ensayos se encuentran en anexos 1. El siguiente ensayo por ejemplo corresponde al sismo de Landers del año 1992. Se puede observar a la mano izquierda el desplazamiento en mm en el tiempo y a la derecha el grafico esfuerzo (Y) vs deformación por corte (X) en el tiempo. De la misma manera para otros sismos.

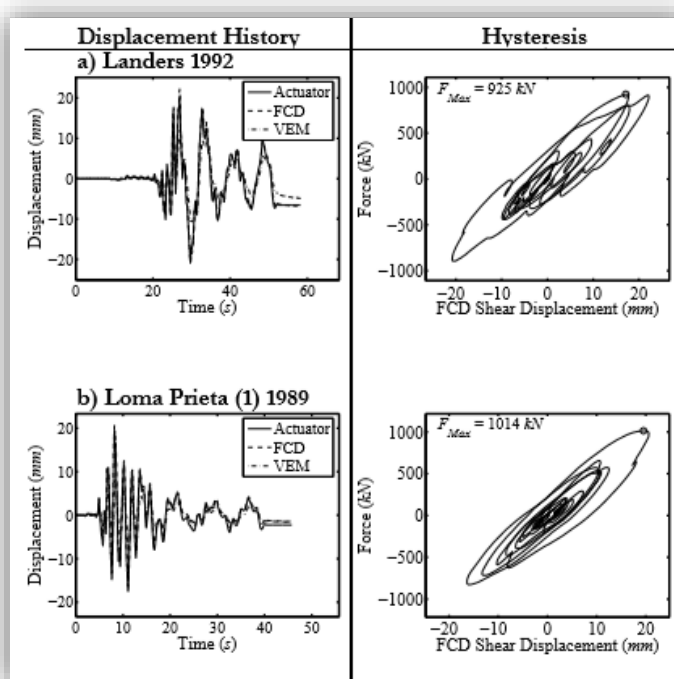


Ilustración Cap.2-11: Ensayos DVS 1

Fuente: Montgomery 2011

<sup>6</sup> Cfr. Fema 451 2002

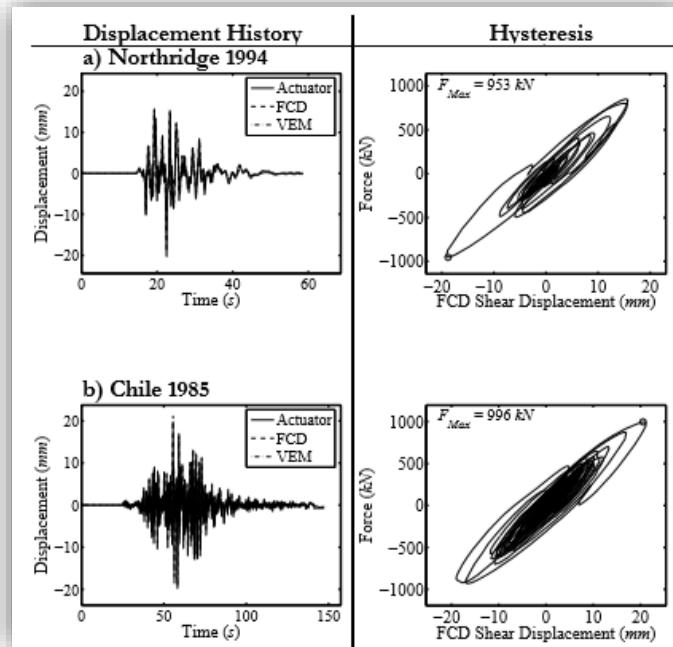


Ilustración Cap.2-12: Ensayos DVS 3

Fuente: Montgomery 2011

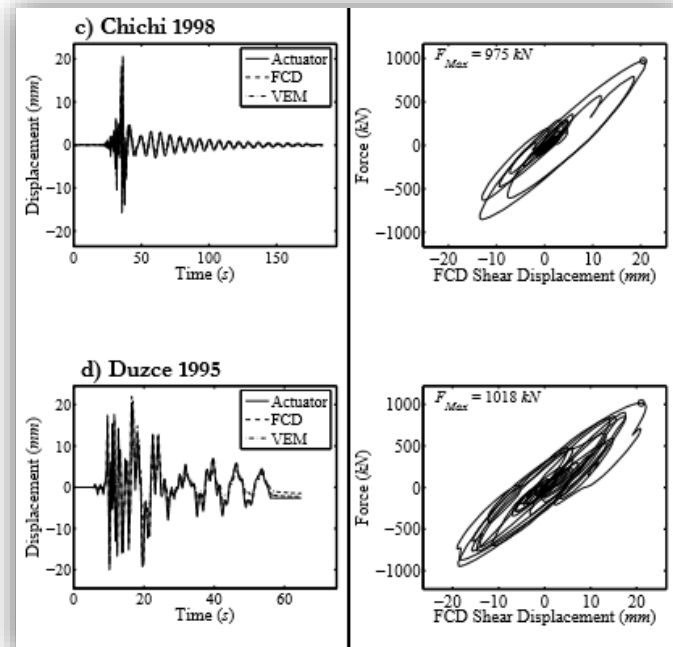
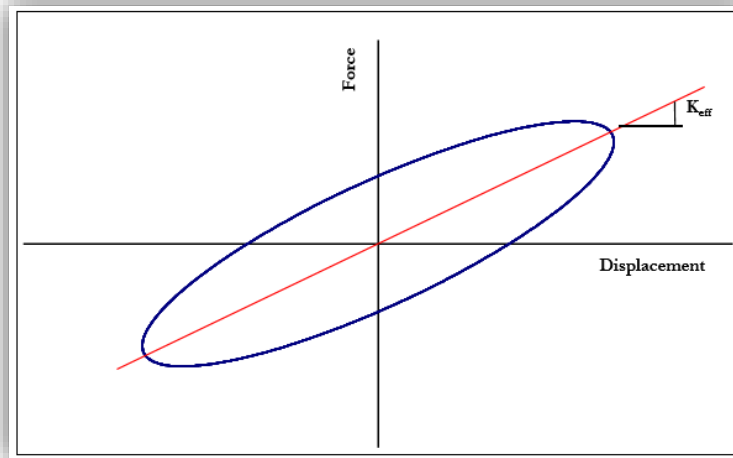


Ilustración Cap.2-13: Ensayos DVS 4

Fuente: Montgomery 2011

De lo que se puede observar un comportamiento linealizable como muestra la siguiente figura.



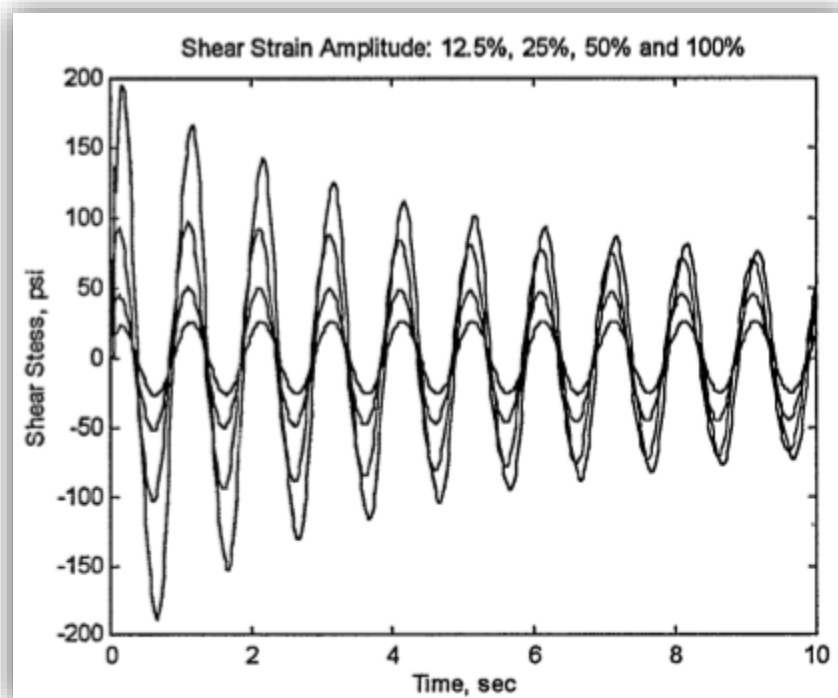
*Ilustración Cap.2-14: Relación fuerza desplazamiento*

*Fuente: Kelly (2001)*

Donde  $K_{eff}$  es la rigidez efectiva del disipador. A diferencia del disipador de fluido viscoso, el coeficiente de amortiguamiento es una función lineal de la velocidad por lo que el exponente de velocidad " $\alpha$ " es igual a 1.<sup>7</sup>

Se reconoce que el material visco-elástico sólido presenta un aparente comportamiento no lineal cuando se lo somete a grandes estiramientos. Según estudios elaborados por Lai, Lu, Kasai, Lunsford y Chang en 1996 **la mayor parte de la aparente no linealidad se debe al aumento de la temperatura**. El material visco-elástico es esencialmente lineal como se observa en el siguiente gráfico donde el esfuerzo pico en el primer ciclo es casi linealmente proporcional a la amplitud de la deformación.

<sup>7</sup> Cfr. Kelly 2001:33



*Ilustración Cap.2-15: Esfuerzo de corte en el disipador (Y) vs Tiempo (X), para una temperatura ambiente de 23 C, 1 Hz, en varias amplitudes de deformación por corte.*

*Fuente: Lai, Lu, Kasai 1996*

Por otro lado, el material varía con el tiempo como se observa por los esfuerzos pico en cada curva que decaen con el tiempo, especialmente para deformaciones grandes. El decaimiento es diferente en cada amplitud de deformación por lo que el material es aparentemente no lineal. Este decaimiento en el esfuerzo se debe al aumento de la temperatura en el material visco-elástico. **Sin embargo, el decaimiento no se debe al deterioramiento del material porque se puede replicar el ensayo con los mismos resultados luego que el material se enfríe.** Esta variación del comportamiento en el tiempo contribuye a la aparente no linealidad del material cuando se utiliza un promedio de los valores en el tiempo para calcular el módulo de corte para cada amplitud.<sup>8</sup>

Cualquier modelo lineal que funcione para deformaciones pequeñas del material visco-elástico puede ser modificado para capturar el comportamiento del material visco-elástico bajo deformaciones grandes incluyendo el aumento de la temperatura.

Algunas de las aplicaciones en edificaciones de estos disipadores se muestran a continuación. La primera columna de la tabla corresponde al nombre del proyecto, la segunda columna a la ciudad, entre otros detalles.

<sup>8</sup> Cfr. Lai. Lu. Kasai. Chang 1996:3

Name and type of structure	Country / City	Type and number of dampers	Date	Load	Additional information
World Trade Center Tubular steel frames, twin towers. 110 stories.	USA / New York City	3M VE dampers Total: approx. 20,000 evenly distributed from 10th to 110th floor.	1969	wind	Damping ratio with VE dampers: 2.5 to 3%
Columbia SeaFirst Bldg. 73 stories	USA / Seattle	3M VE dampers Total: 260	1982	wind	New Construction
Two Union Square Bldg. 60 stories	USA / Seattle	3M VE dampers Total: 16	1988	wind	New Construction
Santa Clara County Bldg. Steel building with exterior concrete core. 14 stories. (1976)	USA / San Jose, CA	3M VE dampers Total: 96	1993	seismic	Retrofit Fundamental mode damping ratio increased with VE dampers from 1% to approx. 17%
School Bldg. Steel structure 2 stories	USA / Phoenix, AZ	Lorant Group VE beam/column connectors	1992	seismic	New Construction

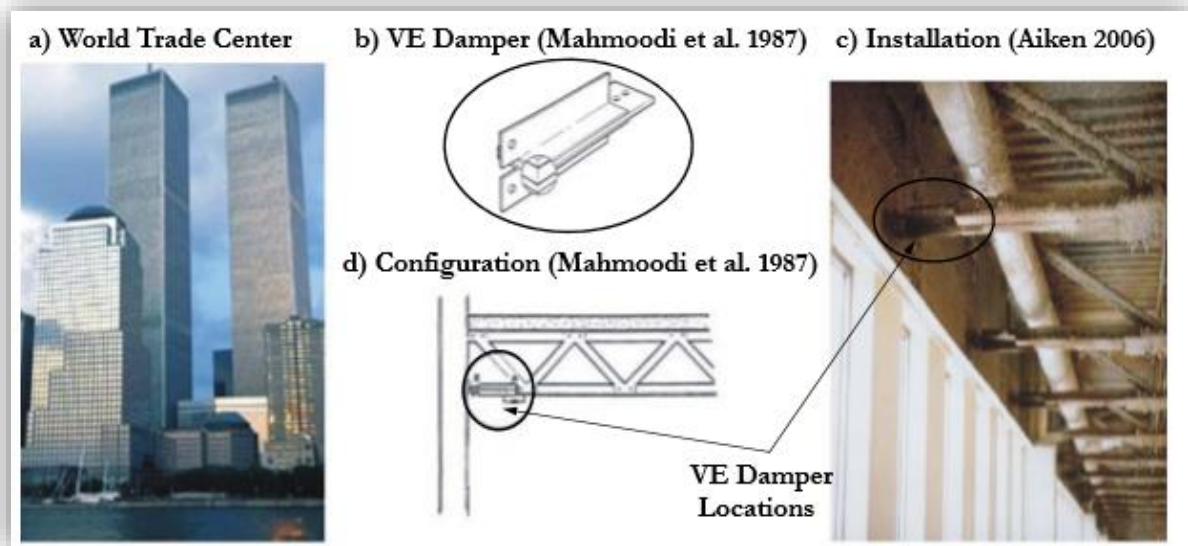
Tabla Cap.2-1: Aplicación de disipadores visco-elásticos

Fuente: NIST (1996)

Las primeras aplicaciones de los disipadores visco-elásticos fueron para combatir las fuerzas del viento. Se instalaron más de 10000 disipadores en las torres gemelas de Nueva York hasta el piso 110 con este propósito. Las torres gemelas sufrieron varias tormentas de viento y el desempeño observado de las torres gemelas con los disipadores visco-elásticos solidos estuvo de acuerdo con los valores teóricos. Además, los disipadores se verificaron cada 5 años y se observó poco deterioro con el tiempo. Cuando ocurrió el huracán Gloria en 1978 los disipadores probaron reducir las aceleraciones laterales y vibraciones.<sup>9</sup>

A continuación se observa cómo se colocaron los disipadores en las torres gemelas. Los puntos señalados indican el dispositivo y el lugar donde fueron colocados.

<sup>9</sup> Cfr. Montgomery 2011:92



*Ilustración Cap.2-16: Disipadores visco-elásticos sólidos en torres gemelas*

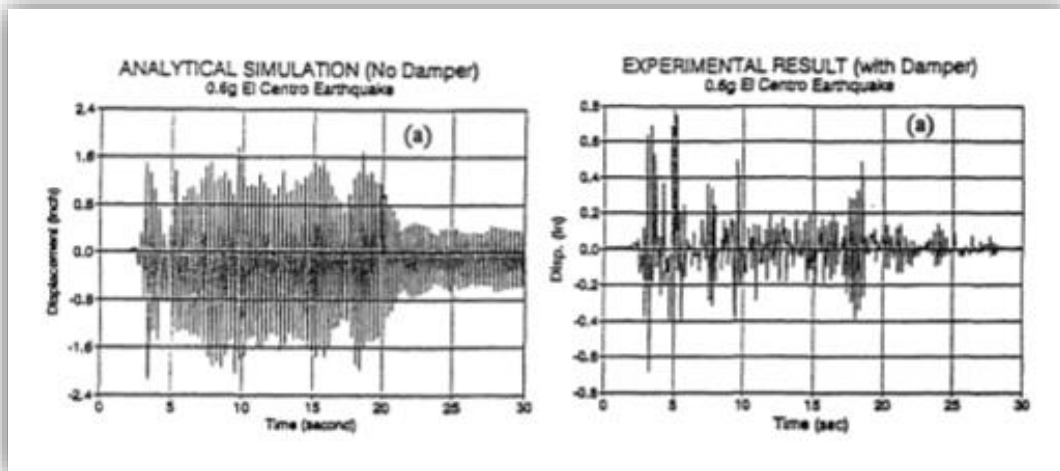
*Fuente: Montgomery 2011*

Los disipadores visco-elásticos sólidos también han sido incorporados para combatir las fuerzas sísmicas en proyectos de edificación en San Diego, San Jose, entre otras ciudades de California así como en México.

Los últimos años se han realizado ensayos a estructuras con disipadores visco-elásticos sólidos especialmente a versiones a escala menor sobre mesas vibradoras realizadas por investigadores en el tema como Hanson, Chang, Lai, Su, Shen, Kirekawa entre otros.

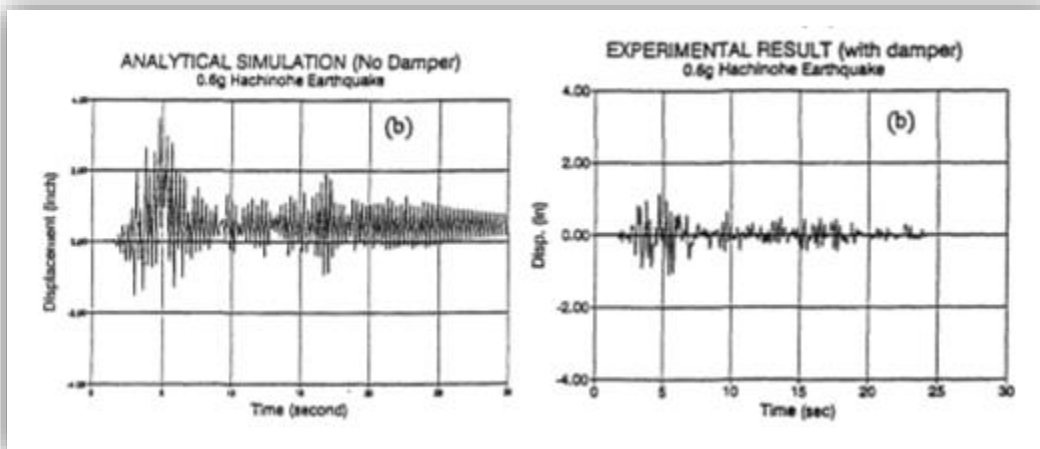
A continuación se presenta algunos resultados experimentales a escala 2/5 elaborados en conjunto por Chang (Universidad de Taiwan), T.Oh (Universidad de Seul) y Lai-Nielsen (3M company USA) bajo sismos severos. En el lado izquierdo se muestra el grafico del desplazamiento (Y) en el tiempo (X) sin disipadores y al lado derecho con disipadores visco-elásticos sólidos.





*Ilustración Cap.2-17: Desplazamiento en el tiempo sin y con DVS, sismo “El centro”*

*Fuente: K.C. Chang 1992*



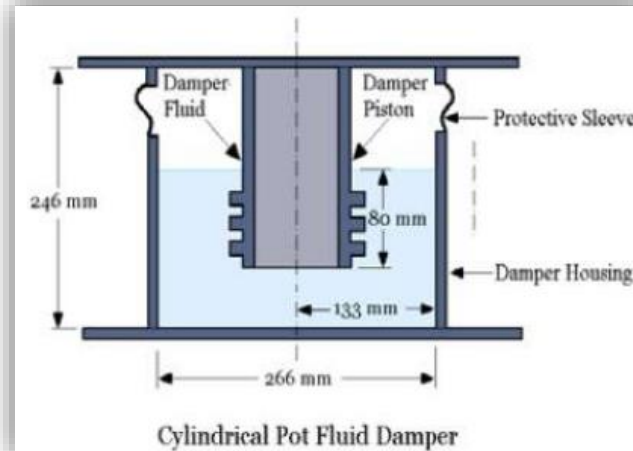
*Ilustración Cap.2-18: Desplazamiento en el tiempo sin y con DVS, sismo “Hachroke”*

*Fuente: K.C. Chang 1992*

En ambos gráficos se puede observar una reducción importante en los desplazamientos del último piso.

**B.2.2) Disipadores visco-elásticos de fluido:****B.2.2.1) Disipador cilíndrico de fluido:**

Consiste en un pistón sumergido en un cilindro con fluido viscoso que con la acción sísmica ofrecerá resistencia al movimiento generando calor y disipando la energía.

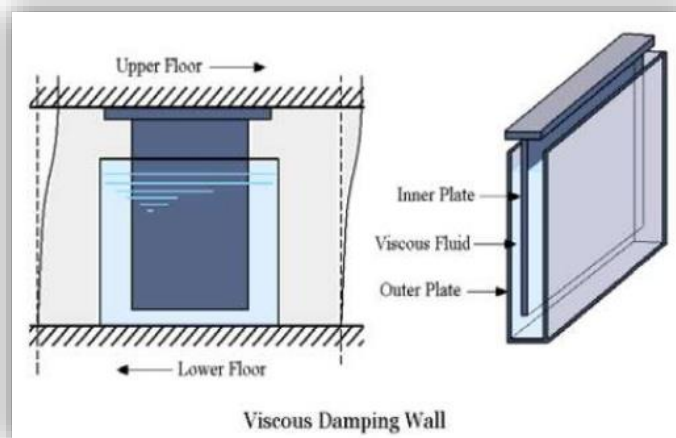


*Ilustración Cap.2-19: Disipador visco-elástico cilíndrico de fluido*

*Fuente: U. Gaziantep (2012)*

**B.2.2.2) Muro de amortiguamiento viscoso:**

Consiste en una placa sumergida en un fluido viscoso que al desplazarse a través del fluido generara fricción y disipara la energía sísmica.

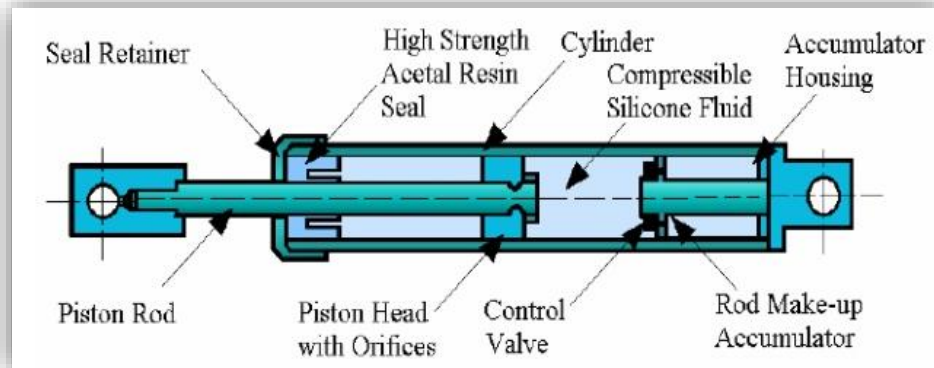


*Ilustración Cap.2-20: Muro disipador visco-elástico*

*Fuente: U. Gaziantep (2012)*

**B.2.2.3) Disipador de fluido viscoso (pistón con agujeros):**

Al igual que los anteriores modelos disipa la energía sísmica al ofrecer resistencia al movimiento solo que en este caso el movimiento es realizado por un pistón con agujeros que se desplaza a través del fluido viscoso.

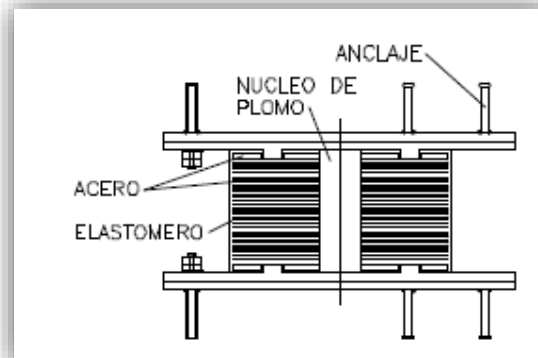


*Ilustración Cap.2-21: Disipador de fluido viscoso*

*Fuente: U. Gaziantep (2012)*

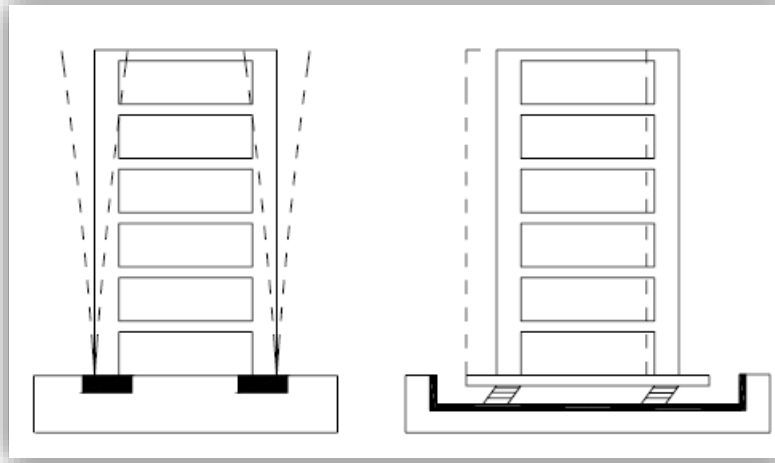
**C. Control pasivo con aislamiento en la base**

Los aisladores sísmicos son elementos cilíndricos compuestos por un núcleo de plomo rodeado de material elastomérico. Estos se colocan entre la cimentación y la superestructura de manera que la estructura esté separada del suelo por medio de estos aisladores.



*Ilustración Cap.2-22: Disipadores de neopreno zunchado con núcleo de plomo*

*Fuente: Oviedo (2008)*



*Ilustración Cap.2-23: Estructura con base fija y estructura con base aislada*

*Fuente: Saavedra (2005)*

Funcionan flexibilizando el sistema estructural, alargan el periodo y aumentan el amortiguamiento. La estructura se deformara mucho más en la zona del aislador por ser este más flexible, de esta manera las fuerzas sísmicas se transmitirán con menor intensidad a la superestructura.

El aislador aumenta el periodo de la estructura de esta manera se reducen las pseudo-aceleraciones y por tanto las fuerzas.<sup>10</sup>

---

<sup>10</sup> Cfr. Saavedra 2005:4

### 2.1.3 Comportamiento del disipador visco-elástico sólido

Los disipadores visco-elásticos sólidos como su nombre lo indica usan tanto las propiedades de un sólido elástico como las de un líquido viscoso. Ofrecen resistencia al movimiento, regresan a su posición original al retirarles la fuerza y a su vez disipan una porción de energía en forma de calor. Se utilizaron para combatir efectos del viento en un principio y recientemente se aplican como tecnología sismo-resistente.<sup>11</sup>

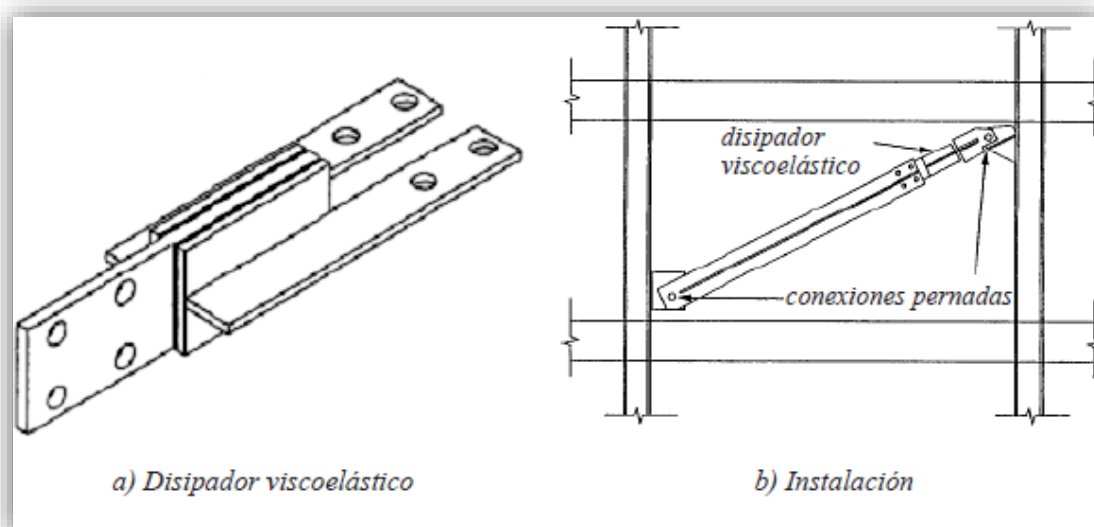


Ilustración Cap.2-24: Disipador visco-elástico

Fuente: Kitamura (1991)

En materiales puramente elásticos el esfuerzo y la deformación ocurren en fase por lo que la respuesta de uno ocurre simultáneamente en el otro. En materiales puramente viscosos hay una diferencia de fase entre el esfuerzo y la deformación, donde la deformación retarda el esfuerzo mediante un ángulo de retardo. Los materiales visco-elásticos exhiben un comportamiento de alguna manera entre puramente viscoso y puramente elástico con un retardo de fase en la deformación.

Para entender el comportamiento del disipador visco-elástico bajo una carga sinusoidal con una frecuencia  $\bar{\omega}$ , el esfuerzo de corte  $\tau(t)$  será expresado en términos de la deformación por corte pico  $\gamma_0$  y el esfuerzo por corte pico  $\tau_0$ .

$$\tau(t) = \gamma_0 [G'(\bar{\omega}) \sin(\bar{\omega}t) + G''(\bar{\omega}) \cos(\bar{\omega}t)]$$

Donde:

<sup>11</sup> Cfr. Nist 1996:27

$G'(\bar{\omega}) = \tau_0 \cos \delta / \gamma_0 =$  Modulo de almacenamiento de la cortante

$G''(\bar{\omega}) = \tau_0 \sin \delta / \gamma_0 =$  Modulo de perdida de la cortante

" $\delta$ " = ángulo de retardo de fase entre el esfuerzo de corte y la deformación por corte.

Siendo:

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin(\omega t) = \gamma_0^2 [1 - \cos^2(\omega t)]$$

$$\cos(\bar{\omega}t) = \sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)}$$

La ecuación anterior podemos escribirla como:

$$\tau(t) = G'(\bar{\omega})\gamma(t) \pm G''(\bar{\omega})\sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)}$$

La ecuación nos muestra una envolvente de la relación esfuerzo-deformación elíptica similar a la mostrada en la siguiente figura.

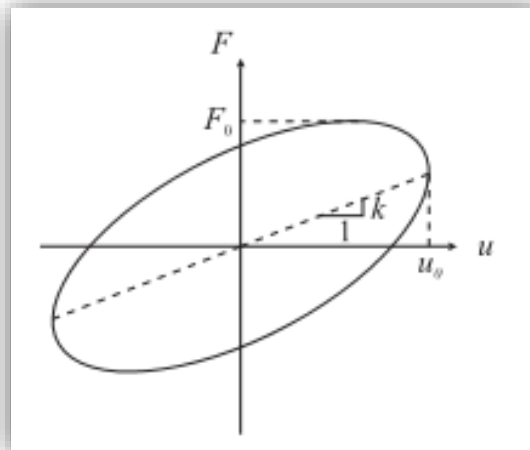


Ilustración Cap.2-25: Grafico de histéresis del disipador visco-elástico

Fuente: Montgomery 2011

El área de la elipse nos dará la energía disipada por unidad de volumen y por ciclo de oscilación. De la ecuación anterior podemos ver que el término en fase  $G'(\bar{\omega})$  será el componente elástico de rigidez y el término fuera de fase  $G''(\bar{\omega})$  será el componente de amortiguamiento.<sup>12</sup>

<sup>12</sup> Cfr. Nist 1996:31

Si derivamos la deformación por corte en el tiempo tendremos:

$$\gamma(t) = \gamma_0 \sin(\omega t)$$

$$\dot{\gamma}(t) = \gamma_0 \omega \cos(\omega t)$$

Además de la relación:

$$\gamma(t) = \gamma_0^2 [1 - \cos^2(\omega t)]$$

Despejamos " $\cos(\omega t)$ "

$$\cos(\omega t) = \frac{\sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)}}{\gamma_0}$$

Luego reemplazamos en " $\dot{\gamma}(t)$ " :

$$\dot{\gamma}(t) = \omega \sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)}$$

De esta manera tendremos que la ecuación

$$\tau(t) = G'(\omega)\gamma(t) \pm G''(\omega)\sqrt{\gamma_0^2 - \gamma(t)}$$

Puede ser escrita como:

$$\tau(t) = G'(\omega)\gamma(t) + \frac{G''(\omega)}{\omega} \dot{\gamma}(t)$$

Comparándolo con la ecuación de un sistema oscilatorio amortiguado de un grado de libertad. El amortiguamiento equivalente será:

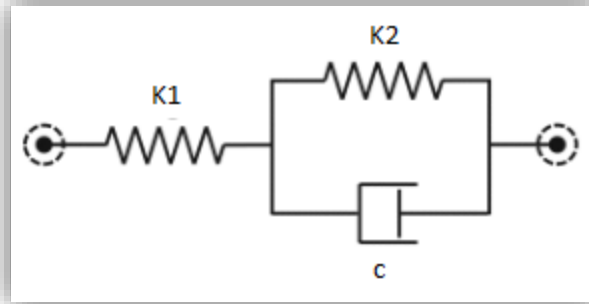
$$\xi = \frac{G''(\omega)}{\omega} \left( \frac{\omega}{2G'(\omega)} \right) = \frac{G''(\omega)}{2G'(\omega)}$$

Adicionalmente,  $G'(\omega)$  es definido como módulo de almacenamiento de la cortante y  $G''(\omega)$  como el módulo de pérdida. Así, el factor de pérdida " $\eta$ " será:

$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = \tan(\delta)$$

El factor de pérdida " $\eta$ " es usado para medir la capacidad de disipación de energía del disipador visco-elástico.

En el modelo de Kelvin-Voigt el disipador visco-elástico sólido ofrece tanto las propiedades de elasticidad como de amortiguamiento.

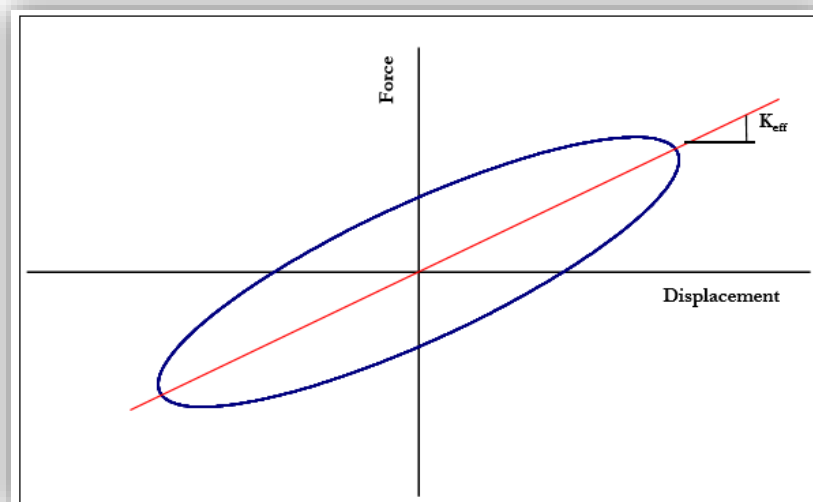


*Ilustración Cap.2-26: Modelo reológico de Kelvin-Voigt*

*Fuente: SEAOC, energy dissipation committee (1998)*

K1 representa la rigidez del brazo metálico que conecta al disipador con la estructura y K2 representa la rigidez del disipador visco-elástico sólido. En este modelo la rigidez del disipador K2 va conectada en paralelo con el amortiguamiento “c” que ofrece el dispositivo. Luego se conecta en serie con la rigidez del brazo K1.

En la siguiente figura se observa que el comportamiento del disipador visco-elástico sólido puede ser linealizable donde la pendiente de la recta de linealización representa la rigidez efectiva.



*Ilustración Cap.2-27: Relación fuerza desplazamiento*

*Fuente: Kelly (2001)*



Para un dispositivo disipador visco-elástico con área de corte “A” y espesor h, tendrá la siguiente relación.

$$F(t) = k'(\varpi)x(t) + c'(\varpi)\dot{x}(t)$$

Dónde:

$Kd = k'(\varpi)$  = rigidez equivalente:

$$Kd = \frac{AG'(\varpi)}{h}$$

$Cd = c'(\varpi)$  = amortiguamiento equivalente:

$$Cd = \frac{AG''(\varpi)}{(\varpi h)}$$

Ó también:

$$Cd = \frac{AG''(\varpi)}{\frac{2\pi h}{T_1}}$$

Dónde:

$T_1$  = primer modo de vibración de la estructura

El exponente de velocidad “ $\alpha$ ” determinara la forma de la curva de histéresis. Para un exponente de velocidad  $\alpha = 1$  la curva del disipador se asemejara a la de una línea y para un exponente de velocidad  $\alpha = 0.5$  la curva será más redonda.

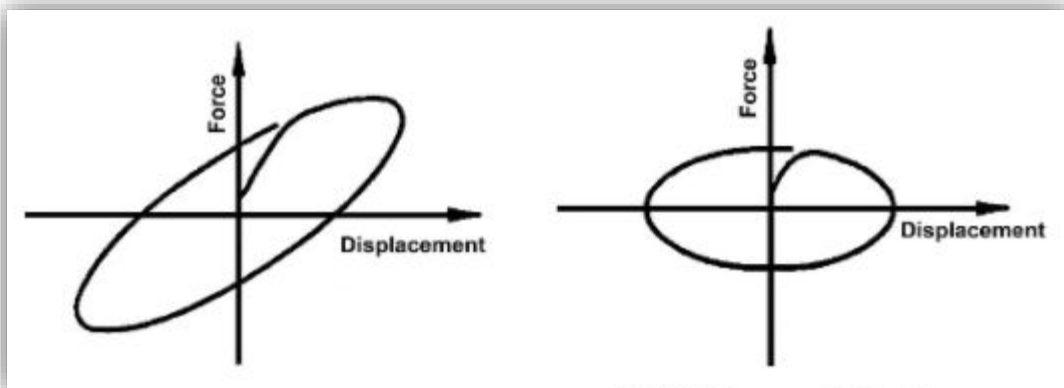
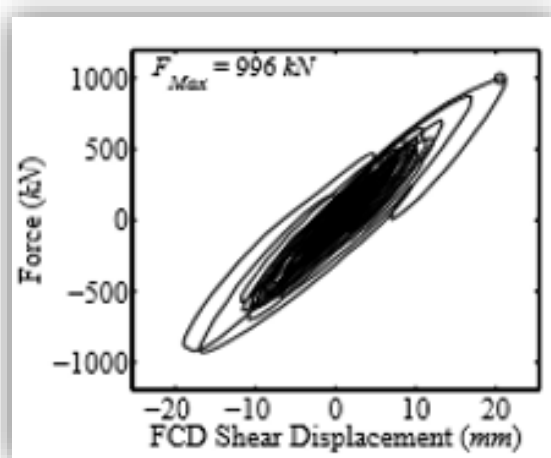


Ilustración Cap.2-28: Gráfico de envolventes de curvas histeréticas. Izquierda disipador visco-elástico  $\alpha=0.8$ . Derecha disipador de fluido viscoso  $\alpha=0.5$

Fuente: Miyamoto (2008)

La suma de las áreas en cada ciclo del gráfico de histéresis representara la energía disipada por lo que se deseara tener la mayor área posible. Sin embargo los disipadores visco-elásticos sólidos presentan menor área en comparación por ejemplo con un disipador de fluido viscoso.

Como se observó en los ensayos de Montgomery en la universidad de Toronto los gráficos de histéresis se asemejan a una recta es por esto que se puede asumir el comportamiento del disipador visco-elástico con  $\alpha=1$ . Sin embargo el ASCE 7-10 propone una fórmula para hallar el amortiguamiento efectivo para dispositivos lineales que no utiliza el valor “ $\alpha$ ”.



*Ilustración Cap.2-29: Grafico de histéresis del disipador visco-elástico (Chile 1985). Fuerza (Y) vs Desplazamiento en corte (X)*

*Fuente: Montgomery 2011*

#### 2.1.4 Propiedades del DVS

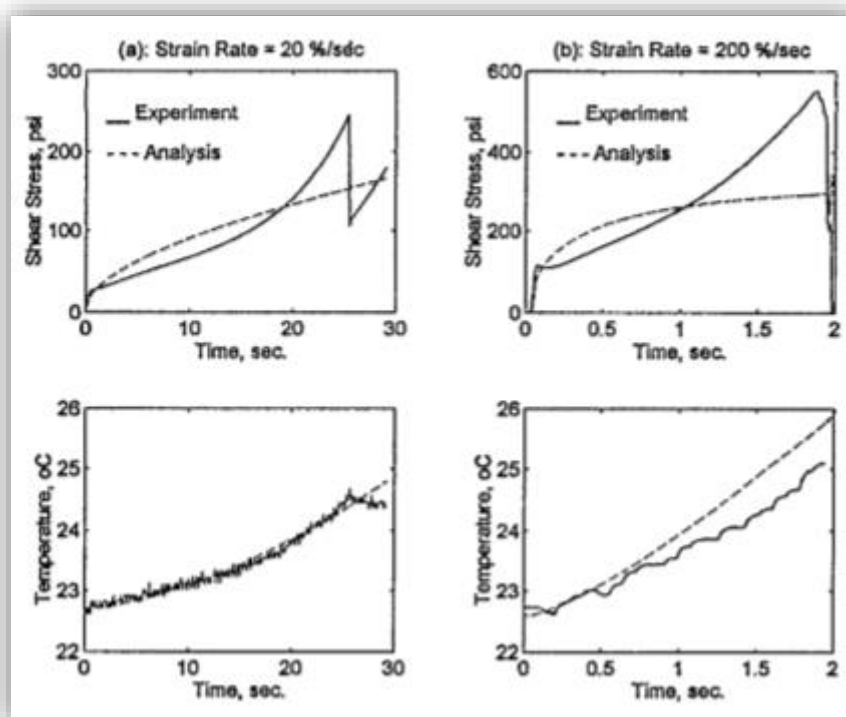
Las propiedades del disipador pueden ser descritas mediante el módulo de almacenamiento de la cortante  $G'$  y el módulo de pérdida  $G''$ . El módulo de almacenamiento  $G'$  mide la energía almacenada y representa la porción elástica, mientras que el módulo de pérdida  $G''$  mide la energía disipada como calor y representa la porción viscosa.

Las propiedades del disipador  $G'$  y  $G''$  varían con la frecuencia, la temperatura y la deformación. Esto dependerá del material que se usará y los ensayos realizados por el proveedor.

Debe tenerse en cuenta la temperatura del ambiente ya que estos materiales son sensibles a ella. Los límites de diseño están generalmente sujetos a deformaciones entre 150% a 250%.

Tyfo visco-elastic dampers tiene un falla por deformación de 500% pero a partir de una deformación del 250% el material se vuelve no lineal. Estos valores son similares a los estudios realizados por Lai, Lu, Kasai y Chang usando un material visco-elástico elaborado por la empresa 3M en 1996 donde se llegó a la falla con una deformación del 500% y 400% para una velocidad de 20%/s y 200%/s respectivamente, y comportamiento altamente no lineal en una deformación mayor a 200%.

En el siguiente grafico las figuras del lado izquierdo están relacionadas con una falla por deformación de 500% y las figuras del lado derecho están relacionadas con una falla por deformación del 400%. Esfuerzo de corte (Y) vs tiempo (X); Temperatura (Y) vs tiempo (X).



*Ilustración Cap.2-30: Ensayo Ramp considerando incremento de temperatura*

*Fuente: Lai, Lu, Kasai y Chang (1996)*

A continuación se presentan algunos gráficos de las variaciones en las propiedades del material según la frecuencia, temperatura y deformación resultado de ensayos por Tyfo visco-elastics dampers.<sup>13</sup>

<sup>13</sup> Cfr. Kelly 2001:32

Los dos siguientes gráficos muestran la variación del módulo de almacenamiento  $G'$  y módulo de pérdida  $G''$  respecto a la frecuencia y al estiramiento por corte.

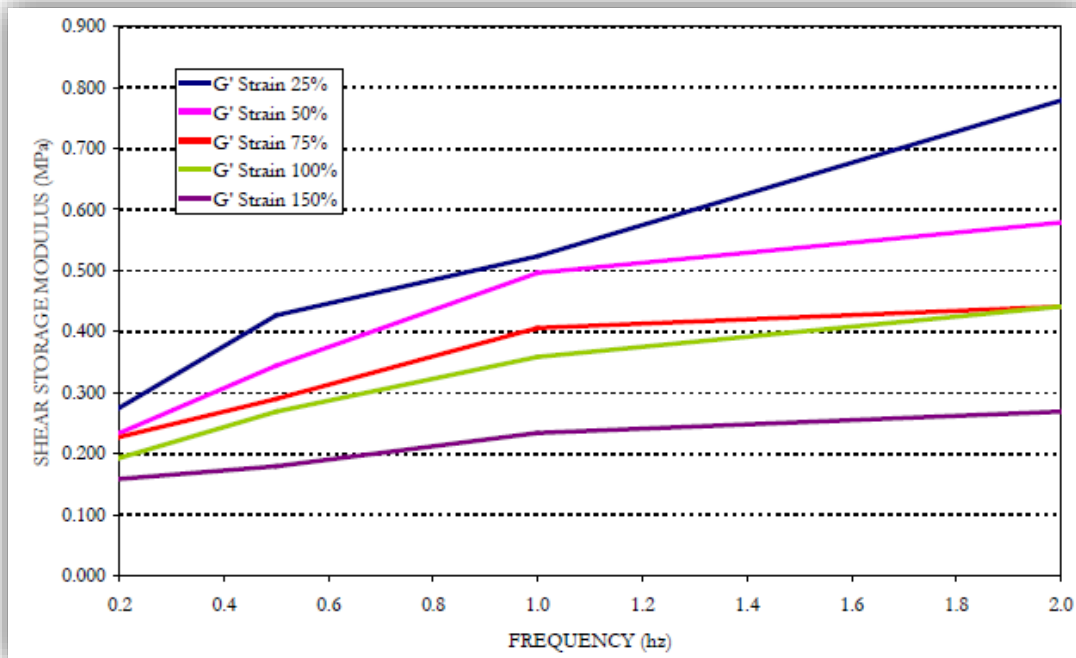


Ilustración Cap.2-31: Módulo de almacenamiento de la cortante a 21-26°C

Fuente: Kelly 2001

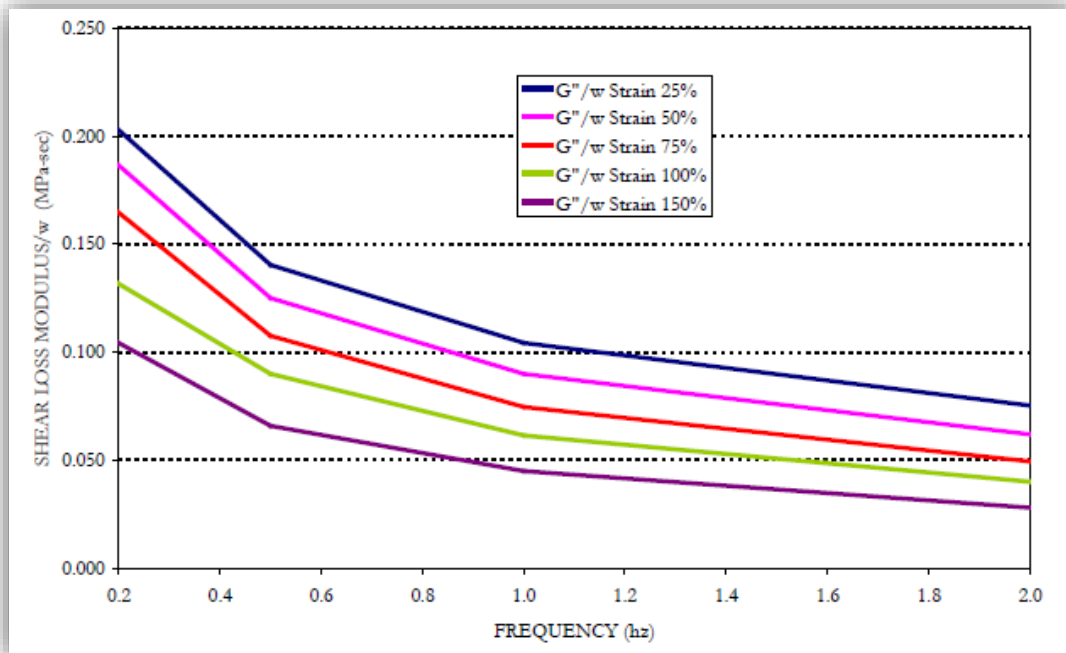


Ilustración Cap.2-32: Módulo de pérdida del disipador visco-elástico a 21-26°C

Fuente: Kelly 2001

El siguiente grafico muestra la variación del módulo de almacenamiento y pérdida respecto a la temperatura.

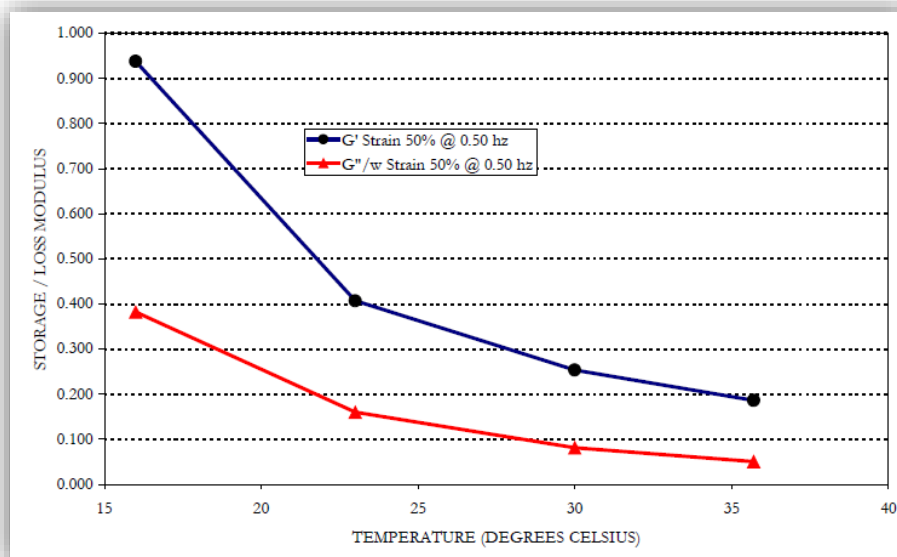
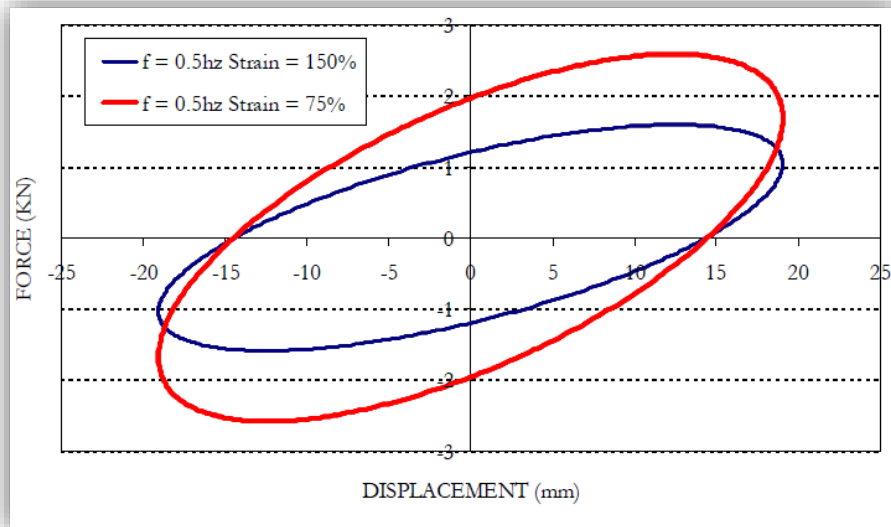


Ilustración Cap.2-33: Dependencia de la temperatura del disipador visco-elástico

Fuente: Kelly 2001

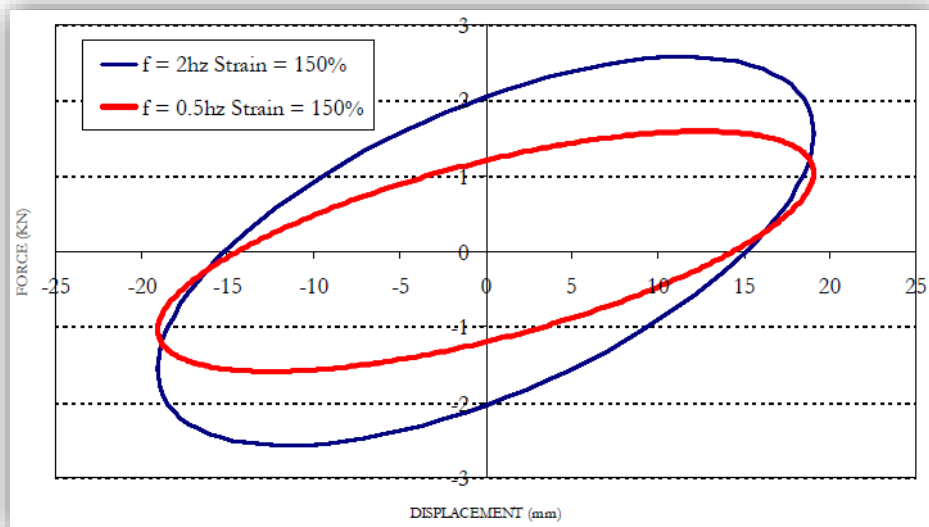
El siguiente grafico ilustra la influencia de la deformación del material visco-elástico en la curva de histéresis.



*Ilustración Cap.2-34: Dependencia de la deformación del disipador visco-elástico*

*Fuente: Kelly 2001*

La siguiente figura ilustra la influencia de la frecuencia en la curva de histéresis.



*Ilustración Cap.2-35: Dependencia de la frecuencia del disipador visco-elástico*

*Fuente: Kelly 2001*

### 2.1.5 Diseño del disipador visco-elástico sólido (DVS)

La fórmula para hallar el amortiguamiento del disipador se define de la siguiente manera:

$$Cd = \frac{AG''(\omega)}{(\omega h)}$$

Dónde:

A= área total del material visco-elástico

$G''(\omega)$ = módulo de pérdida en cortante

h= espesor del material visco-elástico

$\omega$ = frecuencia =  $\frac{2\pi}{T}$ , donde T es el periodo

El espesor del material visco-elástico “h” puede determinarse de la máxima deformación permitida en el disipador, de manera que la deformación en el material visco-elástico sea menor que la máxima permitida.<sup>14</sup>

El valor de “h” suele estar entre 1 a 3cm. Recuérdese que mientras “h” sea más grande menor será el amortiguamiento Cd pero mayor la seguridad.

$$h = \frac{\text{deformacion del disipador}}{\text{deformacion permitida \%}}$$

El valor del módulo de pérdida en cortante “ $G''(\omega)$ ” (en ksi) se obtiene del grafico del módulo de pérdida en cortante en función de la temperatura y la frecuencia  $f = 1/T$  (ver figura 29).

El área “A” de cada paño puede asumirse y ver si se proporciona la rigidez y amortiguamiento deseado. Recuérdese que si un disipador consta de dos o más paños el área total será la suma de las áreas de cada paño.

El siguiente grafico muestra la relación entre el módulo de pérdida y la frecuencia para cada temperatura. Hallado el periodo de la estructura se puede hallar la frecuencia.

<sup>14</sup> Cfr. Tsu Soong 2001:67

Para una temperatura dada y mediante la siguiente tabla se puede obtener el módulo de pérdida del disipador. Con el valor del módulo de pérdida  $G''$  se halla el coeficiente de amortiguamiento “Cd”.

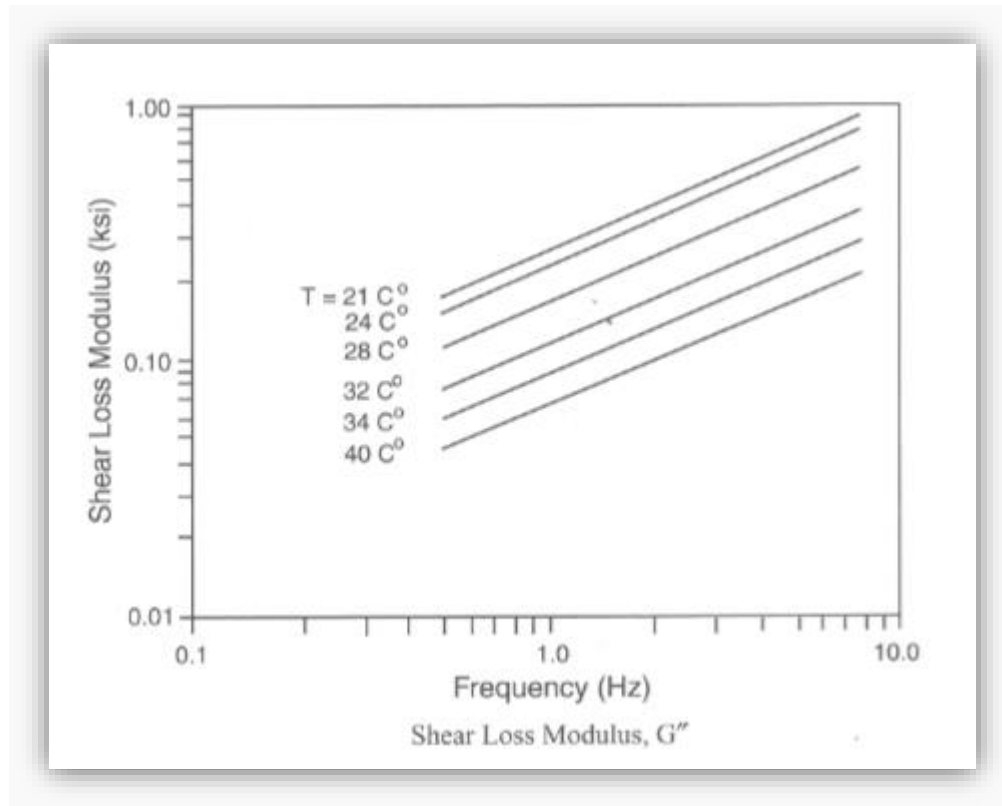


Ilustración Cap.2-36: Módulo de pérdida de la cortante (Y) vs Frecuencia (X)

Fuente: Tsu Soong (2001)

Los coeficientes que han demostrado mayor eficiencia por piso están entre  $C_d = 5000$  KN-s/m a  $10000$  KN-s/m. Por tanto, la cantidad de disipadores visco-elásticos de mayor eficiencia por piso estará entre  $5000/C_d$  y  $10000/C_d$ .<sup>15</sup>

La rigidez del disipador está dada por la fórmula:

$$K_d = \frac{AG'(\omega)}{h}$$

Dónde:

$G'(\omega)$  = módulo de almacenamiento de la cortante

<sup>15</sup> Cfr. Kelly 2001:92



El módulo de almacenamiento de la cortante  $G'$  puede determinarse del siguiente gráfico, en el cual depende de la temperatura y la frecuencia “ $f$ ”.

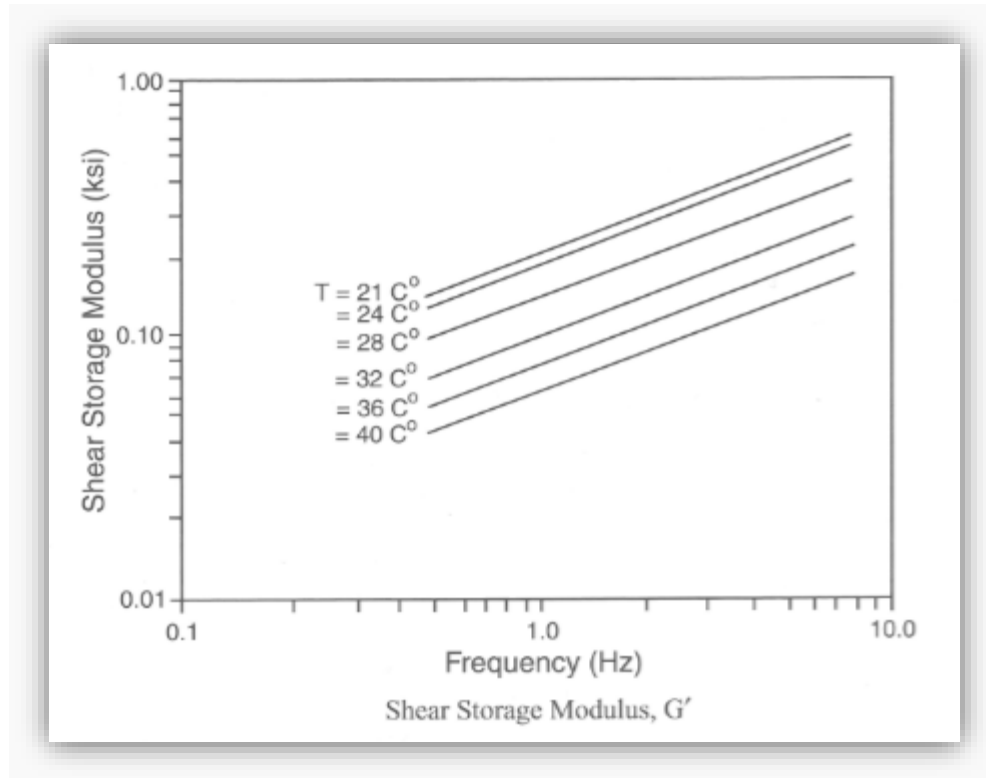


Ilustración Cap.2-37: Módulo de almacenamiento de la cortante (Y) vs Frecuencia (X)

Fuente: Tsu Soong (2001)

También puede determinarse con el factor de pérdida “ $\eta$ ”:

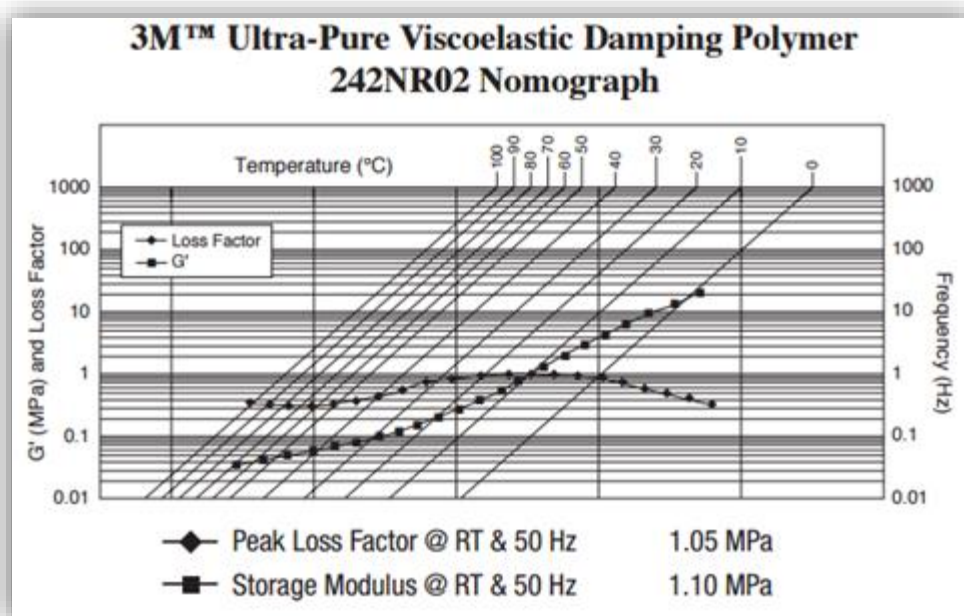
$$\eta = \frac{G''(\omega)}{G'(\omega)} = \tan(\delta)$$

### 2.1.6 Proveedores

Entre los proveedores del material visco-elástico se encuentra la compañía TIFO® que brinda diferentes productos usando materiales visco-elásticos para la mitigación sísmica.

Otro proveedor del material visco-elástico para fines de disipación sísmica es la empresa Akton®. Esta compañía actualmente diseña y manufactura productos y componentes para una gran variedad de sectores como médicos, militares, deportes y construcción. Presenta productos de alta calidad que se venden en más de 65 países.

Además, también se encuentra la compañía 3M® la cual ofrece diversos productos entre los cuales podemos encontrar el material visco-elástico. La empresa brinda amplia información del producto y recomendaciones de instalación y servicio, como por ejemplo el siguiente nomograma.



*Ilustración Cap.2-38: Nomograma 3M. Módulo de pérdida  $G''$  y almacenamiento  $G'$  de la cortante ( $Y$ ) vs Frecuencia y Temperatura*

*Fuente: 3M visco-elastics*

Por otro lado, la universidad de Toronto ha desarrollado en 2011 un programa extensivo que consiste en aproximadamente 250 ensayos realizados al material visco-elástico, para su aplicación en estructuras, usando una variedad de frecuencias, acelerogramas, ensayos de viento de corta y larga duración, ensayos de relajación, etc.

Muchos dispositivos que usan el material visco-elástico como dispositivo de disipación de energía en estructuras se encuentran en investigación.



*Ilustración Cap.2-39: Rollos de material visco-elástico*

*Fuente: 3M*

La compañía “Kinetica” por ejemplo ha desarrollado un producto llamado Viscoelastic coupling damper (VCD) que usa el material visco-elástico para aumentar el amortiguamiento en edificios altos. Kinetica fue fundada en el 2011 por Michael Montgomery y alumnos de la universidad de Toronto.

La empresa actualmente implementa dispositivos visco-elásticos en proyectos como “Slender Tower” en Toronto de 85 pisos o “YC Condos”, construcción que será finalizada en el 2017, y tiene diversas patentes en varios países.

El sistema ha demostrado un excelente ahorro en costos. Kinetica recibió asistencia de empresas como “damper manufacturers Nippon Steel & Sumikin Engineering” y 3M.

## 2.2 Análisis sísmico

### 2.2.1 Aspectos generales

El análisis sísmico es esencial para poder diseñar una estructura en el Perú. Comienza con la incorporación de fuerzas sísmicas en un modelo matemático y termina con el cumplimiento de las derivas de la estructura y la obtención de los esfuerzos sísmicos en la misma. Se deberá seguir los lineamientos proporcionados por el reglamento nacional de edificaciones específicamente la norma E030 y cumplir con los requerimientos establecidos.

La filosofía sismo-resistente del reglamento nacional de edificaciones E-030 establece

- a. Evitar pérdida de vidas
- b. Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- c. Minimizar los daños a la propiedad

La norma E-030 reconoce que sería muy costoso dar protección total frente a los sismos por tanto establece los siguientes principios que deben ser cumplidos

- a. “La estructura no debe colapsar ni causar daños graves a las personas debido a movimientos sísmicos severos que puedan ocurrir en el sitio”
- b. La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- c. Para las edificaciones esenciales, definidas en la tabla N°5 se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.” (Reglamento nacional de edificaciones E-030)

La norma E-030 del RNE 2016 nos indica en el artículo 4.7 que el análisis sísmico tiempo historia puede emplearse como un procedimiento complementario a los procedimientos de la fuerza estática equivalente y el análisis dinámico modal espectral. (Sin embargo habría que incluir una modificación en las fórmulas para que consideren los efectos del disipador)

Según el artículo 3.9 de la norma E-030 del RNE para el caso de sistemas de disipación de energía en edificaciones se permite su uso si se cumple con la mínima fuerza cortante en la base y la distorsión de entrepiso máxima permisible especificadas en la norma E-030. Además, la norma indica que sean aplicables los requisitos expuestos por el documento siguiente:

“Minimum design loads of buildings and other structures”, ASCE/SEI 7- 2010.

El procedimiento del espectro de respuesta con disipadores por sí mismo es independiente del espectro de respuesta seleccionado. El procedimiento también es aplicable utilizando

como entrada otros espectros como el maximun considered earthquake (MCE). De esta manera el procedimiento analítico puede ser usado sin modificación para determinar el desplazamiento, velocidad y otros términos para el diseño de dispositivos de disipación bajo otros espectros.<sup>16</sup>

De lo que se comprende que, si el proyecto está ubicado en el Perú tendrá que usarse el espectro de diseño de la norma peruana, cumplir la deriva máxima permitida por el reglamento E-030 y utilizar los procedimientos y requisitos especificados en el capítulo 18 “requerimientos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de disipación” del ASCE 7-2010.

### 2.2.2 Espectro de diseño E-030

Un espectro de respuesta es el conjunto de las respuestas máximas de osciladores de un grado de libertad con diferente periodo y con un mismo amortiguamiento bajo un acelerograma. Un acelerograma que es el registro aceleración vs tiempo de un sismo ocurrido.

Los osciladores de un grado de libertad son sometidos a las aceleraciones registradas en el acelerograma escaladas a 0,45g que es la aceleración máxima registrada en la costa peruana. Para otras zonas se puede acceder a los mapas de peligrosidad sísmica establecidos.

Luego, de someter al oscilador a un acelerograma escalado a 0,45g se registra la aceleración máxima de ese oscilador. Se realiza el mismo procedimiento para otros osciladores con diferente periodo y se obtiene el espectro de aceleración vs periodo.

A continuación se muestra un par de osciladores con diferente periodo. Para este caso se halló el desplazamiento máximo de los osciladores bajo un acelerograma pero también puede hallarse la aceleración máxima.

---

<sup>16</sup> Cfr. Franklin 2008:126

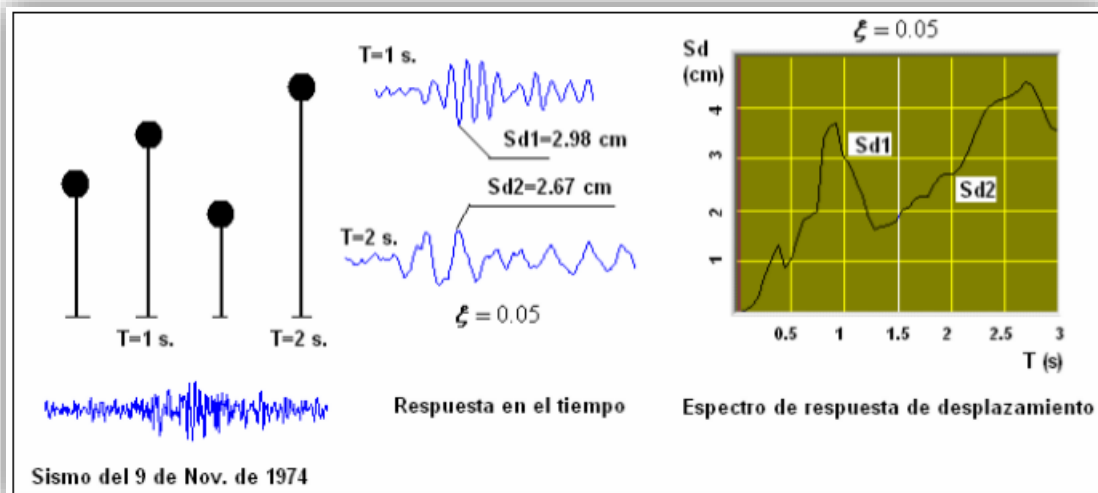


Ilustración Cap.2-40: Osciladores de un grado de libertad y espectro de desplazamiento

Fuente: Aguiar 2008

Luego al final de la imagen se observa el espectro de desplazamientos para cada periodo. Un espectro de diseño será el espectro con el cual se hallara las fuerzas sísmicas en la estructura. Este espectro de diseño se establece mediante procedimientos probabilísticos con los cuales se asegura una probabilidad de excedencia dada para cierta zona sísmica y tipo de suelo.

En la siguiente imagen se muestra un compendio de espectros para un mismo suelo.

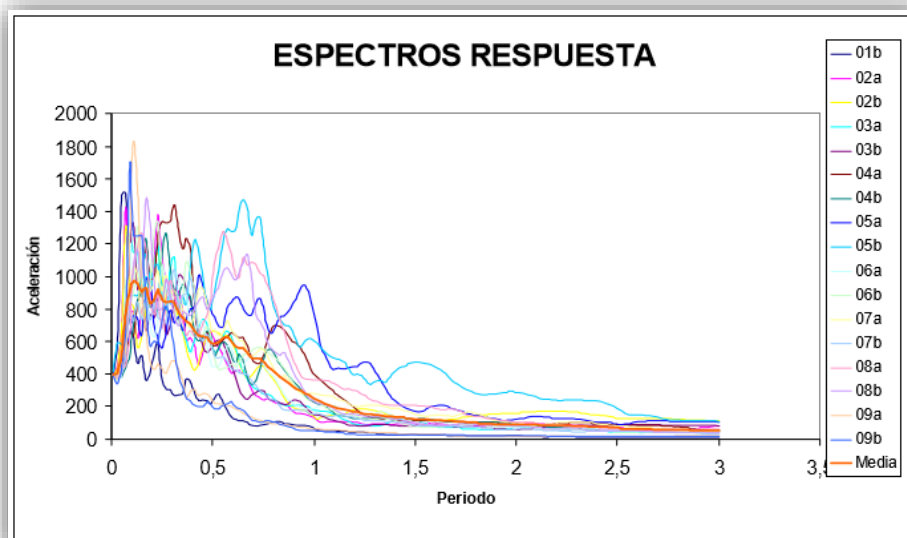


Ilustración Cap.2-41: Espectros de respuesta y espectro promedio

Fuente: Aguiar 2008

La línea naranja más gruesa representa el promedio de estos espectros. Si se usara el espectro promedio por ejemplo se tendría una probabilidad de excedencia del 50% por lo que comúnmente los espectros de diseño incorporados en las normas tienen probabilidades de excedencia menores.

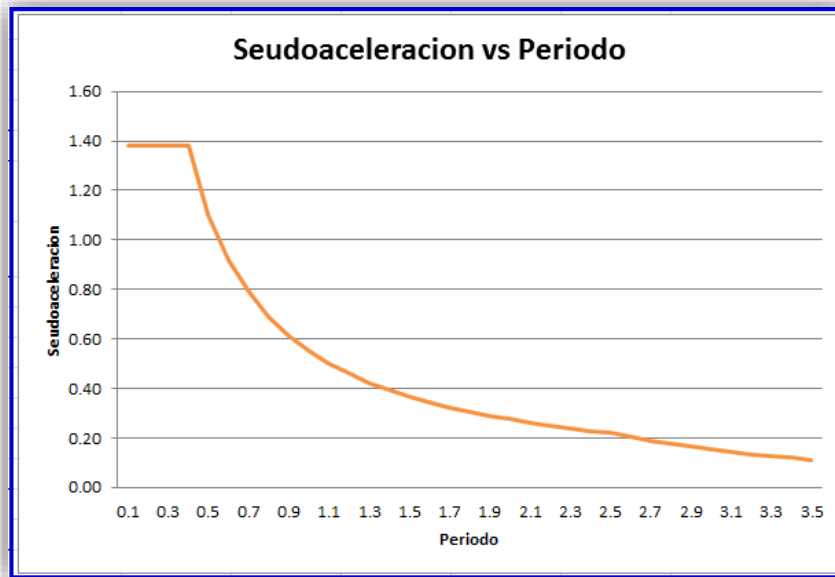
Un espectro de diseño nos permite hallar las fuerzas sísmicas que tendrá una estructura dependiendo de su periodo, bajo un tipo de suelo y con una probabilidad de excedencia. Luego, si se diseñara con este espectro se tendría edificaciones muy robustas y costosas por lo que se incorpora el espectro inelástico. Este espectro esta reducido por un factor de reducción de las fuerzas sísmicas “R”.

El valor de “R” reduce las fuerzas sísmicas por considerarse que la estructura disipa energía al incursionar en el rango no lineal. El valor de “R” por tanto estará relacionado con el desplazamiento inelástico de diseño. De esta manera mientras más alto el valor de “R” más estará la estructura incursionando en el rango inelástico y disipando energía pero la edificación tendrá mayor desplazamiento horizontal.

Para obtener el espectro de diseño primero debemos conocer la pseudo-aceleración espectral, la cual se obtiene de la siguiente formula expresada en la norma E-030

$$S_a = \frac{Z * U * C * S * g}{R}$$

El valor de “C” dependerá del periodo de la estructura “T”, variando los valores del periodo podemos hacer un gráfico  $S_a$  vs T, así obtendremos el espectro de diseño.



*Ilustración Cap.2-42: Ejemplo de espectro de diseño*

Si se quisiera hallar el desplazamiento real y obtener las derivas usando esta fórmula se deberá multiplicar por el factor de reducción de fuerzas “R”.

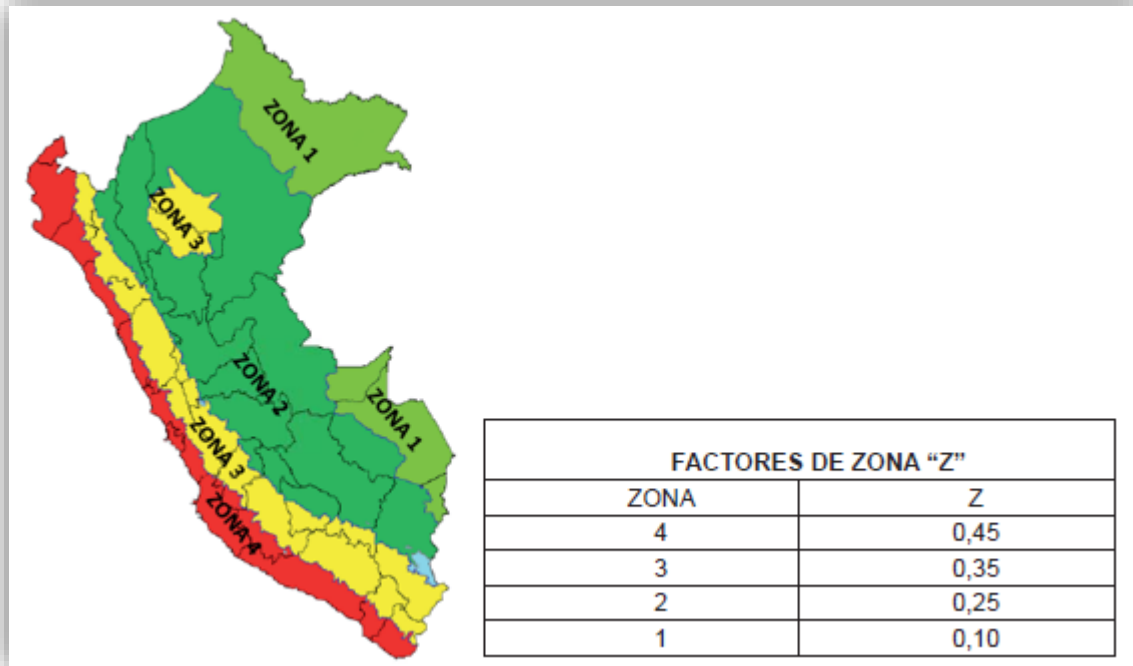
Además debido a que la deriva máxima que la norma nos exigirá cumplir es inelástica los desplazamientos deberán serlo también por lo que se multiplica a estos por 0.75.<sup>17</sup>

<sup>17</sup> Cfr. Aguiar 2008:44



### Factor de zona “Z”

A cada zona le corresponde un valor de “Z” que resulta de un estudio de peligrosidad sísmica. El producto  $Z \cdot g$  corresponde a la aceleración máxima registrada en el suelo peruano de esa zona con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.



*Ilustración Cap.2-43: Mapa y valores de “Z”*

*Fuente: RNE E-030*

Factor de uso “U”

Corresponde al uso que tendrá la edificación según su categoría

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud .	Ver nota 1
	<p>A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.</li> <li>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</li> <li>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</li> </ul>	1,5

*Tabla Cap.2-2: Valores de “U” para cada categoría de edificación*

	<p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p> <p>Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.</p>	
--	--	--

*Tabla Cap.2-3: Valores de “U” para cada categoría de edificación, continuación*

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.  También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Tabla Cap.2-4: Valores de "U" para cada categoría de edificación, continuación

Fuente: RNE E-030

### Condiciones geotécnicas "S"

Corresponde al tipo de suelo en el que se va a construir. Debe considerarse el perfil que mejor describa las condiciones locales.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Tabla Cap.2-5: Valores de "S" para cada tipo de suelo y valor de "Z"

Fuente: RNE E-030

Dónde:  $S_0$ =Roca dura,  $S_1$ =Roca o suelos muy rígidos,  $S_2$ =Suelos intermedios,  $S_3$ =Suelos blandos,  $S_4$ =Condiciones excepcionales.

Factor “C”

Corresponde a la amplificación sísmica que tendremos. Este valor varia con el periodo de la edificación pero en ningún caso será mayor que 2.5

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Dónde:  $T_p$ =periodo que define la plataforma del factor “C”,  $T_L$ = Periodo que define el inicio de la zona del factor “C” con desplazamiento constante, T=Periodo de la estructura, los cuales dependen del tipo de suelo y se hallan mediante la siguiente tabla:

PERÍODOS “ $T_p$ ” Y “ $T_L$ ”				
	Perfil de suelo			
	$S_0$	$S_1$	$S_2$	$S_3$
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

*Tabla Cap.2-6: Periodos “ $T_p$ ” y “ $T_L$ ” para cada perfil de suelo*

*Fuente: RNE E-30*

Coeficiente básico de reducción " $R_0$ ".

Este coeficiente obedece a tipo de sistema estructural sismo resistente empleado.

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_0$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albanilería Armada o Confinada.</b>	3
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	7

*Tabla Cap.2-7: Factores de reducción "R" según el tipo de estructura*

*Fuente RNE E-030*

### Irregularidad

Se deberá calcular la irregularidad en planta " $I_p$ " y altura " $I_a$ " como el menor de los valores descritos en la tabla N°8 del RNE E-030. Se deberá cumplir además con los requisitos de la tabla N°10 de la E-030 referente a restricciones de las irregularidades en edificaciones dependiendo de la zona de la construcción.

### Coeficiente de reducción de fuerzas "R"

Este factor corresponde al producto del factor de ductilidad  $R_\mu$ , el factor de sobrerresistencia  $R_\Omega$  y el factor de redundancia  $R_R$ . Este factor disminuye las fuerzas sísmicas de diseño, de

esta manera las edificaciones después de un sismo severo sufrirán daños pero no colapsaran. Así, las edificaciones antisísmicas podrán ser menos costosas.<sup>18</sup>

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas corresponde al producto de:

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

### **2.2.3 Reglamentos y procedimientos para el análisis con disipadores**

En 1992 el SEAOC de California USA estableció la primera guía con recomendaciones para el diseño de estructuras con sistemas de disipación de energía. Antes de esta publicación no se tenía ningún reglamento que regulase el uso de los disipadores.

Luego, sería el comité de sismología del SEAOC que aplicaría estos principios para publicar el apéndice “H” del “libro azul” de 1999 para dispositivos pasivos de disipación de energía. Paralelamente, el “Federal Management Agency” (FEMA) desarrollo guías de diseño para nuevas estructuras y rehabilitación de estructuras existentes con sistemas de disipación de energía y publico los FEMAS 222A, FEMA 302, FEMA 273/274 y el FEMA 356.

Mientras tanto, investigadores en el tema trabajaban para desarrollar métodos eficientes para el diseño con disipadores y simplificar el cálculo aplicable a algunos casos al cual llamaban “método simplificado”. El FEMA 368/369 adopta este método y lo incorpora en un apéndice del capítulo 13. Luego, el FEMA 450 convierte el apéndice en el capítulo 15.

El ASCE 7-05 adopta el capítulo 15 del FEMA 450 y crea el capítulo 18 llamado “diseño sísmico de estructuras con sistemas de disipación”. El capítulo 18 del ASCE 7-10 no presenta modificaciones respecto al capítulo 18 del ASCE 7-05. El ASCE establece cuatro métodos de diseño para estructuras con disipadores:

- Método del espectro de respuesta
- Método de la fuerza lateral equivalente
- Método estático no lineal (Push over)
- Método dinámico no lineal tiempo historia (FNA)

Además, el ASCE 7-10 no indica que los métodos del espectro de respuesta y de la fuerza lateral equivalente, dado que son desarrollados del método simplificado, son aplicables a

---

<sup>18</sup> Cfr. Aguiar 2008:45

estructuras con comportamiento lineal. Para estructuras con comportamiento no lineal debe aplicarse los métodos “Push over” o “FNA”.

Además, deberá tenerse en cuenta el comportamiento del dispositivo de disipación de energía. Si se trata de un dispositivo que depende del desplazamiento o se trata de un dispositivo que depende de la velocidad se deberá optar por métodos que consideren mejor estas características.

De esta manera, una estructura con dispositivos no lineales que dependan de la fluencia puede analizarse por el método “Push over”, mientras que una estructura con dispositivos no lineales de fluido viscoso puede analizarse por el método FNA, pudiéndose ambos métodos realizarse con algún programa especializado en la materia.

## **2.3 Análisis de la fuerza lateral equivalente con disipadores (DELFA)**

### **2.3.1 Introducción**

El análisis de la fuerza lateral equivalente es originado básicamente del método del espectro de respuesta. La filosofía de desarrollo de este procedimiento es reducir modos de vibración de la estructura con “n” grados de libertad en la dirección de interés en dos: el modo fundamental ( $m=1$ ) y el modo residual, el cual puede ser imaginado como una combinación de todos los modos superiores ( $m>1$ ).

Consecuentemente, el desplazamiento, velocidad, y fuerza en los elementos en el sistema antisísmico y el sistema con disipadores obtenido de todos los modos superiores de la vibración estructural sean condensados en el desplazamiento residual, velocidad residual y fuerza residual. Así, la aplicación del procedimiento de la fuerza lateral equivalente simplifica enormemente el proceso de diseño de la estructura con disipadores.

Tanto para el análisis de la fuerza lateral equivalente como para el análisis por el espectro de respuesta se basan en propiedades no lineales (push over) asumidas de la estructura. Las propiedades no lineales (push over), en términos de la cortante en la base y el desplazamiento en el último piso se relacionan con la capacidad de la estructura.<sup>19</sup>

El artículo 18.2.4.3 del ASCE 7-10 nos indica que el uso del procedimiento de la fuerza lateral equivalente debe cumplir los siguientes requerimientos:

1. Por lo menos dos dispositivos de disipación son instalados en cada nivel. Estos dispositivos de disipación deben ser paralelos a la fuerza sísmica impuesta y deben ser colocados de manera que resistan la torsión generada por la fuerza sísmica.
2. El amortiguamiento efectivo del modo fundamental " $\beta_{1D}$ " no excede el 35% del amortiguamiento crítico.
3. Ni la irregularidad vertical ni la horizontal existen en el sistema antisísmico seleccionado.
4. Cada nivel de piso satisface las asunciones de diafragma rígido.
5. La altura máxima de la estructura medida desde la base no es mayor de 30m

Referente al punto 3, el ASCE 7-10 define como irregularidades como sigue.

Irregularidad horizontal: son las estructuras que tienen un o más de un tipo de irregularidad listada en la tabla 12,3-1 del ASCE 7-10

Irregularidad vertical: son las estructuras que tienen un o más de un tipo de irregularidad listada en la tabla 12,3-2 del ASCE 7-10

---

<sup>19</sup> Fema 273 1997: cap. 9



Las tablas 12.3-1 y 12.3-2 del ASCE 7-10 se muestran a continuación.

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Torsional Irregularity:</b> Torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.2 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	D, E, and F B, C, D, E, and F C, D, E, and F C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
1b.	<b>Extreme Torsional Irregularity:</b> Extreme torsional irregularity is defined to exist where the maximum story drift, computed including accidental torsion with $A_x = 1.0$ , at one end of the structure transverse to an axis is more than 1.4 times the average of the story drifts at the two ends of the structure. Extreme torsional irregularity requirements in the reference sections apply only to structures in which the diaphragms are rigid or semirigid.	12.3.3.1 12.3.3.4 12.7.3 12.8.4.3 12.12.1 Table 12.6-1 Section 16.2.2	E and F D B, C, and D C and D C and D D B, C, and D
2.	<b>Reentrant Corner Irregularity:</b> Reentrant corner irregularity is defined to exist where both plan projections of the structure beyond a reentrant corner are greater than 15% of the plan dimension of the structure in the given direction.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
3.	<b>Diaphragm Discontinuity Irregularity:</b> Diaphragm discontinuity irregularity is defined to exist where there is a diaphragm with an abrupt discontinuity or variation in stiffness, including one having a cutout or open area greater than 50% of the gross enclosed diaphragm area, or a change in effective diaphragm stiffness of more than 50% from one story to the next.	12.3.3.4 Table 12.6-1	D, E, and F D, E, and F
4.	<b>Out-of-Plane Offset Irregularity:</b> Out-of-plane offset irregularity is defined to exist where there is a discontinuity in a lateral force-resistance path, such as an out-of-plane offset of at least one of the vertical elements.	12.3.3.3 12.3.3.4 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F
5.	<b>Nonparallel System Irregularity:</b> Nonparallel system irregularity is defined to exist where vertical lateral force-resisting elements are not parallel to the major orthogonal axes of the seismic force-resisting system.	12.5.3 12.7.3 Table 12.6-1 Section 16.2.2	C, D, E, and F B, C, D, E, and F D, E, and F B, C, D, E, and F

Tabla Cap.2-8: Irregularidades estructurales horizontales

Fuente: ASCE 7-10

Para el caso de la irregularidad horizontal tipo 1a se debe hallar los desplazamientos horizontales en los extremos del diafragma. Si uno de los desplazamientos es mayor a 1.2 veces el promedio de los desplazamientos transversales para un mismo eje se dice que existe esta irregularidad.

Para el caso de la irregularidad horizontal tipo 1b se debe hallar los desplazamientos horizontales en los extremos del diafragma. Si uno de los desplazamientos es mayor a 1.4 veces el promedio de los desplazamientos transversales para un mismo eje se dice que existe esta irregularidad.

Table 12.3-2 Vertical Structural Irregularities

Type	Description	Reference Section	Seismic Design Category Application
1a.	<b>Stiffness-Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 70% of that in the story above or less than 80% of the average stiffness of the three stories above.	Table 12.6-1	D, E, and F
1b.	<b>Stiffness-Extreme Soft Story Irregularity:</b> Stiffness-extreme soft story irregularity is defined to exist where there is a story in which the lateral stiffness is less than 60% of that in the story above or less than 70% of the average stiffness of the three stories above.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
2.	<b>Weight (Mass) Irregularity:</b> Weight (mass) irregularity is defined to exist where the effective mass of any story is more than 150% of the effective mass of an adjacent story. A roof that is lighter than the floor below need not be considered.	Table 12.6-1	D, E, and F
3.	<b>Vertical Geometric Irregularity:</b> Vertical geometric irregularity is defined to exist where the horizontal dimension of the seismic force-resisting system in any story is more than 130% of that in an adjacent story.	Table 12.6-1	D, E, and F
4.	<b>In-Plane Discontinuity in Vertical Lateral Force-Resisting Element Irregularity:</b> In-plane discontinuity in vertical lateral force-resisting elements irregularity is defined to exist where there is an in-plane offset of a vertical seismic force-resisting element resulting in overturning demands on a supporting beam, column, truss, or slab.	12.3.3.3 12.3.3.4 Table 12.6-1	B, C, D, E, and F D, E, and F D, E, and F
5a.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 80% of that in the story above. The story lateral strength is the total lateral strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 Table 12.6-1	E and F D, E, and F
5b.	<b>Discontinuity in Lateral Strength-Extreme Weak Story Irregularity:</b> Discontinuity in lateral strength-extreme weak story irregularity is defined to exist where the story lateral strength is less than 65% of that in the story above. The story strength is the total strength of all seismic-resisting elements sharing the story shear for the direction under consideration.	12.3.3.1 12.3.3.2 Table 12.6-1	D, E, and F B and C D, E, and F

Tabla Cap.2-9: Irregularidades estructurales verticales

Fuente: ASCE 7-10

Referente al punto 5, en caso de existir sótanos se debe tomar como altura total la longitud medida desde la zona donde se provea un empotramiento a la columna.

Es posible establecer un modelo computacional de la estructura con disipadores y realizar un análisis modal o realizar un análisis modal matricial a mano 2d pórtico por pórtico separadamente y en cada dirección si se cumple la siguiente condición establecida en la sección 12.7.3 del ASCE 7-10:

1. La estructura no debe tener una irregularidad torsional tipo “1a” o “1b” establecida en la tabla 12.3-1 del ASCE 7-10.

### 2.3.2 Análisis estructural, modo fundamental m=1

Para poder aplicar este procedimiento primero se debe hallar el periodo fundamental  $T_1$ , el cual se puede hallar utilizando un programa computacional.

El periodo se define como:

$$T_1 = \left( \frac{2\pi}{\omega_1} \right)$$

Donde:

$\omega_1$  = frecuencia angular del primer modo

La forma modal fundamental simplificada será (ASCE 7-10 18.5.2.3):

$$\begin{Bmatrix} \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \phi_{i,1} \end{Bmatrix}$$

Dónde:

Subíndice “i”= nivel de piso “i”

Subíndice 1 = modo 1

$$\phi_{i,1} = \frac{h_i}{h_r}$$

$h_i$  = altura desde la base hasta el piso “i”

$h_r$  = altura total desde la base hasta la azotea

El peso sísmico efectivo  $\bar{W}_m$  es el peso que se utiliza para hallar la cortante en la base de una estructura el cual toma en cuenta la masa en cada piso y la forma modal.

El peso sísmico efectivo  $\bar{W}_1$  del modo=1 se define como:

$$\bar{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}^2}$$

Dónde:

$w_i$  = peso sísmico en el nivel “i”

n = número total de pisos

El factor de participación del primer modo  $\Gamma_1$  es:

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}}$$

La ecuación de movimiento de una estructura en la  $m^{\text{va}}$  frecuencia angular,  $\omega_m$ , puede ser reescrita en correspondencia con la pseudoaceleración,  $S_{am}$ :

$$\ddot{x}_m + \omega^2 x_m = \Gamma_m S_{am}$$

Donde:

$\ddot{x}_m$  = aceleración del modo “m”

$x_m$  = desplazamiento del modo “m”

$\Gamma_m$  = factor de participación del modo “m”

La estructura equipada con sistemas de disipación es más probable de tener un comportamiento inelástico bajo un sismo severo. **Para mantener la ecuación anterior aplicable sin cambiar su formato el capítulo 18 del ASCE 7-10 introduce un factor de demanda de ductilidad efectiva  $\mu_d$  para tomar las deformaciones inelásticas de la estructura y un coeficiente de amortiguamiento  $B_{mD}$ .**

### 2.3.3 Demanda de ductilidad efectiva “ $\mu_d$ ”

La demanda de ductilidad efectiva nos indicara que tanto la estructura incursiona en el rango no lineal por lo cual también nos indica que tanta energía la estructura es capaz de disipar durante un sismo.

El valor máximo de la demanda de ductilidad efectiva “ $\mu_d$ ” según el ASCE 7-10 es:

$$\mu_{max} = 0.5 \frac{T_s - T_1}{T_{1D} - T_1} \left( \frac{R}{\Omega_0 I} - 1 \right)^2 + \frac{R}{\Omega_0 I} \quad ; \quad T_1 \leq T_s \leq T_{1D}$$

$$\mu_{max} = \frac{R}{\Omega_0 I} \quad ; \quad T_s \leq T_1$$

$$\mu_{max} = 0.5 \left( \left( \frac{R}{\Omega_0 I} \right)^2 + 1 \right) \quad ; \quad T_s \geq T_{1D}$$

Dónde:

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = \text{Periodo corto}$$

$T_{1D} = T_1\sqrt{\mu} =$  Periodo del modo fundamental efectivo

$\Omega_0 =$  Sobre-resistencia

$I =$  Facto de importancia

$R =$  Factor de reducción de fuerzas sísmicas

El CEAOOC indica que se puede hallar el factor de ductilidad en base a la relación de la carga de inercia de respuesta elástica respecto a la carga de diseño estático. Con valores típicos para el factor  $\mu_d$  del concreto armado variando entre 2 y 5.<sup>20</sup>

Para fines prácticos este valor debe ser asumido y corroborado luego del diseño mediante un análisis Push Over, por lo que el diseño se convierte en un proceso iterativo.

#### 2.3.4 Amortiguamiento efectivo del modo fundamental

El coeficiente  $B_{mD}$  considera los efectos de amortiguamiento de la estructura ( $\beta_I$ ), el amortiguamiento efectivo del dispositivo ( $\beta_V$ ) y el amortiguamiento efectivo histerético post-fluencia del sistema antisísmico combinado con elementos estructurales del sistema de disipación ( $\beta_H$ ). El coeficiente de amortiguamiento reduce la demanda de diseño como muestra la figura 34.

El amortiguamiento inherente de la estructura ( $\beta_I$ ), representa la energía disipada en los elementos estructurales antes del desplazamiento de fluencia  $D_Y$ , y tiene un valor constante  $\beta_I = 5\%$ .

La determinación del amortiguamiento histerético ( $\beta_H$ ) recae en las propiedades mecánicas de los materiales del edificio. Por ejemplo, la relación de la cortante en la base y su desplazamiento en el tejado medido desde una estructura de acero con disipadores puede asumirse como un modelo bilineal mostrado en la siguiente figura:

---

<sup>20</sup> Cfr. Park. Paulay. 1988:570)

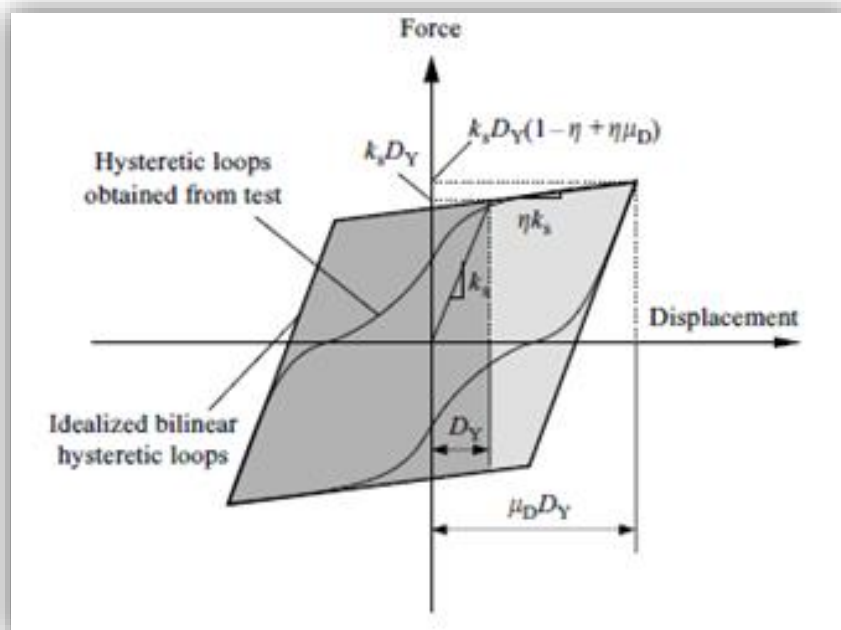


Ilustración Cap.2-44: Determinación del amortiguamiento histerético

Fuente: Franklin (2008)

Debido a que los lazos histeréticos actuales de la estructura no encajan perfectamente con aquellos idealizados por el modelo bilineal debido al agrietamiento y otros factores, en realidad el área real acotada por los lazos histeréticos es menor que la asumida por el modelo bilineal. La reducción de las áreas de los lazos histeréticos es considerada por el ASCE 7-10 mediante la introducción de un factor de ajuste de los lazos histeréticos " $q_H$ ":

$$q_h = 0.67 \frac{T_s}{T_1} \quad ; \quad 0.5 \leq q_h \leq 1$$

La rigidez post fluencia de la estructura se denota como  $\eta k_s$  donde  $k_s$  es la rigidez de la estructura antes del desplazamiento efectivo de fluencia " $D_Y$ " y  $0 \leq \eta \leq 1$ .

Además, el ASCE 7-10 separa el amortiguamiento inherente,  $\beta_I$  y utiliza el modelo elastoplástico con  $\eta = 0$  para definir el comportamiento estructural post fluencia. Así, el amortiguamiento histerético de la estructura se deriva como sigue:

$$\beta_{HD} = q_h (0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right)$$

La deriva modal del primer modo se define como la resta de las formas modales de un piso menos el piso inmediato inferior.

$$\begin{pmatrix} \phi_{i,1} - \phi_{i-1,1} \\ \vdots \\ \phi_{1,1} \end{pmatrix}$$

El amortiguamiento viscoso efectivo del primer modo ( $\beta_{V1}$ ) de un dispositivo de disipación de energía se define como:

$$\beta_{V1} = \frac{\sum_j W_{mj}}{4\pi W_{mj}}$$

Dónde:  $W_{mj}$  es el trabajo realizado por el  $j^{vo}$  dispositivo en un ciclo completo correspondiente al  $m^{vo}$  modo.

O también en su forma análoga para dispositivos de disipación lineales:

$$\beta_{V1} = \frac{T_1 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k C d_{i,j} (\phi_{i,1} - \phi_{i-1,1})^2 \cos^2 \varphi_{i,j}}{4\pi \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,1}^2}$$

Dónde:

$C d_{i,j}$  = coeficiente de amortiguamiento del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$m_i = w_i/g$

$\varphi_{i,j}$  = Ángulo del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” respecto al movimiento horizontal del piso

Subíndice “i” = nivel de piso “i”

Subíndice “j” =  $j^{vo}$  disipador

Tomando en cuenta la deformación no lineal de la estructura en consideración, el amortiguamiento efectivo total del modo fundamental  $m=1$  será:

$$\beta_{1D} = \beta_I + \beta_{HD} + \beta_{V1} \sqrt{\mu}$$

Para dispositivos no lineales el amortiguamiento viscoso efectivo  $\beta_{V1nl}$  será:

$$= \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k C d_{i,j} \lambda_{i,j} \left(\frac{2\pi}{T_1}\right)^{(\alpha_{i,j}-2)} D_{1D}^{(\alpha_{i,j}-1)} [(\phi_{i,1} - \phi_{i-1,1}) \cos(\phi_{i,j})]^{(\alpha_{i,j}+1)}}{2\pi \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,1}^2}$$

Dónde:

$\alpha_{i,j}$  = Exponente de velocidad del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$\lambda$  = parámetro dependiente del exponente de velocidad “ $\alpha$ ” y del factor de participación del modo=1,  $\Gamma_1$

$$\lambda_{i,j} = 4(2^{\alpha_{i,j}}) \frac{\Gamma_1^2 \left(\frac{1 + \alpha_{i,j}}{2}\right)}{\Gamma_1(2 + \alpha_{i,j})}$$

De manera similar el amortiguamiento efectivo total del modo fundamental para dispositivos no lineales será:

$$\beta_{1Dnl} = \beta_I + \beta_{HD} + \beta_{V1} \mu_D^{1-\frac{\alpha}{2}}$$

El ASCE 7-10 establece una relación entre el coeficiente de amortiguamiento ( $B_{1D}$ ) y el amortiguamiento efectivo ( $\beta_{1D}$ ) en la tabla 18.6-1 del ASCE 7-10 que se muestra a continuación.



<b>Table 18.6-1 Damping Coefficient, <math>B_{v+I}</math>, <math>B_{1D}</math>, <math>B_R</math>,  <math>B_{1M}</math>, <math>B_{mD}</math>, <math>B_{mM}</math> (Where Period of the Structure <math>\geq T_0</math>)</b>	
Effective Damping, $\beta$ (percentage of critical)	$B_{v+I}$ , $B_{1D}$ , $B_R$ , $B_{1M}$ , $B_{mD}$ , $B_{mM}$ (where period of the structure $\geq T_0$ )
$\leq 2$	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.8
40	2.1
50	2.4
60	2.7
70	3.0
80	3.3
90	3.6
$\geq 100$	4.0

Tabla Cap.2-10: Coeficiente de amortiguamiento  $B_{1D}$ , ASCE 7-10 C18.

Fuente: ASCE 7 (2010)

La reducción de la curva de demanda debido al coeficiente de amortiguamiento “ $B_{1D}$ ” puede observarse en la siguiente figura.

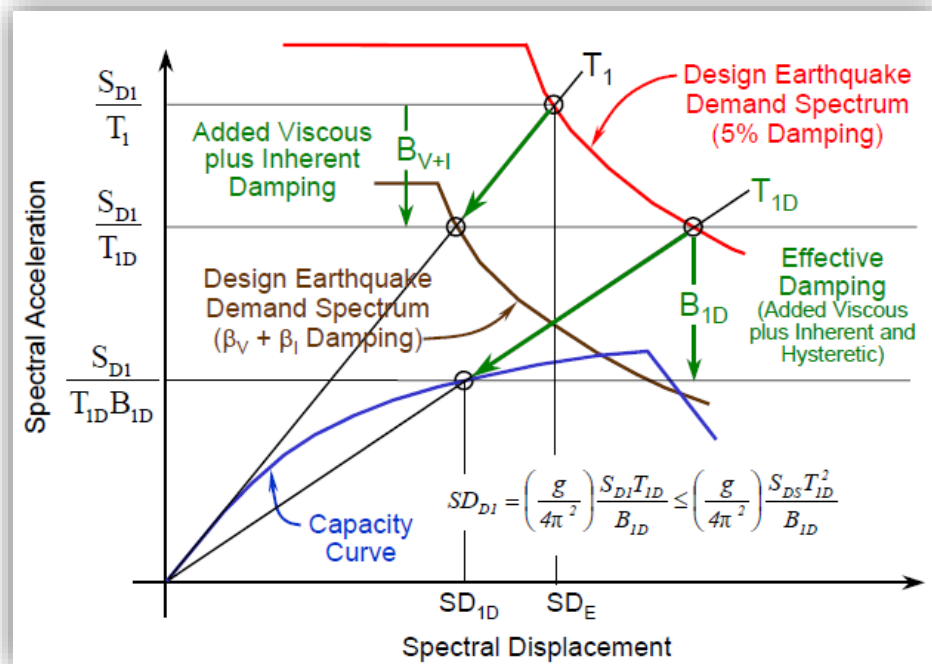


Ilustración Cap.2-45: Reducción de la demanda de diseño por amortiguamiento efectivo. Aceleración espectral (Y) vs Desplazamiento espectral (X)

Fuente: Nehr. Cap. 15. (2003)

En la figura anterior también se observa el pseudo-desplazamiento espectral de diseño “ $SD_{1D}$ ” que resulta de la intersección de la línea del periodo efectivo “ $T_{1D}$ ” y la curva de capacidad de la estructura.

Para tener en cuenta:

Cuando se incorporan dispositivos de amortiguamiento en la estructura hay energía inducida, la cual puede añadir rigidez y fuerzas a la estructura.<sup>21</sup>

### 2.3.5 Cortante en la base del modo fundamental

La pseudo-aceleración para un periodo dado se define como:

$$S_{am} = S_{DS} \quad , \quad T_m < T_s$$

<sup>21</sup> Cfr. Tsu Soong 2001:8

$$S_{am} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad , \quad T_m \geq T_s$$

La pseudo-aceleración en el punto efectivo de fluencia será la pseudo-aceleración “ $S_{am}$ ” dividida por el coeficiente de amortiguamiento  $B_{1D}$  y multiplicada por  $R/C_d * \Omega_0$  de manera que se considere los efectos del disipador y concuerde el nivel de desempeño de la estructura con la primera fluencia de un elemento de la estructura.

Los elementos sismo resistentes son diseñados para resistir la cortante en la base V1 conservadoramente reducida por  $\Omega_0 * C_d/R$  para un análisis elástico, cuando no se conoce la curva push over.<sup>22</sup>

Debido a que el periodo  $T_m$  representa solamente el desempeño de la estructura en el rango elástico el ASCE 7-10 introduce el periodo efectivo  $T_{1D}$  del modo fundamental para considerar el comportamiento inelástico de la estructura, el cual reemplaza al anterior periodo en la formula. Así tendremos que la pseudo-aceleración será:

$$S_{a1} = \frac{R * S_{DS}}{C_d * \Omega_0 B_{1D}} * g = C_{s1} * g \quad , \quad T_{1D} < T_s$$

$$S_{a1} = \frac{R * S_{D1}}{C_d * T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} * g = C_{s1} * g \quad , \quad T_{1D} \geq T_s$$

Donde:

$C_{s1}$  es el coeficiente de respuesta sísmica:

$$C_{s1} = \frac{R * S_{DS}}{C_d * \Omega_0 B_{1D}} \quad , \quad T_{1D} < T_s$$

$$C_{s1} = \frac{R * S_{D1}}{C_d * T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} \quad , \quad T_{1D} \geq T_s$$

Dónde:

$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu}$  = Periodo del modo fundamental efectivo

$S_{DS}$  = Pseudo-aceleración en el periodo corto

$S_{D1}$  = Pseudo-aceleración en el periodo  $T=1$ segundo.

$R$  = Factor de reducción de respuesta

$C_d$  = Factor de amplificación de la deflexión

<sup>22</sup> Nehrp 2003:Cap. 15

$\Omega_o$  = Factor de sobre-resistencia

Los factores  $R$ ,  $C_d$  y  $\Omega_o$  son definidos en la tabla 12.2-1 del ASCE 7-10.

Por tanto la cortante en la base de diseño para el modo fundamental se define como:

$$V_1 = C_{s1} * \bar{W}_1$$

$$V_1 = \frac{S_{D1} * \bar{W}_1 * R}{T_{1D} \Omega_o B_{1D} * C_d} \quad , \quad T_{1D} \geq T_s$$

La relación entre la cortante en la base y el desplazamiento del primer modo se pueden observar en la siguiente figura.

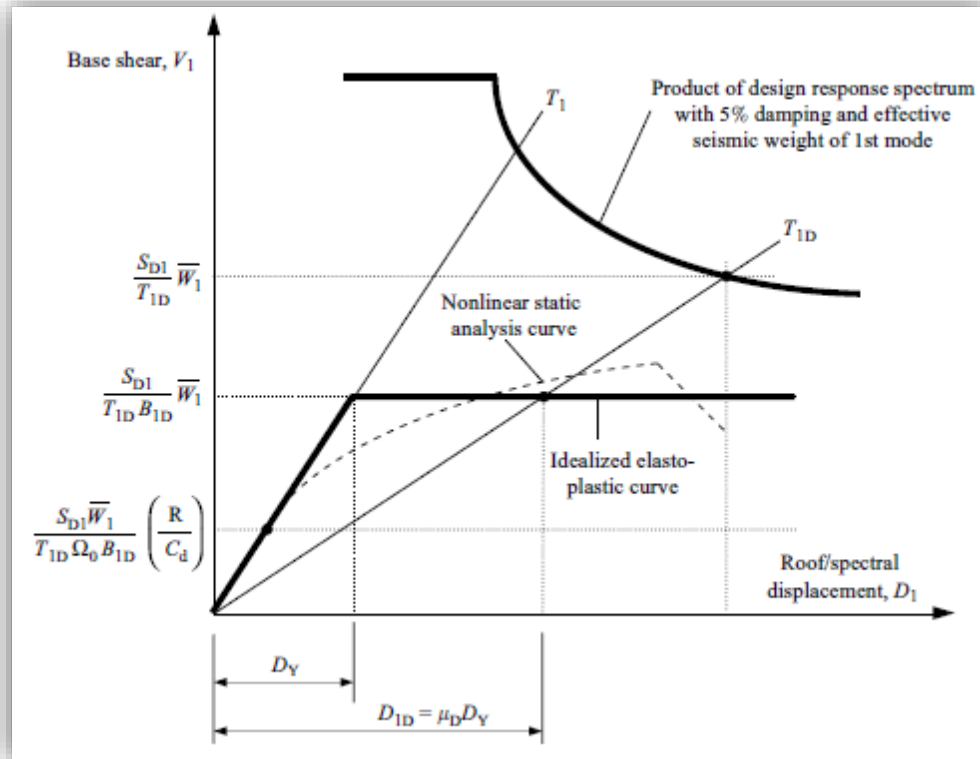


Ilustración Cap.2-46: Relación entre la cortante en la base (Y) vs desplazamiento del primer modo (X)

Fuente: Franklin: 2008

En la figura anterior se observa que la cortante en la base  $\frac{S_{D1} * \bar{W}_1}{T_{1D} * B_{1D}}$  está relacionada con el desplazamiento de diseño " $D_{1D}$ " y la cortante en la base de diseño " $V_1$ " se relaciona con un desplazamiento que se encuentra en el rango lineal.

### 2.3.6 Desplazamiento de diseño del modo fundamental

El desplazamiento espectral “ $SD_{1D}$ ” se muestra como el punto de intersección entre el periodo efectivo “ $T_{1D}$ ” y la curva de capacidad. La curva push over es normalizada por el peso al tener en cuenta el factor de participación como se muestra a continuación.

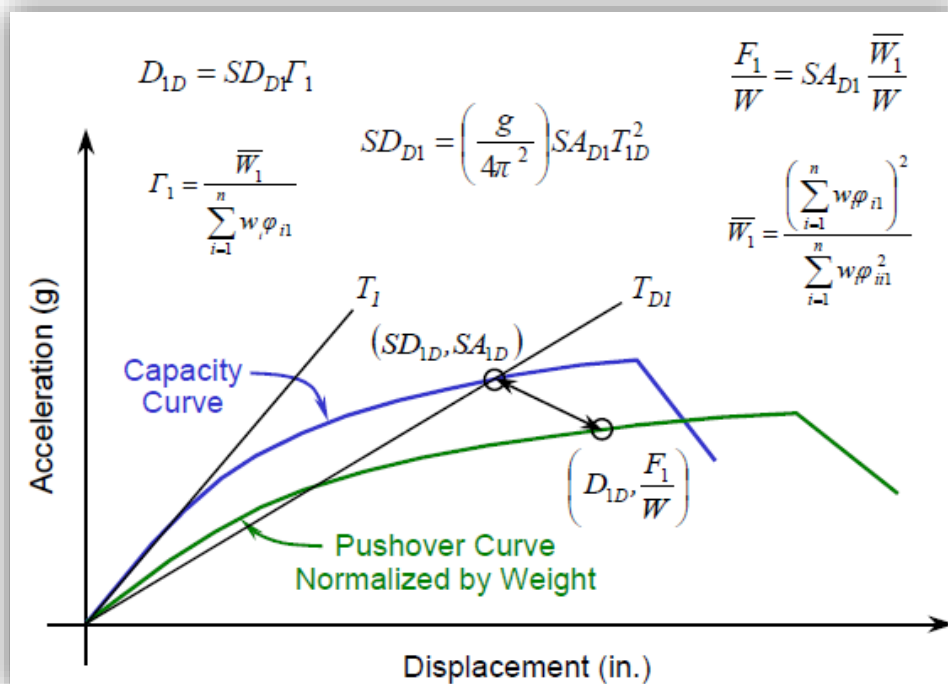


Ilustración Cap.2-47: Curvas de capacidad y Push Over

Fuente: Nehr. Cap. 15. (2003)

De esta manera el desplazamiento de diseño se define como:

$$D_{1D} = SD_{D1} \Gamma_1$$

Cuando se usa un método de análisis lineal la curva push over no se conoce y se asume una curva elasto-plástica. La curva push over elasto-plástica idealizada tiene un punto en común con la curva push over normalizada en el punto del desplazamiento de diseño “ $D_{1D}$ ” como se observa en la siguiente figura.

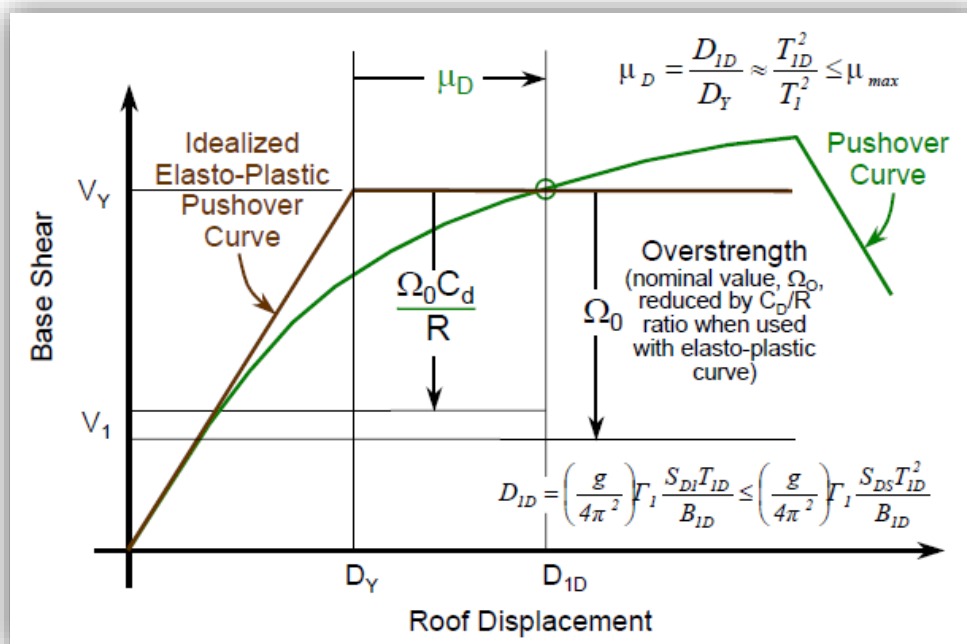


Ilustración Cap.2-48: Curva idealizada elasto-plástica Push Over usada para el análisis lineal. Cortante en la base (Y) vs desplazamiento en el último piso (X)

Fuente: Nehr. Cap. 15. (2003)

En la figura anterior también se observa que la demanda de ductilidad efectiva “ $\mu_D$ ” será el cociente entre el desplazamiento de diseño y el desplazamiento donde se produce la fluencia de un elemento de la estructura.

El desplazamiento de diseño en el primer modo, como especifica el ASCE 7-10, será:

$$D_{1D} = \max \left[ \frac{g \Gamma_1 S_{DS} T_{1D}^2}{4\pi^2 B_{1D}} ; \frac{g \Gamma_1 S_{DS} T_1^2}{4\pi^2 B_{1E}} \right] \quad T_{1D} < T_S$$

$$D_{1D} = \max \left[ \frac{g \Gamma_1 S_{D1} T_{1D}}{4\pi^2 B_{1D}} ; \frac{g \Gamma_1 S_{D1} T_1}{4\pi^2 B_{1E}} \right] \quad T_{1D} \geq T_S$$

Dónde:  $B_{1E} = B_{V+I}$  es el coeficiente de amortiguamiento relacionado con el amortiguamiento efectivo  $\beta_{v1+I} = \beta_{v1} + \beta_I$  según la tabla 18.6-1 del ASCE 7-10.

El desplazamiento de fluencia efectivo  $D_Y$  es dado por la fórmula:

$$D_Y = \frac{g \Gamma_1 C_d \Omega_0 C_{s1} T_1^2}{4\pi^2 R}$$

El valor de la demanda de ductilidad es usado para calcular varios factores de diseño. El cociente  $\mu_{Dobj} = D_{1D}/D_Y$ , debe ser igual que el valor  $\mu_D$  tomado en un principio. Si no lo es, se deberá seguir un proceso iterativo.

### 2.3.7 Amortiguamiento efectivo del modo residual

El peso sísmico efectivo del modo residual es:

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1$$

Dónde: W es el peso sísmico total de la edificación

El factor de participación residual es:

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1$$

El periodo residual será:

$$T_R = 0.4T_1$$

La amplitud de desplazamiento residual se define como:

$$\begin{pmatrix} \phi_{1,R} \\ \vdots \\ \vdots \\ \phi_{i,R} \end{pmatrix} = \frac{1}{\Gamma_R} \begin{pmatrix} 1 - \Gamma_1 \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \vdots \\ 1 - \Gamma_1 \phi_{i,1} \end{pmatrix}$$

Dónde:

i = nivel de piso “i”

$\Gamma_1$  = factor de participación del modo 1

La deriva modal del modo residual se define como:

$$\begin{pmatrix} \phi_{1,R} \\ \vdots \\ \vdots \\ \phi_{i,R} - \phi_{i-1,R} \end{pmatrix}$$

De manera similar que con el modo fundamental el amortiguamiento efectivo será:

$$\beta_{VR} = \frac{T_R \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k C d_{i,j} (\phi_{i,R} - \phi_{i-1,R})^2 \cos^2 \varphi_{i,j}}{4\pi \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,R}^2}$$

Para dispositivos no lineales el amortiguamiento viscoso efectivo  $\beta_{Rnl}$  será:

$$= \frac{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k C d_{i,j} \lambda_{i,j} \left(\frac{2\pi}{T_R}\right)^{(\alpha_{i,j-2})} D_{RD}^{(\alpha_{i,j-1})} [(\phi_{i,R} - \phi_{i-1,R}) \cos(\phi_{i,j})]^{(\alpha_{i,j+1})}}{2\pi \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,R}^2}$$

$$\beta_R = \beta_I + \beta_{VR}$$

$$\beta_{Rnl} = \beta_I + \beta_{VRnl}$$

El coeficiente de amortiguamiento “ $B_R$ ” se relaciona con el amortiguamiento efectivo “ $\beta_R$ ” mediante la tabla 18.6-1 del ASCE 7-10

### 2.3.8 Cortante en la base del modo residual

El coeficiente de respuesta sísmica  $C_{SR}$  debido al modo residual se define como:

$$C_{SR} = \frac{R * S_{DS}}{C_d * \Omega_0 B_R} \quad , \quad T_R < T_S$$

$$C_{SR} = \frac{R * S_{D1}}{C_d * T_R \Omega_0 B_R} \quad , \quad T_R \geq T_S$$

La cortante en la base debido al modo residual será:

$$V_R = C_{SR} \bar{W}_R$$

El desplazamiento de diseño debido al modo residual es:

$$D_{RD} = \min \left[ \frac{g * abs(\Gamma_R) S_{D1} T_R}{4\pi^2 B_R} ; \frac{g * abs(\Gamma_R) S_{DS} T_R^2}{4\pi^2 B_R} \right]$$

$$D_{YR} = \frac{g \Gamma_r C_d \Omega_o C_{SR} T_R^2}{4\pi^2 R}$$

Por tanto por el análisis de la fuerza lateral equivalente la cortante total será:

$$V_D = \sqrt{V_1^2 + V_R^2}$$



El artículo 18.2.2.1 del ASCE 7-10 nos indica que la cortante no debe ser menor que la cortante mínima  $V_{min}$  la cual es igual a:

$$V_{min} = \max \left[ 0.75V \quad ; \quad \frac{V}{B_{V+I}} \right]$$

Donde “V” es calculada para un periodo igual a:

$$T = \min [C_U C_t h_n^x \quad ; \quad T_1]$$

Dónde: “Ct” y “x” son definidos por la tabla 12.8-2 del ASCE 7-10. El coeficiente “Cu” es definido por la tabla 12.8-1. ( $h_n$  = altura total en pies)

Y empleando un coeficiente de respuesta sísmica “Cs” del ASCE 7-10 SIN DISIPADORES.

### 2.3.9 Fuerza, desplazamiento y velocidad

Fuerza lateral de diseño del modo fundamental y residual para el nivel “i” son:

$$F_{i,1D} = W_i \phi_{i,1} \frac{\Gamma_1}{\bar{W}_1} V_1$$

$$F_{i,R} = W_i \phi_{i,R} \frac{\Gamma_R}{\bar{W}_R} V_R$$

La fuerza lateral de diseño en el nivel “i” se determina por combinación de los modos por SSRS como sigue:

$$F_{i,D} = \sqrt{F_{i,1D}^2 + F_{i,R}^2}$$

La deflexión  $\delta_i$  y el desplazamiento relativo debido al modo fundamental y residual para en nivel “i” se calculan como sigue:

$$\delta_{i,1D} = D_{1D} \phi_{i,1}$$

$$\delta_{i,R} = D_R \phi_{i,R}$$

$$\Delta_{i,1D} = \delta_{i,1D} - \delta_{i-1,1D}$$

$$\Delta_{i,R} = \delta_{i,R} - \delta_{i-1,R}$$

El desplazamiento relativo de piso de diseño para el nivel “i” será:

$$\Delta_{i,D} = \sqrt{\Delta_{i,1D}^2 + \Delta_{i,R}^2}$$

Tanto para el análisis espectral como para el de la fuerza equivalente los desplazamientos relativos de piso  $\Delta_i$  no deben determinarse de los desplazamientos de diferentes modos. Los desplazamientos relativos de piso  $\Delta_i$  deben determinarse para cada modo y luego combinarse por SRSS.<sup>23</sup>

La velocidad de diseño para el nivel “i” para el modo fundamental y residual será:

$$\nabla_{i,1D} = 2\pi \frac{\Delta_{i,1D}}{T_{1D}}$$

$$\nabla_{i,R} = 2\pi \frac{\Delta_{i,R}}{T_R}$$

$$\nabla_{i,D} = \sqrt{\nabla_{i,1D}^2 + \nabla_{i,R}^2}$$

### 2.3.10 Fuerza sísmica máxima de diseño para el DVS y conexiones.

**Los elementos del disipador deben mantenerse en el rango elástico bajo las fuerzas de diseño.** Según el artículo 18.7.2.5 del ASCE 7-10 para encontrar la fuerza sísmica de diseño máxima para los dispositivos de disipación se consideran tres escenarios:

1) Cuando el desplazamiento máximo ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  para el piso “i” se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{E,i} = \Omega_0 \left( \sum_{m=1}^n Q_{mSFERS}^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD} = \Omega_0 \left( \sum_{m=1}^n F_{i,m}^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD}$$

Dónde:

$(\sum_{m=1}^n Q_{mSFERS}^2)^{1/2}$  = es la fuerza de diseño en el piso “i” =  $F_{i,D}$

$Q_{DSD}$  = fuerza sísmica de dispositivos dependientes del desplazamiento (si hubieran)

$m = m^{vo}$  modo

<sup>23</sup> Cfr. Charney 2015:160

2) Cuando la velocidad máxima ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  en cada nivel será igual a las componentes horizontales totales de las fuerzas axiales en los disipadores para el nivel “i” definida por:

$$Q_{E,i} = \left( \sum_{m=1}^n Q_{mDVS}^2 \right)^{1/2} = \left( \sum_{m=1}^n \left( \sum_1^j C d_{i,j} \cos^2 \varphi \nabla_{i,m} \right)^2 \right)^{1/2}$$

Dónde:

$C d_{i,j}$  = coeficiente de amortiguamiento del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$\varphi_{i,j}$  = ángulo del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” respecto al movimiento horizontal del piso

3) Cuando la aceleración máxima ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  para el piso “i” se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{E,i} = \left( \sum_{m=1}^n (C_{mFD} \Omega_0 Q_{mSFRS} + C_{mFV} Q_{mDSV})^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD}$$

$$Q_{E,i} = \left( \sum_{m=1}^n \left( C_{mFD} \Omega_0 F_{i,m} + C_{mFV} \sum_1^j C d_{i,j} \cos^2 \varphi \nabla_{i,m} \right)^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD}$$

Dónde:

$Q_{DSD}$  = fuerza sísmica de dispositivos dependientes del desplazamiento (si hubieran)

$m = m^{vo}$  modo

Los coeficientes de fuerza,  $C_{mFD}$  y  $C_{mFV}$  se calculan de la siguiente manera:

$$C_{mFD} = \cos \delta_m, \quad D_{mD} \leq D_{Ym}$$

$$C_{mFD} = \mu_D \cos \delta_m \leq 1, \quad D_{mD} > D_{Ym}$$

$$C_{mFD} = \sin^\alpha \delta_m$$

$$\delta_m = \tan^{-1}(2\beta_{effm}) \quad ; \quad \text{para dispositivos lineales} \quad ; \quad \text{con } \alpha = 1$$

$$\delta_m = \left( \frac{2\pi\alpha\beta_{effm}}{\lambda} \right)^{\frac{1}{2-\alpha}} \quad ; \quad \text{para dispositivos no lineales} \quad ; \quad \text{con } \alpha = 1 \text{ para } m > 1$$

$$\beta_{effm} = \beta_{mD} - \beta_{HD} \ ; \ \text{para el modo "m"}$$

El ASCE 7-10 provee coeficientes de fuerza  $C_{mFD}$  y  $C_{mFV}$  en las tablas 18.7-1 y 18.7-2 los cuales son iguales a 1 para dispositivos visco-elásticos a menos que se demuestre lo contrario.

## **2.4 Recomendaciones del comité Vision 2000**

### **2.4.1 Niveles de desempeño**

El comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y las propuestas del ATC-40 nos brindan recomendaciones para la evaluación y diseño de las edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde la aceptación de los diferentes niveles de daño se determina basado en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad. Dentro de esta concepción se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperado <sup>24</sup>

Lo que se desea realizar es un método de diseño que asegure un nivel de seguridad para las personas y que el edificio presente buenas condiciones para su funcionamiento luego de un sismo severo

En la propuesta del comité visión 2000 (SEAOC, 1995) propone cuatro niveles de desempeño:

A) Totalmente operacional: Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.

B) Operacional: Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños ligeros en elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la edificación que debería permanecer disponible para cumplir con sus funciones normales inmediatamente después del sismo, aunque los daños en elementos no estructurales y contenido, puede interrumpir parcialmente algunas funciones. En general, se requieren algunas reparaciones menores.

C) Seguridad. Nivel de desempeño en el cual ocurren daños moderados en elementos estructurales, no estructurales y en el contenido de la edificación. Degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema. Interrupción de servicios eléctricos, mecánicos y perturbación de las vías de escape de la edificación. Las instalaciones quedan fuera de servicio y el edificio probablemente requerirá reparaciones importantes

D) Pre-colapso. Nivel de desempeño en el cual la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso estructural. Interrupción de servicio y vías de escape. La edificación es

---

<sup>24</sup> Cfr. Comité visión 2000 1994:65

completamente insegura para sus ocupantes y la extensión de las reparaciones pueden resultar no factible técnica o económicamente.

La siguiente tabla muestra los niveles de desempeño y su relación con los estados de daño y las características principales de estos

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

*Tabla Cap.2-11: Estados de daño y niveles de desempeño*

*Fuente: Comité visión 2000 (1995)*

La siguiente tabla muestra los 4 estados de daño definidos con una descripción de cada uno.





<i>Estado de Daño</i>		<i>Descripción</i>
	Leve	Grietas diagonales muy finas en las superficies de los muros de corte. Fisuras menores en zonas localizadas.
	Moderado	La mayor parte de la superficie de los muros de corte muestran grietas diagonales; algunos muros exceden su límite de fluencia ya que presentan grietas diagonales anchas y fisuración del concreto.
	Severo	La mayoría de muros de corte exceden su límite de fluencia; algunos muros exceden su capacidad última ya que presentan grietas anchas en toda su diagonal, una fisuración severa alrededor de las grietas y doblado del refuerzo haciéndolo visible. Rotación de muros angostos con cimentación inadecuada. Puede ocurrir un colapso parcial debido a la falla de columnas sin ductilidad que no han sido diseñadas para resistir cargas laterales.
	Completo	La estructura colapsa o está en inminente peligro de colapso debido a la falla de la mayoría de sus muros de corte y de algunas vigas y columnas. Se espera que aproximadamente el 13%, 10% ó 5% del área total de la edificación colapse, según esta sea baja, mediana o alta, respectivamente.

Tabla Cap.2-12: Estados de daño

Fuente: Tesis Andrade Insua (2004)

A continuación se puede observar la curva de capacidad con sus puntos de control. Los tres primeros dividen la curva en tres partes iguales.

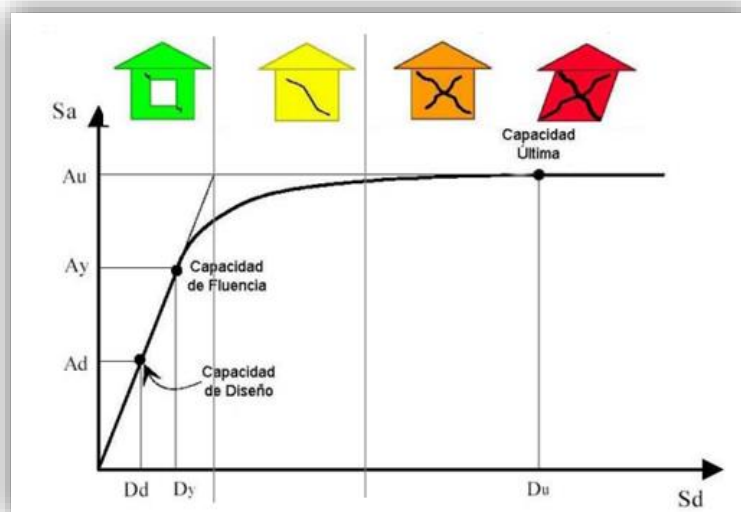
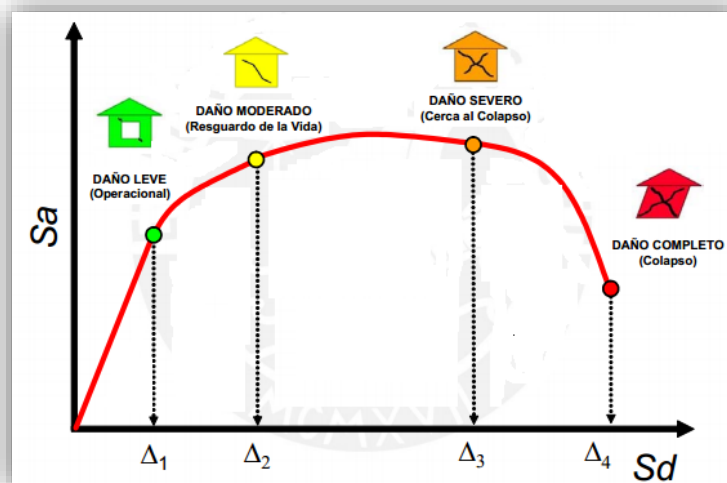


Ilustración Cap.2-49: Curva seudo-aceleración vs seudo-desplazamiento

A continuación se muestra los valores de desplazamiento en el último piso asociados a los estados de daño.



*Ilustración Cap.2-50: Curva pseudo-aceleración vs pseudo-desplazamiento*

#### 2.4.2 Desempeño esperado de la edificación

El comité visión 2000 define el desempeño esperado de la edificación como un comportamiento sísmico de la estructura que puede considerarse satisfactorio bajo diferentes intensidades. La propuesta del comité visión 2000 define cuatro niveles de amenaza correspondientes a cuatro niveles de movimiento sísmico.

La probabilidad de excedencia es la posibilidad de que las consecuencias de un sismo excedan un nivel deseado para un tiempo de exposición. El periodo medio de retorno es el periodo de tiempo medio en años en que ocurren sismos de la misma severidad.

<i>Nivel del movimiento sísmico</i>	<i>Periodo medio de retorno <math>T</math> (años)</i>	<i>Probabilidad de excedencia (<math>p, t</math>)</i>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10 % en 100 años

*Tabla Cap.2-13: Probabilidades de excedencia*

*Fuente: Comité visión 2000 (1995)*



La siguiente tabla relaciona el nivel de desempeño y el nivel del movimiento sísmico. Muestra los diferentes niveles de desempeño para cada edificación según su uso.

1..Instalaciones Básicas 2..Instalaciones Esenciales/Riesgosas 3.. Instalaciones de Seguridad Crítica 0...Desempeño inaceptable		<i>Nivel de Desempeño Sísmico</i>			
		<i>Totalmente Operacional</i>	<i>Operacional</i>	<i>Seguridad</i>	<i>Colapso</i>
<i>Nivel del Movimiento Sísmico</i>	<i>Frecuente (T=43 años)</i>	1	0	0	0
	<i>Ocasional (T=72 años)</i>	2	1	0	0
	<i>Raro (T=475 años)</i>	3	2	1	0
	<i>Muy Raro (T=970 años)</i>	-	3	2	1

*Tabla Cap.2-14: Nivel de desempeño y nivel de movimiento sísmico según uso*

*Fuente: Comité visión 2000 (1995)*

### 2.4.3 Estado de daño y deriva objetivo

El documento Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS, elaborado por el FEMA del gobierno estadounidense establece relaciones entre el estado de daño de la estructura y su deriva, para diferentes tipos de estructuras.

La siguiente tabla se usa para determinar el **tipo de estructura** de una edificación que depende del material y de la altura. Por ejemplo una edificación de concreto armado de pórticos de 8 pisos tendrá un tipo de estructura C1H.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 5,000$ sq. ft.)		1 - 2	1	14
2	W2			All	2	24
		Wood, Commercial and Industrial ( $> 5,000$ sq. ft.)				
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
21	C2H		High-Rise	8+	12	120
22	C3L	Concrete Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
23	C3M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
24	C3H		High-Rise	8+	12	120
25	PC1	Precast Concrete Tilt-Up Walls		All	1	15

Tabla Cap.2-15: Tipos de estructuras

Fuente: Hazus (2010)

A su vez se tiene la siguiente tabla donde se puede obtener la deriva objetivo en función del tipo de estructura de la edificación (C1M, C2M) y el estado de daño (slight=leve, moderate=moderado, extensive=severo o complete=completo).

Building Properties			Interstory Drift at				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)		Threshold of Damage State				Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.84	1.25	0.86	3.86	0.89	9.45	1.04
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.89	2.14	0.95	6.62	0.95	16.20	0.92
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.75	5.08	0.74	12.96	0.88
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.60	0.87
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300	3.37	0.64	5.83	0.64	13.21	0.71	33.70	0.83
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	1.08	0.93	1.87	0.92	5.04	0.93	12.96	0.93
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.80	0.70	3.12	0.69	8.40	0.69	21.60	0.89
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.81	0.66	4.87	0.64	13.10	0.69	33.70	0.80
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.88	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	0.89
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.86	0.96	1.50	1.00	4.04	1.03	11.34	0.92
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.44	0.75	2.50	0.72	6.73	0.72	18.90	0.94
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262	2.25	0.66	3.90	0.67	10.50	0.70	29.48	0.90
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.89
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.70	2.60	0.70	7.00	0.70	18.00	0.89
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.66	10.08	0.76	25.92	0.91
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.91	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.81	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.89	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	1.04
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.03	9.45	0.88
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.79	5.61	0.75	15.75	0.93
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.69	8.08	0.77	22.68	0.89
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	0.99	3.37	1.05	9.45	0.94
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.82	5.61	0.80	15.75	0.89
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.91	1.25	0.96	3.37	1.02	9.45	0.93
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.80	5.61	0.75	15.75	0.88
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.67	3.00	0.69	8.08	0.70	22.68	0.86
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

*Tabla Cap.2-16: Derivas para cada estado de daño*

*Fuente: Hazus (2010)*

Para obtener un nivel de desempeño “seguridad” que es el que exige la norma, el cual resguarde la vida de las personas dentro de la edificación, se deberá usar la columna “moderate” que corresponde al estado de daño “moderado” Así, dependiendo de nuestro tipo de edificación tendremos diferentes derivas objetivos

En el Perú se deberá cumplir con la deriva establecida en el RNE E-030. Estas derivas son menos conservadoras que las derivas propuestas por el comité visión 2000. No indican derivas para otros estados de daño y no hacen una diferenciación entre las derivas requeridas en los edificios según su altura.

Por esta razón en el Perú se tienen edificios altos (más de 8 pisos) de concreto armado que deben cumplir una deriva de 0,007 mientras que el comité visión 2000 sugiere una deriva de 0,0043 por tener en cuenta los efectos P-delta, para los mismos estados de daño.

Aun para edificios de concreto armado de mediana altura (4 a 7 pisos) el comité visión 2000 sugiere una deriva de 0,0058 menor a la de 0,007 del RNE.

<b>LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO</b> <b>Estos límites no son aplicables a naves industriales</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>( <math>\Delta_i / h_{ei}</math> )</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

*Tabla Cap.2-17: Derivas según el tipo de material*

*Fuente: RNE E-030*

Si se quisiera cumplir con las exigencias del comité visión 2000, además, se tendrá que usar otros valores del factor de reducción de las fuerzas sísmicas. Si se tiene derivas mucho menores a 0,007 la estructura no incursiona en el rango no lineal lo suficiente y disipa una menor cantidad de energía. Esta situación resulta en una cortante basal mayor.

Por otro lado, el reforzamiento tradicional (mediante muros de corte o arriostres de acero) disminuye el periodo de vibración y comúnmente origina mayores aceleraciones sísmicas de diseño. Por lo que una forma eficiente de cumplir con las exigencias del comité visión 2000 es mediante dispositivos de disipación sísmica. Sobre todo en edificios de gran altura.

## **2.5 Diseño estructural en concreto armado**

### **2.5.1 Introducción**

Los métodos de diseño estructural han ido evolucionando con el pasar de los años. Desde sus inicios a principios del siglo xx han ido cambiando para mejorar el entendimiento del comportamiento del concreto armado, garantizar los objetivos de seguridad y mejorar la eficiencia constructiva. Entre estos métodos de diseño tenemos:

#### **Diseño por esfuerzo de trabajo**

Fue uno de los primeros métodos de diseño. Dado cargas de servicio, los esfuerzos en el acero y el concreto no deben sobrepasar los esfuerzos permisibles de trabajo. Estos esfuerzos permisibles son fracciones de la resistencia máxima del material. Supone un comportamiento elástico y lineal.

#### **Diseño por resistencia máxima**

Se incorpora para mejorar la eficiencia en el diseño. Toma en cuenta las deformaciones inelásticas para llegar a la resistencia máxima. Se usan factores de mayoración para las cargas y factores de minoración para la resistencia según sea el caso. El ACI 318-11 establece factores de carga y factores de capacidad sugeridos resultado del desarrollo de diferentes pruebas.

#### **Diseño por resistencia y servicio**

Utiliza las ventajas del diseño por esfuerzo de trabajo y del diseño por resistencia máxima. Se incorpora debido a que, en el diseño por resistencia máxima, pese a tenerse correctos factores de carga, el agrietamiento y las deflexiones en la estructura debido a cargas de servicio pueden ser inaceptables.

Para esto, luego del diseño por resistencia máxima, se debe incorporar una revisión por agrietamientos y deflexiones y corregir las secciones de manera respectiva según lo estipulado por el diseño por servicio.

#### **Diseño por capacidad**

Desarrollado inicialmente en Nueva Zelanda. El diseño por capacidad nos lleva un paso adelante para el adecuado diseño de una estructura. Considera los efectos de la formación de rotulas plásticas en las vigas y columnas e impide la formación de estas en las columnas antes que en las vigas de manera que las columnas no fallen por corte. Toma en cuenta las

capacidades últimas de los elementos con el acero que va a ser colocado en la construcción y su relación con los demás elementos de la estructura.

### Diseño por desempeño

Incorpora niveles de desempeño y estados de daño al diseño. Estos se relacionan con una deriva objetivo. Para cada relación encontrada entre la curva de demanda y la curva de capacidad se podrá tener un estado de daño y nivel de desempeño respecto a la estructura. Así, se puede observar de manera más exacta el estado de daño que la estructura presentara luego de un sismo. Al mismo tiempo también se puede observar los estados de daño de cada elemento de la estructura. Luego, también se puede observar el desplazamiento de la estructura para una fuerza cortante dada.

Este tipo de diseño requiere gran esfuerzo y tiempo para su modelación por lo que no se utiliza comúnmente. Para edificio bajos (menos de 30m) se puede realizar un análisis estático Push over y para edificios altos se necesitara un análisis dinámico no lineal, ya que la participación de los primeros modos de vibración serán menores.

En el análisis Push over se puede observar diferentes estados para cada desplazamiento como muestra el siguiente gráfico. Los colores nos indicaran los diferentes estados de daño.

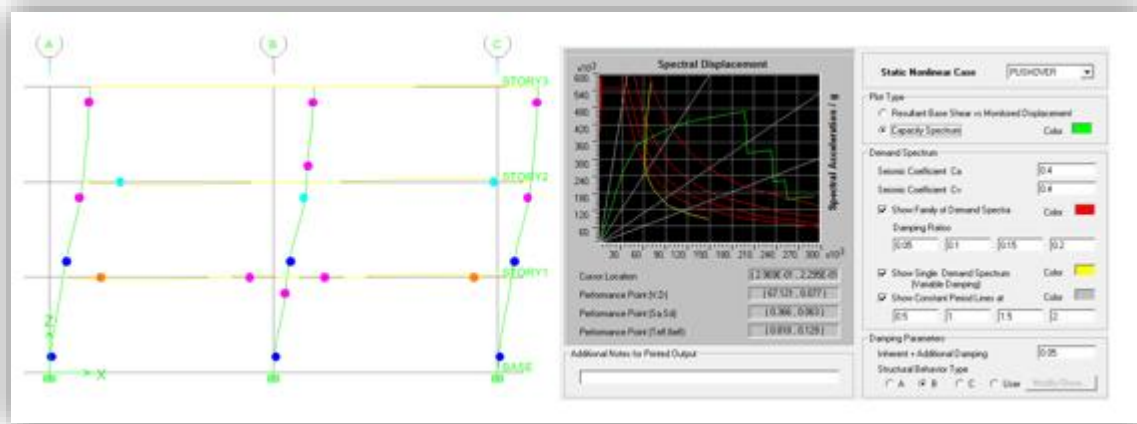


Ilustración Cap.2-51: Gráfico de rotulas plásticas, espectro de demanda y capacidad

Fuente: Propia

### 2.5.2 Aspectos importantes en el diseño en concreto armado

La estructura de pórticos consiste en la unión de vigas y columnas para formar una estructura. Las vigas sostienen a la losa transmitiendo las cargas hacia las columnas. Las columnas son elementos sometidos principalmente a compresión pero también soportan esfuerzos cortantes y torsionales.

Las columnas son los pilares de la edificación y estas deben de ser los últimos elementos en fallar, por lo que se deberá diseñar la edificación para que fallen preferentemente las vigas antes que alguna columna. Las columnas pueden ver afectada su resistencia debido a tener gran esbeltez lo que deberá analizarse de una manera especial.<sup>25</sup>

La estructuración debe ser simple y simétrica ya que de esta manera la modelación de la estructura en los diversos programas que existen es más confiable y el cálculo de esta modelación también será más confiable y cercano a la realidad. Se debe de tratar de estructurar obteniéndose paños de losa rectangulares y distribuidos lo más simétrico posible a lo largo de la edificación así como elementos que proporcionen rigidez a la estructura, ya sean columnas, vigas o placas<sup>26</sup>

### 2.5.3 Importancia de la ductilidad

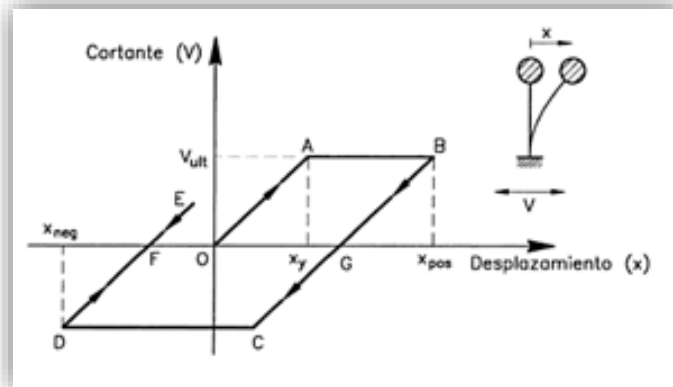
Luis Bozzo y Alex Barbat definen la ductilidad en su libro diseño sismo resistente de edificaciones como sigue: “la ductilidad es la capacidad de un material de deformarse plásticamente sin romperse. Así, un material es dúctil si es capaz de deformarse de una manera permanente y apreciable en el rango inelástico antes de fallar. Tanto la capacidad de absorción de energía como la de disipación de energía de un material dependen de la ductilidad, aunque son conceptos distintos.”<sup>27</sup>

---

<sup>25</sup> Cfr. Blanco 2007:31

<sup>26</sup> Cfr. Blanco 2007:5

<sup>27</sup> Cfr. Barcelona 2004:104

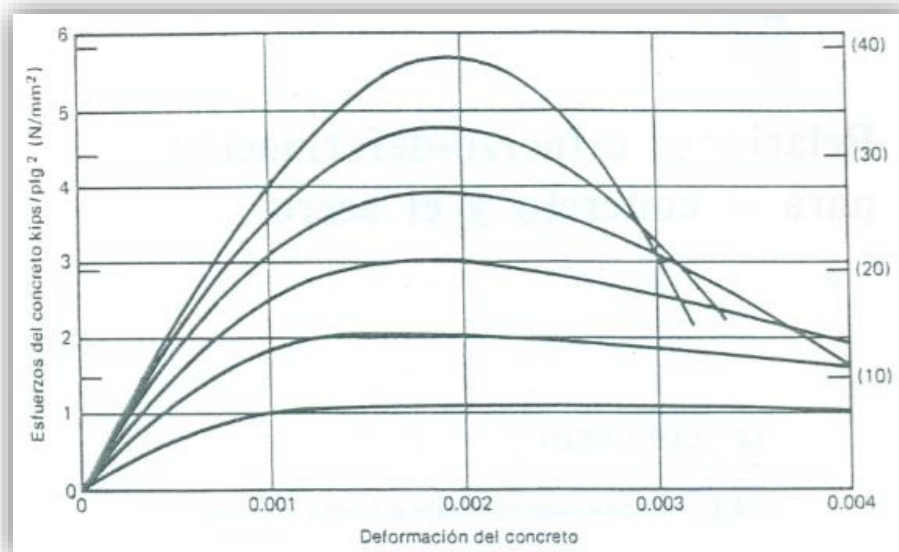


*Ilustración Cap.2-52: Modelo elástico con un solo grado de libertad empleado para definir la energía de absorción, disipación y ductilidad*

*Fuente Bozzo, Barbat: 105*

La ductilidad es importante para poder tener un margen de seguridad antes que el elemento colapse. Además se puede observar el lugar donde se dará la falla antes de que ocurra y dar tiempo a las personas a desocupar la edificación, lo que no permite un elemento frágil donde la falla es súbita ocasionando pérdidas de vidas

Podemos observar las curvas esfuerzo-deformación para diferentes resistencias del concreto donde vemos que los elementos elaborados con concretos de resistencias mayores a 420kg/cm<sup>2</sup> sufren pérdidas de ductilidad.



*Ilustración Cap.2-53: Curvas esfuerzo-deformación para cilindros de concreto cargados en compresión uniaxial*

*Fuente: Park-Paulay (1983)*



La importancia de confinar los elementos con estribos se debe al aumento de la ductilidad que tendrán estos como lo podemos observar en la siguiente grafica elaborada por Park y Paulay después de distintos ensayos.

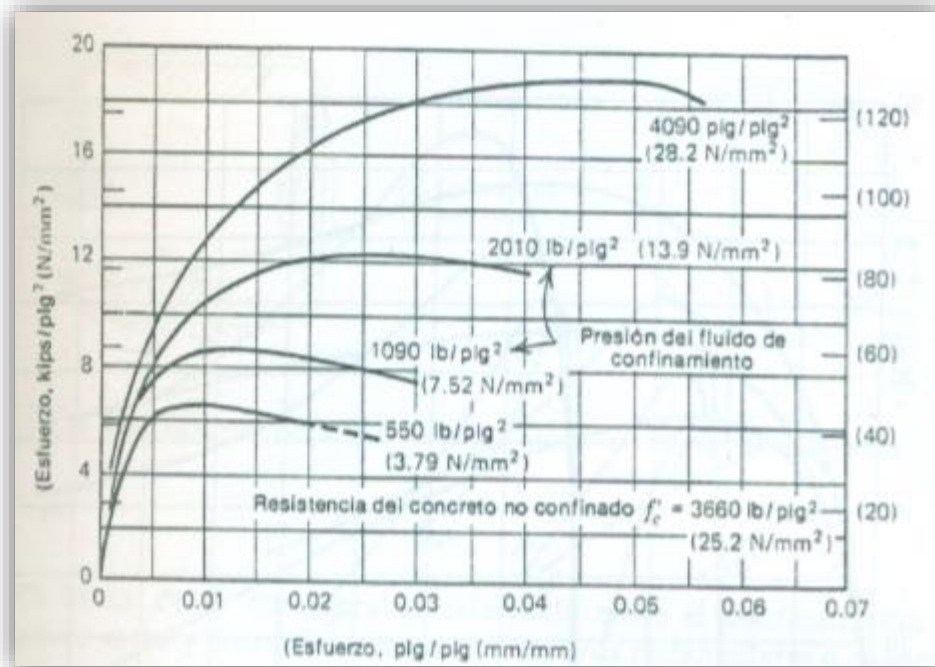
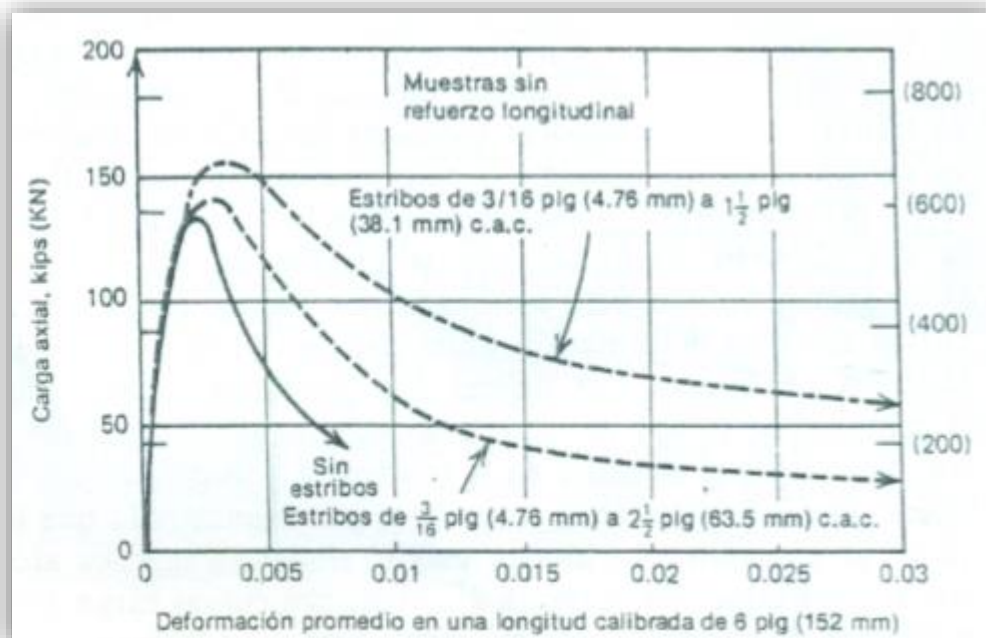


Ilustración Cap.2-54: Curvas esfuerzo-deformación de pruebas de compresión triaxial en cilindros de concreto

Fuente: Park-Paulay 1983

El grafico nos muestra el aumento de la resistencia y de la ductilidad al tenerse una fuerza de confinamiento alrededor del espécimen. En la elaboración de edificaciones la fuerza de confinamiento la proporcionara los estribos. La siguiente grafica muestra los resultados de ensayos obtenidos de elementos con y sin estribos.



*Ilustración Cap.2-55: Curvas carga axial-deformación para prismas cuadrados de concreto de 4 1/2 plg por lado con distinto contenido de estribos cuadrados*

*Fuente: Park-Paulay (1983)*

### 2.5.4 Rotulas plásticas

En el diseño sismo-resistente de edificaciones suponemos la disipación de energía a través de un comportamiento inelástico dúctil. El análisis tradicional contemplado es elástico para luego tenerse fuerzas sísmicas reducidas por un factor “R” que representara la energía disipada en el rango inelástico.

Si se desea saber el comportamiento de una manera más exacta de la estructura se puede realizar un análisis inelástico no lineal. Este contempla el proceso de formación de rotulas plásticas en la estructura y como se van desarrollando hasta llegar al colapso lo que implica saber cómo es el diagrama momento-curvatura que tendrán las diferentes secciones de cada elemento y por tanto su gráfico de histéresis<sup>28</sup>

<sup>28</sup> Cfr. Flores 2003:20

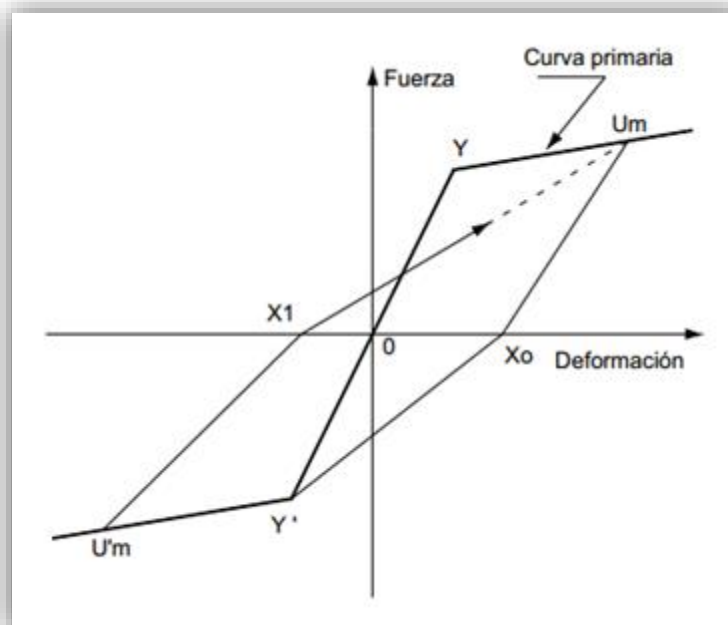


Ilustración Cap.2-56: Modelo histerético de Otani

Fuente: Flores (2003)

Dicho análisis se puede realizar mediante una modelación push over o un análisis dinámico no lineal. Sin embargo ambas alternativas pueden resultar muy extensas por lo que también se puede evitar la formación de rotulas plásticas y fallas frágiles con un diseño por capacidad.

### 2.5.5 Diseño por capacidad

Además del diseño por resistencia y servicio también se debe realizar el diseño por capacidad. Ambos diseños son exigidos por la norma peruana en el reglamento nacional de edificaciones E-060.

En el capítulo 21.5, 21.6 y 21.7 la norma E-060 del RNE se establece los requisitos para el diseño por capacidad de vigas, columnas y nudos de pórticos de edificios resistentes a fuerzas laterales. Estos artículos de la norma contiene también varias recomendaciones para el tamaño de la sección, refuerzo de estribos, relaciones del refuerzo viga-nudo, empalmes, refuerzo transversal, etc, necesarios de cumplir para lograr los objetivos del diseño por capacidad.

El siguiente procedimiento aplica para estructuras de pórticos y duales tipo II

Vigas:

Una viga de concreto armado puede fallar por corte, compresión, tracción, flexión o torsión. Sería ingenuo afirmar con seguridad que una viga tiene una resistencia a la flexión dada sin haber concebido que en la realidad esta misma viga pudiese fallar por corte antes que siquiera llegar a la mitad de dicha flexión.

El diseño por capacidad en las vigas nos obligará a colocar refuerzos a corte que resistan cualquier tipo de esfuerzo cortante que se pudiesen desarrollar en la viga de manera que la viga nunca falle por corte y pueda desarrollar toda su capacidad a flexión y ductilidad.

Para las vigas el artículo 21.5.4 describe el siguiente procedimiento

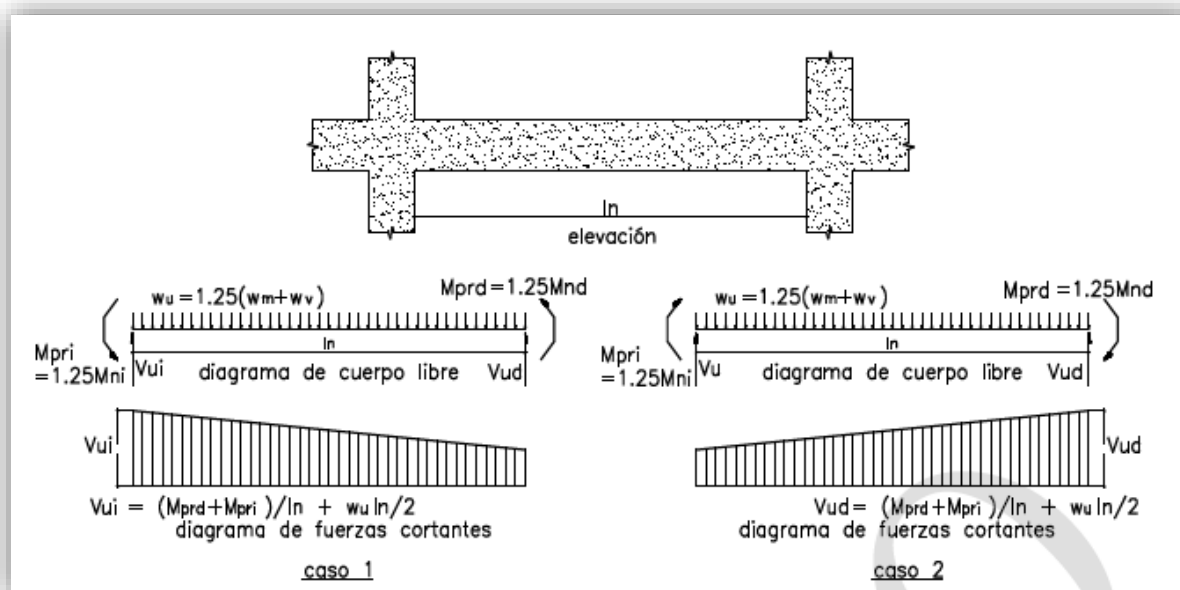


Ilustración Cap.2-57: Fuerzo cortante de diseño en vigas

Fuente RNE E-060

Primero se deberá hallar la resistencia probable a flexión de la viga “ $M_{pr}$ ” ya sea del lado izquierdo “ $M_{pri}$ ” o derecho “ $M_{prd}$ ”

Dónde:  $M_{pr} = 1.25M_n$

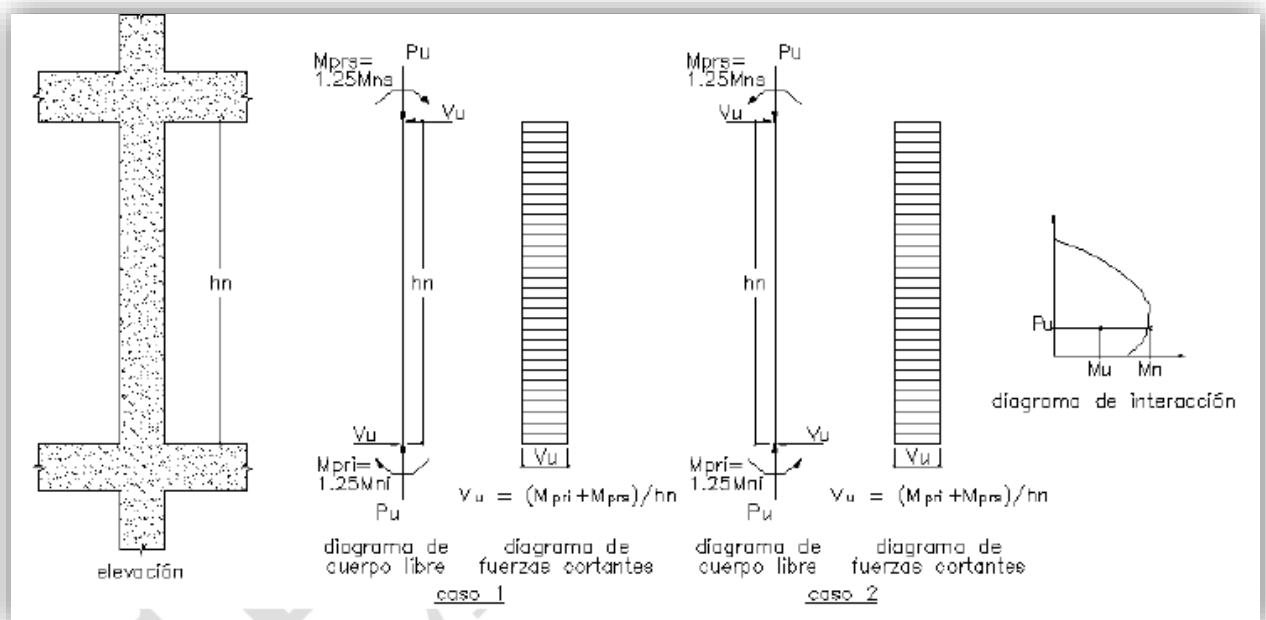
El momento resistente a flexión “ $M_n$ ” se calcula utilizando el área de acero que equivale al acero final colocado, es decir, obtenido del área de las varillas a colocar en la viga.

Se realiza este procedimiento para el lado izquierdo y derecho. Luego, obtenido “ $M_{pri}$ ” y “ $M_{prd}$ ”, que son momentos ficticios, se halla la cortante ficticia “ $V_1$ ” que producen estos

$$Vu = V1 + V2 = \frac{Mpri + Mprd}{ln} + \frac{wu * ln}{2}$$

Luego la norma E-060 exige que se obtenga el refuerzo por corte utilizando “Vu”

La misma filosofía aplicada a las vigas se aplica a las columnas. El artículo 21.6.5 describe el siguiente procedimiento.

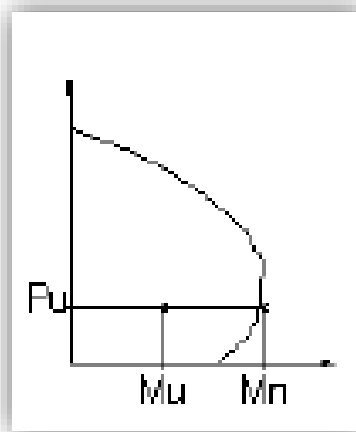


*Fuente RNE E-060*

Se debe hallar las resistencias máximas probables a flexión “Mpr” ya sea de la sección de la columna superior “Mprs” o inferior “Mpri”, que generalmente es igual.

Dónde:  $M_{pr} = 1.25M_n$

El momento resistente a flexión “ $M_n$ ” se calcula realizando un diagrama de interacción. Algunos programas como sap2000 o Etabs nos pueden brindar estos diagramas mediante la opción “section designer” o también se puede realizar con una hoja de cálculo. La columna tendrá una carga axial “ $P_u$ ” y un momento “ $M_u$ ”. De esta manera entramos al gráfico de interacción de la columna con el valor de “ $P_u$ ” y hallamos “ $M_n$ ” como muestra la siguiente figura.



*Ilustración Cap.2-59: Diagrama de interacción de una columna*

*Fuente RNE E-060*

Luego:

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{h_n}$$

Dónde:

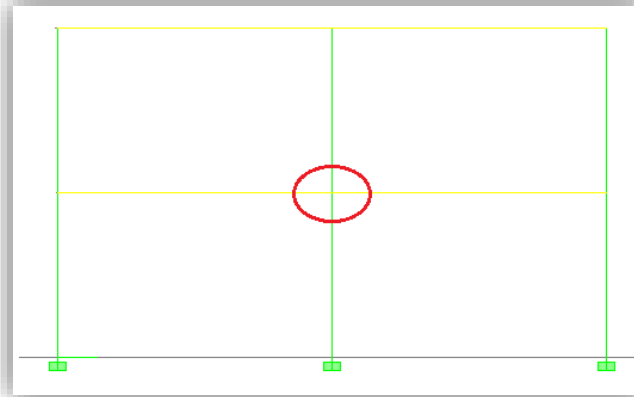
$h_n$  = altura libre de la columna

Luego la norma E-060 exige que se obtenga el refuerzo por corte utilizando “ $V_u$ ”

**Resistencia mínima a flexión de las columnas**

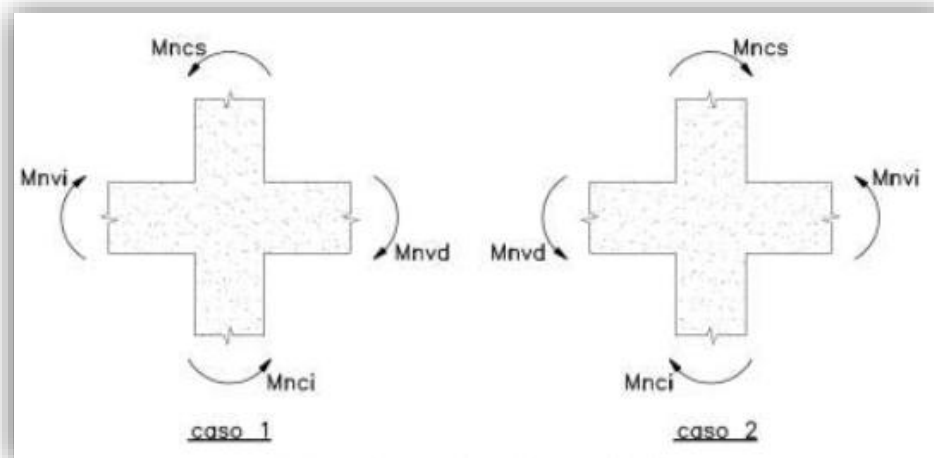
Luego de haber asegurado la resistencia por corte de las vigas y columnas se deberá establecer una relación entre la resistencia de las vigas y las columnas de manera que ante un sismo severo no fallen las columnas antes que las vigas, es decir, las columnas deberán ser los elementos más fuertes del pórtico.

La zona a analizar corresponde a la unión de dos columnas de diferentes pisos y dos vigas separadas por dicha columna.



*Ilustración Cap.2-60: Zona analizada*

Por lo que tendremos 4 momentos nominales o momentos resistentes a flexión “Mn”, dos de las columnas y dos de las vigas. Los momentos nominales de las vigas y columnas se hallan según lo explicado anteriormente en el diseño por capacidad de vigas y columnas. Los sentidos de los momentos se toman como indica el siguiente gráfico analizándose un caso primero y luego el otro.



*Ilustración Cap.2-61: Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos*

*Fuente: RNE E-060*

Para esto se deberá cumplir con la siguiente relación

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

Dónde:

$\Sigma M_{nc}$ =suma de los momentos nominales de la columna superior y la inferior (menor valor)

$\Sigma M_{nv}$ =suma de los momentos nominales de las vigas derecha e izquierda

De esta manera se asegura que el momento resistente de las columnas sea mayor que el momento resistente de las vigas. Si esta condición no se cumpliera se tendrá que aumentar la capacidad de las columnas haciéndolas más anchas o aumentando el acero de refuerzo.



## Capítulo 3

### Descripción y análisis del proyecto

### 3.1 Descripción del proyecto

#### 3.1.1 Características

El proyecto consiste en un edificio de oficinas ubicado en la esquina de la avenida Arequipa con la calle Palma en el distrito de San isidro en la ciudad de Lima. El terreno tiene un área de 1500m<sup>2</sup>.



*Ilustración Cap.3-62: Vista aérea de la ubicación del proyecto*

*Fuente: Google Earth*

### 3.1.2 Arquitectura

La arquitectura ha sido elaborada por Liliana Silva CAP-13337 y Melanie Lucana y se tomó como base para la arquitectura del presente proyecto. El proyecto consiste en un edificio de oficinas de 7 pisos con una altura de entrepiso de 3 metros. El proyecto contará con dos salas team grandes, recepción, oficina gerencial, salas de reunión, oficinas individuales, almacén y archivero.



*Ilustración Cap.3-63: Vista general del proyecto*

Además cuenta con baño en todos los pisos incluido baño para discapacitados. La escalera y ascensor estarán ubicados en el centro de la edificación. Contará con cochera externa a la edificación. Cuenta con vista al exterior por los cuatro lados. No contiene sótanos y tendrá un sistema de agua a presión con bomba directo que solo utiliza la cisterna mas no tanque elevado.

Como se observa en la siguiente figura la arquitectura exige una amplia entrada de luz por los cuatro lados del edificio y la incorporación de algún sistema de arriostramiento.



*Ilustración Cap.3-64: Vista frontal del proyecto*

A continuación se muestra los planos de arquitectura del primer piso y los pisos típicos. (Para más detalles ver planos en anexos 4)

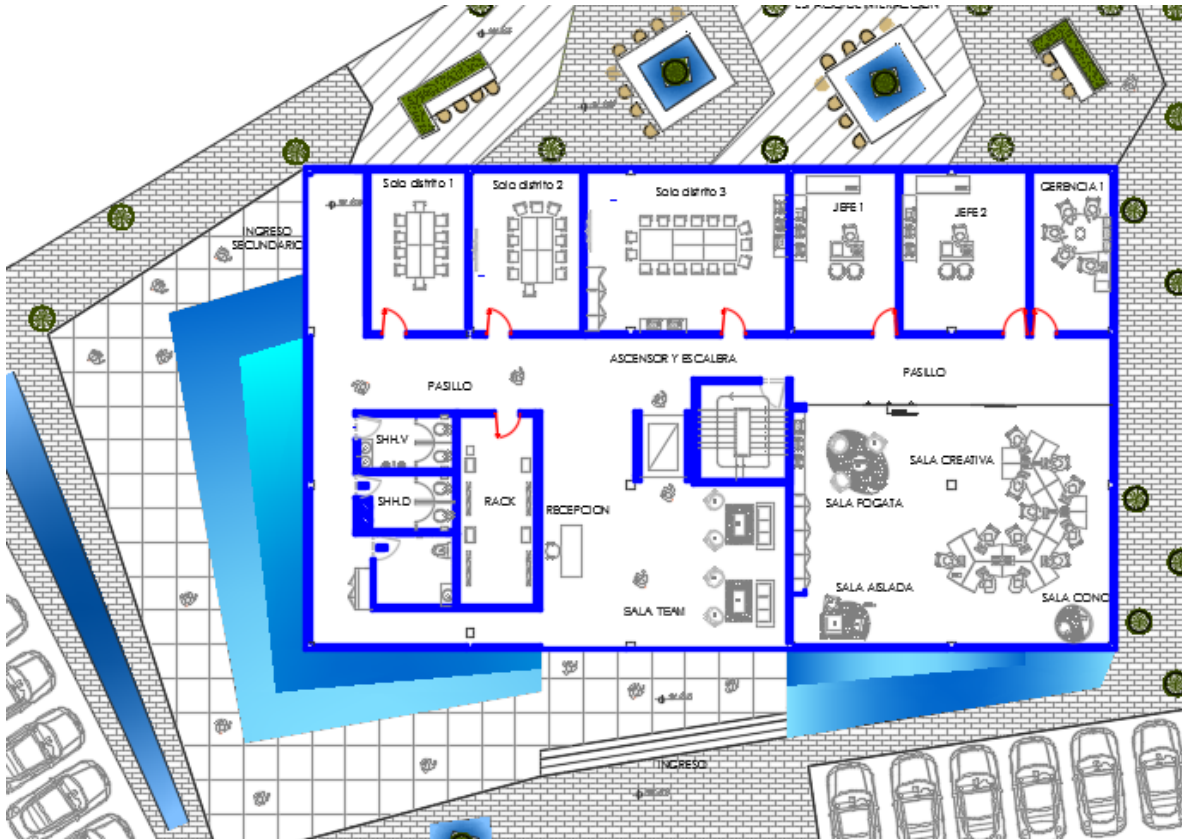


Ilustración Cap.3-65: Vista general en planta

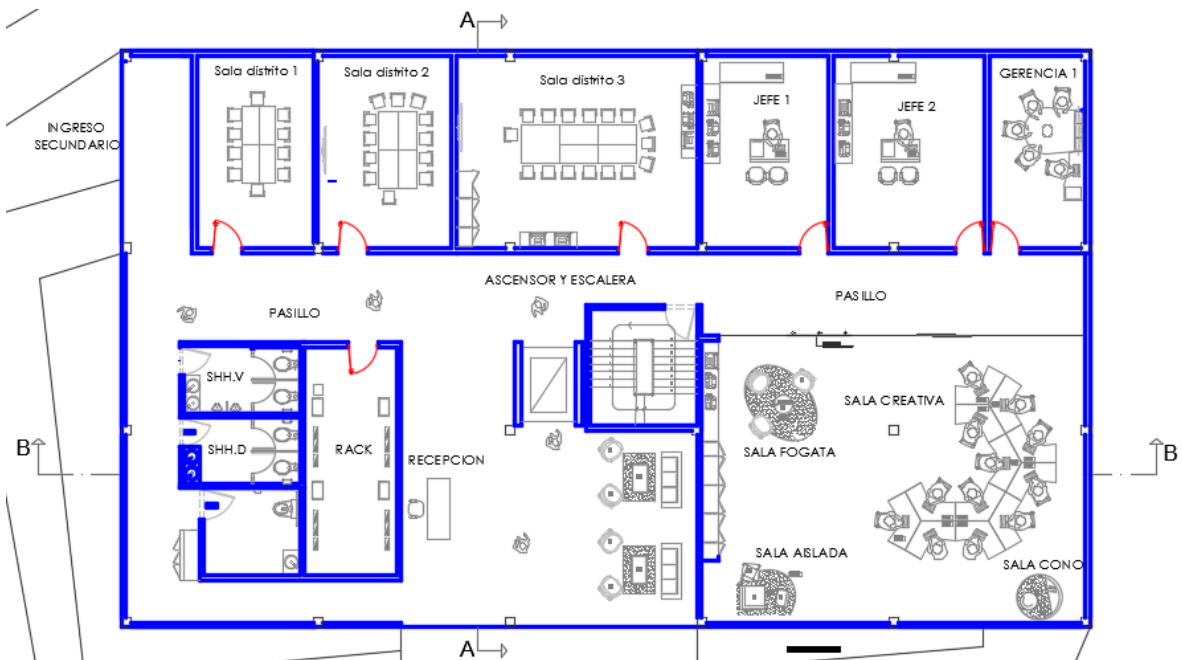


Ilustración Cap.3-66: Arquitectura primer piso



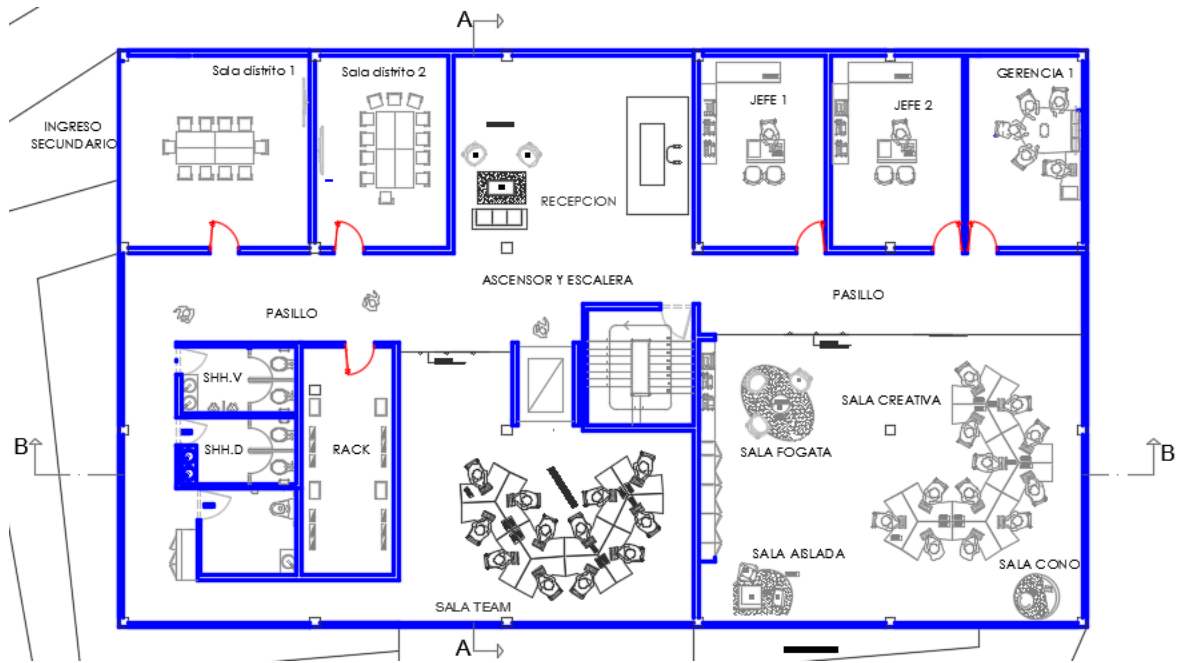


Ilustración Cap.3-67: Arquitectura piso típico

### 3.1.3 Cargas de diseño

Las cargas de diseño deberán cumplir con lo señalado en la norma E.020 y E.030 del RNE.

#### Definiciones:

Carga: Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medioambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos

Carga muerta: Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud pequeña en el tiempo

Carga viva: Es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación.

#### Cargas para el proyecto

La carga muerta considerada para el presente proyecto será de piso terminado igual a 0.1 Ton/m<sup>2</sup> para todos los pisos típicos excepto la azotea.

La carga muerta por tabiquería no se considera porque se tendrá muros interiores de drywall y no se tienen muros en el contorno de la edificación.

Las cargas vivas son especificadas en el RNE E-020 tabla 3.1.1. Para el caso de oficinas tendremos:

Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Salas de archivo	5,0 (500)
Salas de computación	2,5 (250) Ver 3.1.4
Corredores y escaleras	4,0 (400)

Tabla Cap.3-18: Carga viva

Fuente: RNE E-020

Estas cargas se aplicaran para todos los pisos típicos excepto la azotea. Para la azotea la carga viva será de 0.1 Ton/m<sup>2</sup> y para las escaleras la carga será de 0.4 Ton/m<sup>2</sup>.

### 3.1.4 Método de diseño

Los elementos de concreto armado se diseñaran por el método de resistencia última y servicio, y capacidad. Para el método de resistencia última se amplificaran las cargas muertas y vivas obteniendo las diferentes combinaciones, se hallara la envolvente y se diseñara para la manera más desfavorable.

Se usaran las combinaciones según la norma E060 del RNE para las cargas de nuestro caso

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Además se usaran factores de reducción “ $\Phi$ ” para la resistencia de diseño según el artículo 9.3 de la norma E060:

Flexión sin carga axial  $\Phi=0.9$

Carga axial de tracción con o sin flexión  $\Phi=0.9$

Carga axial de compresión con o sin flexión con estribos  $\Phi=0.7$

Para cortante sin o con torsión  $\Phi=0.85$

Además se cumplirá con las exigencias del diseño por servicio tanto para deflexiones como para agrietamientos.

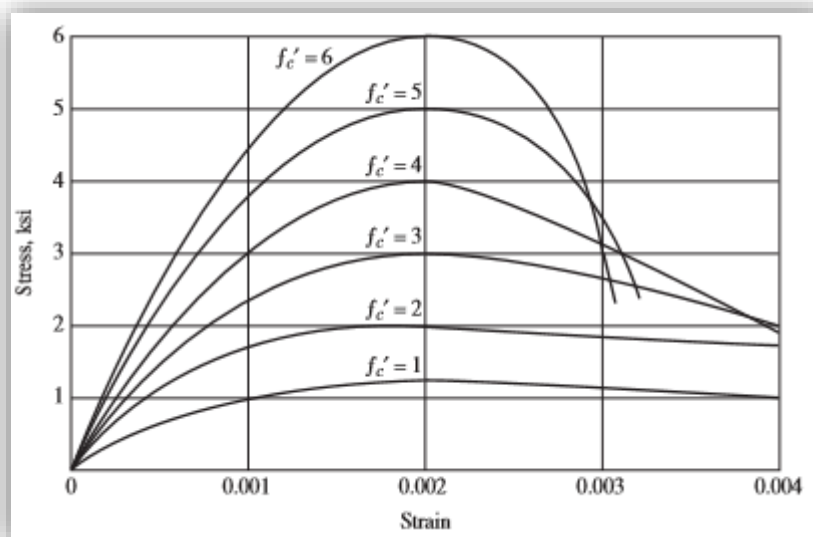
### 3.1.5 Materiales seleccionados

Para la estructuración del edificio se eligió el concreto y acero de refuerzo para constituir los pórticos. Para los brazos del dissipador se eligió perfiles metálicos de acero ASTM A36 igual que para las conexiones.

Concreto: Material resistente mayor mente a compresión formado por la unión de piedra, arena, cemento, agua y ocasionalmente aditivos. La resistencia a la compresión dependerá del diseño de mezcla usado y debe verificarse mediante toma de muestras en obra para ensayos de rotura de probetas. Las resistencias “ $f'_c$ ” más comunes: 210, 280, 350 y 420.

De la siguiente figura se puede observar las curvas esfuerzo deformación para el concreto sometido a compresión donde  $f'_c=3 \text{ ksi}=210 \text{ kg/cm}^2$ .





*Ilustración Cap.3-68: Curvas esfuerzo deformación del concreto*

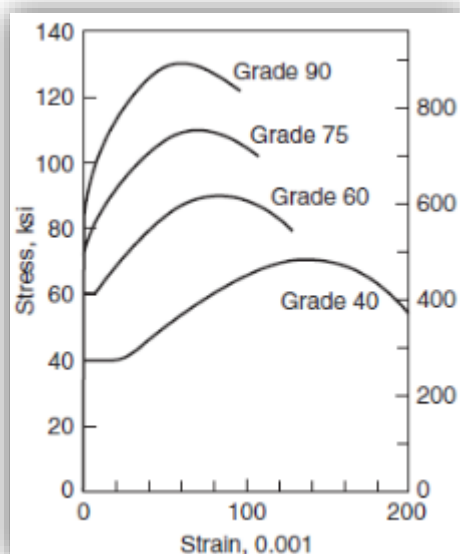
*Fuente: McCormac 2013*

Para el presente proyecto se usara una resistencia del concreto de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$  por ser la más económica comúnmente usada. El módulo de poisson es el factor que establece la relación entre la resistencia a la compresión y la resistencia al corte. Para el presente proyecto se considerara un módulo de poisson  $\mu = 0.15$ . El módulo de elasticidad será  $E = 15000\sqrt{f'_c}$ .

**Concreto armado:** Es el concreto reforzado con acero para aumentar su resistencia sobre todo en las zonas donde van a producirse esfuerzos de tracción, los cuales el concreto no puede soportar.

**Refuerzo de acero:** Se distribuye por dentro de toda la estructura de concreto y debe cumplir los requisitos estipulados en la norma como: Recubrimientos, espaciamientos, empalmes, adherencia, longitudes de desarrollo, anclaje, amarre y además facilitar el vaciado del concreto.

**Acero de refuerzo:** Se usara acero ASTM A615 grado 60 con una resistencia a la fluencia de  $4200 \text{ kg/cm}^2$  y un módulo de elasticidad  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ . A continuación se puede observar la curva típica esfuerzo deformación para el acero grado 60.



*Ilustración Cap.3-69: Curvas esfuerzo deformación para diferentes resistencias del acero*

*Fuente: Nilson 2009*

Acero para los elementos metálicos: Se usará un acero ASTM A36 para los perfiles metálicos para conectar la estructura con los disipadores. Serán perfiles que garanticen la transmisión de fuerzas sin que fallen o se pandeen. A continuación se muestran algunas propiedades de los aceros.

Property	A36	A572 Gr. 50	A992
Yield point, min.	36 ksi	50 ksi	50 ksi
Tensile strength, min.	58 to 80 ksi	65 ksi	65 ksi
Yield to tensile ratio, max.	—	—	0.85
Elongation in 8 in., min.	20%	18%	18%

*Tabla Cap.3-19: Propiedades de los aceros más usados para perfiles de acero*

*Fuente: Segui 2013*

### 3.1.6 Metrado de cargas

Para el caso de la carga muerta de los elementos como columnas, vigas, muros de corte, losas, arriostres y disipadores calcularemos el peso con ayuda del programa ETABS estableciendo su respectivo peso específico en el material de cada elemento.

Carga muerta		
Elemento	Material	Peso especifico (Ton/m2)
Columnas	Concreto	2,4
Vigas	Concreto	2,4
Losa	Concreto	2,4

*Tabla Cap.3-20: Peso específico según el elemento*

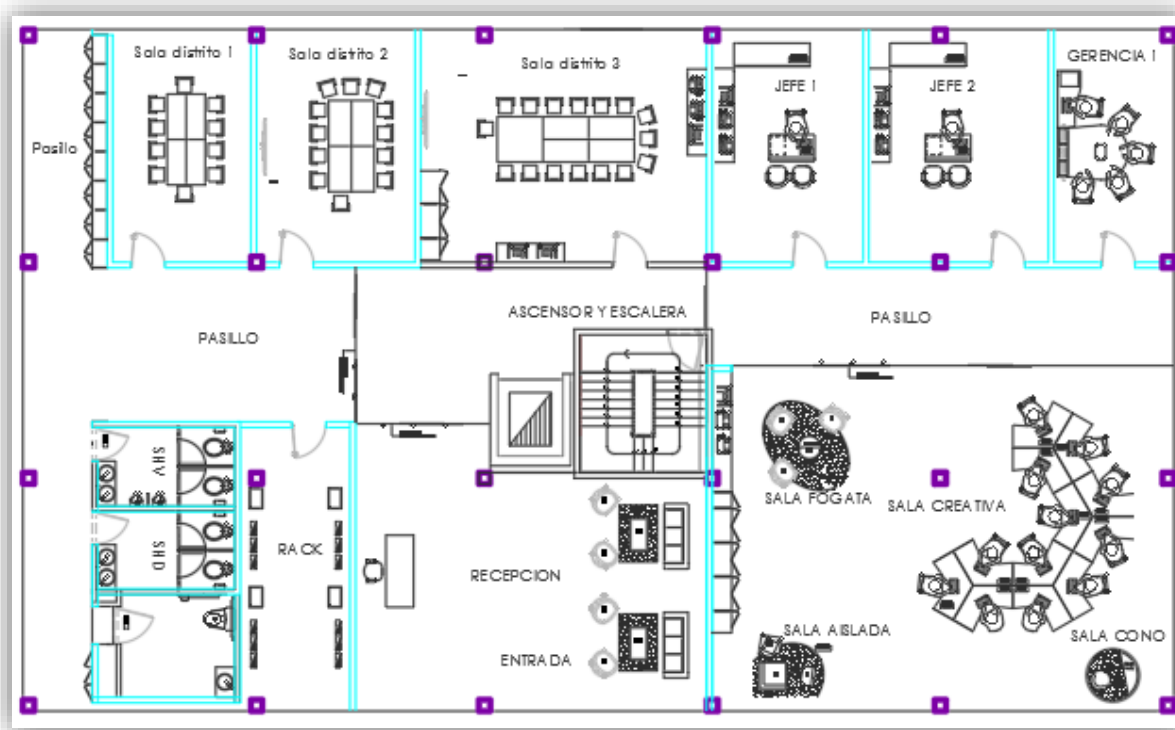
Además a la losa le añadiremos una carga muerta de 0.1Ton/m2 por piso terminado.

Para el caso de la carga viva le añadiremos a la losa la carga según lo especificado en la norma E-020.

## 3.2 Estructuración

### 3.2.1 Estructuración de las columnas

Para la estructuración consideramos varias opciones de diseño obteniendo al final la más adecuada. Primero se determinó la posición de las columnas en planta teniendo en cuenta la arquitectura, circulación de personas, evacuación, visibilidad, así como la distancia máxima que deberán tener una de otra, para este caso se estableció de 8 metros como máximo por tratarse de pórticos con vigas de concreto armado. No es necesario darles a las columnas la dimensión exacta ya que luego se pasara a pre-dimensionarlas.



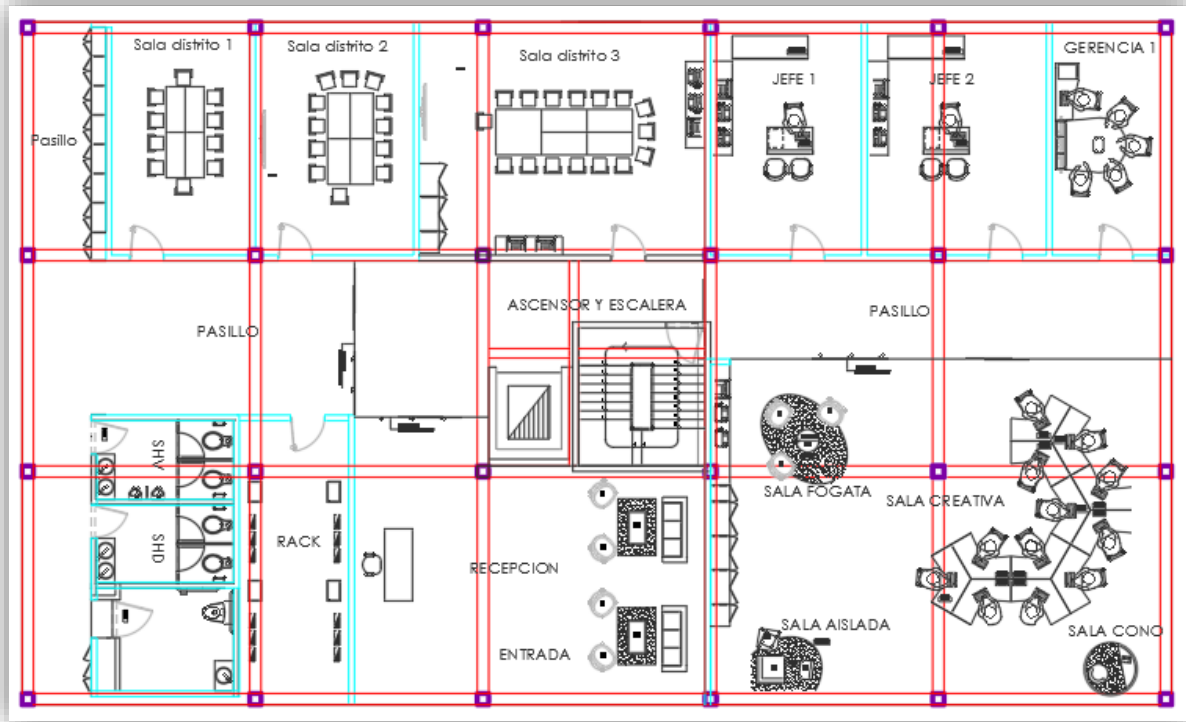
*Ilustración Cap.3-70: Vista en planta de la estructuración de las columnas*

### 3.2.2 Estructuración de las vigas

Luego de revisar la ubicación de las columnas en planta varias veces pasamos a disponer la ubicación de las vigas, uniendo todas las columnas y formando pórticos, tratando de formar paños rectangulares cerrados de losa.

Debe tratarse de disponerlas de manera que distribuyan y transmitan eficientemente las diferencias de fuerzas generadas por las diferentes rigideces de los elementos ante un desplazamiento lateral de la estructura. También debe tratarse que no malogren la arquitectura de los ambientes.

Para nuestro caso tenemos una arquitectura simétrica y simple y no presenta mayor complicación en la ubicación de las vigas.



*Ilustración Cap.3-71: Vista en planta de la estructuración de las columnas y vigas*

Luego de presentar la ubicación de los elementos que forman el pórtico pasamos al pre-dimensionamiento de la estructura.

### 3.3 Pre-dimensionamiento

#### 3.3.1 Pre-dimensionamiento de la losa maciza

-Las losas maciza se pre-dimensionaran en peralte según:

H=12 o 13 cm    Para luces menores o iguales a 4 m

H=15cm            Para luces menores o iguales a 5.5 m

H=20cm            Para luces menores o iguales a 6.5 m

H=25cm            Para luces menores o iguales a 7.5 m

-Para las losas aligeradas se tendrá:

H=17cm            Para luces menores a 4 m

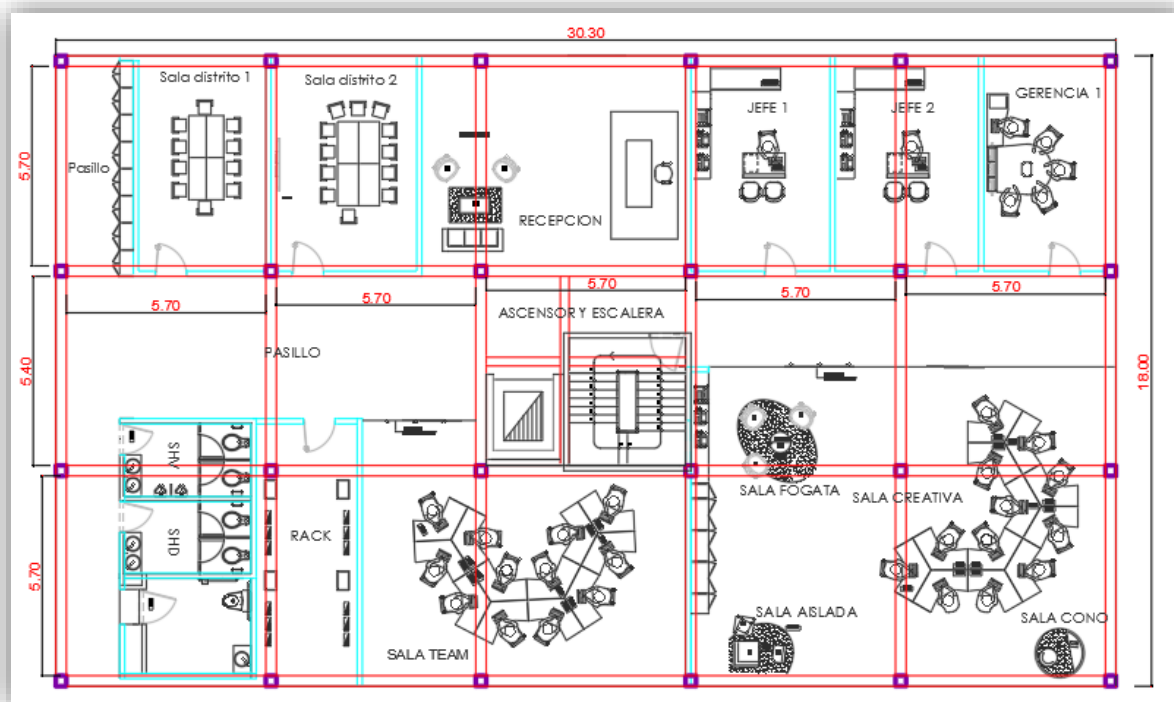
H=20cm            Para luces menores a 5.5 m

H=25cm            Para luces menores a 6.5 m

Para nuestro caso se pondrá losa maciza H=20cm en todos los paños. Por tenerse luces de 5.7m.

#### 3.3.2 Pre-dimensionamiento de vigas

Las vigas se pre-dimensionaran considerando un peralte  $H = \text{Luz libre} / 10$  y un ancho  $b = \text{Luz libre} / 20$ . A continuación se muestra las vigas predimensionadas.



*Ilustración Cap.3-72: Vista en planta del pre-dimensionamiento de las vigas*

Ya que se dispone de dos diferentes luces de 5.7 y 5.4 metros usaremos vigas de 30x60 para todos los casos. Para el ducto de la escalera se usara dos vigas en cruz de 25x50 y para el ducto del ascensor una viga de borde de 20x40 de poca longitud.

### 3.3.3 Pre-dimensionamiento de columnas

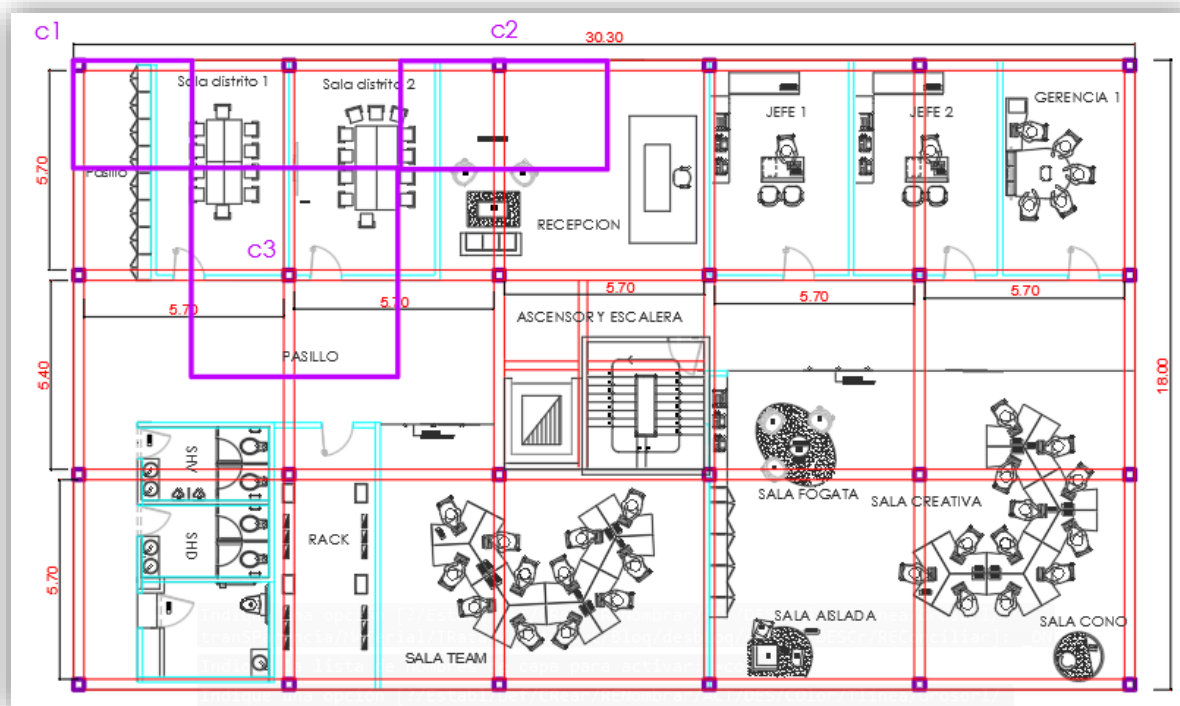
Las columnas serán pre-dimensionadas según:

Área de la columna =  $P_{servicio} / 0.45f_c$  si se trata de una columna central con poco esfuerzo

Área de la columna =  $P_{servicio} / 0.35f_c$  si se trata de una columna afectada por el sismo, o se encuentra en las esquinas del edificio

Área de la columna =  $P_{servicio} / 0.25f_c$  si además se trata de una columna que sostiene luces grandes y con posibles excentricidades

Para nuestro caso tenemos las siguientes columnas y sus respectivas áreas tributarias.



*Ilustración Cap.3-73: Vista en planta del pre-dimensionamiento de las columnas*

Considerando un peso de la edificación de 1 tonelada por m<sup>2</sup>, y un total de 7 pisos, con un coeficiente de reducción de 0.35 y una resistencia a la compresión del concreto de 210 kg/cm<sup>2</sup> tendremos:

Columna C1:

$$\text{Área tributaria} = 3 \times 3.3 = 9.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso} = 7 \text{ pisos} \times 9.9 \text{ m}^2 \times 1000 \text{ kg/m}^2 = 69000 \text{ kg}$$

$$\text{Área columna} = 69000 / (f'_c \times 0.35) = 942 \text{ cm}^2 = 30.7 \times 30.7 \text{ redondeada a } 40 \times 40$$

Así tendremos:

$$C2 = 45 \times 45, \quad C3 = 60 \times 60$$

De lo cual obtenemos un pre-dimensionamiento de las columnas

Además si la columna sostiene una viga de peralte considerable debe tener como lado de columna una longitud parecida al peralte de la viga para evitar rotulas plásticas



También se debe considerar la longitud de anclaje requerida que será de por lo menos 25cm dependiendo del peralte de la viga

Debemos tener en cuenta el efecto de rotulas plásticas, para que se forme en las vigas en mayor medida que en las columnas, zona sísmica, sistema antisísmico que se usara, entre otros criterios pensados por el ingeniero por lo que se aumentara las columnas y se tendrá  $C1=50 \times 50$ ,  $C2=50 \times 50$  y  $C3=65 \times 65$ . Estas columnas se usaran para los pisos del 1 al 3. Para los pisos 4 y 5 se usara unas columnas  $C1=45 \times 45$ ,  $C2=45 \times 45$  y  $C3=60 \times 60$ . Para los pisos 6 y 7 se usara  $C1=40 \times 40$ ,  $C2=40 \times 40$ ,  $C3=50 \times 50$ .

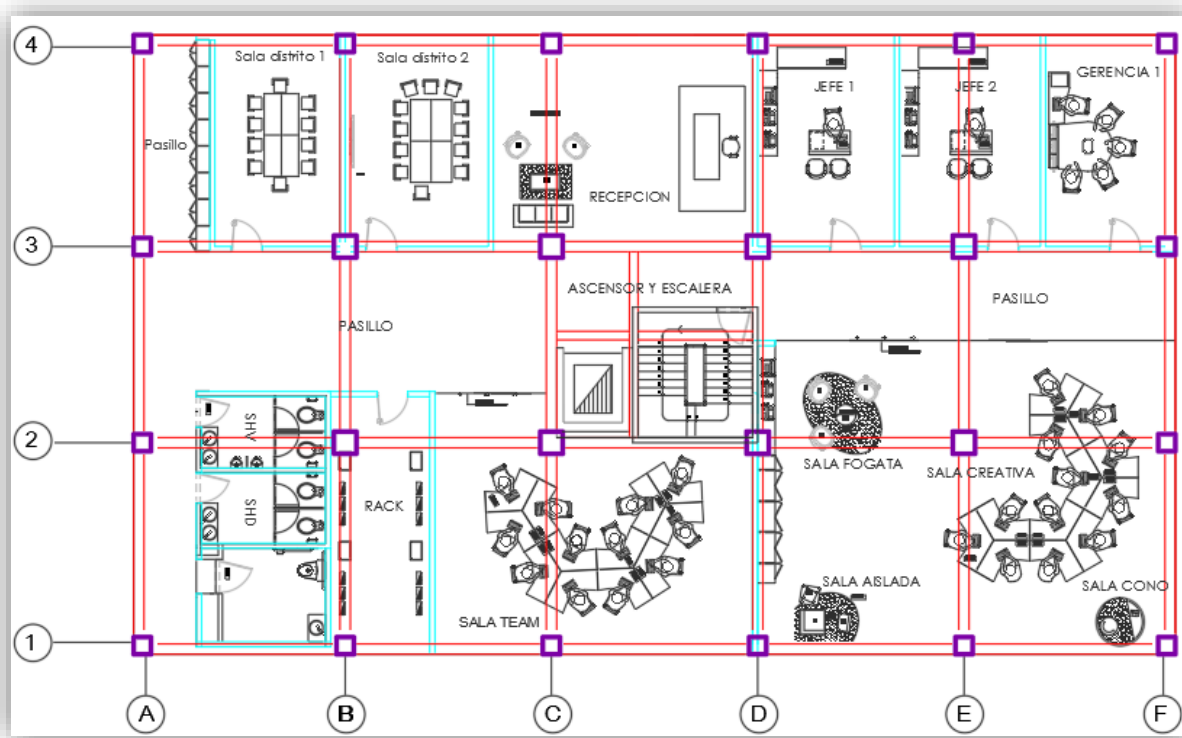


Ilustración Cap.3-74: Vista en planta de las columnas pre-dimensionadas

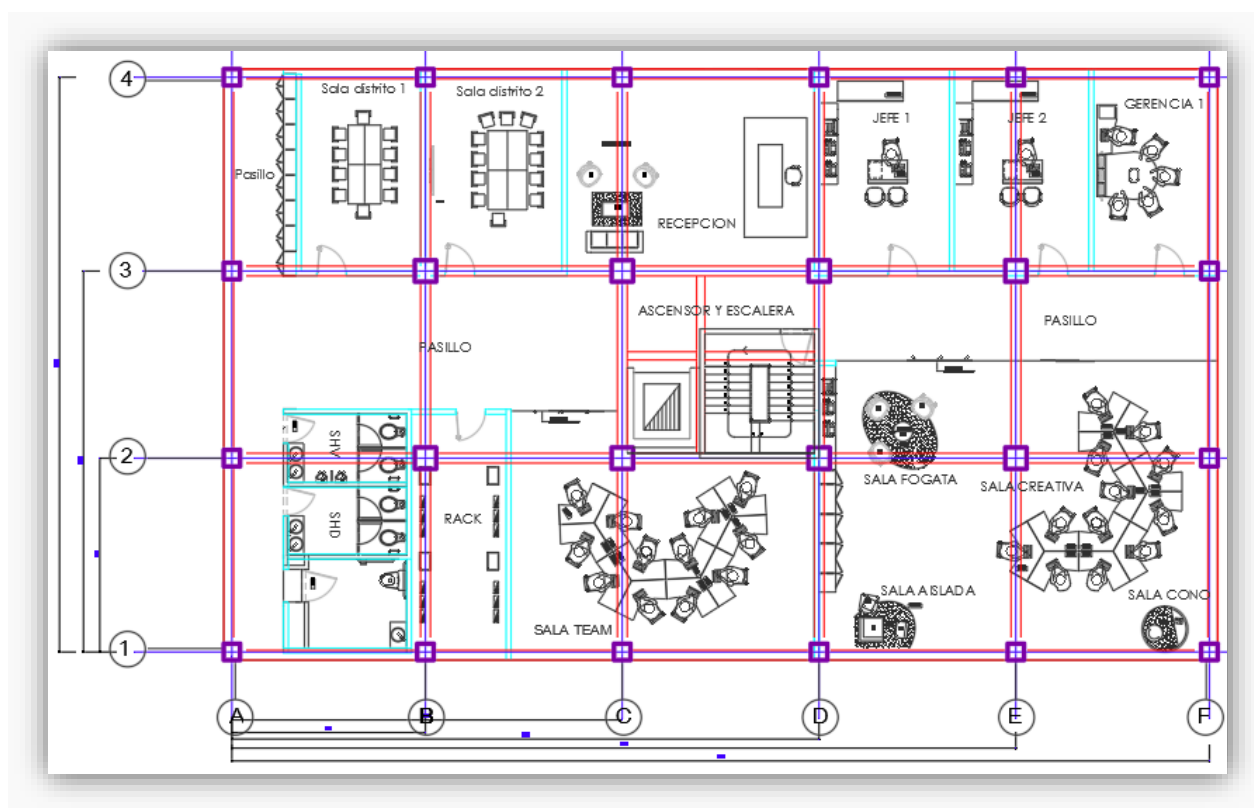
### 3.4 Modelamiento en ETABS

#### 3.4.1 Idealización

Para modelar nuestra estructura en ETABS primero dibujamos las líneas de idealización. Estas líneas representaran la ubicación de los elementos, aunque la ubicación no es exacta se trata de que el comportamiento que tendrá nuestro modelo se asemeje lo más posible a la realidad. Se trata de que las líneas pasen por el centro de las vigas y a su vez por el centro de las columnas. De no ser posible, se establece un punto medio con los criterios respectivos.

Para nuestro caso nos guiaremos con los centros de las vigas. De manera que los centros de las columnas en el modelo y la realidad estarán un poco desfasadas pero el error será mínimo. De cualquier manera siempre se deberá inclinar hacia el lado de la seguridad.

A continuación se presenta la idealización de nuestro modelo con líneas azules.



*Ilustración Cap.3-75: Vista en planta de la idealización*

Se asigna coordenadas a las líneas de AutoCAD y luego introducimos estas coordenadas en ETABS y modelamos nuestras vigas, columnas y losas.

### 3.4.2 Dibujo en ETABS

Se deben crear los materiales que necesitaremos para el modelado como el “concreto 210”. Luego de crear los materiales se debe crear los elementos tipo “frame” “C1”, “C2”, “C3” y “V1” que serán nuestras “columnas” y “vigas” respectivamente. Luego creamos un elemento tipo “plate” con peralte 0.2m que será nuestra losa maciza. Introducimos las coordenadas de la idealización y dibujamos las columnas vigas y losas. También, se dibuja la escalera y las vigas de borde de los ductos de la escalera y ascensor.

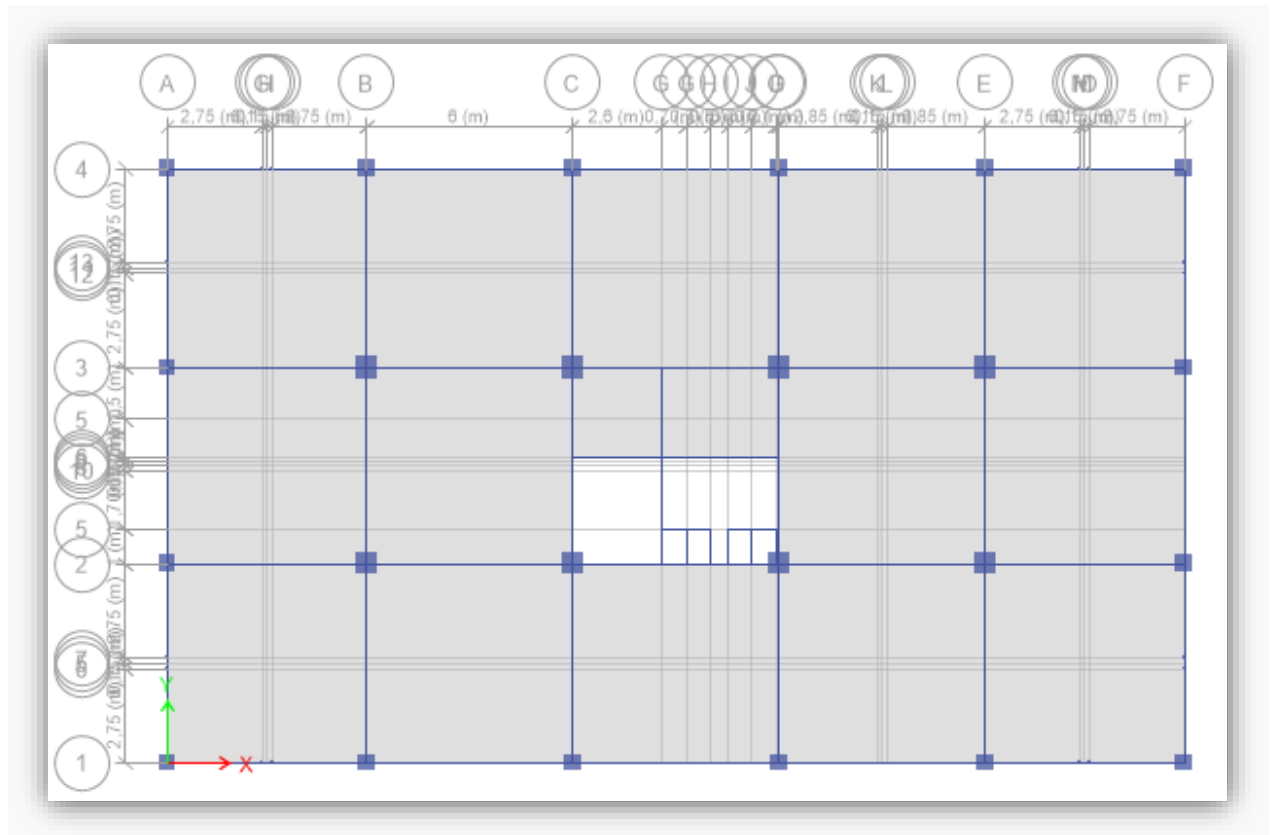
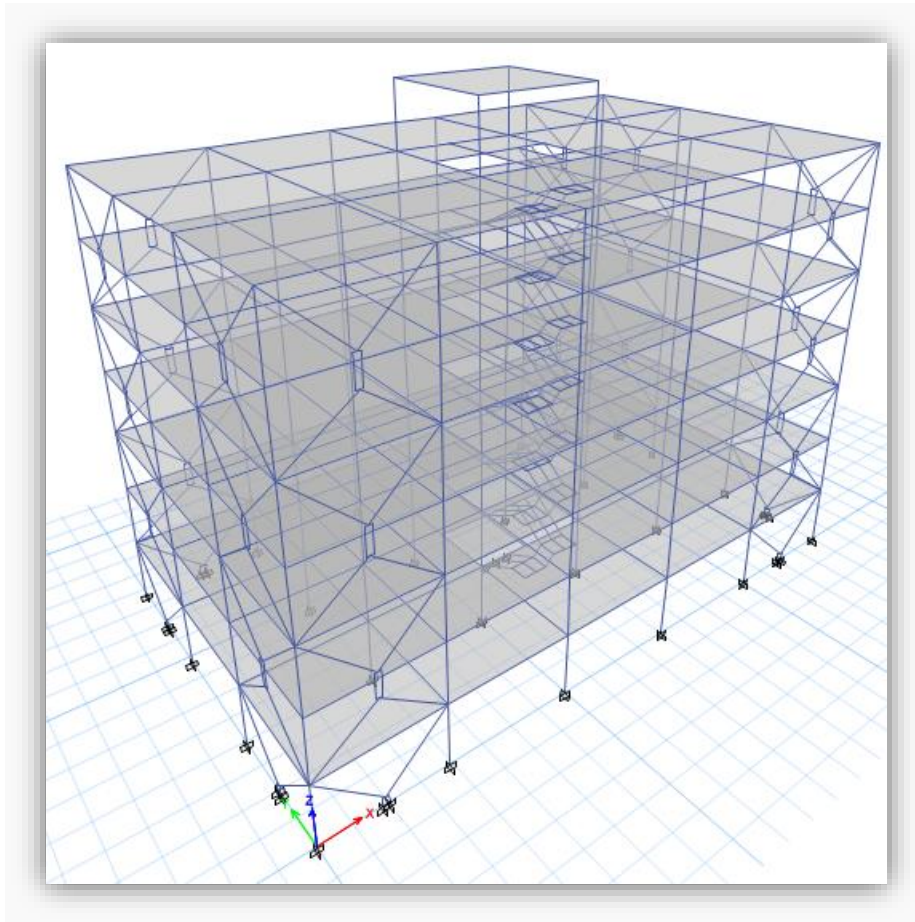


Ilustración Cap.3-76: Vista en planta del modelo en ETABS



*Ilustración Cap.3-77: Vista en 3D del modelo en ETABS*

### 3.4.3 Cargas

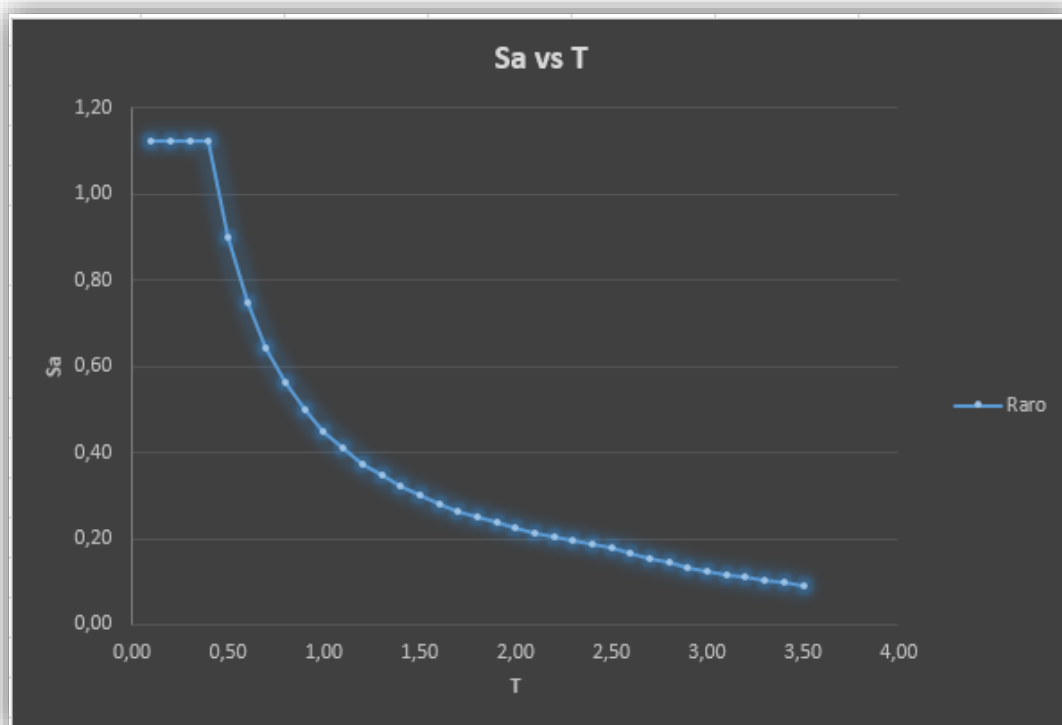
Se asigna la carga viva de 0.25 Ton/m<sup>2</sup> y la carga muerta de 0.1 Ton/m<sup>2</sup> a la losa. Se crean diafragmas rígidos por piso y se especifica la masa lateral participativa como la combinación de la carga muerta + 25% carga viva según el artículo 16.3 de la norma E-030 por ser categoría “C”. La carga muerta por peso propio de los elementos es considerada por el programa.

### 3.5 Análisis sísmico

#### 3.5.1 Análisis de la fuerza lateral equivalente (ELFA)

El análisis de la fuerza lateral equivalente consiste en reducir los modos de vibración a dos: el modo fundamental y el modo residual. Para cada modo se halla una deriva de diseño que luego se unen por SRSS para tener una sola deriva de diseño.

Para el análisis por el ASCE 7-10 primero hallamos el espectro con los coeficientes de la norma E-030:  $R=1$ ,  $Z=0.45$ , por estar ubicada la construcción en Lima.  $U=1$ , por ser un edificio destinado a oficinas con categoría “C”.  $S=1$  por ser un suelo rígido y ubicarse la construcción en la costa peruana.



*Ilustración Cap.3-78: Espectro normativo*

Por tanto tendremos para el periodo corto y el periodo igual a 1s,  $Sds=1.125g$  y  $Sd1=0.45g$  respectivamente.

**Para el eje “X”**

#### Modo 1

Realizamos un análisis modal en el programa ETABS y obtenemos el periodo

El periodo será:

$$T_1 = \left( \frac{2\pi}{\omega_1} \right) = 1.15s \text{ (de ETABS)}$$

El periodo corto es:

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = 0.4s$$

La amplitud modal se define como:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \phi_{i,1} \end{Bmatrix}$$

Dónde:

Subíndice “i”= nivel de piso “i”

Subíndice 1 = modo 1

$$\phi_{i,1} = \frac{h_i}{h_r}$$

$h_i$  = altura desde la base hasta el piso “i”

$h_r$  = altura total desde la base hasta la azotea

La deriva modal se define como:

$$\begin{Bmatrix} \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \phi_{i,1} - \phi_{i-1,1} \end{Bmatrix}$$

El peso sísmico efectivo para el modo 1 será:

$$\bar{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}^2} = 2867.2 \text{ Ton}$$

Dónde:  $w_i$  = peso sísmico en el piso “i”

El factor de participación para el modo 1 será:

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}} = 1.4$$

Coeficiente de respuesta sísmica " $C_{s1}$ "

$$C_{s1} = \frac{S_{DS}}{\frac{R}{I_e}}, \quad T \leq T_S$$

$$C_{s1} = \frac{S_{D1}}{T * \left(\frac{R}{I_e}\right)}, \quad T_S < T \leq T_L$$

$$C_{s1} = \frac{S_{D1} * T_L}{T^2 * \left(\frac{R}{I_e}\right)}, \quad T > T_L$$

$$C_{s1} = 0.056$$

Dónde:

Tipo de estructura = concreto reforzado especiales

R = Coeficiente de modificación de respuesta = 8

$I_e$  = Factor de importancia, para categoría “C” norma peruana = categoría II norma americana = 1, tabla 1.5-2 ASCE.

Por tanto la cortante en la base será:

$$V_1 = C_{s1} * \bar{W}_1 = 161.6 \text{ Ton}$$

**Modo residual**

Peso sísmico efectivo del modo residual

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 = 716.8 \text{ Ton}$$

Factor de participación del modo residual

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 = -0.4$$

Periodo del modo residual

$$T_R = 0.4T_1 = 0.399s$$

Coefficiente de respuesta sísmica

$$C_{SR} = 0.141$$

Cortante en la base

$$V_R = C_{SR}\bar{W}_R = 101.0 \text{ Ton}$$

**Cortante en la base total para el eje “X”**

$$V_D = \sqrt{V_1^2 + V_R^2} = 190.6 \text{ Ton}$$

**Cortante mínima para el eje “X”**

$$V_{min} = C_s * \sum W_i$$

Dónde:  $C_s$  será el coeficiente de respuesta calculado para un periodo “T” igual a:

$$T = \min[C_U C_t h_n^x ; T_1]$$

Donde los coeficientes se encuentran en las tablas 12.8-1 y 12.8-2 del ASCE 7-10

La cortante mínima será:

$$V_{min} = 202 \text{ Ton}$$



### Fuerza y desplazamiento

La fuerza lateral en el piso “i” se calcula como sigue:

$$F_{i,1D} = W_i \phi_{i,1} \frac{\Gamma_1}{W_1} V_1 \quad ; \quad F_{i,R} = W_i \phi_{i,R} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R \quad ; \quad F_{i,D} = \sqrt{F_{i,1D}^2 + F_{i,R}^2}$$

Piso	$F_{i,1D}$	$F_{i,R}$	$F_{i,D}$	$V_{i,1d}$	$V_{i,R}$	$V_{i,D}$
7	40.4	-28.9	49.6	40.4	-28.9	49.6
6	34.6	-14.4	37.5	75.0	-43.3	86.6
5	28.9	0.0	28.9	103.9	-43.3	112.5
4	23.1	14.4	27.2	127.0	-28.9	130.2
3	17.3	28.9	33.7	144.3	0.0	144.3
2	11.5	43.3	44.8	155.8	43.3	161.7
1	5.8	57.7	58.0	161.6	101.0	190.6

*Tabla Cap.3-21: Fuerzas y desplazamientos para el piso “i”*

Las derivas serán el desplazamiento relativo entre la altura de piso. El desplazamiento y desplazamiento relativo en el piso “i” se calcula como sigue:

$$\delta_{i,1D} = D_{1D} \phi_{i,1} \quad ; \quad \Delta_{i,1D} = \delta_{i,1D} - \delta_{i-1,1D}$$

$$\delta_{i,R} = D_R \phi_{i,R} \quad ; \quad \Delta_{i,R} = \delta_{i,R} - \delta_{i-1,R}$$

$$\Delta_{i,D} = \sqrt{\Delta_{i,1D}^2 + \Delta_{i,R}^2}$$

Dónde:  $D_{mD}$  = desplazamiento de diseño inelástico en el tejado para el modo “m”

$$D_{m,D} = \frac{C_d * D_{m,e}}{I_e}$$

Dónde:

$C_d = 5.5$  = Coeficiente de amplificación de la deflexión. Tabla 12.2-1 del ASCE 7-10

$I_e = 1$

$D_{m,e}$  = desplazamiento en el tejado debido a un análisis elástico para  $F_{m,i}$

**De la misma manera se realiza para el eje “Y”**

### 3.5.2 Derivas

Las derivas finales que tendremos en nuestra estructura luego del análisis serán:

ELFA					
Story	Diaphragm	Load	deriva x	deriva y	deriva max
Story7	D7	Sismo ELFA 1	0,0060		0,007
Story7	D7	Sismo ELFA 2		0,0060	0,007
Story6	D6	Sismo ELFA 1	0,0065		0,007
Story6	D6	Sismo ELFA 2		0,0065	0,007
Story5	D5	Sismo ELFA 1	0,0075		0,007
Story5	D5	Sismo ELFA 2		0,0075	0,007
Story4	D4	Sismo ELFA 1	0,0075		0,007
Story4	D4	Sismo ELFA 2		0,0075	0,007
Story3	D3	Sismo ELFA 1	0,0077		0,007
Story3	D3	Sismo ELFA 2		0,0077	0,007
Story2	D2	Sismo ELFA 1	0,0081		0,007
Story2	D2	Sismo ELFA 2		0,0081	0,007
Story1	D1	Sismo ELFA 1	0,0081		0,007
Story1	D1	Sismo ELFA 2		0,0081	0,007

Tabla Cap.3-22: Derivas en la estructura

Se puede observar que la estructura no cumple con la deriva máxima permitida por lo que necesitara de reforzamiento. Tampoco cumplirá con las recomendaciones del comité visión 2000.

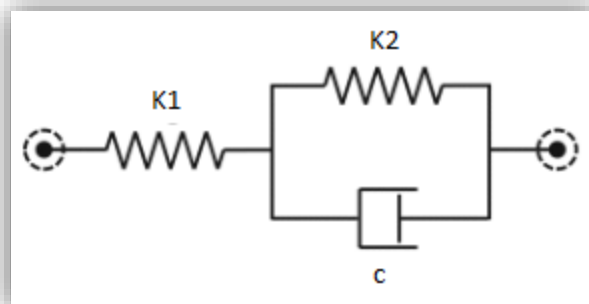
## **Capítulo 4**

### **Reforzamiento con disipadores visco-elásticos sólidos**

## 4.1 Modelamiento del disipador

### 4.1.1 Modelo del DVS

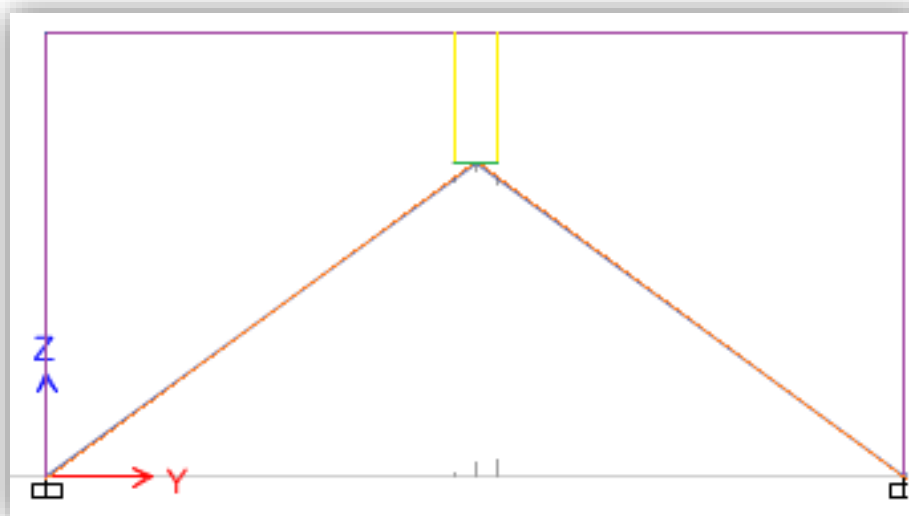
El disipador por ser visco-elástico proporciona amortiguamiento y rigidez. Por tanto, el disipador constara de una porción que brinda amortiguamiento ( $C_d$ ) y una porción que brinda rigidez ( $K_2$ ). Además, el disipador se une a la estructura por medio de un brazo metálico que tendrá una rigidez ( $k_1$ ). El modelo para un disipador visco-elástico será:



*Ilustración Cap.4-79: Modelo reológico de Kelvin-Voigt*

*Fuente: SEAOC, Energy dissipation committee (1998)*

Para el presente caso la disposición del disipador será “Chevron”. La disposición Chevron permite colocar más de un disipador visco-elástico por pórtico. Además, el ángulo entre la horizontal y el disipador “ $\varphi$ ” será de  $0^\circ$  por lo que  $\cos(0^\circ)=1$ , lo que origina una mayor eficiencia del dispositivo. Para nuestro caso colocaremos 4 dispositivos por piso en cada dirección, en los pórticos señalados en la sección “ubicación de los disipadores”.



*Ilustración Cap.4-80: Modelamiento del DVS en disposición Chevron*

Elementos:

Morado= Elementos de concreto armado

Verde= Disipadores visco-elásticos sólidos (rigidez Kd)

Amarillo= Brazo infinitamente rígido

Naranja= Perfil metálico HSS

Debe tenerse en cuenta que al colocarle los disipadores visco-elásticos aumenta un poco la rigidez de la estructura por tanto el periodo tiende a disminuir.

#### 4.1.2 Brazo metálico

El disipador debe tener un perfil metálico que lo conecte con la estructura. Este perfil debe tener una rigidez mínima para que el disipador pueda funcionar, de lo contrario no funcionara. El diseño por resistencia y servicio se ve más adelante.

Usaremos la relación:

$$K = \frac{E * A}{L}$$

Podemos usar el perfil HSS 6\*6\*1/4" del AISC los cuales son sísmicamente compactos para tales cargas y longitudes.

E46= 20389019.2 Ton/m<sup>2</sup>

A= 0.0037 m<sup>2</sup>

La disposición es Chevron

L= 3.42

K= 20389019.2\*0.0037/3.42=22058 Ton/m

El perfil tiene una rigidez suficiente para transmitir las fuerzas por lo que se usara perfiles por lo menos tan rígidos como este.

#### 4.1.3 Coeficiente de amortiguamiento viscoso “Cd” y rigidez del disipador “Kd”

El amortiguamiento viscoso del disipador se calcula por la formula.

$$Cd = \frac{AG''(\omega)}{(\omega h)}$$

El espesor del material “h” se halla de la fórmula:

$$h = \frac{\text{deformacion del disipador}}{\text{deformacion permitida \%}} = \frac{0.016}{0.83} = 0.02m$$

La deformación permitida % = 250%/3=83%

El área “A” de un paño será = 0.2\*0.6=0.12 m2. Como se tienen 4 paños por disipador el área total de un disipador será A=0.48 m2.

El periodo será T=0.96s (calculado de ETABS). Del gráfico con f=1.05 Hz y una temperatura de 24C° obtenemos el valor del módulo de perdida.

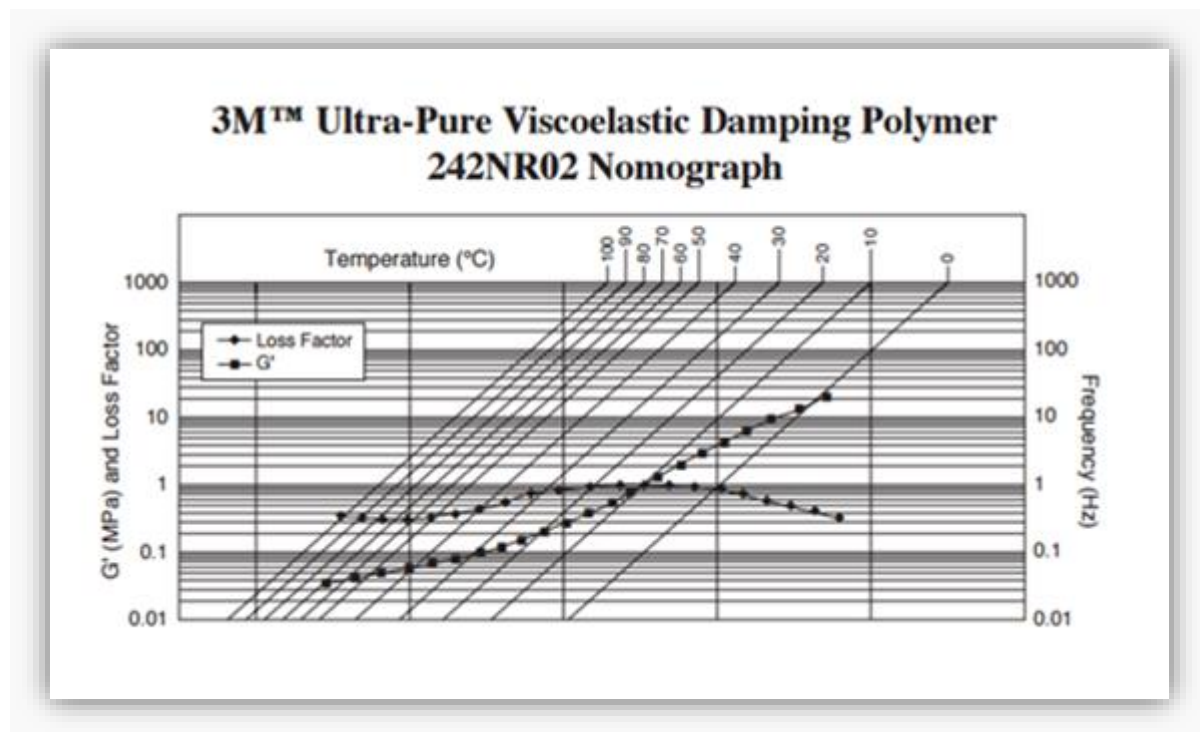


Ilustración Cap.4-81: Nomograma del polímero visco-elástico 3M 242NR02

Fuente: 3M

El módulo de pérdida será:  $G''(\omega) = 1 \text{ Mpa} = 10 \text{ kgf/cm}^2 = 100 \text{ Ton/m}^2$

La frecuencia será  $\omega = 6.56 \text{ rad/s}$

Por tanto, tendremos un coeficiente de amortiguamiento:  $C_d = 365 \text{ Ton-s/m}$

Como tendremos 4 disipadores por piso en cada dirección el amortiguamiento en cada piso estará en el orden de  $1460 \text{ Ton.s/m}$ .

La rigidez del disipador está dada por la fórmula:

$$K_d = \frac{AG'(\omega)}{h}$$

Dónde:

$G'(\omega)$  = módulo de almacenamiento de la cortante

$G'(\omega) = 0.15 \text{ Mpa} = 1.5 \text{ kgf/cm}^2 = 15 \text{ Ton/m}^2$

$K_d = 360 \text{ Ton/m}$ , que será la rigidez de cada disipador

#### 4.1.4 Ubicación de los disipadores

A continuación se muestra la ubicación de los disipadores en el plano.

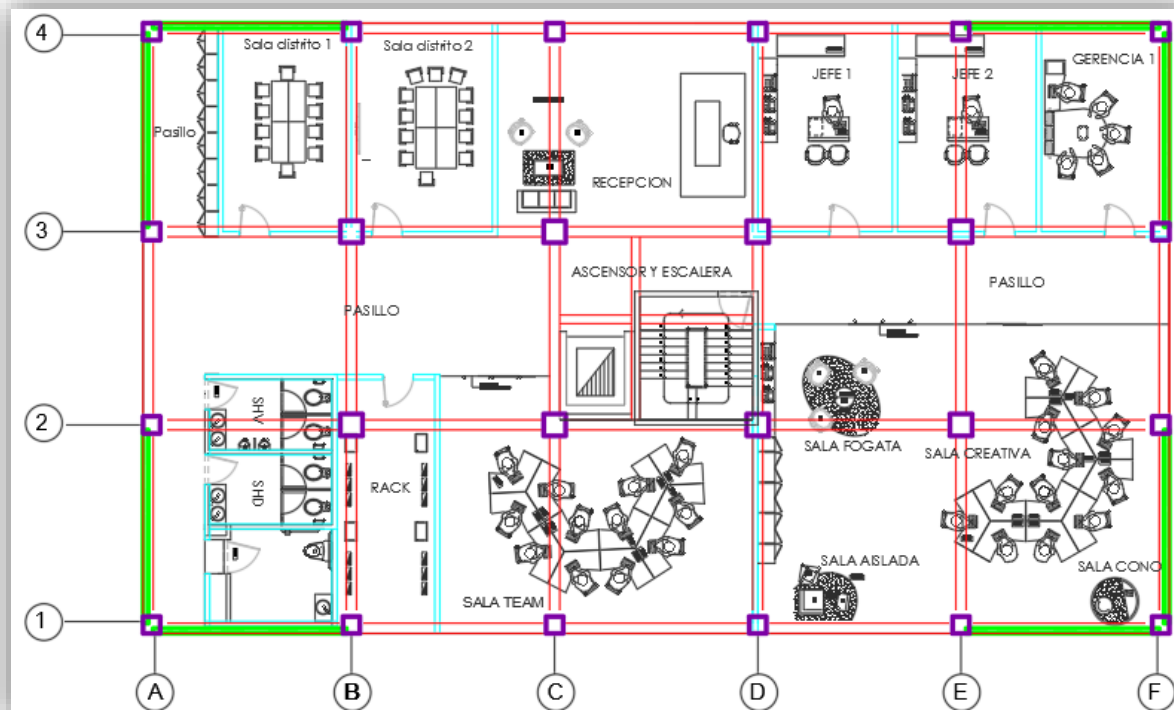
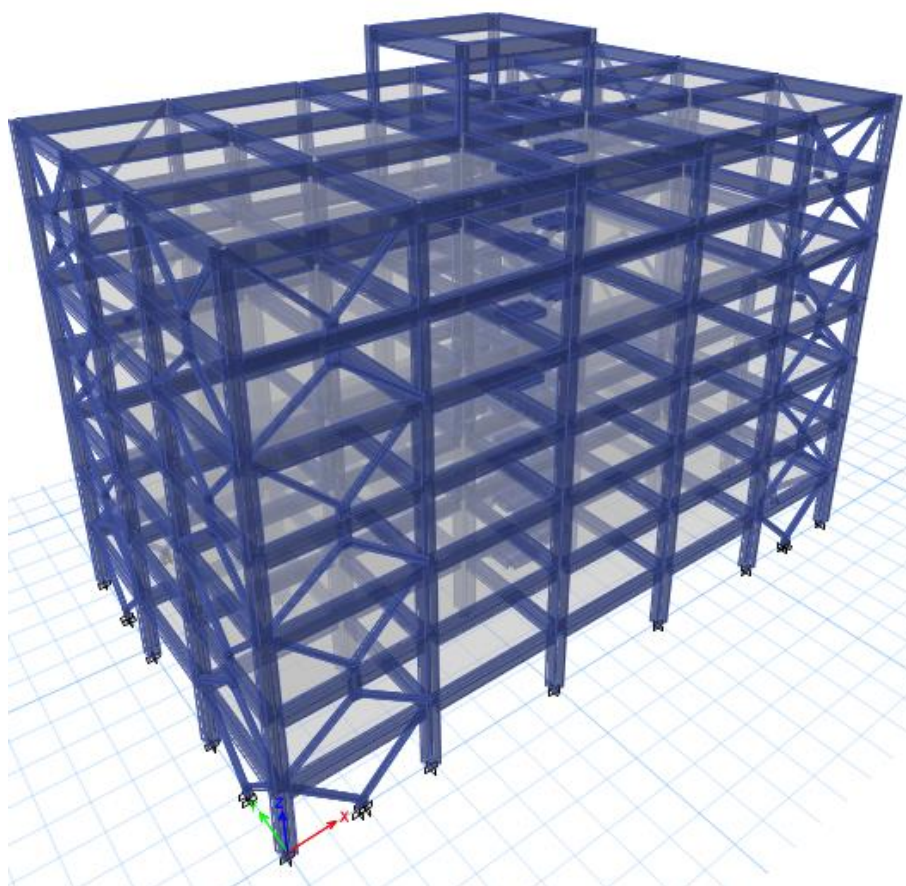


Ilustración Cap.4-82: Vista en planta de la ubicación de los disipadores



*Ilustración Cap.4-83: Modelo en ETABS de la estructura con DVS, disposición Chevron*



## 4.2 Análisis de la fuerza lateral equivalente con disipadores (DELFA)

### 4.2.1 Datos del análisis estructural, eje “X” modo fundamental

Para el modo fundamental o modo=1, el periodo de la estructura con disipadores será:

$$T_1 = \left( \frac{2\pi}{\omega_1} \right) = 0.96s \text{ (de ETABS)}$$

Se observa que disminuye levemente. La forma modal fundamental simplificada será (ASCE 7-10 18.5.2.3):

$$\begin{pmatrix} \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \phi_{i,1} \end{pmatrix}$$

Dónde:

Subíndice “i”= nivel de piso “i”

Subíndice 1 = modo 1

$$\phi_{i,1} = \frac{h_i}{h_r}$$

$h_i$  = altura desde la base hasta el piso “i”

$h_r$  = altura total desde la base hasta la azotea

La deriva modal del primer modo se define como

$$\begin{pmatrix} \phi_{1,1} \\ \vdots \\ \phi_{i,1} - \phi_{i-1,1} \end{pmatrix}$$

Junto con el peso sísmico “ $w_i$ ” se presentan en la siguiente tabla para cada piso:

Tabla 1	peso sismico (Ton)					
Piso	h de piso (m)	hi	hr	$\phi_{i,1}$	$w_i$	$w_i \phi_{i,1}$
7	3	21	21	1,000	470	470,0
6	3	18	21	0,857	470	402,9
5	3	15	21	0,714	470	335,7
4	3	12	21	0,571	470	268,6
3	3	9	21	0,429	470	201,4
2	3	6	21	0,286	470	134,3
1	3	3	21	0,143	470	67,1
suma	21				3290	1880,0

Tabla Cap.4-23: Peso sismico y altura

El peso sismico efectivo será:

$$\bar{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1})^2}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}^2} = 2632 \text{ Ton}$$

El factor de participación " $\Gamma_1$ " será:

$$\Gamma_1 = \frac{\bar{W}_1}{\sum_{i=1}^n w_i \phi_{i,1}} = 1.4$$

La demanda de ductilidad efectiva será (para ser corroborado luego del diseño mediante un análisis Push Over):

$$\mu_d = 2$$

$$\mu_{max} = 2.67$$

El periodo corto y periodo efectivo será:

$$T_s = \frac{S_{d1}}{S_{ds}} = 0.4$$

$$T_{1D} = T_1 \sqrt{\mu} = 1.15$$

#### 4.2.2 Amortiguamientos efectivos, eje "X" modo fundamental

El amortiguamiento efectivo inherente será:

$$\beta_I = 0.05 \text{ del critico}$$

El amortiguamiento efectivo histerético está dado por la siguiente formula

$$q_h = 0.67 \frac{T_s}{T_1} = 0.5 \quad ; \quad 0.5 \leq q_h \leq 1$$

$$\beta_{HD} = q_h(0.64 - \beta_I) \left(1 - \frac{1}{\mu_D}\right) = 0.145 \text{ del critico}$$

El amortiguamiento efectivo del dispositivo visco-elástico para el modo 1 está dado por la siguiente formula:

$$\beta_{V1} = \frac{T_1 \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^k C d_{i,j} (\phi_{i,1} - \phi_{i-1,1})^2 \cos^2 \varphi_{i,j}}{4\pi \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i,1}^2} = 0.115 \text{ del critico}$$

Dónde:

$C d_{i,j}$  = coeficiente de amortiguamiento del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” = 363 Ton-s/m

$m_i = w_i/g$

$\varphi_{i,j}$  = Ángulo del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” respecto al movimiento horizontal del piso=0° (Chevron)

Subíndice “i” = nivel de piso “i”

Subíndice “j” =  $j^{vo}$  disipador

El amortiguamiento efectivo total será:

$$\beta_{1D} = \beta_I + \beta_{HD} + \beta_{V1} \sqrt{\mu} = 0.35 \text{ del critico}$$

El máximo valor de  $\beta_{1D} \leq 0,35$ , Ok. El coeficiente de amortiguamiento lo obtenemos de la siguiente tabla en relación con el amortiguamiento efectivo total:

Tabla 18.6-1 ASCE 7-10	
amort. efect	coeficiente
<0.02	0.8
0.05	1
0.1	1.2
0.2	1.5
0.3	1.8
0.4	2.1
0.5	2.4
0.6	2.7
0.7	3
0.8	3.3
0.9	3.6
>1	4

Tabla Cap.4-24: Coeficiente de amortiguamiento

Por tanto será:

$$B_{1D} = 1.98$$

Luego el coeficiente de respuesta sísmica está dado por el ASCE 7-10 para estructuras con disipadores como sigue:

$$C_{s1} = \frac{R * S_{DS}}{C_d * \Omega_0 B_{1D}} \quad , \quad T_{1D} < T_S$$

$$C_{s1} = \frac{R * S_{D1}}{C_d * T_{1D} \Omega_0 B_{1D}} \quad , \quad T_{1D} \geq T_S$$

$$C_{s1} = 0.081$$

Dónde:

Tipo de estructura = concreto reforzado especiales

$R$  = Factor de reducción = 8

$C_d$  = Coeficiente de amplificación de la deflexión = 5.5

$\Omega_o$  = Factor de sobre-resistencia = 3

### 4.2.3 Cortante en la base y desplazamiento, eje “X” modo fundamental

La cortante en la base para el modo 1 “V1” será:

$$V_1 = C_{s1} * \bar{W}_1 = 213.4 \text{ Ton}$$

El desplazamiento de diseño está dado por la siguiente formula:

$$D_{1D} = \max \left[ \frac{g\Gamma_1 S_{DS} T_{1D}^2}{4\pi^2 B_{1D}} ; \frac{g\Gamma_1 S_{DS} T_1^2}{4\pi^2 B_{1E}} \right] \quad T_{1D} < T_S$$

$$D_{1D} = \max \left[ \frac{g\Gamma_1 S_{D1} T_{1D}}{4\pi^2 B_{1D}} ; \frac{g\Gamma_1 S_{D1} T_1}{4\pi^2 B_{1E}} \right] \quad T_{1D} \geq T_S$$

Dónde:

$B_{1E}$  = coeficiente de amortiguamiento correspondiente al amortiguamiento efectivo “ $\beta_{V+I}$ ” = 1.4

$$\beta_{v1+I} = \beta_{v1} + \beta_I = 0.17 \text{ del critico}$$

El desplazamiento de diseño será:

$$D_{1D} = 0.107 \text{ m}$$

El desplazamiento de fluencia efectivo:

$$D_Y = \frac{g\Gamma_1 C_d \Omega_0 C_{s1} T_1^2}{4\pi^2 R} 0.053 \text{ m}$$

### 4.2.4 Datos del análisis estructural, eje “X” modo residual

Peso efectivo sísmico del modo residual

$$\bar{W}_R = W - \bar{W}_1 = 688 \text{ Ton}$$

Factor de participación del modo residual

$$\Gamma_R = 1 - \Gamma_1 = -0.4$$

Periodo del modo residual

$$T_R = 0.4T_1 = 0.384s$$

### 4.2.5 Amortiguamientos efectivos, eje “X” modo residual

Amortiguamiento efectivo viscoso

$$\beta_{VR} = 0.581 \text{ del critico}$$

El coeficiente de amortiguamiento efectivo total será:

$$\beta_R = \beta_I + \beta_{VR} = 0.631 \text{ del critico}$$

El coeficiente de amortiguamiento será:

$$B_R = 2,79$$

#### 4.2.6 Cortante en la base y desplazamiento, eje "X" modo residual

El coeficiente de respuesta sísmica está dado por:

$$C_{SR} = \frac{R * S_{DS}}{C_d * \Omega_0 B_R} \quad , \quad T_R < T_S$$

$$C_{SR} = \frac{R * S_{D1}}{C_d * T_R \Omega_0 B_R} \quad , \quad T_R \geq T_S$$

$$C_{SR} = 0.195$$

La cortante la base del modo residual será

$$V_R = C_{SR} * \bar{W}_R = 128.5 \text{ Ton}$$

El desplazamiento en el modo residual será:

$$D_{RD} = \min \left[ \frac{g * abs(\Gamma_R) S_{D1} T_R}{4\pi^2 B_R} ; \frac{g * abs(\Gamma_R) S_{DS} T_R^2}{4\pi^2 B_R} \right]$$

$$D_{RD} = 0.0059 \text{ m}$$

#### 4.2.7 Cortante en la base total y cortante mínima, eje "X"

La cortante en la base total será:

$$V_D = \sqrt{V_1^2 + V_R^2}$$

$$V_D = 249.1 \text{ Ton}$$

La cortante mínima está definida por el ASCE 7-10 como:

$$V_{min} = \max \left[ 0.75V \quad ; \quad \frac{V}{B_{V+I}} \right]$$

Donde “V” se calcula por un análisis de la fuerza lateral equivalente para un periodo “T” igual a:

$$T = \min[C_U C_t h_n^x ; T_1]$$

Así:

$$V_{min} = 216.8 Ton$$

#### 4.2.8 Fuerza, desplazamiento y velocidad, eje “X”

La fuerza lateral en el piso “i” se calcula como sigue:

$$F_{i,1D} = W_i \phi_{i,1} \frac{\Gamma_1}{W_1} V_1 ; F_{i,R} = W_i \phi_{i,R} \frac{\Gamma_R}{W_R} V_R ; F_{i,D} = \sqrt{F_{i,1D}^2 + F_{i,R}^2}$$

Tabla 1								
Piso	$F_{i,1D}$	$F_{i,R}$	$F_{i,D}$	$V_{i,1d}$	$V_{i,R}$	$V_{i,D}$	$F_{FD}$	$V_{FD}$
7	53,3	-36,7	64,8	53,3	-36,7	64,8	62,3	62,3
6	45,7	-18,4	49,3	99,1	-55,1	113,3	53,4	115,6
5	38,1	0,0	38,1	137,2	-55,1	147,8	44,5	160,1
4	30,5	18,4	35,6	167,6	-36,7	171,6	35,6	195,7
3	22,9	36,7	43,3	190,5	0,0	190,5	26,7	222,4
2	15,2	55,1	57,2	205,7	55,1	213,0	17,8	240,2
1	7,6	73,5	73,8	213,4	128,5	249,1	8,9	249,1

Tabla Cap.4-25: Fuerzas para el piso “i”

Las derivas serán el desplazamiento relativo entre la altura de piso. El desplazamiento y desplazamiento relativo en el piso “i” son calculados como sigue:

$$\delta_{i,1D} = D_{1D} \phi_{i,1} ; \Delta_{i,1D} = \delta_{i,1D} - \delta_{i-1,1D}$$

$$\delta_{i,R} = D_R \phi_{i,R} ; \Delta_{i,R} = \delta_{i,R} - \delta_{i-1,R}$$

$$\Delta_{i,D} = \sqrt{\Delta_{i,1D}^2 + \Delta_{i,R}^2}$$

Tabla 1	Desplazamiento		Desplazamiento relativo		
Piso	$\delta_{i,1D}$	$\delta_{i,R}$	$\Delta_{i,1D}$	$\Delta_{i,R}$	$\Delta_{i,D}$
7	0,1071	0,0059	0,0153	0,0029	0,0156
6	0,0918	0,0029	0,0153	0,0029	0,0156
5	0,0765	0,0000	0,0153	0,0029	0,0156
4	0,0612	-0,0029	0,0153	0,0029	0,0156
3	0,0459	-0,0059	0,0153	0,0029	0,0156
2	0,0306	-0,0088	0,0153	-0,0018	0,0154
1	0,0153	-0,0070	0,0153	-0,0070	0,0168

Tabla Cap.4-26: Desplazamientos

La velocidad para el piso “i” es calculada como sigue:

$$\nabla_{i,1D} = 2\pi \frac{\Delta_{i,1D}}{T_{1D}} ; \quad \nabla_{i,R} = 2\pi \frac{\Delta_{i,R}}{T_R} ; \quad \nabla_{i,D} = \sqrt{\nabla_{i,1D}^2 + \nabla_{i,R}^2}$$

Tabla 1	Velocidad		
Piso	$\nabla_{i,1D}$	$\nabla_{i,R}$	$\nabla_{i,D}$
7	0,071	0,048	0,086
6	0,071	0,048	0,086
5	0,071	0,048	0,086
4	0,071	0,048	0,086
3	0,071	0,048	0,086
2	0,071	-0,030	0,077
1	0,071	-0,115	0,135

Tabla Cap.4-27: Velocidad

De la misma manera se calcula las fuerzas y desplazamientos del modo fundamental y residual para el eje “Y” (Todo es igual solo cambiaría el periodo T1 que sería igual a 0.98 s)



#### 4.2.9 Derivas en la estructura con DVS

A continuación se presenta las derivas encontradas en la estructura con disipadores visco-elásticos sólidos.

DERIVAS DELFA							
Story	Diaphragm	Load	D rel x	D rel y	deriva x	deriva y	deriva max
Story7	D7	Sismo DELFA 1	0,0156		0,00520		0,007
Story7	D7	Sismo DELFA 1		0,0156		0,00520	0,007
Story6	D6	Sismo DELFA 1	0,0156		0,00520		0,007
Story6	D6	Sismo DELFA 1		0,0156		0,00520	0,007
Story5	D5	Sismo DELFA 1	0,0156		0,00520		0,007
Story5	D5	Sismo DELFA 1		0,0156		0,00520	0,007
Story4	D4	Sismo DELFA 1	0,0156		0,00520		0,007
Story4	D4	Sismo DELFA 1		0,0156		0,00520	0,007
Story3	D3	Sismo DELFA 1	0,0156		0,00520		0,007
Story3	D3	Sismo DELFA 1		0,0156		0,00520	0,007
Story2	D2	Sismo DELFA 1	0,0154		0,00513		0,007
Story2	D2	Sismo DELFA 1		0,0154		0,00513	0,007
Story1	D1	Sismo DELFA 1	0,0168		0,00560		0,007
Story1	D1	Sismo DELFA 1		0,0168		0,00560	0,007

Tabla Cap.4-28: Derivas en la estructura con disipadores

Verificamos que las derivas sean menores que la deriva máxima estipulada por la norma peruana E-030 de 0.007.

### 4.3 Recomendaciones del comité Visión 2000

#### 4.3.1 Estado de daño y deriva objetivo

Además de tener que cumplir con la deriva exigida por el RNE E-030 cumpliremos con las derivas objetivo que propone el comité visión 2000. Estas derivas toman en cuenta los efectos P-delta. Estas derivas objetivo están relacionadas con los estados de daño que tendremos luego de un sismo en la estructura.

Para poder hallar la deriva objetivo primero debemos definir el tipo de edificación que corresponde a nuestra estructura. Para esto recurrimos a la siguiente tabla elaborada por el FEMA.

No.	Label	Description	Height			
			Range		Typical	
			Name	Stories	Stories	Feet
1	W1	Wood, Light Frame ( $\leq 6,000$ sq. ft.)		1 - 2	1	14
2	W2	Wood, Commercial and Industrial ( $> 6,000$ sq. ft.)		All	2	24
3	S1L	Steel Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
4	S1M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
5	S1H		High-Rise	8+	13	156
6	S2L	Steel Braced Frame	Low-Rise	1 - 3	2	24
7	S2M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
8	S2H		High-Rise	8+	13	156
9	S3	Steel Light Frame		All	1	15
10	S4L	Steel Frame with Cast-in-Place Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
11	S4M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
12	S4H		High-Rise	8+	13	156
13	S5L	Steel Frame with Unreinforced Masonry Infill Walls	Low-Rise	1 - 3	2	24
14	S5M		Mid-Rise	4 - 7	5	60
15	S5H		High-Rise	8+	13	156
16	C1L	Concrete Moment Frame	Low-Rise	1 - 3	2	20
17	C1M		Mid-Rise	4 - 7	5	50
18	C1H		High-Rise	8+	12	120
19	C2L	Concrete Shear Walls	Low-Rise	1 - 3	2	20
20	C2M		Mid-Rise	4 - 7	5	50

Tabla Cap.4-29: Tipo de estructura

Fuente: Hazus 2010

Nuestra estructura corresponde a C1M por ser un pórtico de concreto de 7 pisos

La siguiente tabla muestra la relación entre los niveles de desempeño y los estados de daño. Debemos cumplir el nivel de desempeño “seguridad” que es el que resguarde la vida de las personas. Por tanto nuestro estado de daño será “moderado”

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

*Tabla Cap.4-30: Estados de daño y niveles de desempeño*

*Fuente: Comité visión 2000 (1995)*

Luego, usaremos la tabla que relaciona el estado de daño con la deriva según el tipo de estructura.

Building Properties			Interstory Drift at Threshold of Damage State				Spectral Displacement (inches)							
Type	Height (inches)						Slight		Moderate		Extensive		Complete	
	Roof	Modal	Slight	Moderate	Extensive	Complete	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta	Median	Beta
W1	168	126	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.50	0.84	1.25	0.86	3.86	0.89	9.45	1.04
W2	288	216	0.0040	0.0099	0.0306	0.0750	0.86	0.89	2.14	0.95	6.62	0.95	16.20	0.92
S1L	288	216	0.0060	0.0104	0.0235	0.0600	1.30	0.80	2.24	0.75	5.08	0.74	12.96	0.88
S1M	720	540	0.0040	0.0069	0.0157	0.0400	2.16	0.65	3.74	0.68	8.46	0.69	21.60	0.87
S1H	1872	1123	0.0030	0.0052	0.0118	0.0300	3.37	0.64	5.83	0.64	13.21	0.71	33.70	0.83
S2L	288	216	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	1.08	0.93	1.87	0.92	5.04	0.93	12.96	0.93
S2M	720	540	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.80	0.70	3.12	0.69	8.40	0.69	21.60	0.89
S2H	1872	1123	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.81	0.66	4.87	0.64	13.10	0.69	33.70	0.80
S3	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.88	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	0.89
S4L	288	216	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.86	0.96	1.50	1.00	4.04	1.03	11.34	0.92
S4M	720	540	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.44	0.75	2.50	0.72	6.73	0.72	18.90	0.94
S4H	1872	1123	0.0020	0.0035	0.0093	0.0262	2.25	0.66	3.90	0.67	10.50	0.70	29.48	0.90
S5L														
S5M														
S5H														
C1L	240	180	0.0050	0.0087	0.0233	0.0600	0.90	0.89	1.56	0.90	4.20	0.90	10.80	0.89
C1M	600	450	0.0033	0.0058	0.0156	0.0400	1.50	0.70	2.60	0.70	7.00	0.70	18.00	0.89
C1H	1440	864	0.0025	0.0043	0.0117	0.0300	2.16	0.66	3.74	0.66	10.08	0.76	25.92	0.91
C2L	240	180	0.0040	0.0084	0.0232	0.0600	0.72	0.91	1.52	0.97	4.17	1.03	10.80	0.87
C2M	600	450	0.0027	0.0056	0.0154	0.0400	1.20	0.81	2.53	0.77	6.95	0.73	18.00	0.91
C2H	1440	864	0.0020	0.0042	0.0116	0.0300	1.73	0.66	3.64	0.68	10.00	0.70	25.92	0.87
C3L														
C3M														
C3H														
PC1	180	135	0.0040	0.0070	0.0187	0.0525	0.54	0.89	0.94	0.92	2.52	0.97	7.09	1.04
PC2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	1.00	3.37	1.03	9.45	0.88
PC2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.82	2.08	0.79	5.61	0.75	15.75	0.93
PC2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.68	3.00	0.69	8.08	0.77	22.68	0.89
RM1L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.96	1.25	0.99	3.37	1.05	9.45	0.94
RM1M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.82	5.61	0.80	15.75	0.89
RM2L	240	180	0.0040	0.0069	0.0187	0.0525	0.72	0.91	1.25	0.96	3.37	1.02	9.45	0.93
RM2M	600	450	0.0027	0.0046	0.0125	0.0350	1.20	0.81	2.08	0.80	5.61	0.75	15.75	0.88
RM2H	1440	864	0.0020	0.0035	0.0094	0.0263	1.73	0.67	3.00	0.69	8.08	0.70	22.68	0.86
URML														
URMM														
MH	120	120	0.0040	0.0080	0.0240	0.0700	0.48	0.91	0.96	1.00	2.88	1.03	8.40	0.92

*Tabla Cap.4-31: Derivas para cada estado de daño*

*Fuente: Hazus (2010)*

Para nuestra estructura correspondiente a la categoría C1M tendrá como deriva objetivo 0.0058 que corresponde a la columna “moderate”, como vimos antes el estado de daño moderado (moderate) corresponde al nivel de desempeño “seguridad” que es el nivel que debemos de cumplir según el reglamento nacional de edificaciones peruano, que será un nivel de desempeño donde se resguarde la vida de las personas dentro de la edificación.

Por tanto, se cumple con los objetivos propuestos por el comité Visión 2000 cumpliéndose con el estado de daño “moderado” y el nivel de desempeño “seguridad” al tenerse derivas menores que 0.0058

## 4.4 Fuerzas de diseño

### 4.4.1 Fuerzas en la estructura con DVS

Del análisis tenemos para el eje “X”:

$$V_D = 249.1 \text{ Ton}$$

$$V_{min} = 216.8 \text{ Ton}$$

Por tanto la cortante final de diseño será:

$$V_{FD} = 249.1 \text{ Ton}$$

Las fuerzas sísmicas en cada piso en toneladas serán (redistribuidas en función a la cortante final  $V_{FD}$ ):

Tabla 1		
Piso	$F_{FD}$	$V_{FD}$
7	62,3	62,3
6	53,4	115,6
5	44,5	160,1
4	35,6	195,7
3	26,7	222,4
2	17,8	240,2
1	8,9	249,1

Tabla Cap.4-32: Fuerzas en la estructura

Establecemos las combinaciones de cargas:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9CM \pm CS$$

Lo mismo se realiza para el eje “Y”, realizamos un análisis estático en el programa y obtenemos las fuerzas.

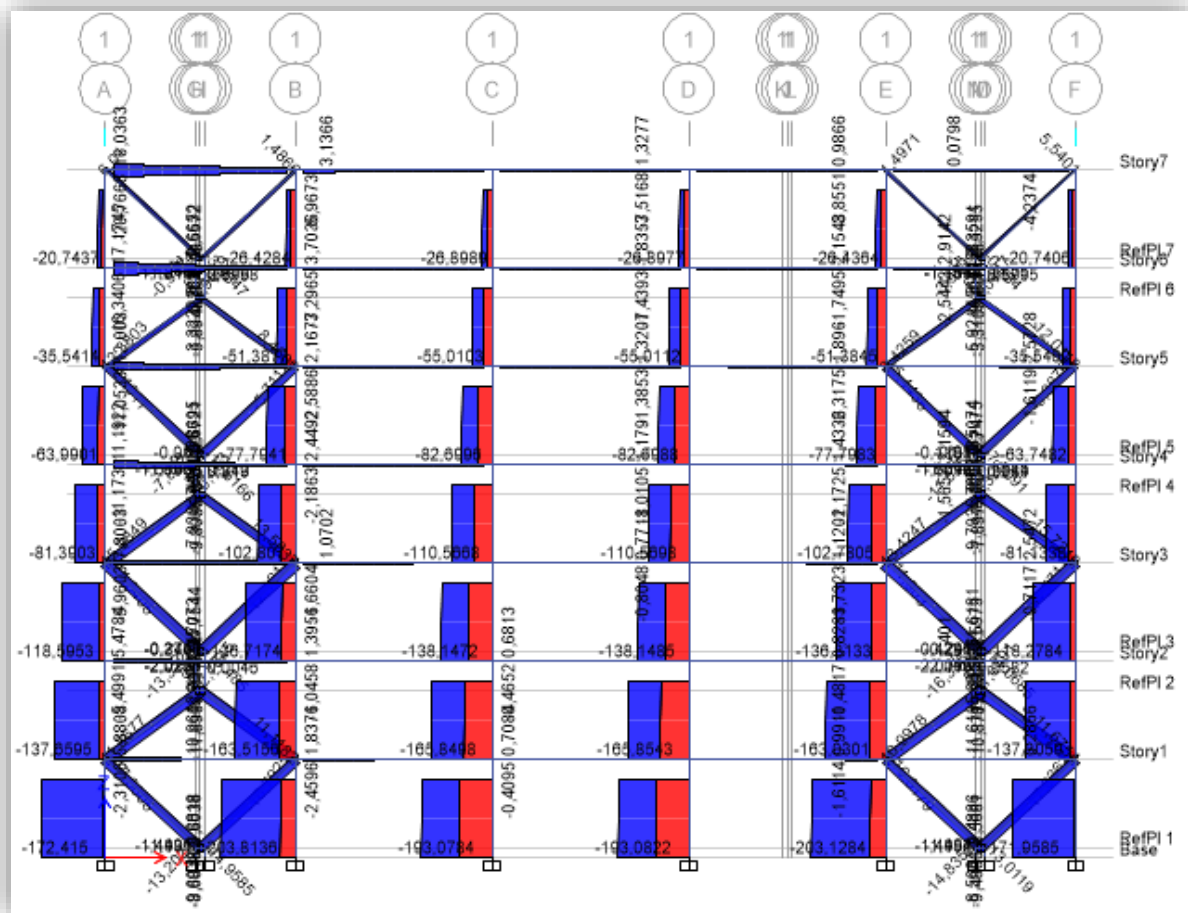


Ilustración Cap.4-84: Evolvente dirección "X" eje 1-1. Axiales

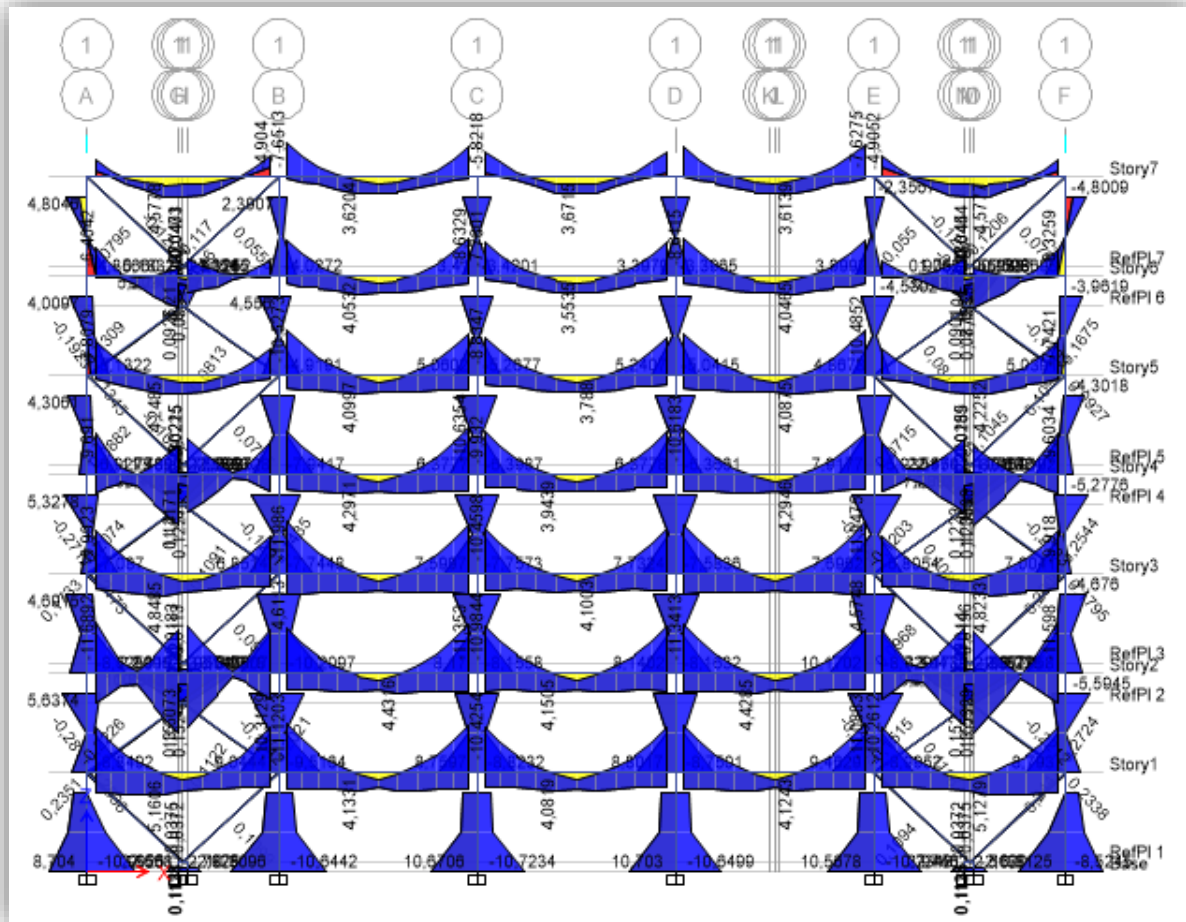


Ilustración Cap.4-85: Evolvente dirección "X" eje 1-1. Momento 3-3

El resto de diagramas se adjunta en anexos 2.

A continuación se muestran las fuerzas flectoras en las losas.



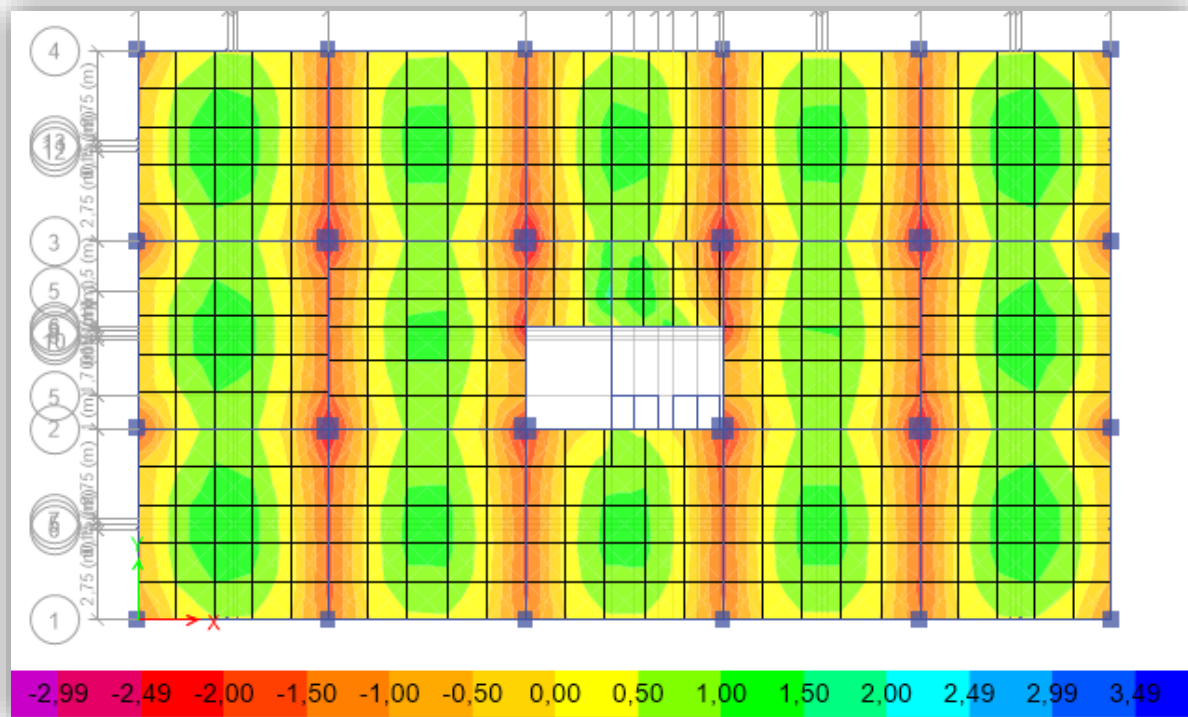


Ilustración Cap.4-86: Fuerzas en la losa. Momentos 1-1 (1er piso)

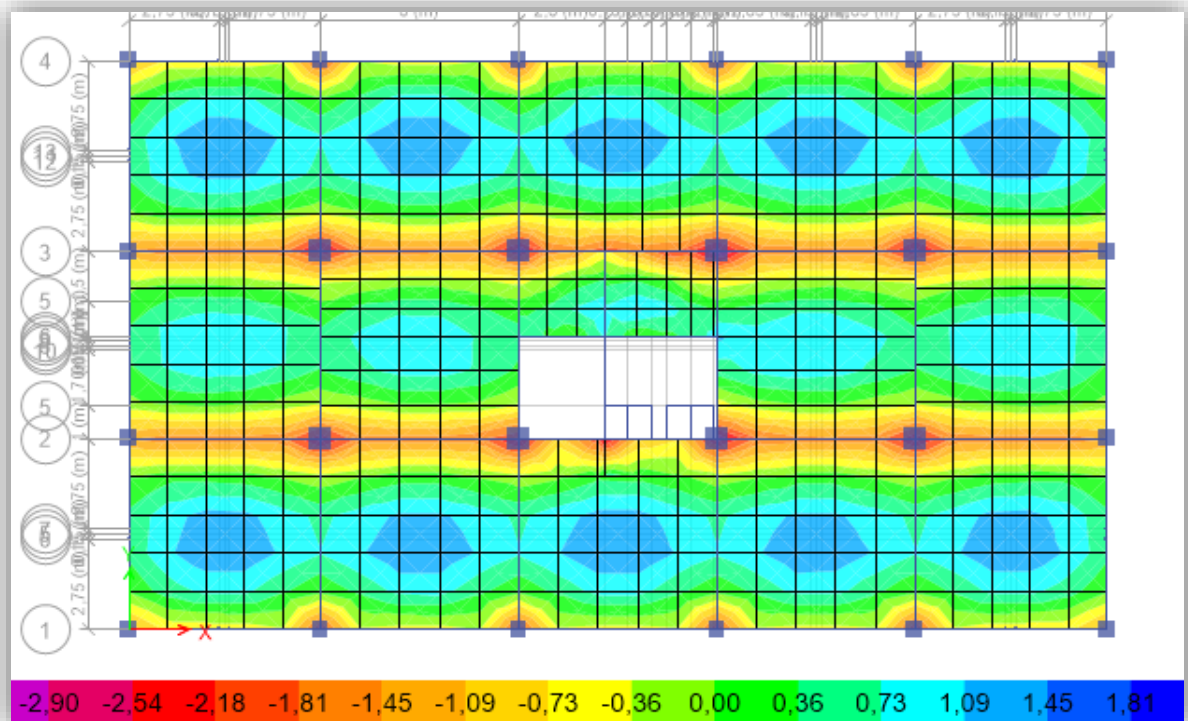


Ilustración Cap.4-87: Fuerzas en la losa. Momentos 2-2 (1er piso)



#### 4.4.2 Fuerzas en los disipadores y conexiones

**Los elementos del disipador deben mantenerse en el rango elástico bajo las fuerzas de diseño.** Para encontrar las fuerzas de diseño para los dispositivos de disipación se consideran tres escenarios.

1) Cuando el desplazamiento máximo ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  para el piso “i” se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{E,i} = \Omega_0 \left( \sum_{m=1}^n Q_{mSFRS}^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD} = \Omega_0 \left( \sum_{m=1}^n F_{i,m}^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD}$$

Dónde:

$(\sum_{m=1}^n Q_{mSFRS}^2)^{1/2}$  = es la fuerza lateral de diseño en el piso “i” =  $V_{i,D}$

$Q_{DSD}$  = fuerza sísmica de dispositivos dependientes del desplazamiento (si hubieran)

$m = m^{vo}$  modo

Las fuerzas de diseño deben ser incrementadas por  $\Omega_0 * C_d/R$ . El ASCE 7-10 brinda un método más conservador al multiplicar la fuerza lateral de diseño por  $\Omega_0$ .

Diseñar los elementos del disipador bajo esta fuerza es conservador, teniendo en cuenta que se diseñó para que la estructura tenga una deriva bastante baja ante un sismo severo debido al amortiguamiento. Al diseñar para  $V_{i,D} * \Omega_0$  se estará diseñando para que los elementos del disipador resistan la cortante última  $V_u$ .

2) Cuando la velocidad máxima ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  en cada nivel será igual a las componentes horizontales totales de las fuerzas axiales en los disipadores para el nivel “i” definida por:

$$Q_{E,i} = \left( \sum_{m=1}^n Q_{mDVS}^2 \right)^{1/2} = \left( \sum_{m=1}^n \left( \sum_{j=1}^j C d_{i,j} \cos^2 \varphi \nabla_{i,m} \right)^2 \right)^{1/2}$$

Dónde:

$C d_{i,j}$  = coeficiente de amortiguamiento del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i”

$\varphi_{i,j}$  = ángulo del  $j^{vo}$  disipador en el piso “i” respecto al movimiento horizontal del piso

3) Cuando la aceleración máxima ocurre la fuerza sísmica de diseño  $Q_{E,i}$  para el piso “i” se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_{E,i} = \left( \sum_{m=1}^n \left( C_{mFD} \Omega_0 F_{i,m} + C_{mFV} \sum_{j=1}^j C d_{i,j} \cos^2 \phi \nabla_{i,m} \right)^2 \right)^{1/2} \pm Q_{DSD}$$

Dónde:

$Q_{DSD}$  = fuerza sísmica de dispositivos dependientes del desplazamiento (si hubieran)

$m = m^{vo}$  modo

La fórmula anterior toma en cuenta tanto el máximo desplazamiento como la fuerza en el disipador debido a la velocidad. El valor que se obtiene es mayoritariamente del aporte del desplazamiento máximo, ya que  $C_{mFD} = 1$  mientras que  $C_{mFV} = 0,3$ , por lo que también es conservadora por las mismas razones que el escenario 1.

Para resolver las dudas acerca del desplazamiento máximo se puede recurrir a la curva Push over.

Se presenta la siguiente tabla:

	Ton			
Tabla 1	max despl.	max veloc.	max acel.	Max
Piso	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$
7	194,3	124,6	208,0	208,0
6	340,0	124,6	355,2	355,2
5	443,4	124,6	465,2	465,2
4	514,8	124,6	546,2	546,2
3	571,5	124,6	614,4	614,4
2	639,0	111,8	670,7	670,7
1	747,3	196,0	726,7	747,3

*Tabla Cap.4-33: Fuerzas en el disipador*

## Capítulo 5

### Diseño estructural

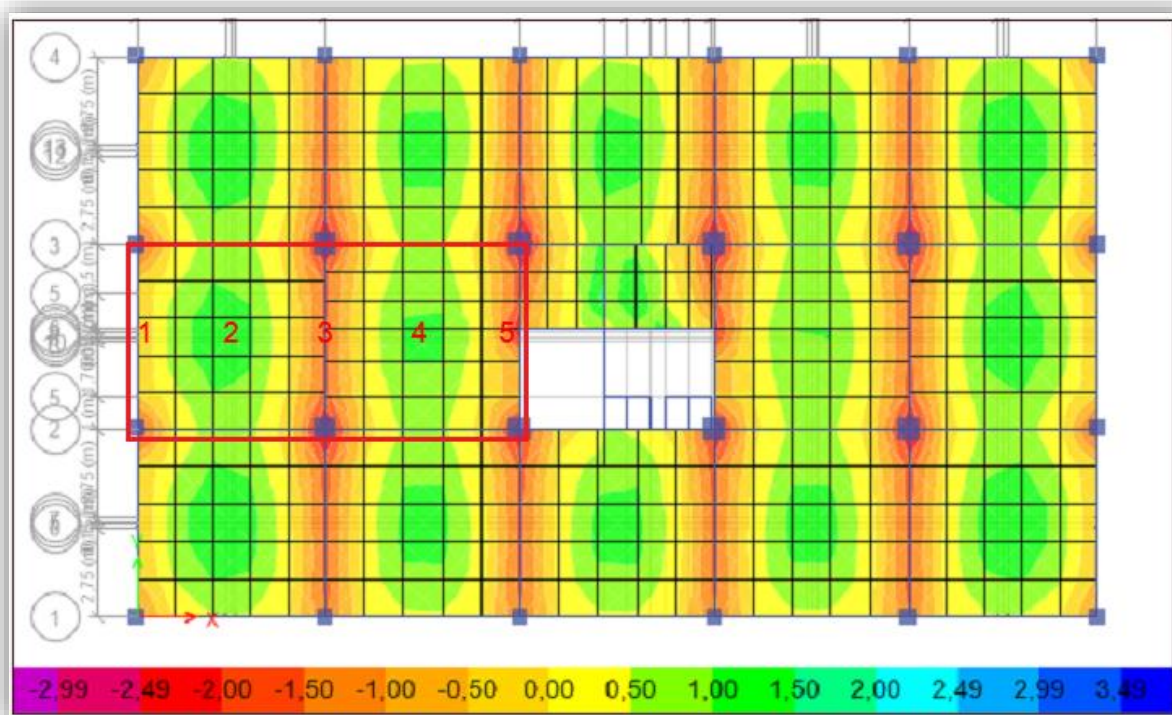
## 5.1 Diseño estructural de la superestructura en concreto armado

### 5.1.1 Diseño de la losa maciza por resistencia y servicio

#### Diseño de la losa maciza ante fuerzas de momento

(El método de los coeficientes del ACI no es aplicable ya que se necesita por lo menos tres paños de losa continuos en cada dirección y solo se tienen 2 en la dirección “X”)

A continuación se presenta los paños de losa que se van a diseñar para la dirección X. (Primer piso)



*Ilustración Cap.5-88: Fuerzas en la losa. Zona analizada*

Para la dirección X se tiene los siguientes momentos:

Momento 1 = 0,4 Ton-m negativo

Momento 2 = 1.3 Ton-m positivo

Momento 3 = 1.6 Ton-m negativo

Momento 4 = 1.1 Ton-m positivo

Momento 5 = 1.6 Ton-m negativo

Para el momento 2 = 1.3 Ton-m positivo se tendrá la siguiente sección.

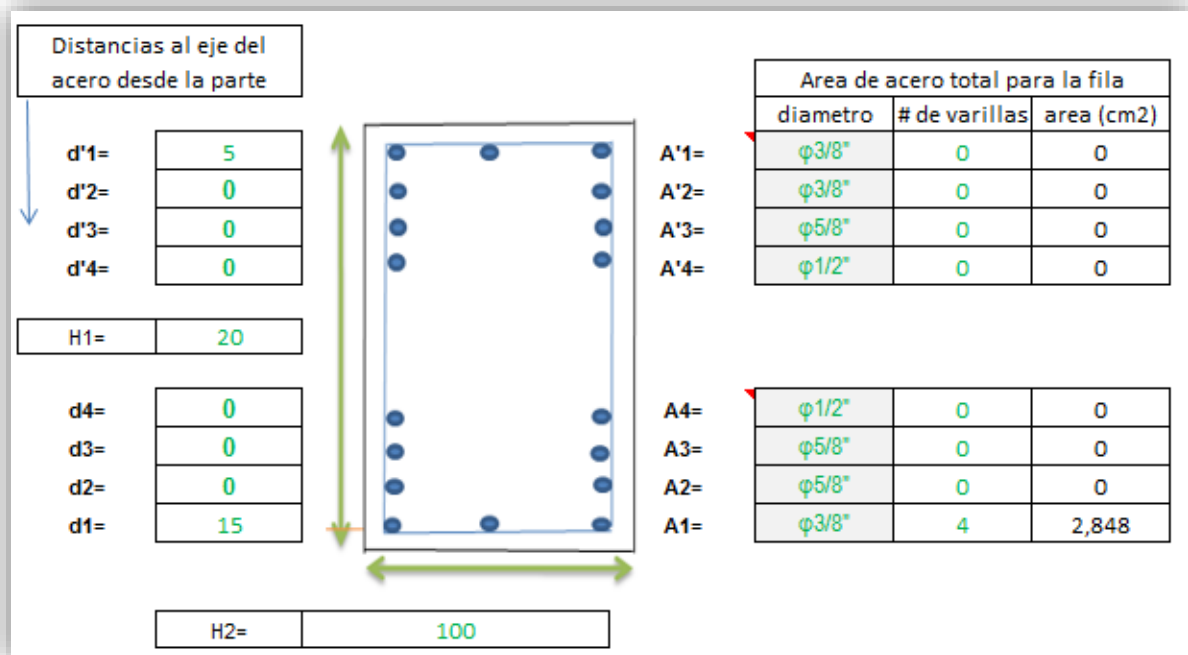


Ilustración Cap.5-89: Refuerzo en la losa 1

La sección anterior tiene una resistencia a la flexión  $\phi M_n = 1.5 \text{ Ton-m} > 1.3 \text{ Ton-m}$ .

Para el momento 3 = 1.6 Ton-m negativo se tendrá la siguiente sección.

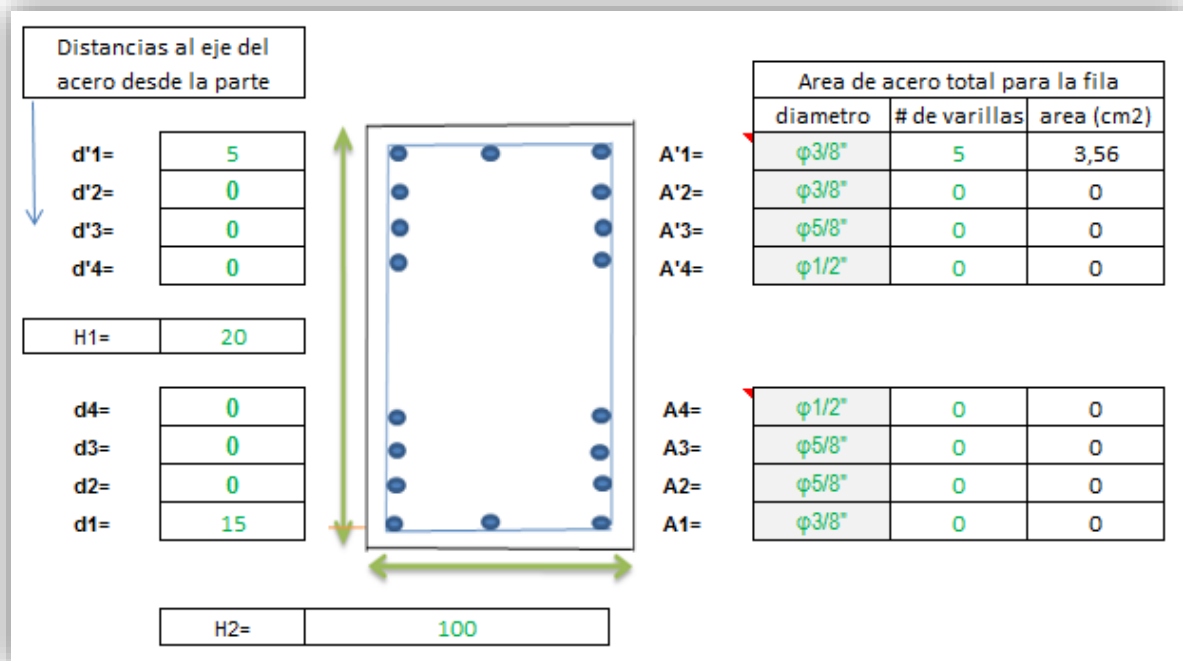
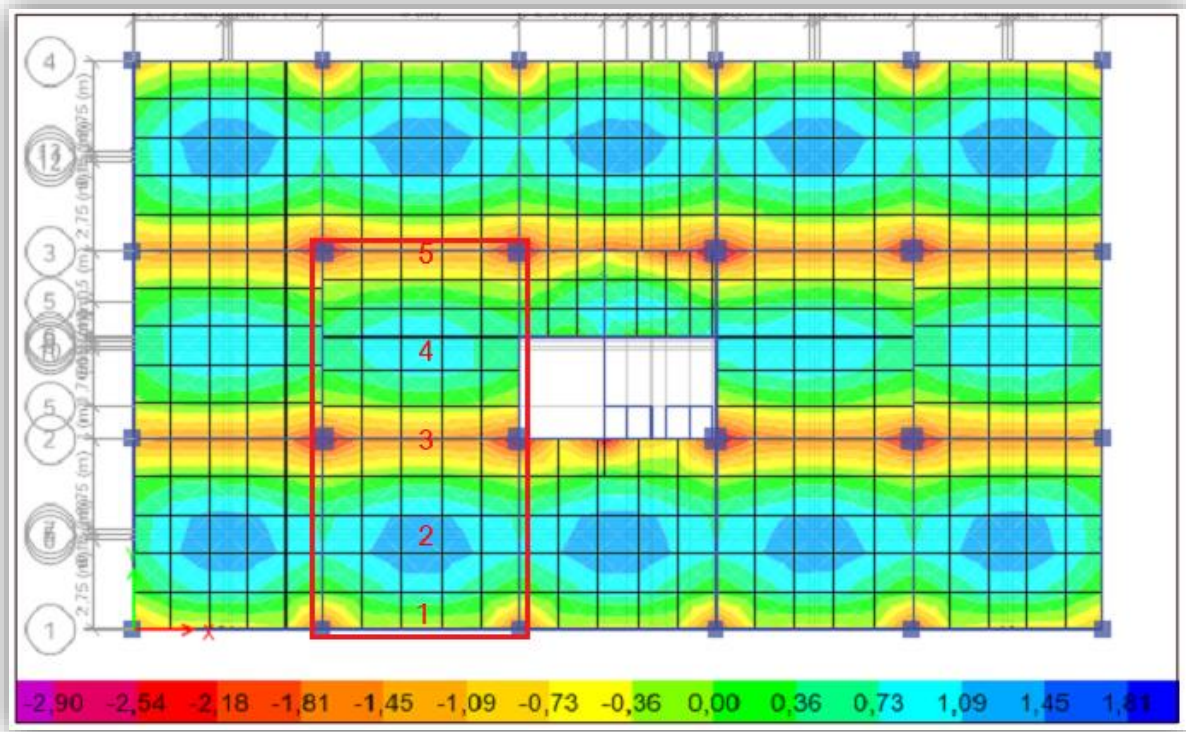


Ilustración Cap.5-90: Refuerzo en la losa 2

La sección anterior tiene una resistencia a la flexión  $\phi M_n = 1.9 \text{ Ton-m} > 1.6 \text{ Ton-m}$ .

De la misma manera se diseña para las demás zonas.

A continuación se presenta los paños de losa que se van a diseñar para la dirección Y. (Primer piso)



*Ilustración Cap.5-91: Fuerzas en la losa. Zona analizada 2*

Para la dirección Y se tiene los siguientes momentos:

Momento 1 = 0,4 Ton-m negativo

Momento 2 = 1.3 Ton-m positivo

Momento 3 = 1.6 Ton-m negativo

Momento 4 = 1 Ton-m positivo

Momento 5 = 1.6 Ton-m negativo

La losa se diseña por resistencia para esta dirección de forma similar a la mostrada anteriormente.

Adicionalmente se tendrá que tener en cuenta el refuerzo mínimo por agrietamiento especificado en el capítulo 10 de la norma peruana E-060. El cual es como sigue:

El refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1,2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta es decir:

$$\phi Mn > 1,2 * \frac{0.62\sqrt{f'c} * Ig}{Yt}$$

Sin embargo, según el artículo 10.5.3 no es necesario satisfacer esta condición en losas si en cada sección del elemento el área de acero en tracción es al menos un tercio superior a la requerida por el análisis.

Bajo este concepto:

$$1,2 * M_{cr} = 2,2 \text{ Ton} * m$$

Por lo que las secciones que tenían un refuerzo de 4 varillas en un ancho de 1 metro tendrán que aumentarse a 5 varillas. Luego, aplicando el artículo 10.5.3 tenderemos para la dirección X por ejemplo:

Momento 1 = 0,4 Ton-m negativo; Momento resistente = 2,7 > 1.33\*0.4=0.5 (refuerzo 2 arriba 5 abajo)

Momento 2 = 1.3 Ton-m positivo; Momento resistente = 1,9 > 1.33\*1.3=1.72 (5 abajo)

Momento 3 = 1.6 Ton-m negativo; Momento resistente = 3,4 > 1.33\*1.6=2,1 (4 arriba 5 abajo)

Momento 4 = 1.1 Ton-m positivo; Momento resistente = 1,9 > 1.33\*1.1=1.4 (5 abajo)

Momento 5 = 1.6 Ton-m negativo; Momento resistente = 3,4 > 1.33\*1.6=2,1 (4 arriba 5 abajo)

(Si no se hubiese aumentado de 4 varillas a 5 varillas de refuerzo en las secciones para satisfacer los momentos 2 y 4 el momento resistente con 4 varillas hubiese sido 1.5 < 1.33\*1.3=1.72 y no se hubiese podido aplicar el artículo 10.5.3)

Además, se debe tener en cuenta que el espaciamiento máximo del refuerzo en las losas no debe exceder 3 veces el espesor ni de 400mm.

A continuación se presenta el detalle del refuerzo de la losa maciza.



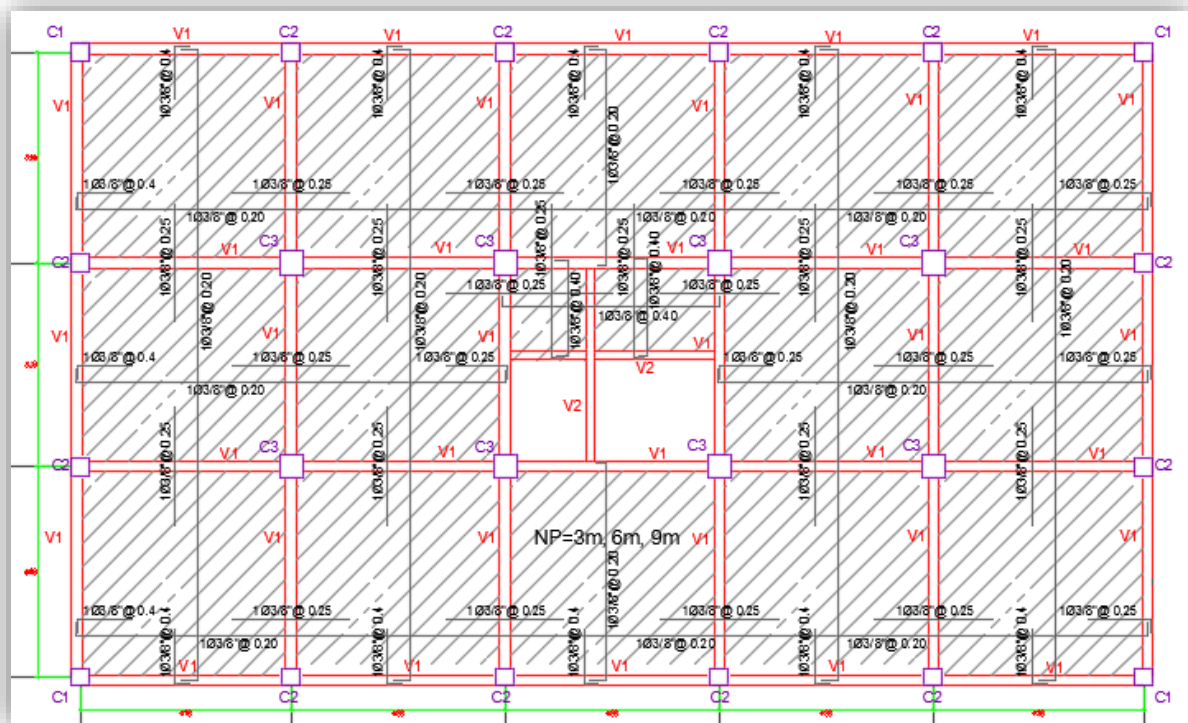


Ilustración Cap.5-92: Acero de refuerzo en la losa

### Diseño de la losa maciza ante fuerzas cortantes

A continuación se muestra el grafico de fuerzas cortantes.

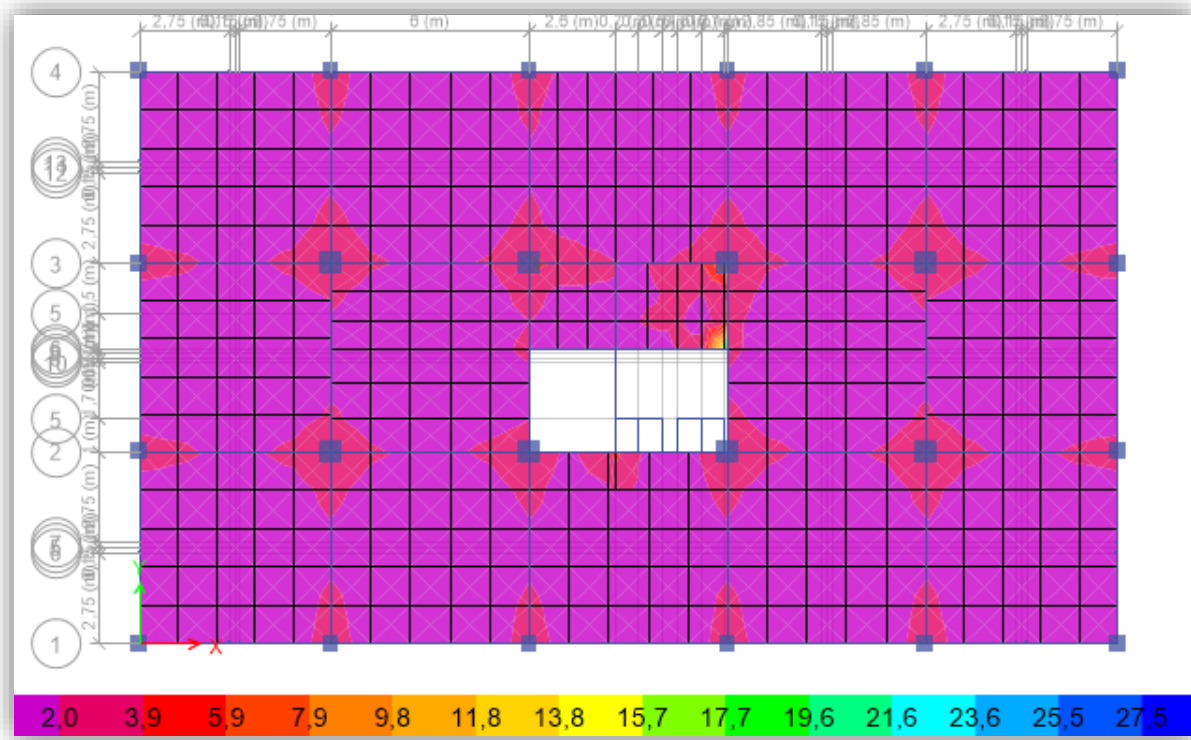


Ilustración Cap.5-93: Fuerza cortante en la losa

La fuerza cortante es mayor cerca de las columnas con un valor máximo de 4 Ton. La resistencia por corte de la sección de 100\*20 es de  $\phi V_c = 13 \text{ Ton} > 4 \text{ Ton}$  OK.

### Diseño de la losa maciza por servicio

De acuerdo a la sección 9.5.3.3 del ACI 318-11 el espesor mínimo de la losa deberá cumplir con lo siguiente.

Para un valor de  $\alpha_{fm}$  mayor a 0,2 pero menor a 2 el espesor de la losa  $h$  deberá ser mayor a:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{f_y}{200000})}{36 + 5\beta * (\alpha_{fm} - 0.2)} \geq 5"$$

Para un valor de  $\alpha_{fm}$  mayor a 2 el espesor de la losa  $h$  deberá ser mayor a:

$$h = \frac{l_n(0.8 + \frac{fy}{200000})}{36 + 9\beta} \geq 3.5"$$

Para el presente proyecto se deberá calcular el valor de  $\alpha_{fm}$ . Este valor se halla como el promedio de los valores de “ $\alpha$ ” los cuales relacionan la rigidez relativa entre la viga y la losa para cada dirección. Si no se tiene secciones de vigas (Vigas “T”) distintas los valores de “ $\alpha$ ” serán iguales si las longitudes son iguales.

$$\alpha = \frac{E_{CB}I_B}{E_{CS}I_S}$$

Donde:

$I_B$ = inercia de la viga

$I_S$ = inercia de la losa

$E_{CB}; E_{CS}$ = módulos de elasticidad del material

El factor “ $\beta$ ” represente la relación entre la longitud libre en la dirección más corta respecto a la longitud libre en la dirección larga. El cual será igual a  $\beta = 1,05$ .

El factor  $l_n$  representa la longitud libre más larga.

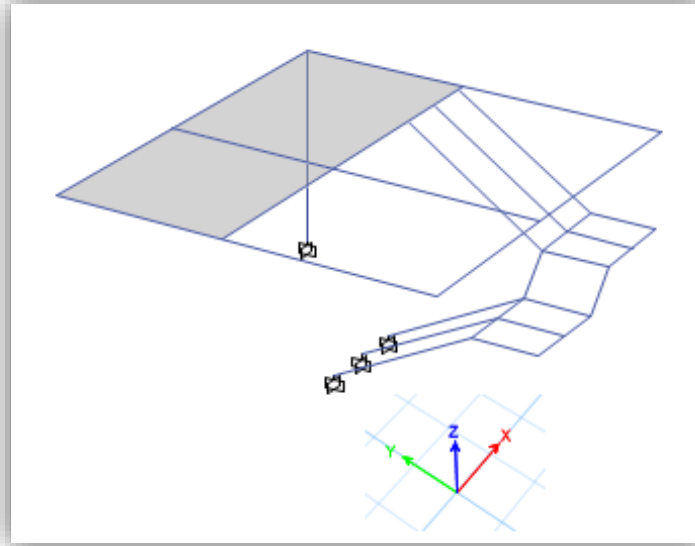
Para nuestro caso tenemos un valor de  $\alpha_{fm}=2,59$  por lo que aplica la segunda fórmula. De esta manera el espesor mínimo de la losa será:

$$h = 13,3 \text{ cm} \leq 20\text{cm} , \quad OK$$

### 5.1.2 Diseño de la escalera

#### Modelamiento y fuerzas

La escalera fue modelada con elementos “frame” como se observa en la siguiente figura

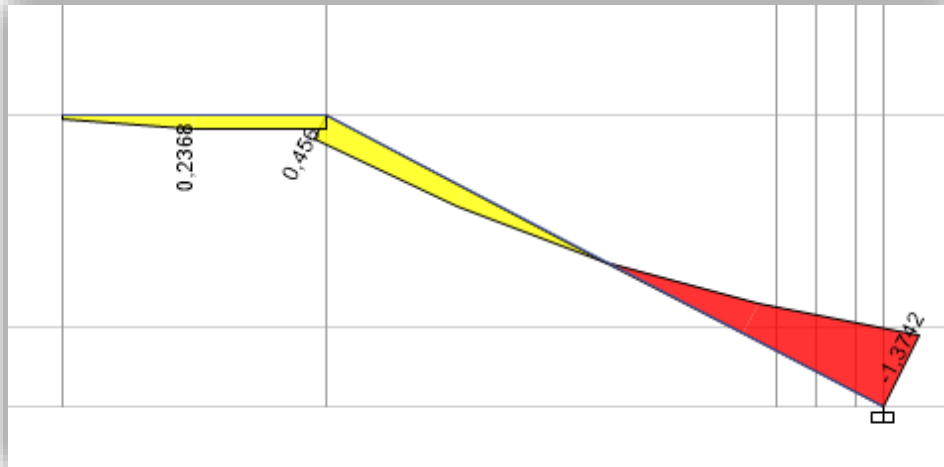


*Ilustración Cap.5-94: Modelo de la escalera*

Los elementos de la escalera en la dirección Y son de 50x15 (Ancho de la escalera de 1,5m) y los elementos en la dirección X de 50x15. (Ancho de descanso 1m).

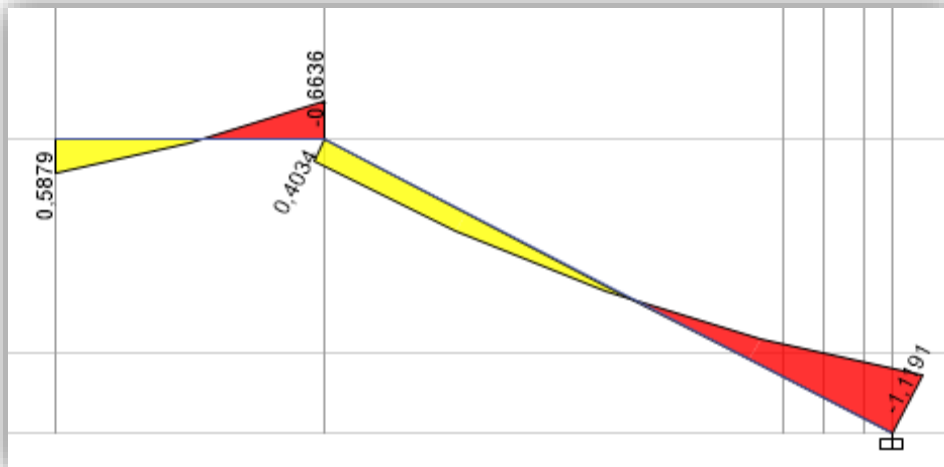
Los momentos en la escalera modelada con elementos frame para la combinación 1 son:

Para el tramo 1 de la escalera parte central:



*Ilustración Cap.5-95: Momentos en el tramo 1*

Tramo 1 de la escalera parte lateral



*Ilustración Cap.5-96: Momentos en el tramo 1, lateral*

Tramo 2 de la escalera



*Ilustración Cap.5-97: Momentos en la escalera, tramo 2*

Tramo 3 de la escalera parte lateral



*Ilustración Cap.5-98: Momentos en la escalera, tramo 3*

Tramo 3 de la escalera parte central

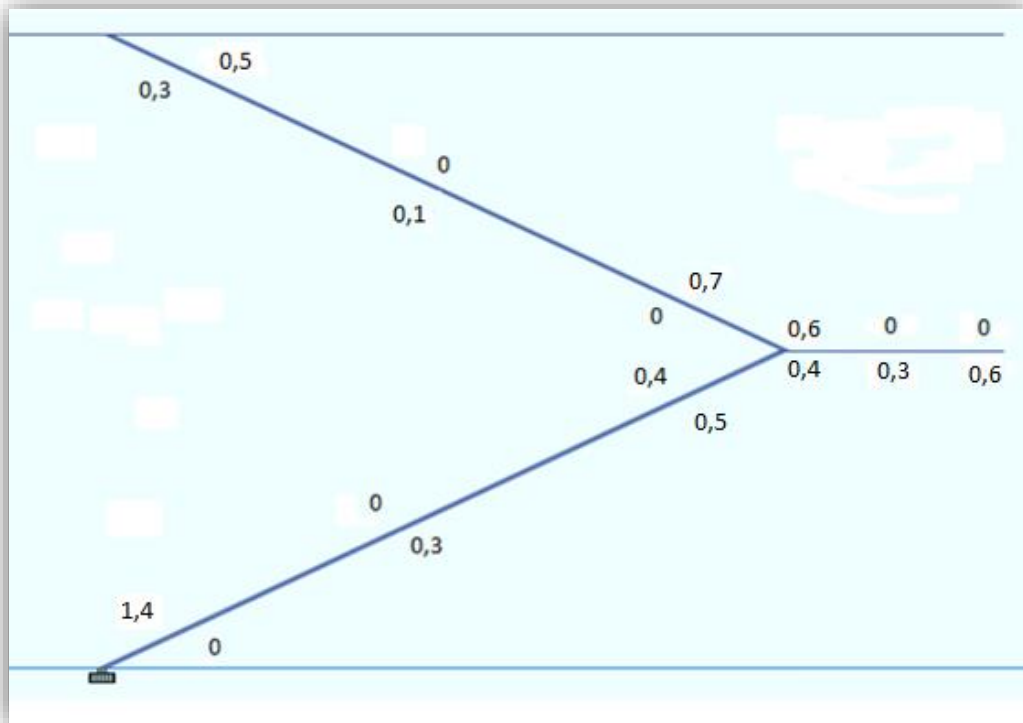


*Ilustración Cap.5-99: Momentos en la losa, tramo 3, central*

De lo que se tendrá los siguientes momentos:

	Tramo 1		
	Izquierda	centro	derecha
negativo	1,4	0	0,4
positivo	0	0,3	0,5
	Descanzo dir y		
	Izquierda	centro	derecha
negativo	0,6	0	0
positivo	0,4	0,3	0,6
	Descanzo dir x		
	Izquierda	centro	derecha
negativo	0	0,9	0
positivo	0,3	0	0
	Tramo 3		
	izquierda	centro	derecha
negativo	0,5	0	0,7
positivo	0,3	0,1	0

*Tabla Cap.5-34: Momentos en la escalera*



*Ilustración Cap.5-100: Momentos en la escalera*



## Diseño de la escalera

Para el lado izquierdo del tramo 1 tenemos un momento negativo de 1,4 Ton-m. El refuerzo para esta sección se observa en la siguiente figura.

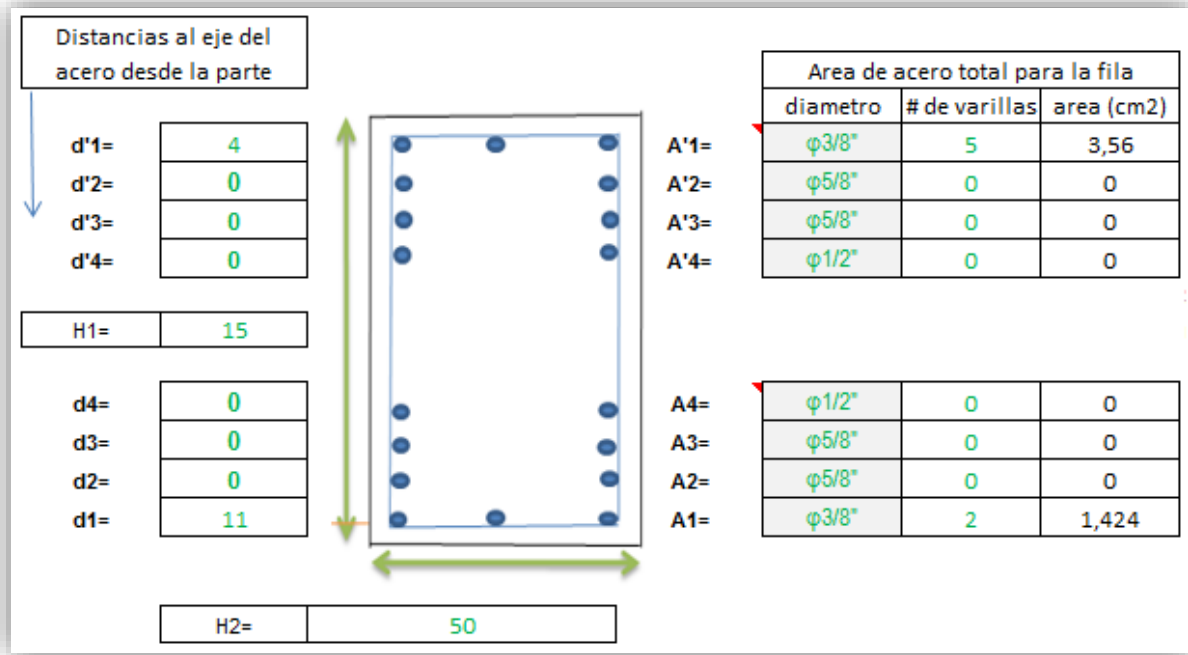


Ilustración Cap.5-101: Acero de refuerzo en la escalera 1

Diseñada como doble reforzada la sección tiene un momento resistente de 1.7 Ton-m > 1,4 OK.

La zona central del tramo 1 tiene un momento positivo de 0,3 Ton-m. El refuerzo para esta sección se observa en la siguiente figura.

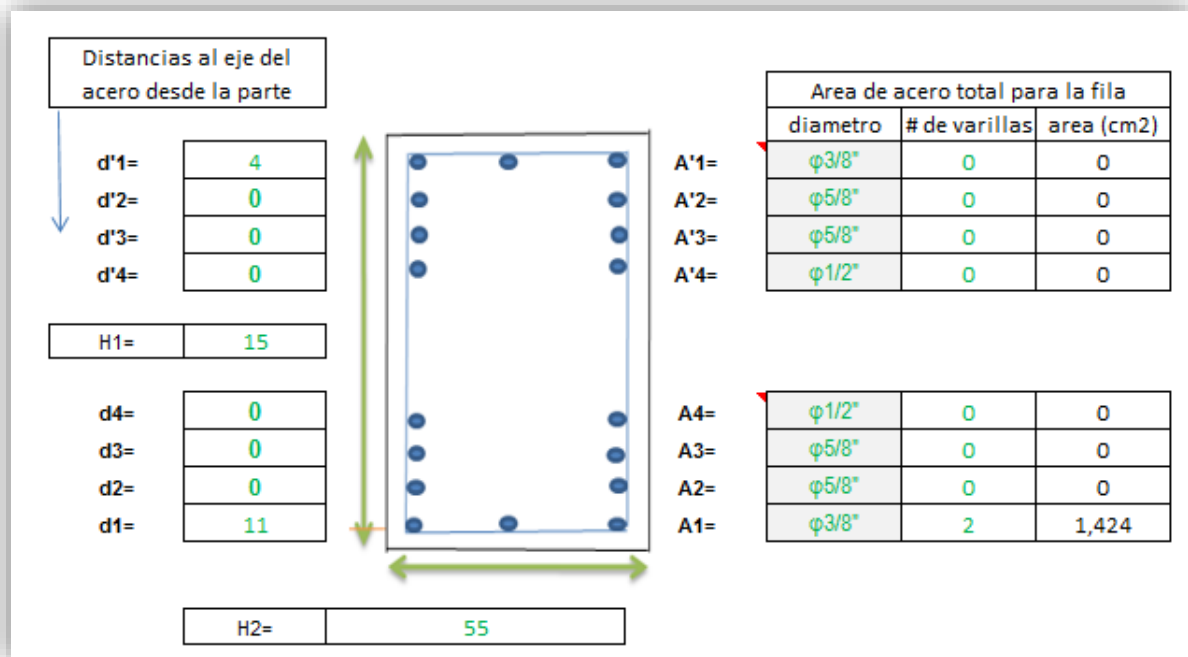


Ilustración Cap.5-102: Acero de refuerzo en la escalera 2

Diseñada como doble reforzada la sección tiene un momento resistente de 0,6 Ton-m > 0,3 OK.

De forma similar se diseña el resto de la escalera. El refuerzo de la escalera se muestra en la siguiente figura.



175

La fuerza cortantes máximas en la escalera son de 2 Ton en la zona del descanso, 1.5 Ton en el lado izquierdo del tramo 1 y 1,2 Ton en el lado izquierdo del tramo 3.

La cortante resistente para la sección será:

$$\phi V_c = 0,17 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,17 * \sqrt{21} * 550 * 110 = 4,7 \text{ Ton} > 2 \text{ OK}$$

### 5.1.3 Diseño de vigas por resistencia

A continuación se muestra la viga del primer piso a analizar.

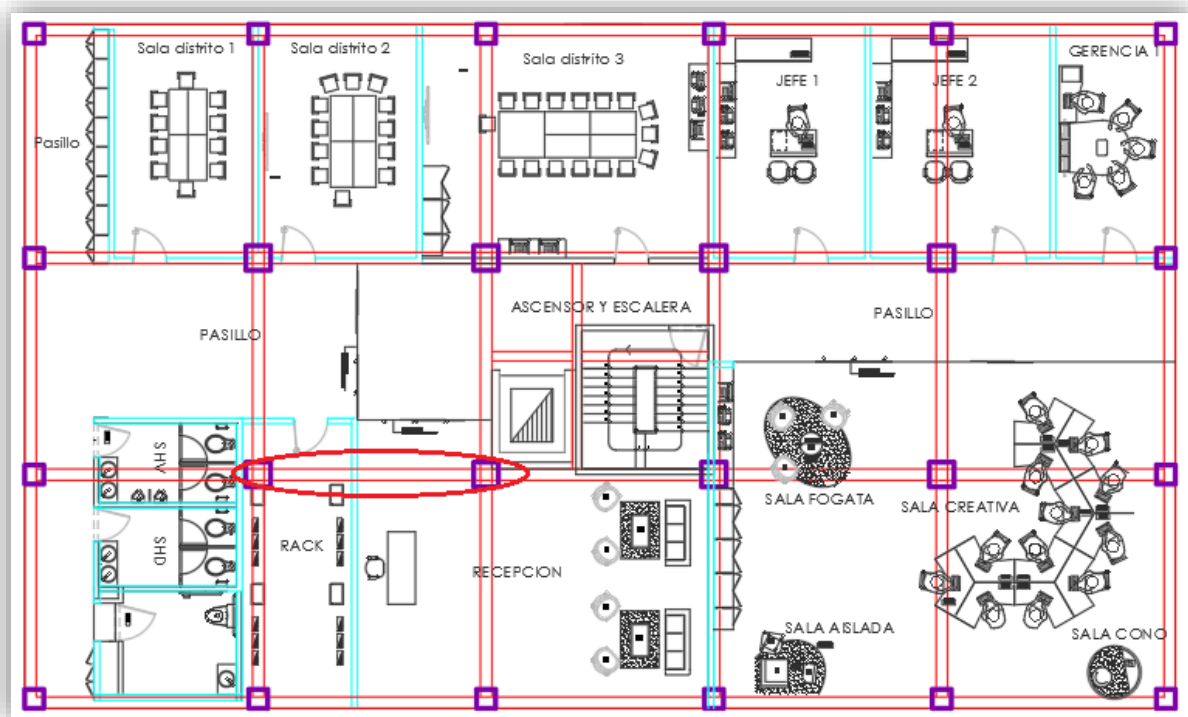


Ilustración Cap.5-105: Viga a analizar

La viga corresponde al pórtico del eje 2-2. Los momentos en este pórtico se presentan a continuación.

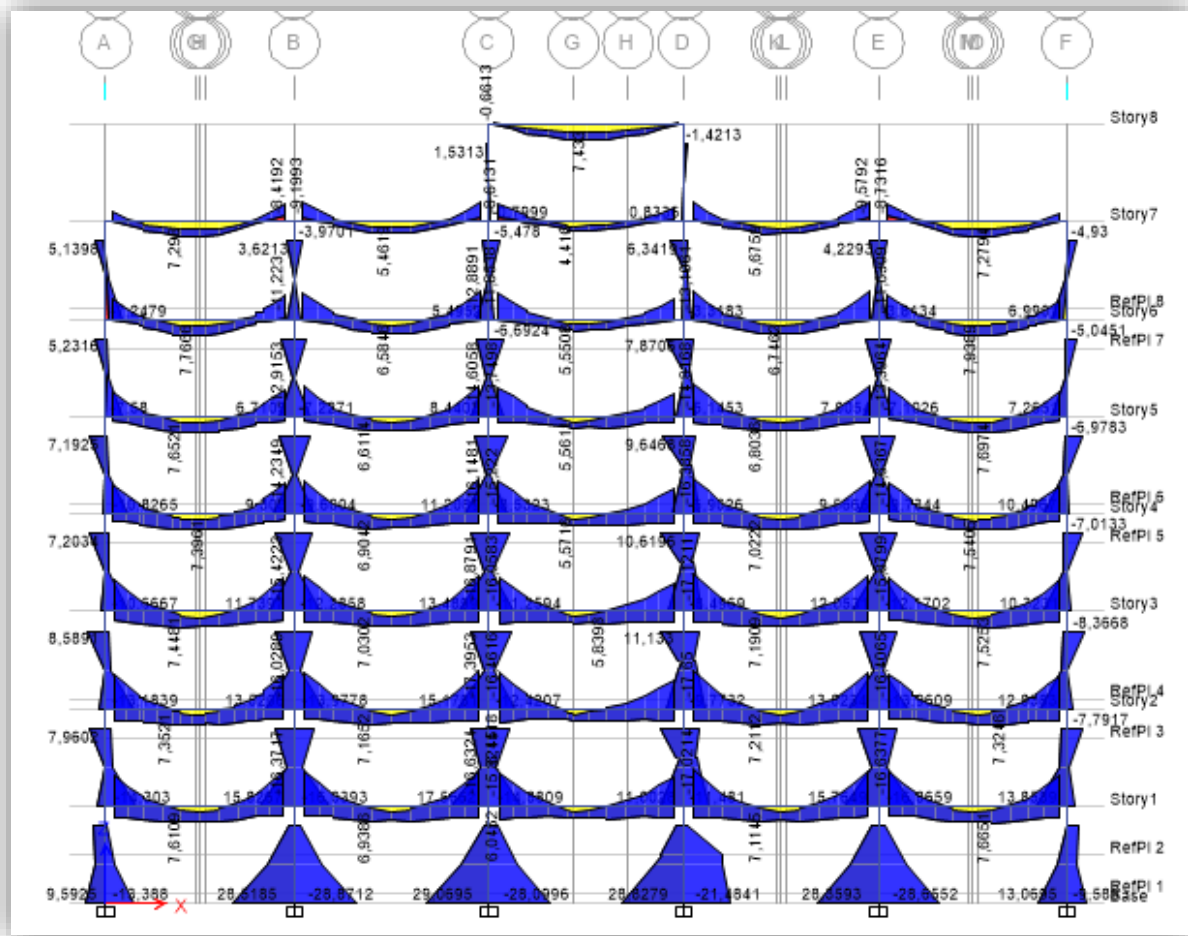


Ilustración Cap.5-106: Momentos para la viga de análisis

## Fuerzas en la viga

Los momentos en la viga para cada combinación en el primer tramo son los siguientes:

Momentos		Combinacion		1
		Izquierda	centro	derecha
negativo		9	0	9
positivo		0	6	0

Momentos	Combinacion		2
	Izquierda	centro	derecha
negativo	0	0	-16,6
positivo	1	6	0

Momentos	Combinacion		3
	Izquierda	centro	derecha
negativo	-16,6	0	0
positivo	0	6	1

Momentos	Combinacion		4
	Izquierda	centro	derecha
negativo	0	0	-13
positivo	4.5	3	0

Momentos	Combinacion		5
	Izquierda	centro	derecha
negativo	-13	0	0
positivo	0	3	4,5

### Resistencia al momento flector

Para el presente proyecto se tiene la sección V1=30x60. Se presenta el diseño para los momentos positivo y negativo del extremo izquierdo de la viga.

Para la sección se eligió un refuerzo de dos varillas continuas de 5/8" para la parte superior e inferior de la viga. Además, tres varillas de refuerzo en los extremos de la viga de 5/8" para la parte superior en una longitud de 2m.

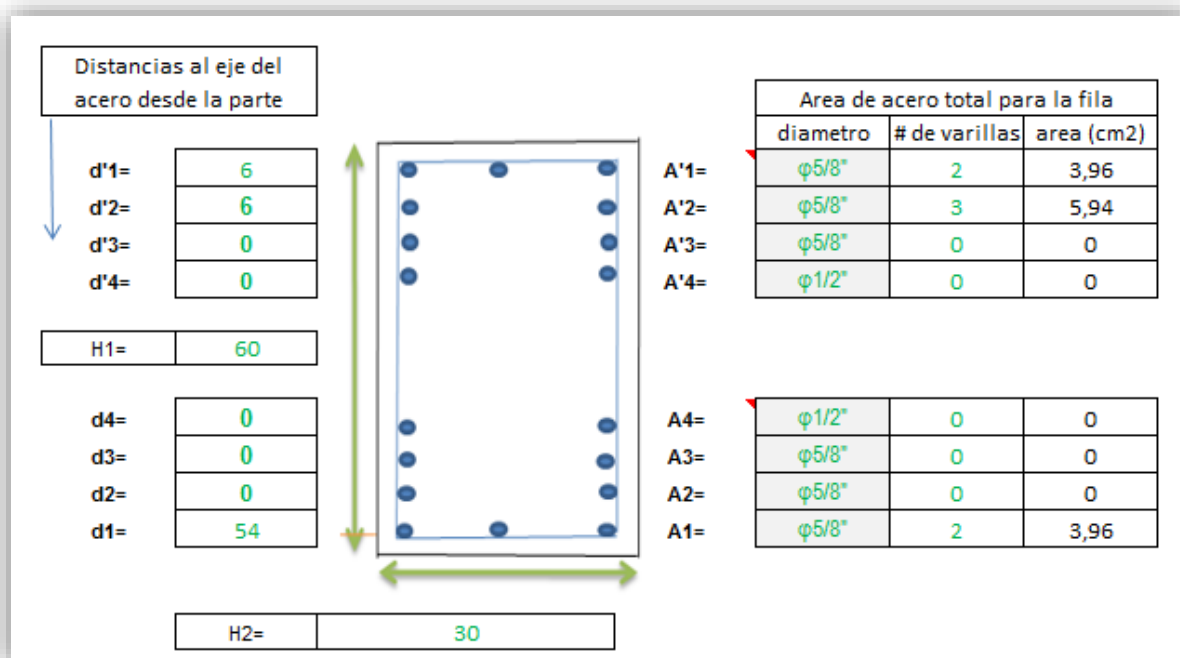


Ilustración Cap.5-107: Acero de refuerzo en la viga

Para la sección del extremo izquierdo (momento negativo) tendremos:

Combinacion	Pu	Mux	Vux
1	0	9	10
2	0	0	4
3	0	16.6	13
4	0	0	0
5	0	13	9

Tabla Cap.5-37: Cargas

Se tiene el siguiente diagrama de interaccion la sección del extremo izquierdo ( $\phi M_n=19,9$ ):



*Ilustración Cap.5-108: Diagrama de interacción de la viga*

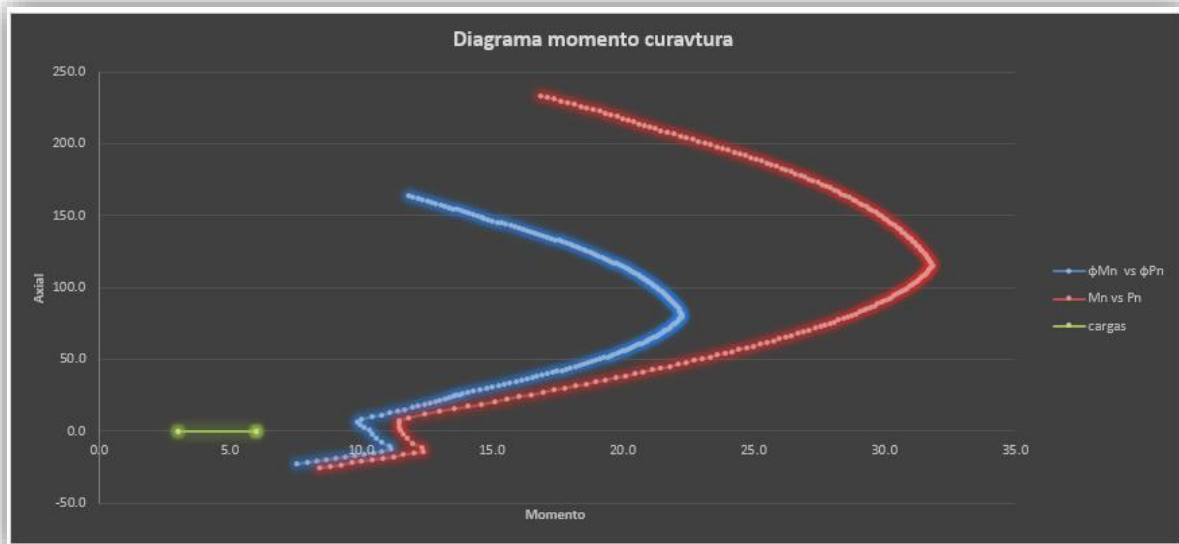
Para la parte central las fuerzas seran:

Combinacion	Pu	Mux	Vux
1	0	6	0
2	0	6	2
3	0	6	2
4	0	3	2
5	0	3	2

*Tabla Cap.5-38: Cargas 2*

Para la parte central se tiene el siguiente diagrama de interacción ( $\phi M_n=10.4$ ):





*Ilustración Cap.5-109: Diagrama de interacción de la viga 2*

Tanto para el momento positivo como para el momento negativo se cumple con la resistencia por flexión con el refuerzo colocado.

Además, la norma E-060 indica que debe proveerse de una cuantía mínima de refuerzo tal que el momento resistente sea 50% mayor al momento de agrietamiento.

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 * \sqrt{210} * b * d}{f_y}$$

Además, debe tenerse un refuerzo por temperatura con una cuantía mayor a 0.0018 en la cara superior o superior e inferior. El refuerzo por temperatura en la cara inferior deberá tener una cuantía mayor a 0.0012.

Refuerzo mínimo en tracción = 4 cm<sup>2</sup>

Refuerzo por temperatura cara superior o superior e inferior = 3.24 cm<sup>2</sup>

Refuerzo por temperatura solo cara inferior = 2.16 cm<sup>2</sup>

El área de acero de refuerzo que se tiene es de 10cm<sup>2</sup> en los extremos y 4cm<sup>2</sup> en el centro tanto arriba como abajo por lo que cumple la normativa.

La sección del lado derecho de la viga tendrá el mismo acero de refuerzo para flexión. De la misma manera se verifica el refuerzo por flexión para la parte central de la viga.

### Resistencia a la fuerza cortante

La cortante en las vigas es de 13 Ton. Para la sección 30x60 la resistencia a cortante del concreto será:

$$\phi V_c = 0,85 * 0,17 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{Nu}{14Ag}\right) b_w * d = 10,7 \text{ Ton} < 13 \text{ Ton}$$

Por lo que necesitara refuerzo con estribos. Se deberá verificar por capacidad.

### 5.1.4 Diseño de vigas por capacidad

#### Cortante $V_u$

Se continúa con el diseño por capacidad de la viga del primer piso del eje 2-2 anteriormente analizada. Para las vigas el artículo 21.5.4 de la norma E-060 describe el siguiente procedimiento

Primero se deberá hallar la resistencia probable a flexión de la viga “Mpr” ya sea del lado izquierdo “Mpri” o derecho “Mprd”. De esta manera podemos tener Mpri=momento positivo=10.4 Ton y Mprd=momento negativo=19.9 Ton. Los momentos son hallados según el acero colocado.

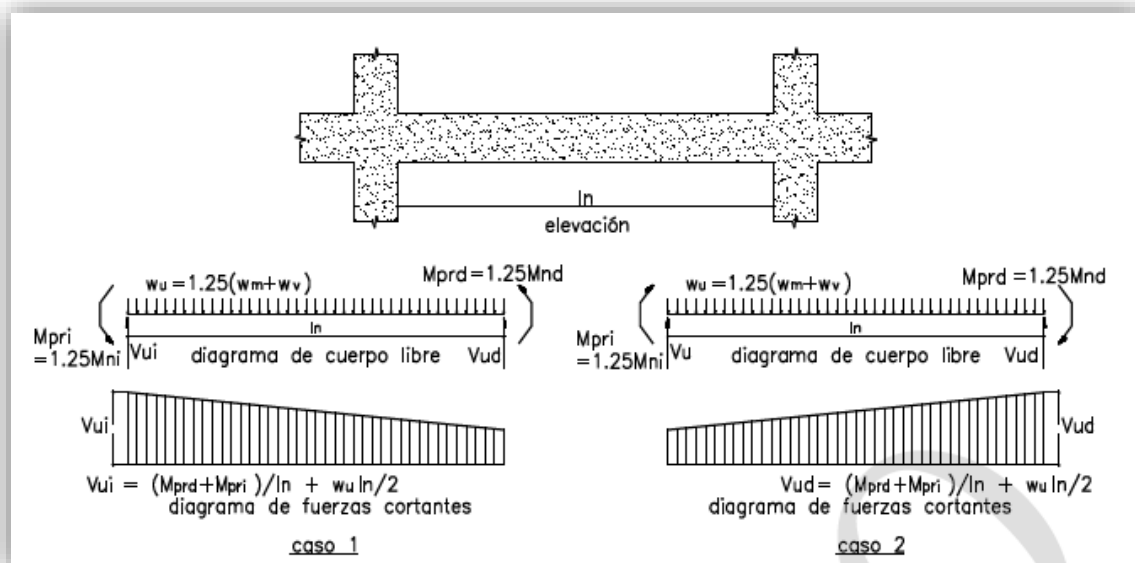


Ilustración Cap.5-108: Fuerzo cortante de diseño en vigas

Fuente: RNE E-060

La cortante ficticia “V1” que producen estos momentos en la viga de longitud  $L=5.3\text{m}$  será:

$$V1 = \frac{1.25(M_{pri} + M_{prd})}{ln} = \frac{1.25(10.4 + 19.9)}{5.3} = 7.14 \text{ Ton}$$

Además, se halla la cortante “V2” resultado de la carga distribuida “wu” amplificada correspondiente a la carga muerta y viva sobre la viga.

$$Wu = 1.25 * (1.4 * w_m + 1.7 * w_v) = 1.25 * (1.68 + 0.85) = 3.16 \text{ Ton/m}$$

$$V2 = \frac{wu * ln}{2} = 3.16 * \frac{5.3}{2} = 8.3 \text{ Ton}$$

Luego la cortante de diseño “Vu” será:

$$Vu = V1 + V2 = 15.45 \text{ Ton}$$

Dónde:

$ln$ = longitud de la viga

$$wu = 1.25 (1.4w_m + 1.7w_v)$$

Luego la norma E-060 exige que se obtenga el refuerzo por corte utilizando el mayor “Vu” entre el análisis por resistencia y el análisis por capacidad.

La cortante resistente del concreto es  $\phi V_c = 10.7 \text{ Ton} < 15.45 \text{ Ton}$ . Por lo que necesita estribos. El espaciamiento “S” del estribo deberá ser menor que:

$$S = \frac{A_s * f_y * d}{\frac{V_u}{0.85} - V_c} = \frac{1.42 * 4200 * 54}{\frac{15.4}{0.85} - 12.62} = 54.6 \text{ cm}$$

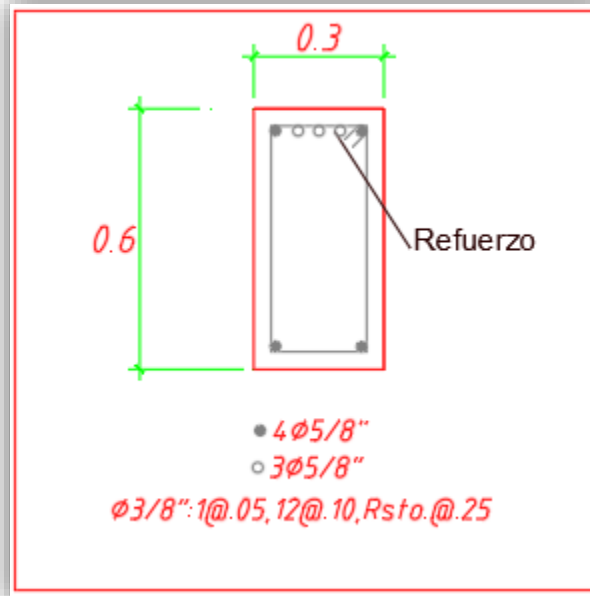
Se coloca refuerzo según el artículo 21.5.3 de la norma E-060 2009.

distribucion					
l	H1				
	120				
s	d/4	8* $\phi$ l	24* $\phi$ □	max	
	15,0	12,70	22,8	30	elegir el menor
c	27	maximo			
Distribucion del estribo (ejemplo)					
estribo $\phi 3/8, 1@5, 12@10, \text{rto}@25$					

*Tabla Cap.5-38: Requisitos de estribos*

Se usaran varillas de  $\phi 3/8''$  para los estribos con un espaciamiento 1@5, 12@10, rto@25, de manera que la estructura sea dúctil y este bien confinado el elemento.

A continuación se presenta el detalle de refuerzo de la sección.



*Ilustración Cap.5-109: Detalle de refuerzo de la viga*

### 5.1.5 Fuerzas axiales en vigas debido al reforzamiento con disipadores

Los disipadores están unidos a los perfiles metálicos por un lado y por otro lado a la viga por lo que durante un sismo aparecerán fuerzas axiales en las vigas. Las fuerzas en los disipadores halladas en el análisis sísmico se presentan a continuación.

Tabla 1	Ton			
	max displ.	max veloc.	max acel.	Max
Piso	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$
7	194,3	124,6	208,0	208,0
6	340,0	124,6	355,2	355,2
5	443,4	124,6	465,2	465,2
4	514,8	124,6	546,2	546,2
3	571,5	124,6	614,4	614,4
2	639,0	111,8	670,7	670,7
1	747,3	196,0	726,7	747,3

Tabla Cap.5-39: Fuerzas del disipador

Estas fuerzas corresponden a las fuerzas máximas posibles que se presentaran en los disipadores para cada dirección. Debido a que se tienen 4 disipadores por piso se dividirá entre 4. Además, estas fuerzas no están reducidas por el factor de reducción R. La fuerza axial transmitida a las vigas será:

Piso	Ton
	Qmax
7	6
6	10,6
5	13,8
4	16
3	17,8
2	20
1	23,3

Tabla Cap.5-40: Fuerzas del disipador reducidas

Para la viga del piso 1 del eje 2-2 analizada anteriormente tendremos el siguiente diagrama de interacción:



Ilustración Cap.5-110: Diagrama de interacción de la viga, bajo carga axial del dissipador

Del diagrama podemos observar que para los momentos  $M_u$  para cada combinación la viga puede soportar las fuerzas de compresión ejercidas por el dissipador sin dificultad. Lo mismo se verifica para todos los pisos.

### 5.1.6 Vigas que reciben otras vigas

En la zona del ascensor y escalera la viga V1 recibe a la viga V2 por lo que se debe suministrar refuerzo adicional por corte según la sección 11.5.8 del RNE E-060.

La fuerza cortante en la viga secundaria V2 en la cara del nudo es  $V_u = 3$  Ton. La resistencia a la cortante en la cara de apoyo será:

$$\phi V_n = \phi A_h * f_y \geq V_u \frac{h_s}{h_p}$$

Donde:

$h_s$ : peralte de la viga secundaria

$h_p$ : peralte de la viga principal

$A_h$ : área de acero requerida

$$\phi V_n = 0.85 * 0.712 * 4200 \geq 3 * \frac{0.5}{0.6}$$

$$\phi V_n = 2.5 \geq 2.5, \quad OK$$

Por tanto se proveerá con un estribo adicional de  $\phi 3/8"$ . La longitud en la que se debe proveer el refuerzo es:

$$L = \frac{b + h_p - h_s}{2} = \frac{0.25 + 0.6 - 0.5}{2} = 0.175m$$

Por tanto el refuerzo adicional se muestra a continuación:

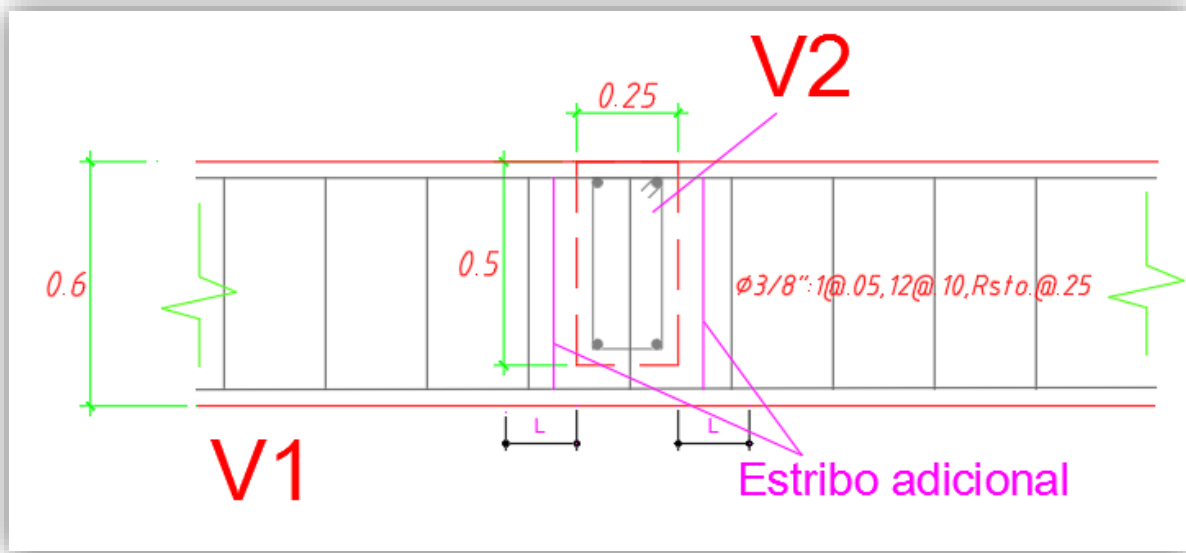
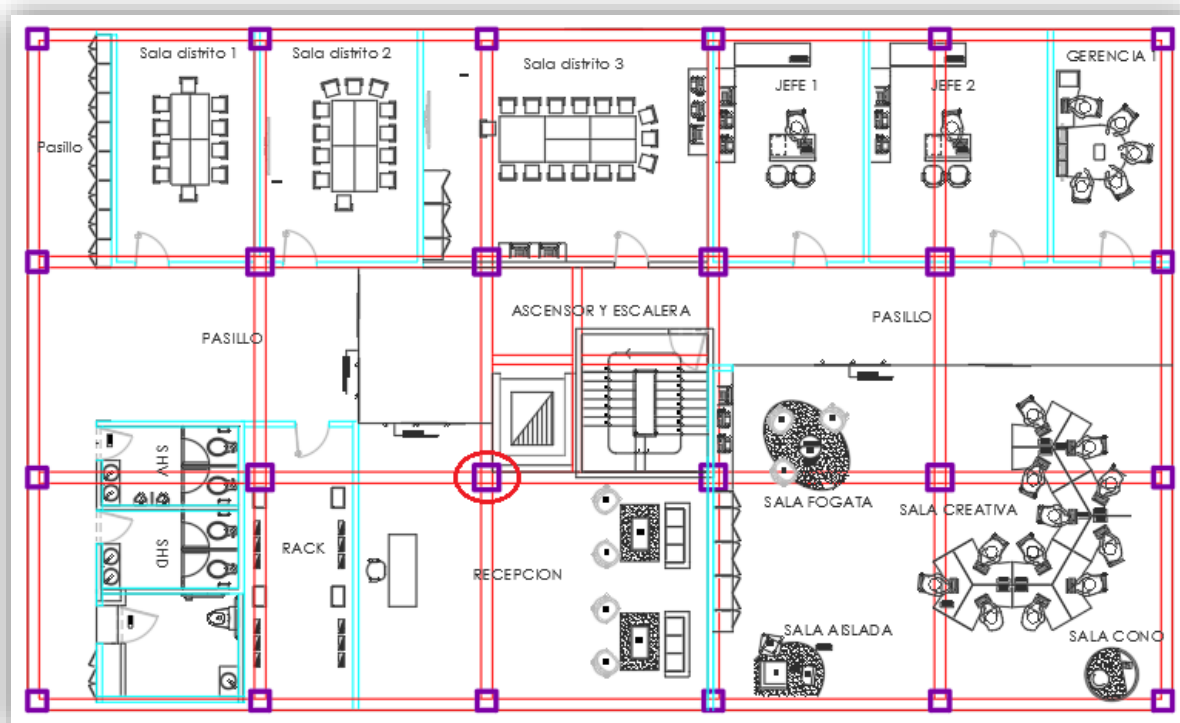


Ilustración Cap.5-111: Detalle de viga que se apoya en otra viga

### 5.1.7 Diseño de columnas por capacidad

#### Diseño de una columna central

Se diseñará la columna central mostrada en rojo del primer piso



*Ilustración Cap.5-112: Columna analizada*

Las combinaciones son

$$C1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$C2 = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$C3 = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$C4 = 0.9CM + CS$$

$$C5 = 0.9CM - CS$$

CM y CV corresponden a la carga muerta y viva. Las fuerzas sísmicas “CS” provienen del análisis estático por el método de las fuerzas laterales equivalentes para estructuras con disipadores según la metodología del ASCE 7-10 Cap. 18. Luego, estas fuerzas son incorporadas al modelo en ETABS para que realice un análisis estructural estático lineal de la estructura donde solo participa la rigidez de los disipadores. Resultado del análisis obtenemos las fuerzas axiales, momentos y cortantes.



Las fuerzas encontradas para la columna son:

Eje "X":

Combinacion	Pu	Mux	Vux
1	382	1	1
2	326	25,8	11,8
3	326	25,8	11,8
4	179	25,8	11,8
5	179	25,8	11,8

Tabla Cap.5-41: Fuerzas en la columna

Igual para el eje "Y"

### Diseño por flexo compresión para el eje "X"

La sección es la siguiente:

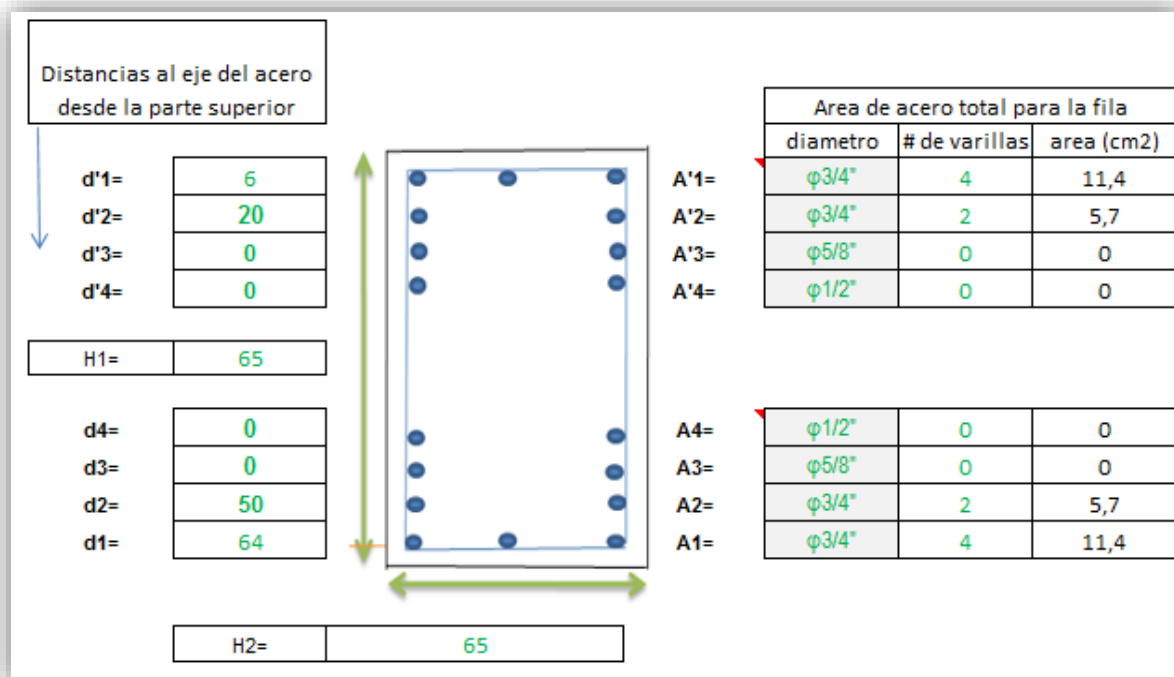
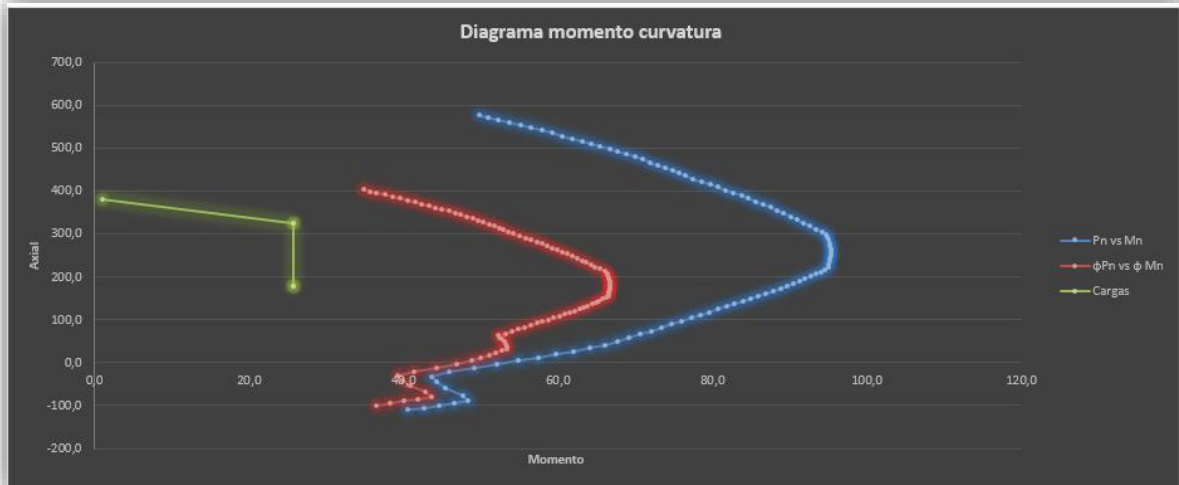


Ilustración Cap.5-113: Acero de refuerzo en columna

La sección propuesta cumple con el refuerzo mínimo de 1%.

El diagrama de interacción de la columna es:



*Ilustración Cap.5-114: Diagrama de interacción de la columna*

Como se puede observar las combinaciones de carga (mostradas en verde) caen dentro del diagrama de interacción minorado (rojo)

Si no hubieran caído dentro del diagrama se hubiera incorporado una mayor área de acero de refuerzo o aumentado la sección. A continuación se presenta el diagrama momento curvatura de la sección utilizando la no linealidad del material. Se utiliza la curva de endurecimiento para el acero y las curvas de Mander para el concreto. (Confinamiento  $s=10\text{cm}$ , estribos de  $\phi 3/8$ )

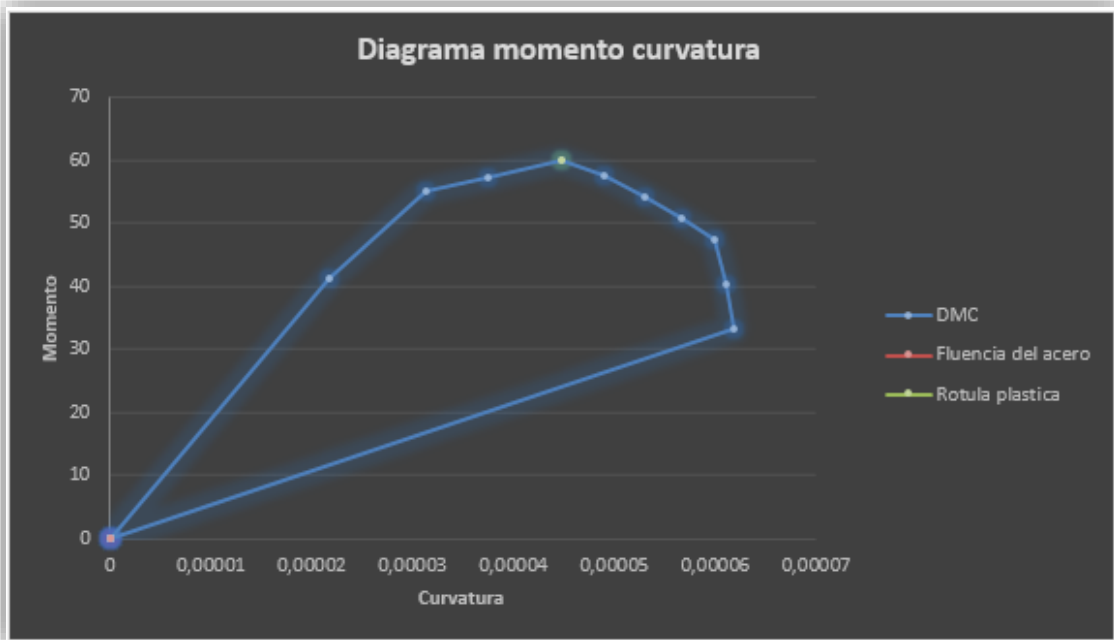


Ilustración Cap.5-115: Diagrama momento curvatura no lineal  $P_u=326$  Ton

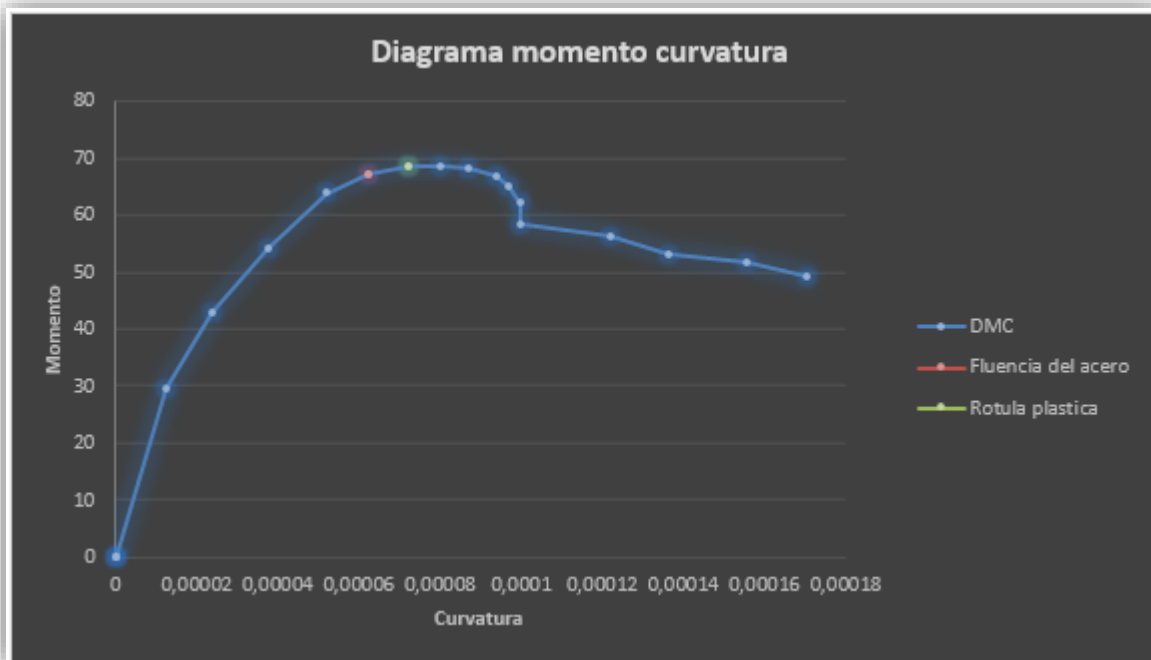
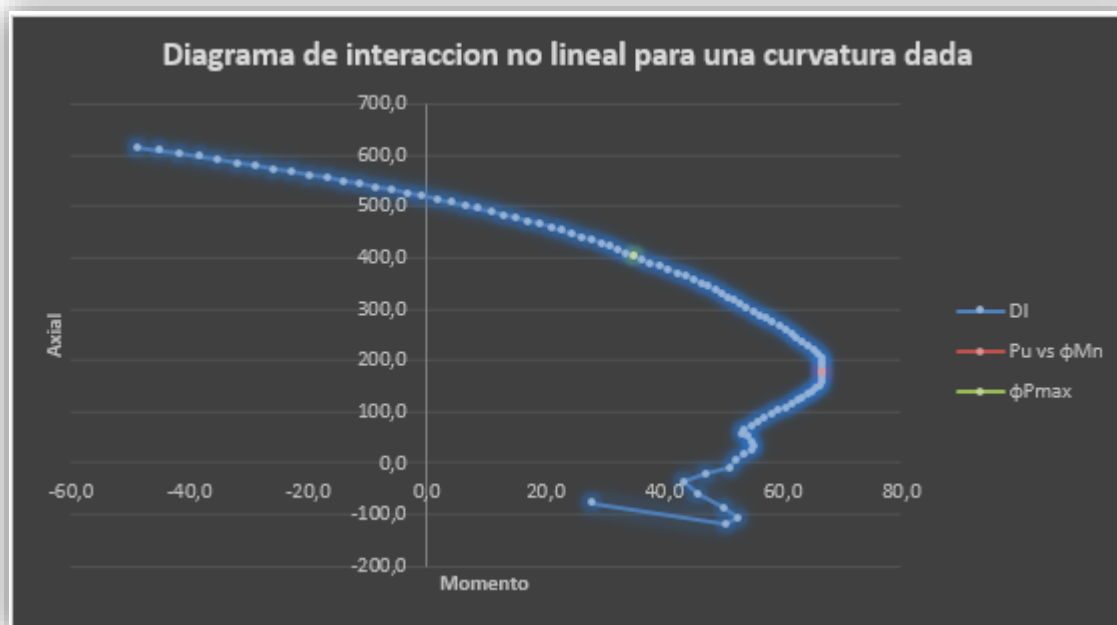


Ilustración Cap.5-116: Diagrama momento curvatura no lineal  $P_u=179$  Ton

Diagrama de interacción para una deformación del concreto  $\epsilon_c=0,003$



*Ilustración Cap.5-117: Diagrama de interacción no lineal*

De lo que se concluye que es aceptable la sección asignada

### Diseño por corte para el eje “X”

Para el diseño por corte utilizamos el capítulo 21 de la norma E-060 2009 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico”. La estructura es de pórticos. El artículo 21.6 “Requisitos para las columnas de edificios con sistema resistente a fuerzas laterales de pórticos y duales tipo 2” indica los lineamientos que se deben cumplir para este tipo de diseño.

La altura de entrepiso es de 3m. Si colocamos estribos cuadrados con varillas de 3/8” tendremos un área de acero transversal de 1.42cm<sup>2</sup>. A continuación se presentan la fuerza axial “Pu”, momento resistente “ $\phi M_{nc1}$ ”, cortante ultima “Vu”, cortante por capacidad “Vp”, Cortante resistente del concreto Vc, cortante resistente requerida del refuerzo transversal “Vs” y el espaciamiento requerido “s”, para cada combinación.

Combinacion	Pu	$\phi M_{nc1}$	Vu	Vp	Vc	Vs requerido	Espaciamiento maximo	
							s $\square$	s $\square +0$
-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	382	41	1	33,8	53,34	-13,61	-56,2	-96,0
2	326	51	11,8	42,5	50,27	-0,22	-3482,3	-5944,7
3	326	51	11,8	42,5	50,27	-0,22	-3482,3	-5944,7
4	179	67	11,8	55,6	42,22	23,19	33,0	56,4
5	179	67	11,8	55,6	42,22	23,19	33,0	56,4

Tabla Cap.5-42: Calculo del acero requerido como refuerzo transversal

Obtención del momento resistente “ $\phi M_{nc1}$ ”:

El momento resistente lo obtenemos del diagrama de interacción. Para cada valor de la fuerza axial le corresponderá un valor de momento resistente obtenido de la abscisa del gráfico.

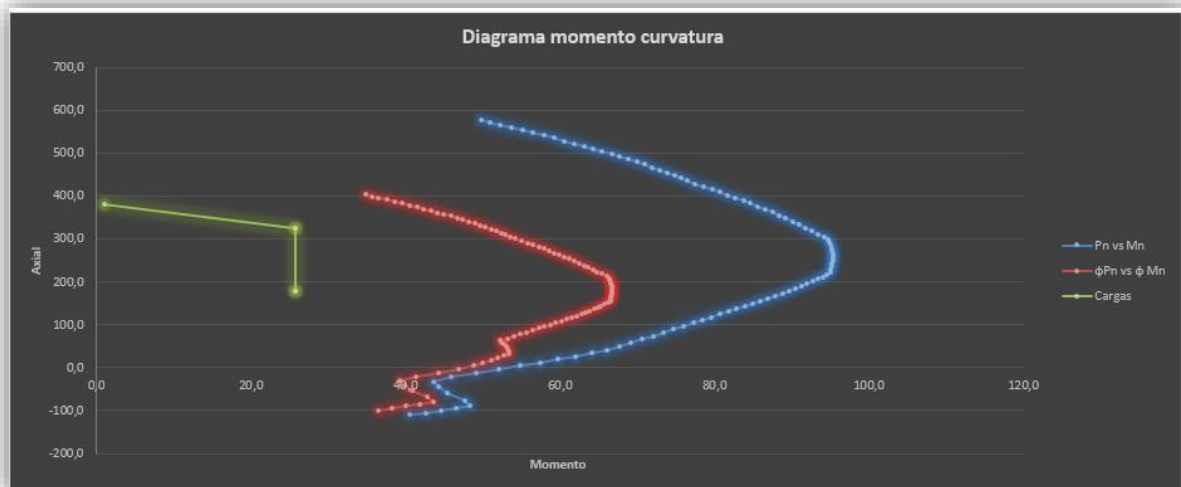


Ilustración Cap.5-118: Diagrama de interacción para hallar Mn

Así, por ejemplo para el valor de  $P_u=179$  le corresponde un valor de  $\phi M_{nc1}=67 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ .

Fuerza cortante “Vu”, “Vp”:

La fuerza cortante “Vu” proviene de las combinaciones de carga, sin embargo el capítulo 21 solicita que se use el mayor valor entre “Vu” y “Vp”.

Obtención de “Vp”:

Vp se obtiene de la siguiente formula:

$$V_p = \frac{1.25(M_{pri} + M_{prs})}{h_n}$$

Donde  $M_{pri}$  y  $M_{prs}$  son los momentos resistentes asociados a la misma combinación de cargas. Por ejemplo, para la combinación 4,  $M_{pri}=M_{prs}=67 \text{ Ton}\cdot\text{m}$ .  $V_p=55.6 \text{ Ton}$ .

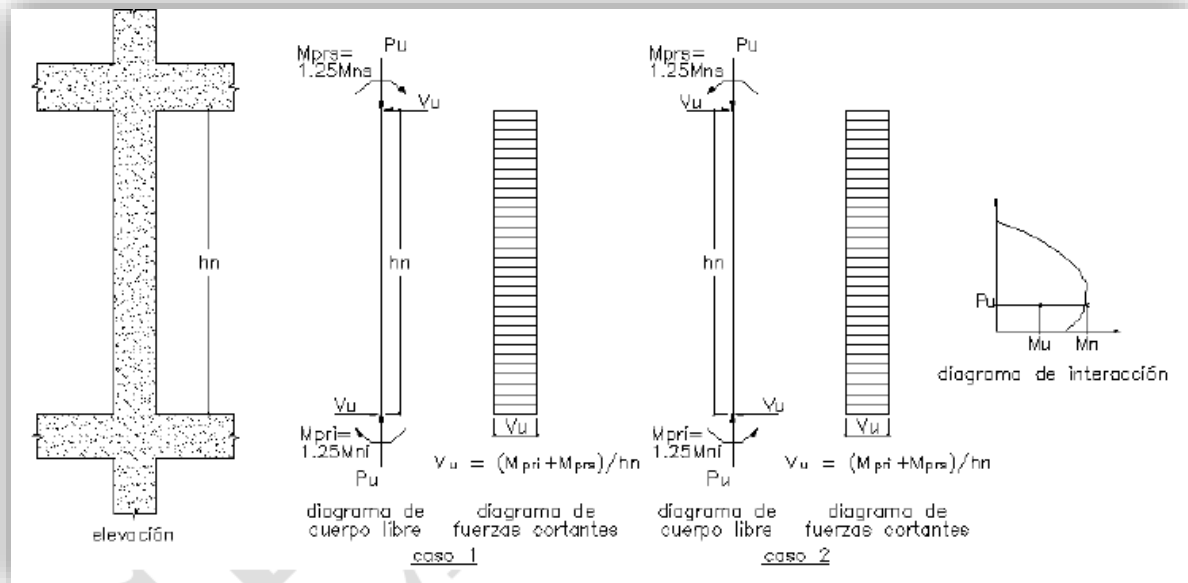


Ilustración Cap.5-119: Grafico para el diseño por capacidad de columnas

Fuerza cortante resistente del concreto “ $V_c$ ”

Para cada combinación de cargas se halla la fuerza cortante resistente del concreto mediante la fórmula:

$$V_c = 0.17 * \sqrt{f'_c} * b * d * (1 + \frac{P_u}{14 * A_g})$$

(Unidades en el S.I.)

Fuerza cortante resistente requerida del refuerzo transversal “ $V_s$ ”:

Se halla mediante la siguiente formula:

$$V_s = \frac{Max(V_u, V_p)}{0.85} - V_c$$

Espaciamiento requerido “s”

El espaciamiento requerido para cada combinación se halla mediante:

$$s = \frac{A * f_y * d}{V_s}$$

Por ejemplo, para la combinación 4 debemos tener un espaciamiento menor a 33cm

Además, el artículo 21.6.4.2 nos indica la longitud de confinamiento “L”, medida desde ambos extremos de la columna hacia el centro, el espaciamiento máximo “Smax” de los estribos de confinamiento y el espaciamiento máximo del resto de los estribos “Cmax” fuera de la longitud “L”. De esta manera:

distribucion				
l	H1	ln/6	min	
	65	50,00	50	elegir el mayor
s	bmin/3	6*φl	max	
	21,7	11,40	10	elegir el menor
c	19	maximo		
Distribucion del estribo (ejemplo)				
estribo φ3/8,1@5,7@10,rto@15				

*Tabla Cap.5-43: Requisitos de estribos de la columna*

De lo que concluimos que podemos tener una distribución de estribos

□φ3/8”,1@5,7@10,rto@15

Además, para el presente caso, el artículo 21.6.4 de la E-060 indica que debemos tener un área de refuerzo transversal mayor a:

$$A_{sh} = \max\left(\frac{0.3 * s * b * f'c}{f_y} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) ; \frac{0.09 * s * b * f'c}{f_y}\right)$$

Dónde:

A<sub>ch</sub>=área del núcleo confinado medida al exterior del refuerzo de confinamiento

De lo que

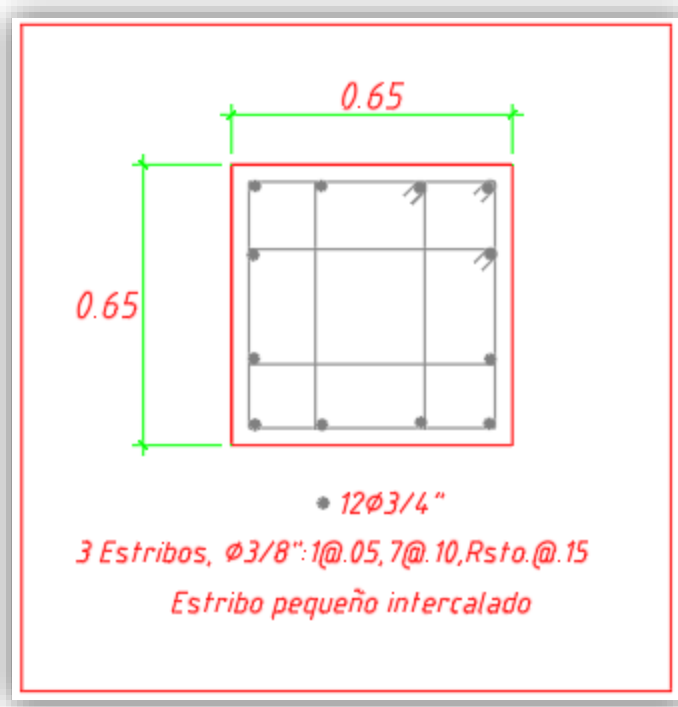
$$A_{sh} = 2.57cm^2 > 1.42cm^2, \text{ no cumple}$$

Por lo que debemos incorporar un estribo adicional así el área de refuerzo transversal será A<sub>s</sub>=4\*0.712=2.84cm<sup>2</sup> > 2.57cm<sup>2</sup>, cumple.

Con un espaciamiento de 10cm la cortante que soporta la sección será V<sub>n</sub>=95 Ton

Lo mismo se realiza para el eje “Y”

A continuación se presenta el detalle del refuerzo de la columna.

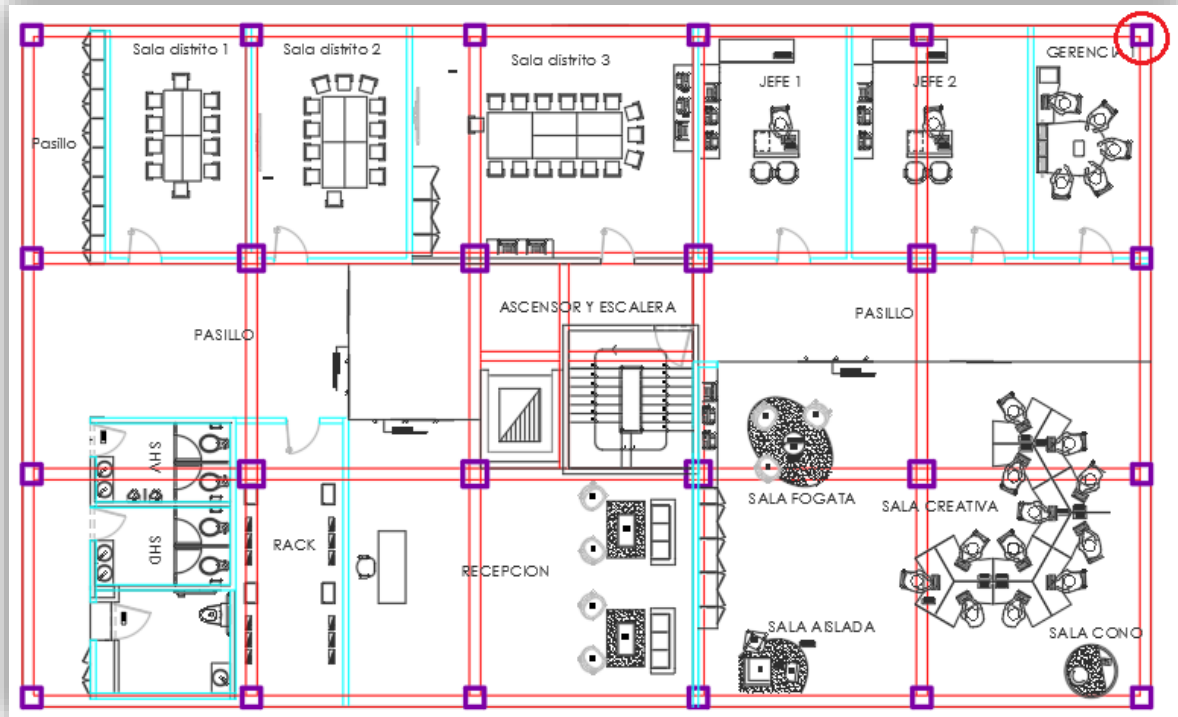


*Ilustración Cap.5-120: Detalle de refuerzo de la columna*



### Diseño de una columna extrema

Se diseñara la columna extrema mostrada en rojo del primer piso



*Ilustración Cap.5-121: Columna analizada*

Las combinaciones son

$$C1 = 1.4CM + 1.7CV$$

$$C2 = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$C3 = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$C4 = 0.9CM + CS$$

$$C5 = 0.9CM - CS$$

Las fuerzas encontradas para la columna son:

Eje "X":

Combinacion	Pu	Mux	Vux
1	132	1	1
2	171	10,5	5,8
3	171	10,5	5,8
4	124	10,2	5,2
5	124	10,2	5,2

Tabla Cap.5-44: Fuerzas en la columna esquinera

Igual para el eje “Y”

### Diseño por flexo compresión para el eje “X”

La sección es la siguiente:

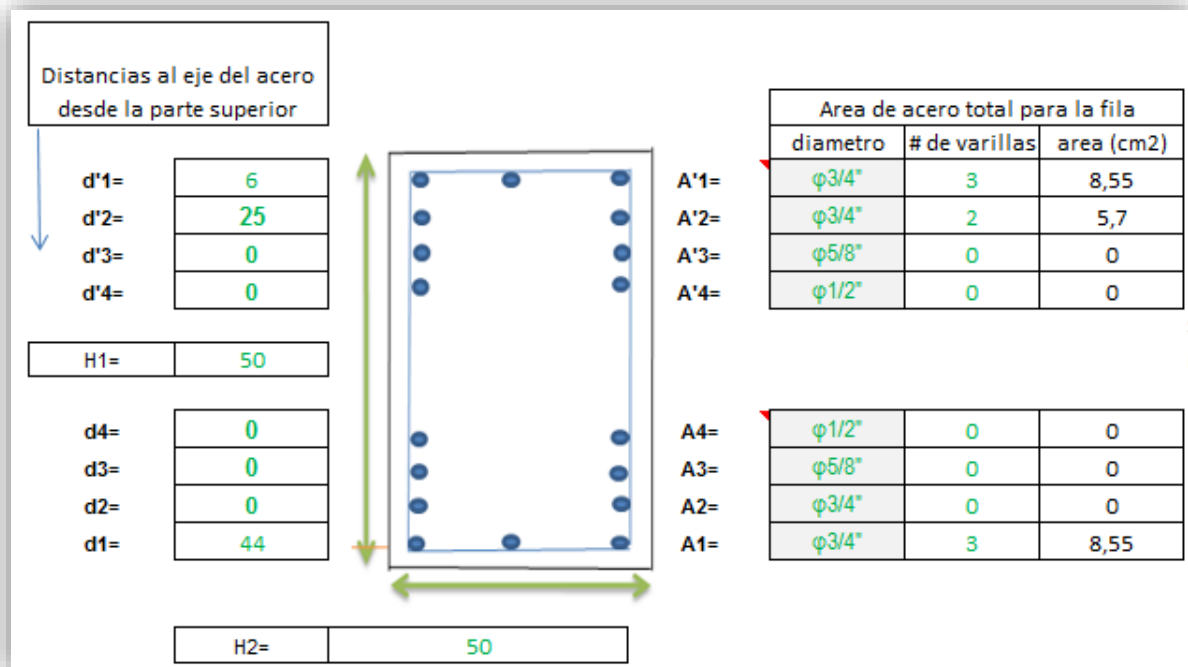


Ilustración Cap.5-122: Acero de refuerzo en columna esquinera

El diagrama de interacción de la columna es:

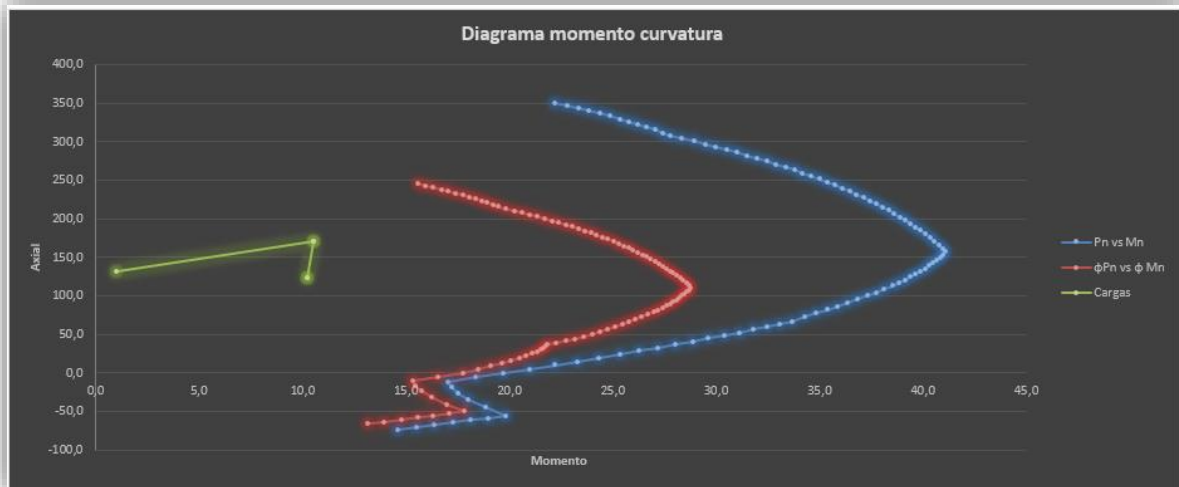


Ilustración Cap.5-123: Diagrama de interacción de columna esquinera

Como se puede observar las combinaciones de carga (mostradas en verde) caen dentro del diagrama de interacción minorado (rojo)

### Diseño por corte para el eje “X”

La altura de entrepiso es de 3m. De la misma manera que para el diseño de una columna central, si colocamos estribos cuadrados con varillas de 3/8” tendremos un área de acero transversal de 1.42cm<sup>2</sup>. A continuación se presentan la fuerza axial “Pu”, momento resistente “φMnc1”, cortante ultima “Vu”, cortante por capacidad “Vp”, Cortante resistente del concreto Vc, cortante resistente requerida del refuerzo transversal “Vs” y el espaciamiento requerido “s”, para cada combinación.

Combinacion	Pu	φMnc1	Vu	Vp	Vc	Vs requerido	Espaciamiento maximo	
							s□	s □+0
-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	132	28	1	23,3	23,60	3,77	139,6	238,3
2	171	25	5,8	20,9	25,51	-0,98	-536,8	-916,4
3	171	25	5,8	20,9	25,51	-0,98	-536,8	-916,4
4	124	28	5,2	23,5	23,21	4,48	117,6	200,7
5	124	28	5,2	23,5	23,21	4,48	117,6	200,7

Tabla Cap.5-45: Fuerzas cortantes

distribucion				
l	H1	ln/6	min	
	50	50,00	50	elegir el mayor
s	bmin/3	6*φl	max	
	16,7	11,40	10	elegir el menor
c	19	maximo		

Distribucion del estribo (ejemplo)

estribo φ3/8,1@5,5@10,rto@15

0.5

0.5

• 8Ø3/4"

3 Estribos, Ø3/8": 1@.05, 5@.10, Rsto.@.15

Estrubo pequeño intercalado

200

Con un espaciamiento de 10cm la cortante que soporta la sección será  $V_n = 65$  Ton

(Lo mismo se realiza para el eje “Y”)

### 5.1.8 Momentos magnificados por efecto P-delta

#### Columna extrema

Se indica la columna analizada

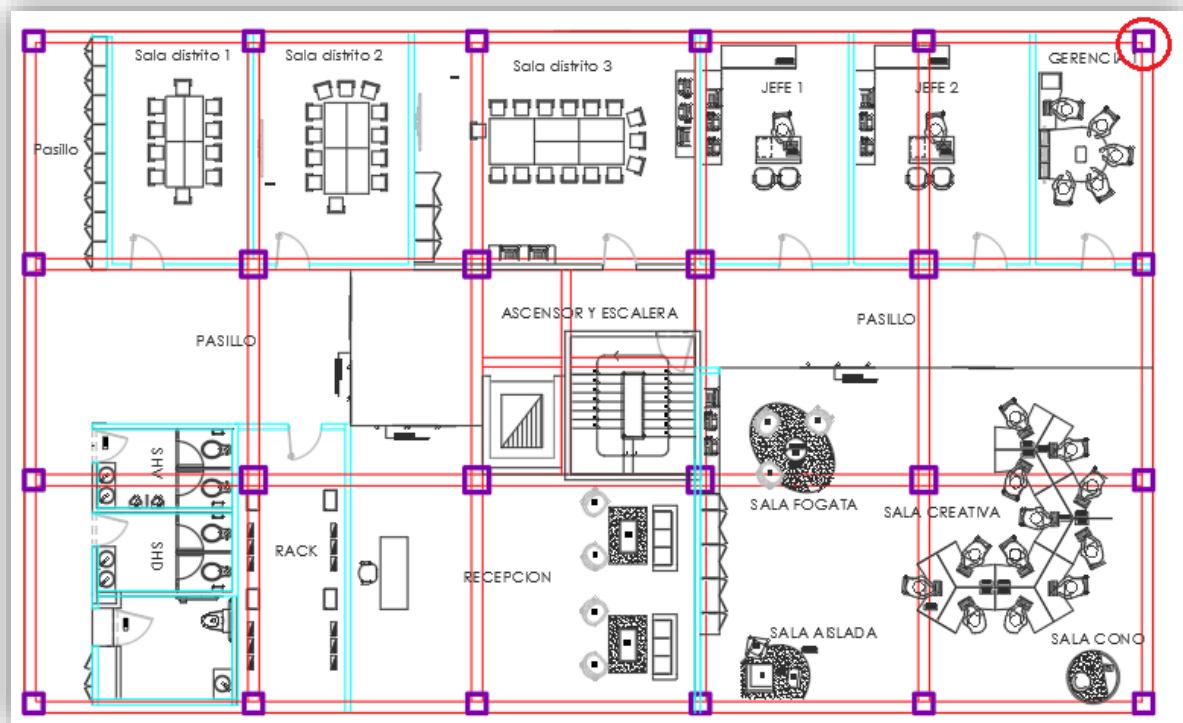


Ilustración Cap.5-125: Columna analizada

Según indica el artículo 10.10 “Efectos de esbeltez en elementos a compresión” de la norma E-060 de diseño en concreto armado se procede a lo siguiente:

La esbeltez de la columna será:

$$e = \frac{K * lu}{r} = \frac{1 * 2.4}{0.21} = 11.4$$

Como la esbeltez es menor a 100 cumple el máximo valor según la norma

Luego, calculamos el índice de estabilidad de entrepiso “Q”:

$$Q = \frac{\sum Pu * \Delta o}{Vus * he}$$

Si el índice de estabilidad de entrepiso es menor o igual a 0.06 se puede considerar como arriostrado o sin desplazamiento

Combinacion	Pu	Vus	he	ΔO	Q	Tipo de analisis
1	124	1	3	0,017	0,70	con desplazamiento lateral
2	157	6	3	0,017	0,15	con desplazamiento lateral
3	157	6	3	0,017	0,15	con desplazamiento lateral
4	112	6	3	0,017	0,11	con desplazamiento lateral
5	112	6	3	0,017	0,11	con desplazamiento lateral

Tabla Cap.5-47: Arriostrado o no arriostrado

Por tanto procedemos a un análisis con desplazamiento lateral. Los valores de δs son mostrados:

Combinacion	δs=1/(1-Q)	δs (>1.5)	δsMs
1	3,36	1,0	1,03
2	1,17	1,0	14,09
3	1,17	1,0	14,09
4	1,12	1,0	12,30
5	1,12	1,0	12,30

Tabla Cap.5-48: Momento magnificado

Sin embargo, para elementos no arriostrados contra desplazamientos laterales se puede despreciar los efectos de la esbeltez cuando  $K*lu/r < 22$ .

$$\frac{Klu}{r} = 16$$

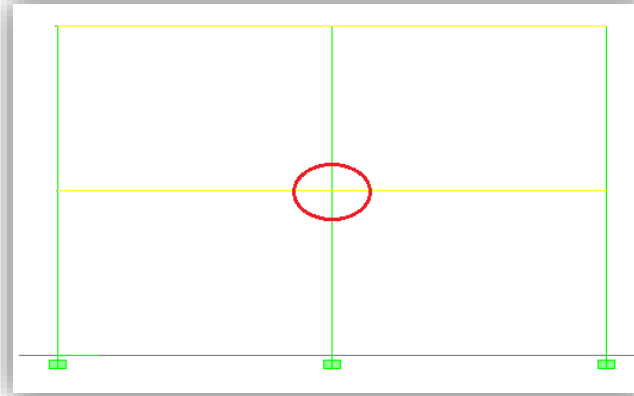
Por tanto se puede despreciar los efectos de la esbeltez para todas las columnas ya que todas son iguales.

### 5.1.9 Resistencia mínima a flexión de las columnas

Se analiza la columna central (vista anteriormente)

Según el artículo 21.6.2 de la norma E-060 “Resistencia mínima a flexión de las columnas” se procede a lo siguiente:

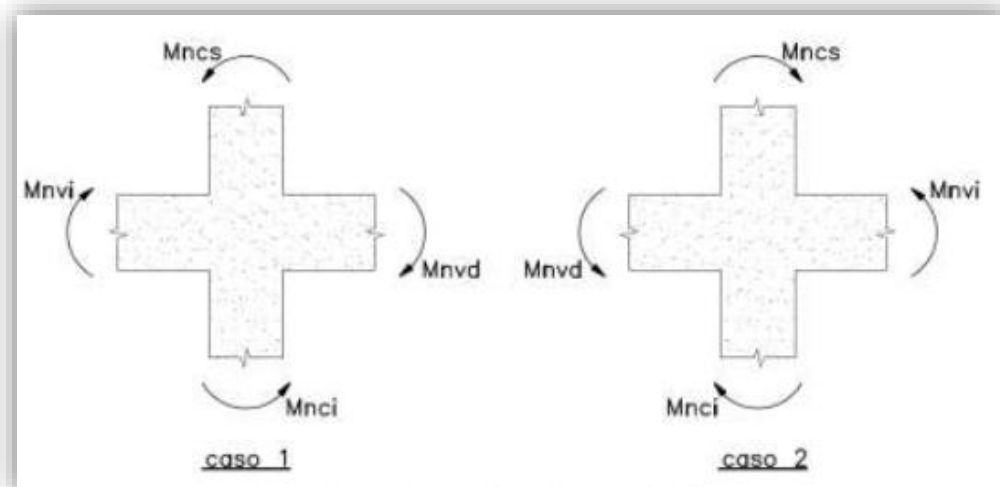
La zona a analizar corresponde a la unión de dos columnas de diferentes pisos y dos vigas separadas por dicha columna.



*Ilustración Cap.5-126: Zona analizada*

Por lo que tendremos 4 momentos nominales o momentos resistentes a flexión “ $M_n$ ”, dos de las columnas y dos de las vigas.

Los sentidos de los momentos se toman como indica el siguiente gráfico analizándose un caso primero y luego el otro.



*Ilustración Cap.5-127: Resistencia a flexión de las columnas en las caras de los nudos*

Para esto se deberá cumplir con la siguiente relación

$$\Sigma M_{nc} \geq 1.2 \Sigma M_{nv}$$

Esta relación se debe aplicar en la unión de la columna más débil con la viga.

Dónde:

$\Sigma M_{nc}$  = suma de los momentos nominales de la columna superior y la inferior (menor valor)

$\Sigma M_{nv}$  = suma de los momentos nominales de las vigas derecha e izquierda

Por lo que tendremos:

$$\Sigma M_{nc} = 26 * 2 = 52 \text{ (menor momento de C1)}$$

$$\Sigma M_{nv} = 19.9 * 2$$

$$52 \geq 49.75 \text{ OK}$$

Finalmente se presenta las secciones de los elementos en concreto armado con los aceros de refuerzo. (Para más detalles ver plano):

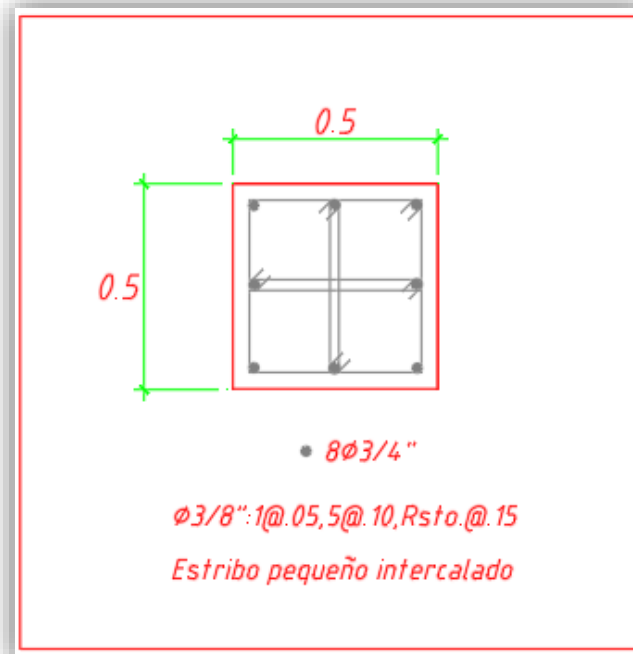


Ilustración Cap.5-128: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 1 al 3



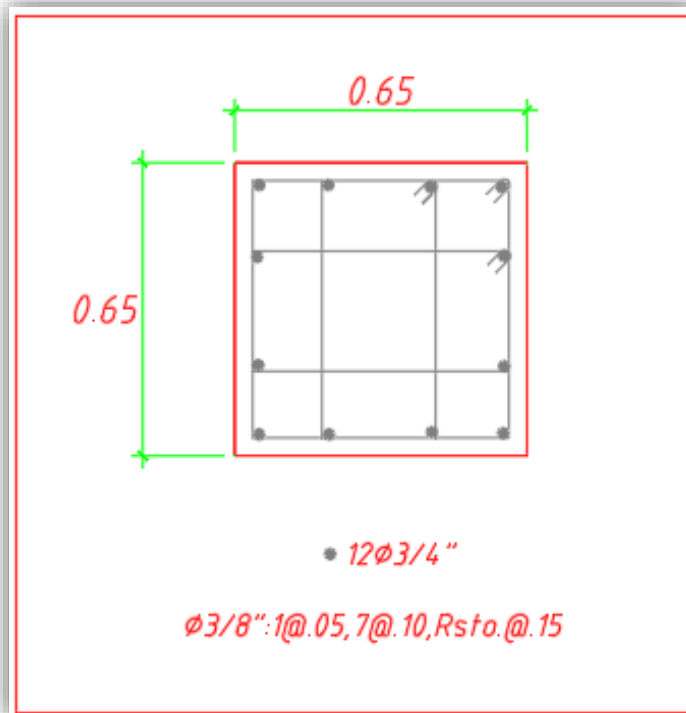


Ilustración Cap.5-129: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 1 al 3

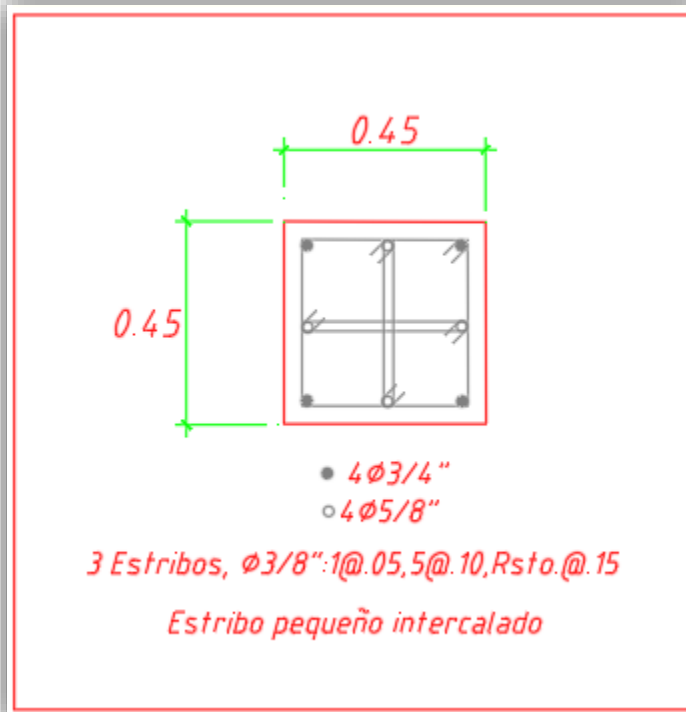


Ilustración Cap.5-130: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 4 y 5

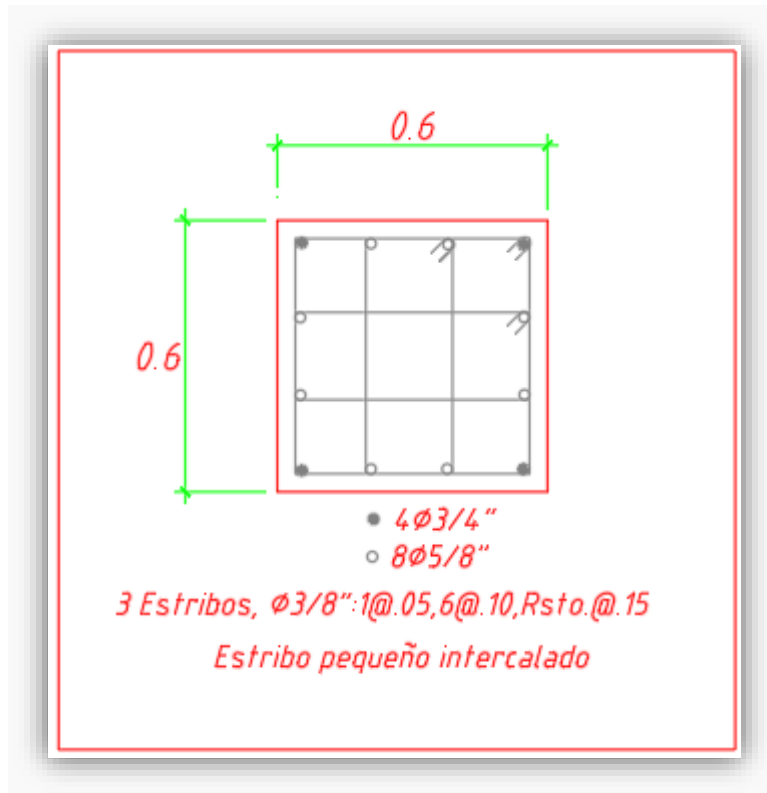


Ilustración Cap.5-131: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 4 y 5

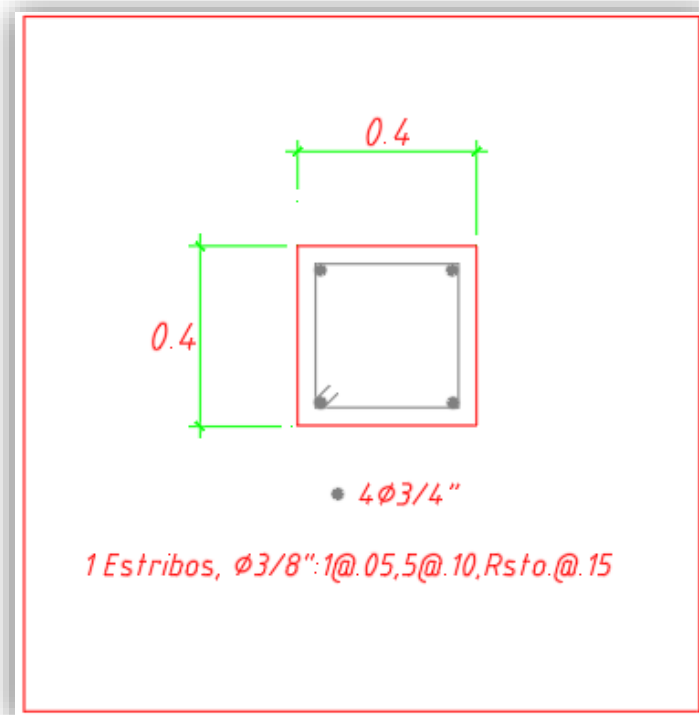


Ilustración Cap.5-132: Detalle de refuerzo en columna C1 y C2 piso 6 y 7

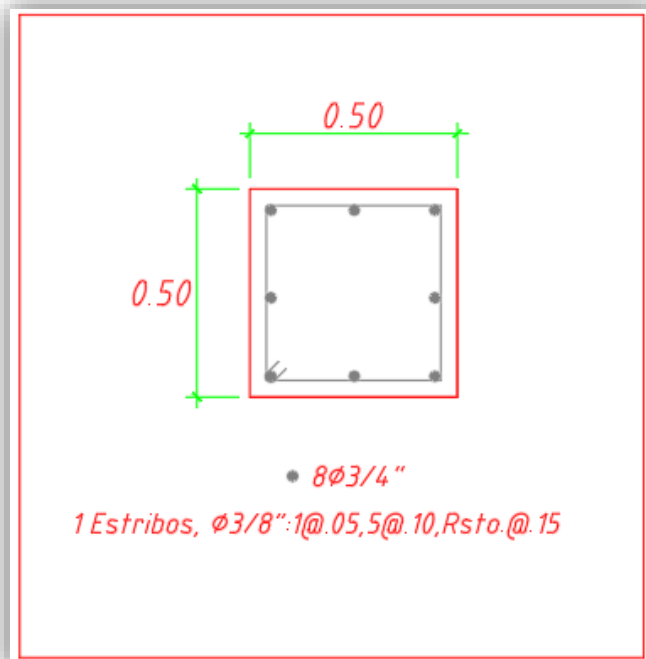


Ilustración Cap.5-133: Detalle de refuerzo en columna C3 piso 6 y 7

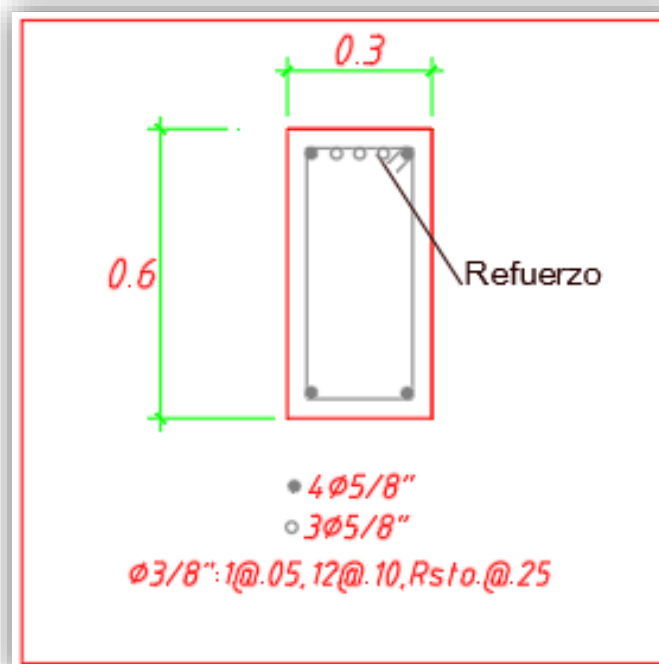


Ilustración Cap.5-134: Detalle de refuerzo en vigas pisos 1 al 3

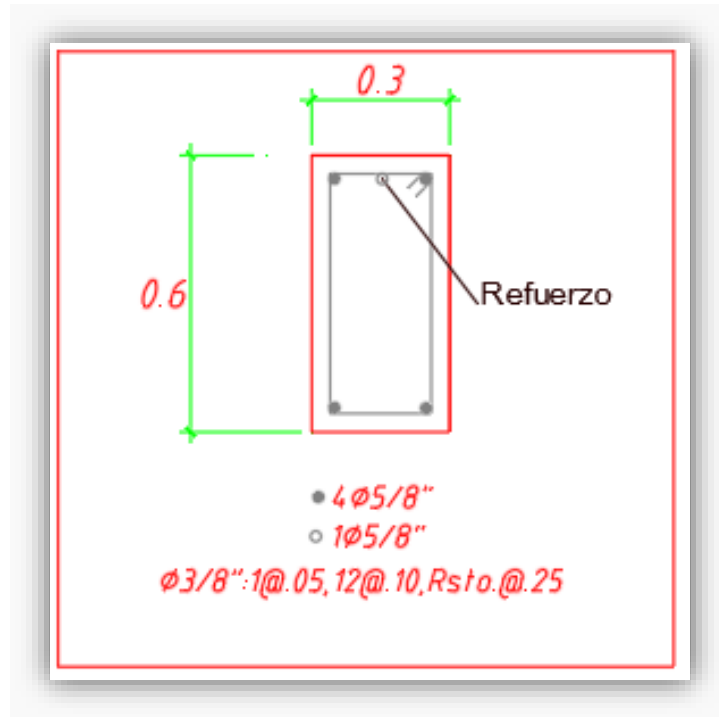


Ilustración Cap.5-135: Detalle de refuerzo en vigas pisos 4 al 6

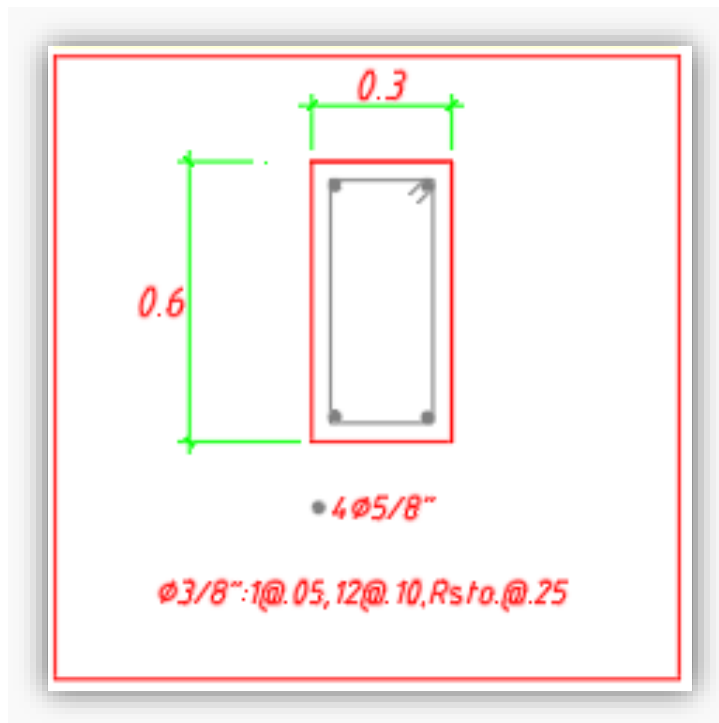


Ilustración Cap.5-136: Detalle de refuerzo en vigas piso 7

Una vez obtenidas las dimensiones de los elementos y el área de acero que se va a colocar se procede a hallar la demanda de ductilidad efectiva " $\mu$ " de tal manera que podamos corroborar los valores utilizados en el análisis sísmico de la estructura con disipadores.

### 5.1.10 Push over

Para hallar la demanda de ductilidad efectiva " $\mu$ " se realiza un análisis Push Over. Primero se halla los diagramas momento curvatura de cada sección. Para el presente caso tenemos la columna C1=C2 de los pisos 1-3, 4-5 y 6-7. La columna C3 de los pisos 1-3, 4-5 y 6-7. Además, tres secciones de viga. En el caso de las vigas que tienen refuerzo en los extremos, como las vigas del piso 1 al 3, y del 4 al 6, se tendrá que hallar un diagrama de curvatura para la sección con el refuerzo, que están ubicadas a los extremos de la viga, y una sin los refuerzos, que está ubicada en el medio de la viga.

Las cargas de servicio son:

Eje 1-1

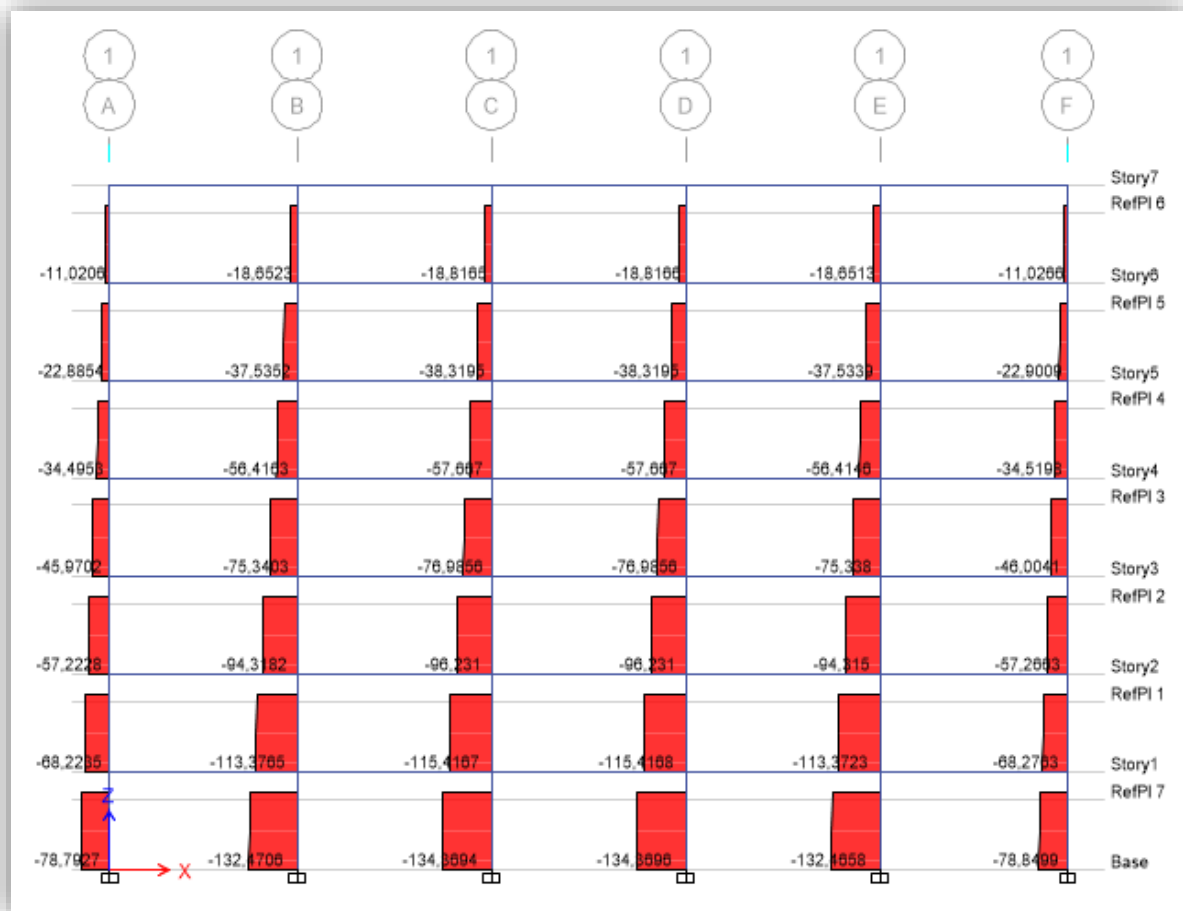


Ilustración Cap.5-137: Cargas de servicio eje 1-1

Eje 2-2

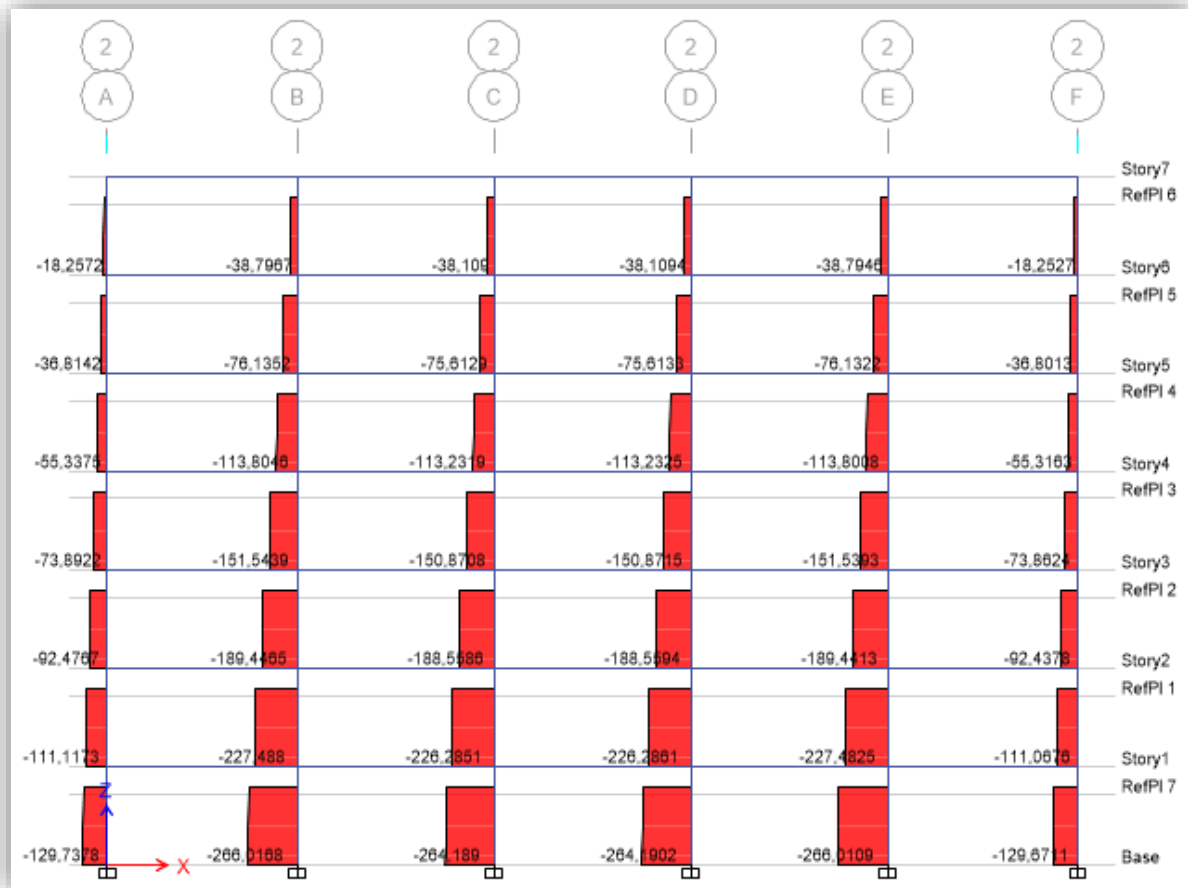
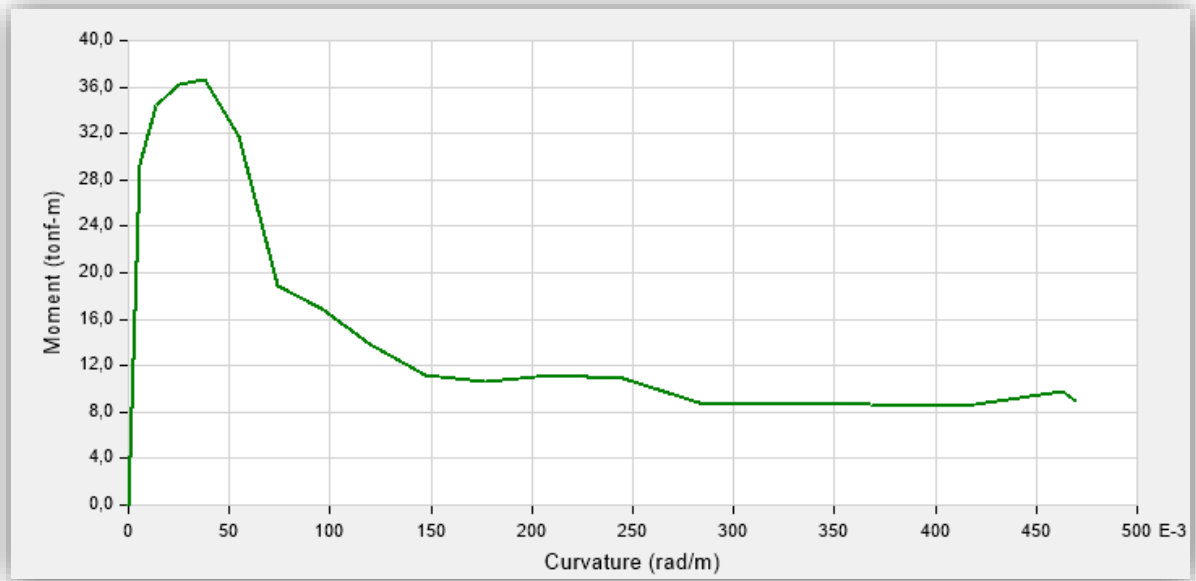


Ilustración Cap.5-138: Cargas de servicio eje 2-2

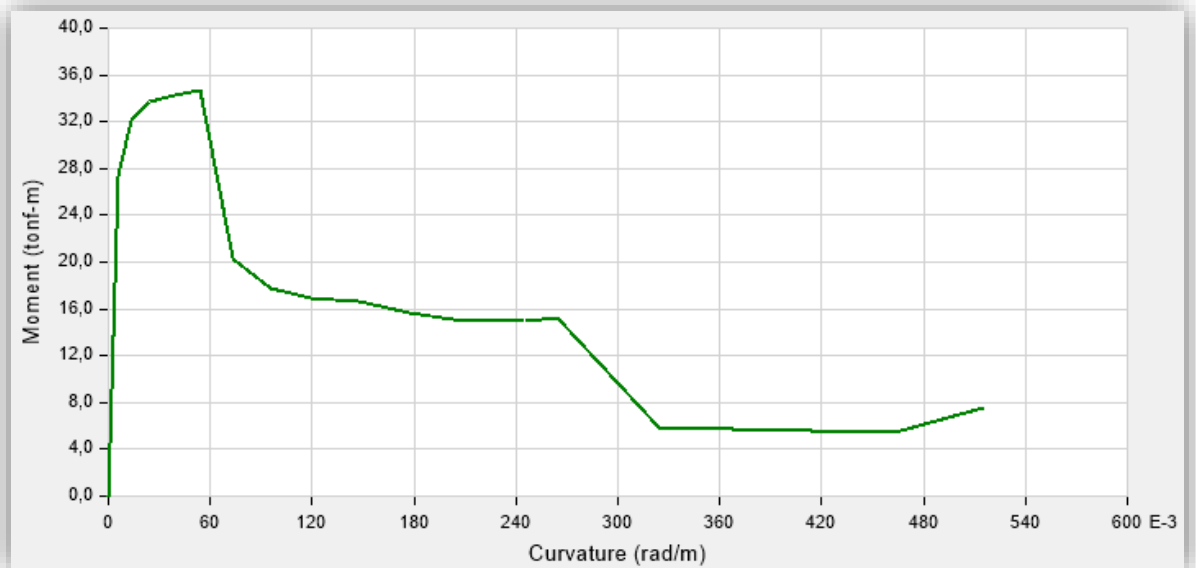
Se muestra a continuación los diagramas momentos curvatura hallados para cada sección.

Diagrama momento curvatura columna C1 con un  $P_u=80$ . Para el piso 1.



*Ilustración Cap.5-139: DMC C1 P1*

Diagrama momento curvatura columna C1 con un  $P_u=65$ . Para el piso 2 y 3



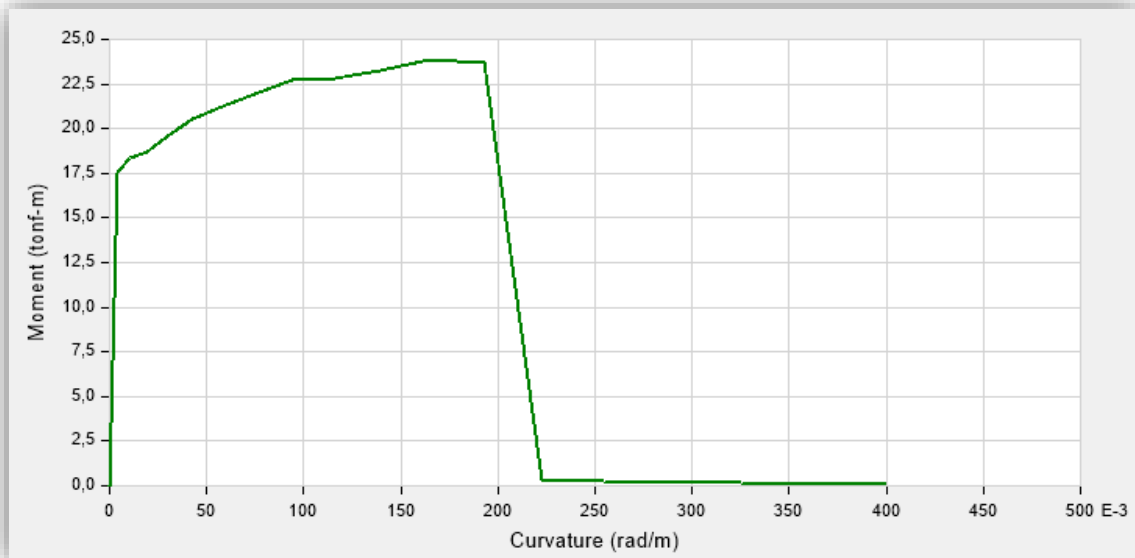
*Ilustración Cap.5-140: DMC C1 P2*



El resto de diagramas se adjuntan en anexos 3.

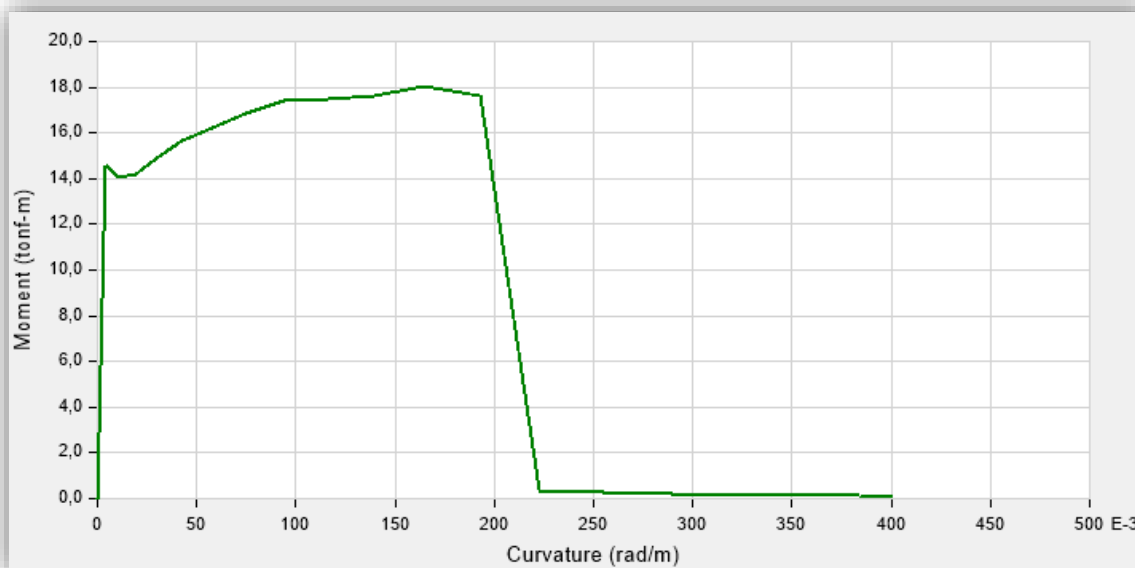
Luego se halla los diagramas momento curvatura de las vigas

V1 piso 1 al 3



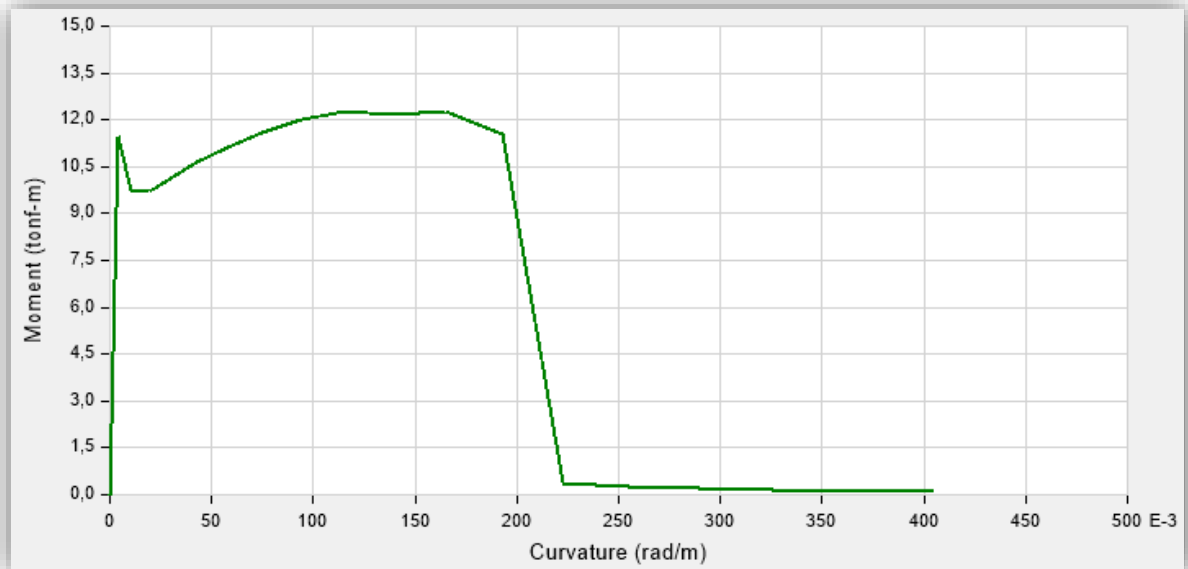
*Ilustración Cap.5-141: DMC V1 P 1 al 3*

V1 piso 4 al 6



*Ilustración Cap.5-142: DMC V1 P 4 al 6*

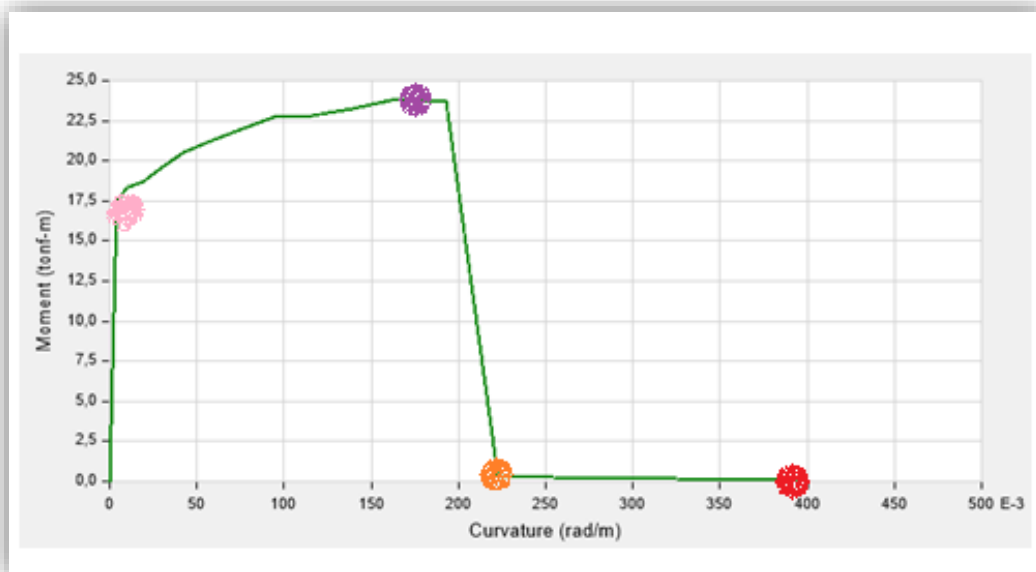
V1 piso 7



*Ilustración Cap.5-143: DMC VI P7*

Luego hallamos los puntos principales del diagrama momento curvatura y los introducimos al programa. Ejemplo:

V1 piso 1 al 3. Diagrama momento curvatura:

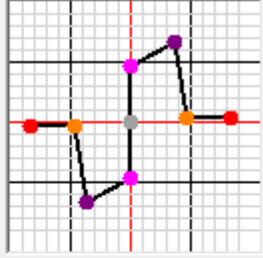


*Ilustración Cap.5-144: Puntos de desempeño*

Del grafico se obtiene los valores de los puntos y los introducimos al programa. Se crea una rótula para cada grafico momento curvatura hallado para las columnas y vigas y se asigna de igual manera en los puntos donde correspondan. La longitud de la rótula se toma como la longitud del peralte.

Ejemplo V1 piso 1 al 3

Point	Moment/SF	Curvature/SF
E-	-1	-0,4
D-	-1	-0,22
C-	-24	-0,180
B-	-17	0
A	0	0
B	17	0
C	24	0,180
D	1	0,22
E	1	0,4



☒ Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

☒ Drops To Zero

☐ Is Extrapolated

Scaling for Moment and Curvature

☐ Use Yield Moment      Moment SF      1      Positive      Negative      tonf-m

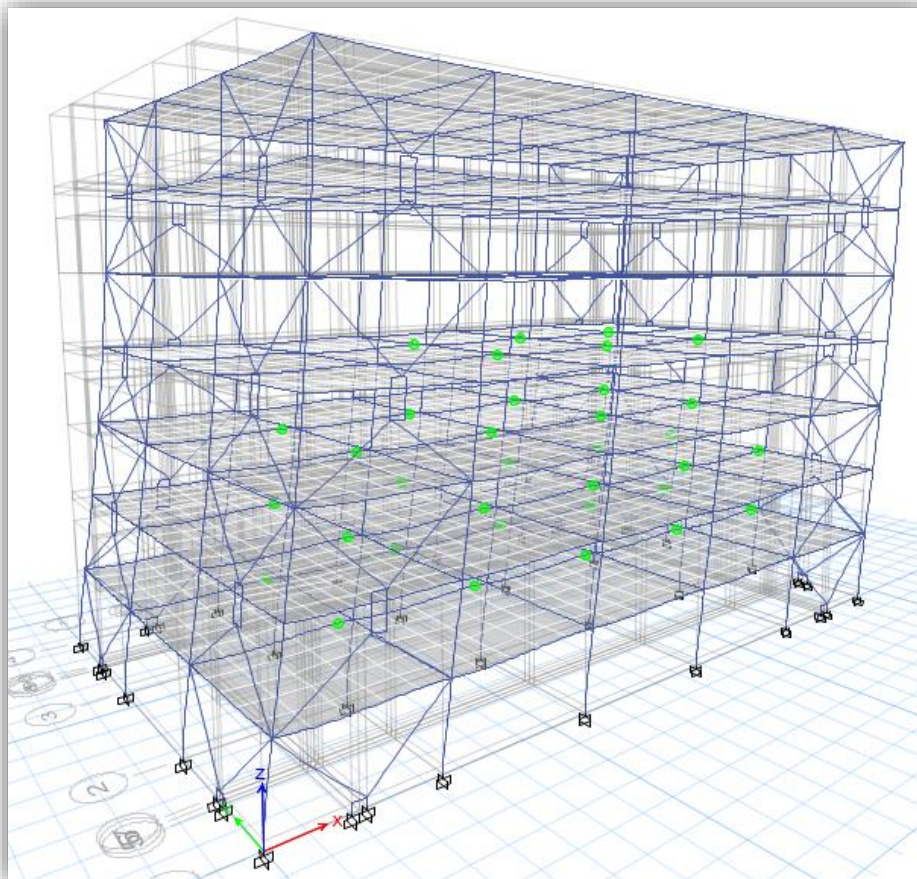
☐ Use Yield Curvature      Curvature SF      1      1/m

(Steel Objects Only)

Ilustración Cap.5-145: Creación de rótula plástica

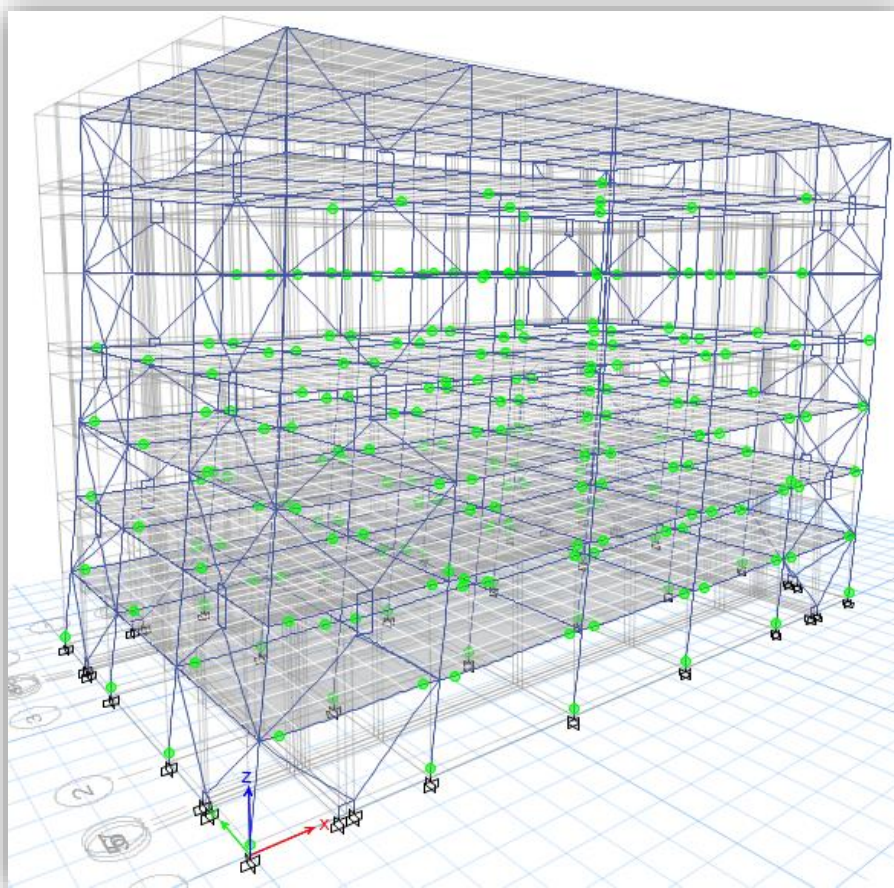
A continuación se muestra algunos pasos del análisis Push over:

Grafico Push over 1. Deriva primer piso 0.0018



*Ilustración Cap.5-146: Push over 1*

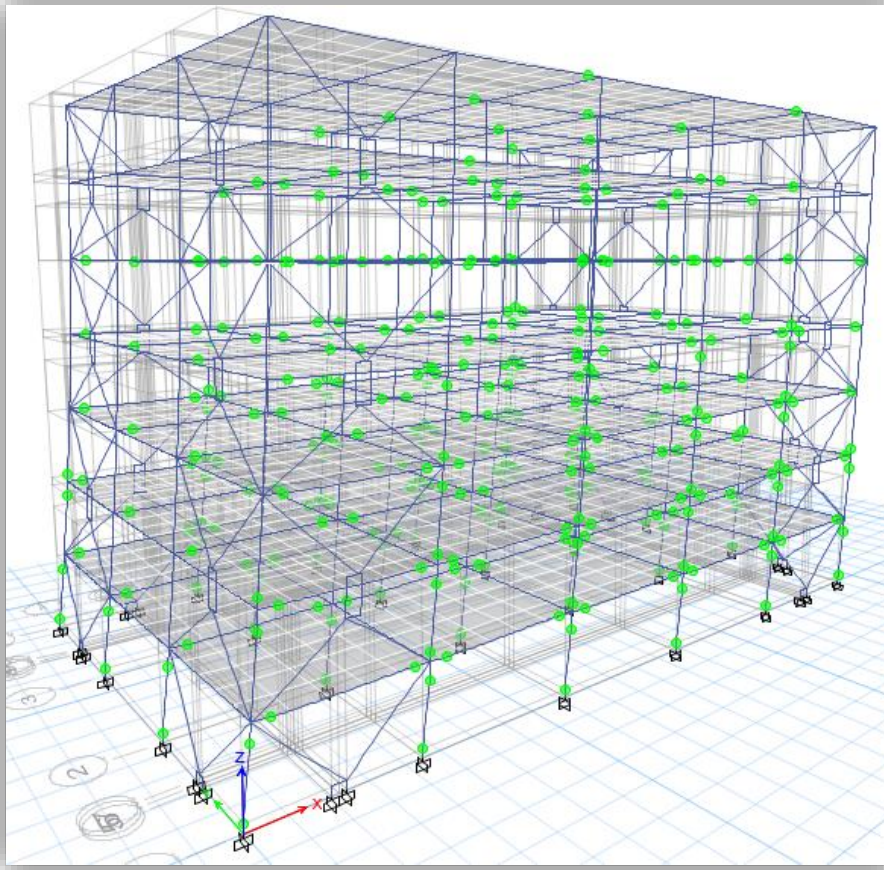
Grafico Push over 2. Deriva primer piso 0.0057



*Ilustración Cap.5-147: Push over 2*



Grafico Push over 3. Deriva primer piso 0.010



*Ilustración Cap.5-148: Push over 3*

Luego, se halla el grafico de demanda y capacidad. Para esto se halla la pseudo-aceleración en el periodo corto y el periodo igual a 1s reducida por el factor de amortiguamiento  $B_{1,D} = 1.98$ . Las cuales se introducen al programa.

$$S_{DS} = \frac{1.125}{1.98} = 0.568$$

$$S_{D1} = \frac{0.45}{1.98} = 0.227$$

La curva morada representa el espectro reducido por el amortiguamiento  $B_{1,D}$ . Para obtener el espectro de diseño deberá además dividirse la curva del espectro reducido entre  $\Omega_o * C_d/R$ .

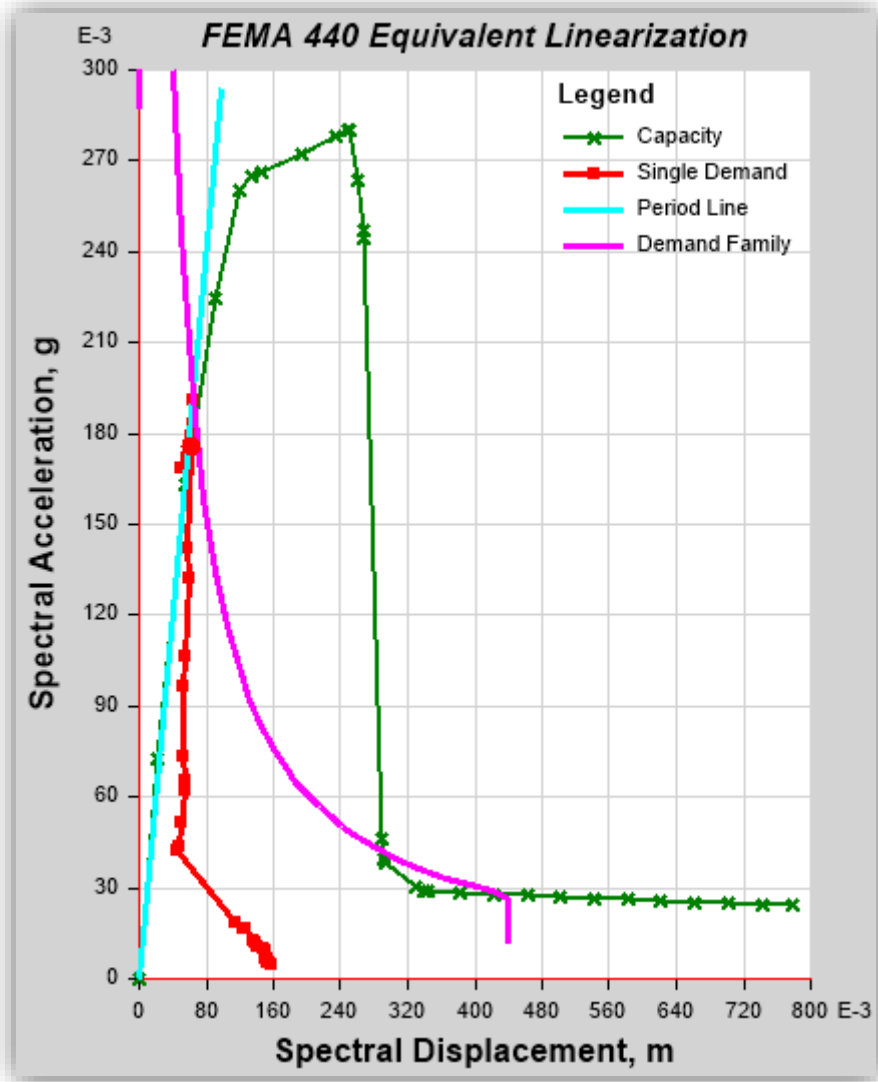


Ilustración Cap.5-149: Curva de demanda y capacidad de la estructura con disipadores

#### 5.1.11 Obtención de la demanda de ductilidad efectiva " $\mu_d$ "

De la gráfica el seudo-desplazamiento cuando se produce la primera rotula plástica es  $S_{Dy}=0,035$ . El seudo-desplazamiento de diseño es  $S_D=0.075$ .

La demanda de ductilidad efectiva será:

$$\mu_d = \frac{S_D}{S_{Dy}} = \frac{0,075}{0.035} = 2,1$$

Cercano al valor propuesto de  $\mu = 2$  en el cálculo DELFA.

Luego, el desplazamiento de diseño en el último piso para el modo fundamental será:

$$D_{1D} = \phi * \Gamma_1 * S_D = 1.4 * 0,075 = 0,105m$$

Similar al valor hallado de  $D_{1D} = 0.107 m$ .

Por tanto los valores utilizados en el análisis sísmico son aceptables.



## 5.2 Diseño de la cimentación

### 5.2.1 Fuerzas en la cimentación

La cimentación se diseñara por esfuerzos admisibles con las siguientes combinaciones:

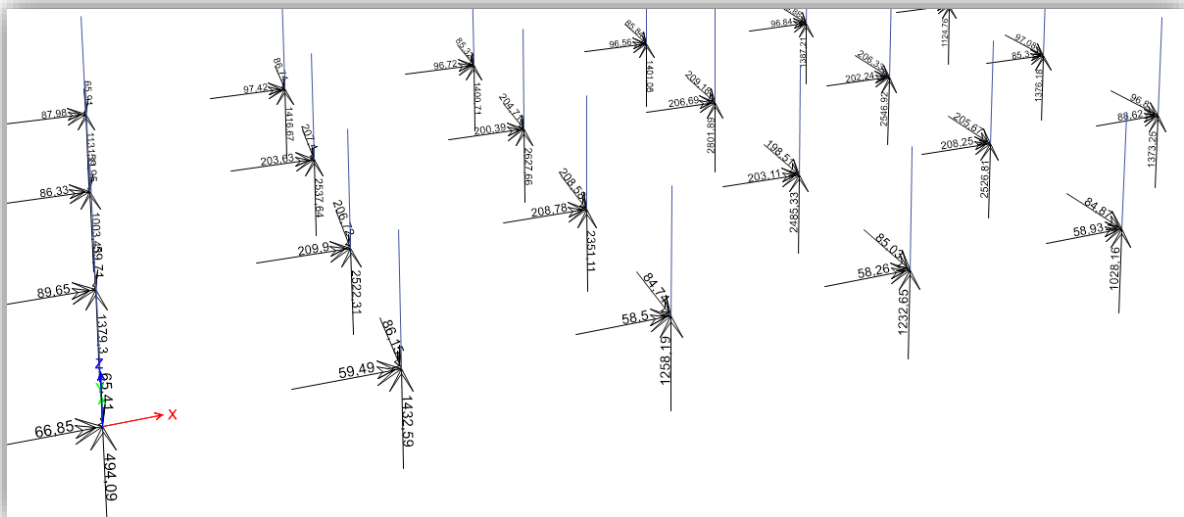
Combinación 1: D

Combinación 2: D + L

Combinación 3: D + 0.7\*E

Combinación 4: D + L + 0.7\*E

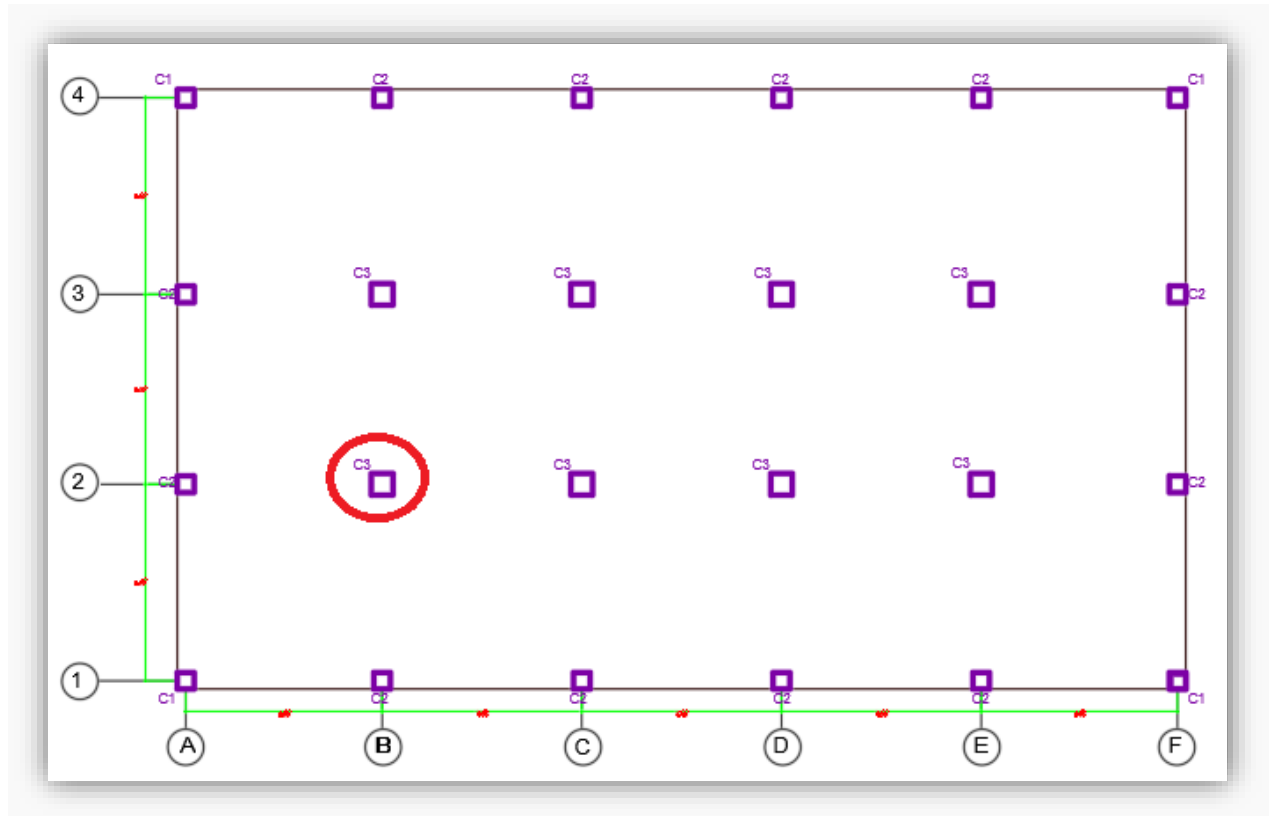
De las cuales la combinación más desfavorable es la 4. A continuación se muestran las fuerzas axiales, momentos en la dirección X y momentos en la dirección Y como fuerzas de reacción en la base de la edificación.



*Ilustración Cap.5-150: Fuerzas en la cimentación*

### 5.2.2 Dimensiones de las zapatas

A continuación se muestra la zapata a analizar.



*Ilustración Cap.5-151: Columna analizada*

#### Datos del terreno

El suelo corresponde a una grava arenosa densa con las siguientes características:

Peso específico:  $\gamma = 18 \text{ KN}/\text{m}^3$

Angulo de fricción interna:  $\phi = 33^\circ$ ,

Factores de capacidad de carga:  $N_c = 48$   $N_q = 32,2$   $N_\gamma = 32$

Cohesividad:  $C=5$

El nivel freático es  $>10$  metros.

#### Dimensión de la zapata

Las dimensiones de la zapata en la que se apoya la columna mostrada se hallan por el método de Meyerhof

La carga axial será:  $P=2351 \text{ KN}$

Los momentos para la dirección X e Y serán:  $M_y=M_x=206 \text{ KN-M}$

Los esfuerzos máximos y mínimos serán:

$$q_{max} = \frac{P}{(B + L)} * \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right) ; e < \frac{B}{6}$$

$$q_{max} = \frac{4 * P}{(3 * L * (B - 2 * e))} ; e > \frac{B}{6}$$

$$q_{min} = \frac{P}{(B + L)} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right) ; e < \frac{B}{6}$$

Donde:

e: excentricidad =  $M/P$

B: longitud en la dirección de análisis

El factor de seguridad de la capacidad de carga será:

$$F.S. \text{ capacidad de carga} = \frac{q_u}{q_{max}}$$

Donde:

$q_u$ = Capacidad de carga de la zapata

$$q_u = C N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + 1 * N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 * \gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Los factores de forma son:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B' * N_q}{L' * N_c}$$

Donde:

$$B' = B - 2 * e$$

$$L' = L$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L' * \tan(\phi)} ; \phi \text{ en radianes}$$

$$F_{\gamma s} = 1 - \frac{0.4 * B'}{L'}$$

Los factores de profundidad son:

$$F_{cd} = 1 + \frac{0.4 * Df}{B}$$

$$F_{qd} = 1 + 2 * \tan(\phi) * (1 - \text{sen}(\phi))^2 * \frac{Df}{B}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Los factores de inclinación son:

$$F_{ci} = (1 - \frac{\beta}{90})^2$$

$\beta$ : inclinacion de la carga respecto a la vertical

$$F_{qi} = F_{ci}$$

$$F_{\gamma i} = (1 - \frac{\beta}{\phi})^2$$

Para una base de área B\*L=3,5\*3,5 m2 con una profundidad de desplante Df=3m tendremos:

$$q_{max} = 386.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{min} = 285 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 5 * 48 * 1.64 * 1.34 * 1 + 32.2 * 2.46 * 1.23 * 1 + 0.5 * 18 * 3.3 * 32 * 0.6 * 1 * 1$$

$$q_u = 1218.7 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$F.S. \text{ capacidad de carga} = \frac{1218.7}{386.8} = 3.15 > 3 ; \text{ OK}$$

De la misma manera se calcula las dimensiones de las zapatas del resto de columnas

Las dimensiones de las zapatas se presentan a continuación

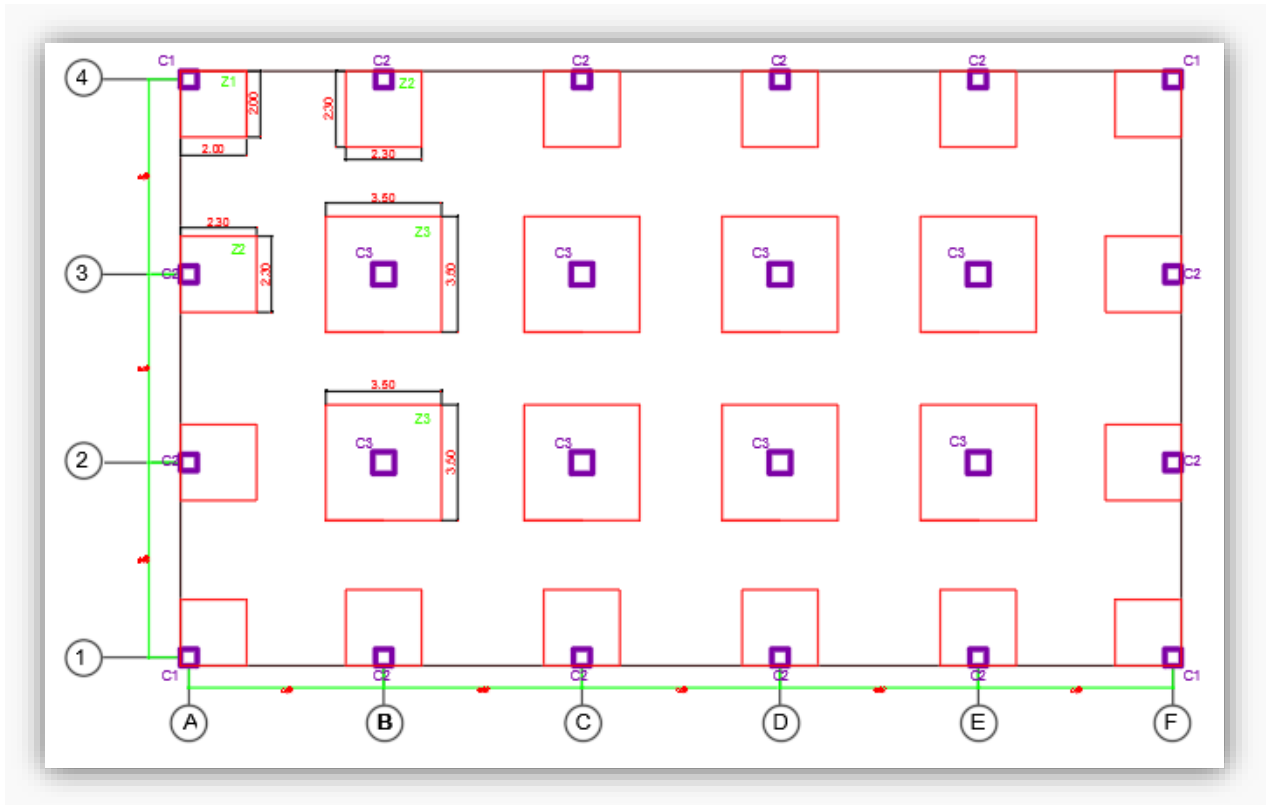


Ilustración Cap.5-152: Dimensiones de las zapatas

### 5.2.3 Diseño de la zapata

La zapata debe verificarse por comportamiento en dos direcciones y por comportamiento como viga.

#### Comportamiento en dos direcciones

Para la verificación por corte se deberá cumplir con:

$$\phi V_c = \phi * \min \left[ \begin{array}{l} 0.17 \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \\ 0.083 \left( \frac{\alpha s * d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} * b_o * d \\ 0.33 \sqrt{f'_c} * b_o * d \end{array} \right]$$

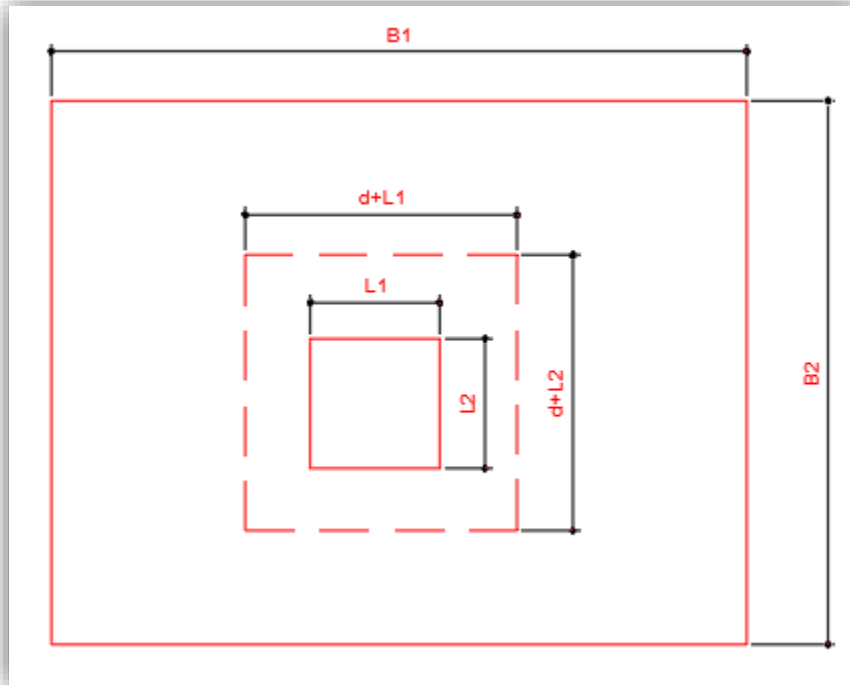
Donde:

d: peralte de la zapata

$\beta$ : Relación entre el ancho más largo de la columna respecto al ancho más corto.

$\alpha_s$ : 40 para columnas interiores, 30 para columnas de borde, y 20 para columnas en esquina.

$b_o = 2*(d+L_1) + 2*(d+L_2)$  el cual se puede hallar mediante la siguiente figura.



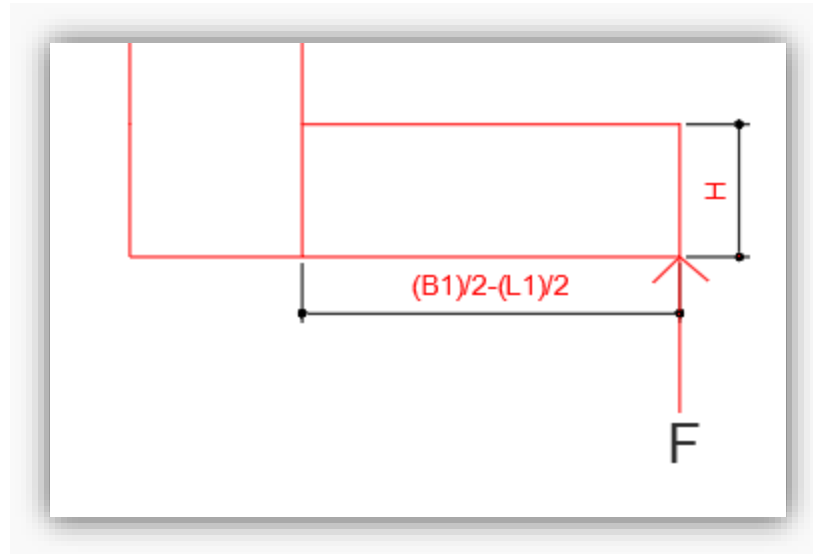
*Ilustración Cap.5-153: Dimensiones para el análisis*

La carga  $P_u$  para esta columna es de 235.1 Ton. Con un peralte de la zapata  $d=0.5m$  tendremos:

$$\phi V_c = 295.6 \text{ Ton} > 235.1 \text{ Ton} ; OK$$

### Comportamiento como viga

La zapata puede ser modelada como viga de la siguiente manera:



*Ilustración Cap.5-154: Modelamiento de la zapata*

Los esfuerzos en la zapata son:

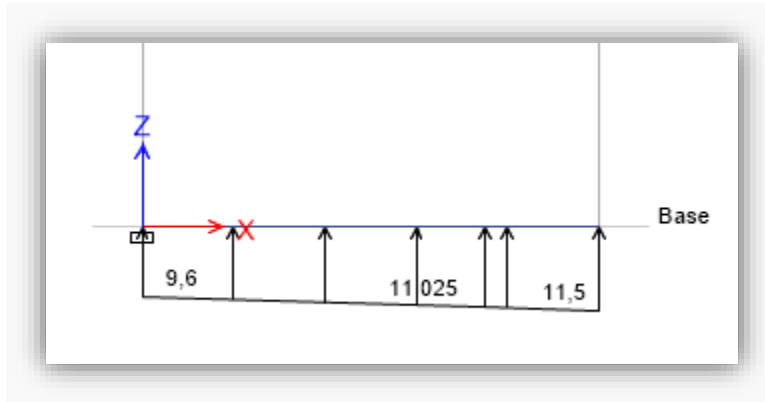
$$q_{max} = 386.8 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{med} = 335.9 \text{ KN/m}^2$$

Para el comportamiento como viga se puede modelar la zapata como una viga en voladizo y empotrada en el extremo, con ancho igual a 1, con una carga distribuida igual a:

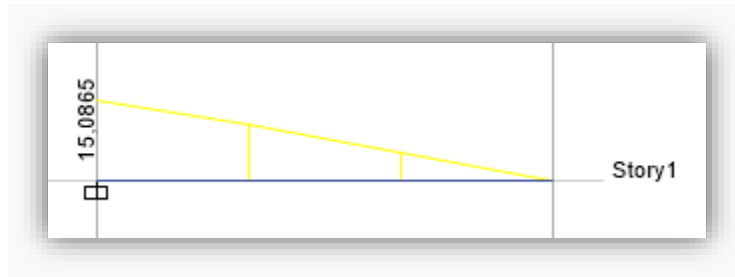
$$q_{max} = \frac{386.8}{3.5} = 11.5 \text{ Ton/m}$$

$$q_{med} = \frac{335.9}{3.5} = 9.6 \text{ Ton/m}$$



*Ilustración Cap.5-155: Cargas en la zapata*

La fuerza cortante y momento serán:



*Ilustración Cap.5-156: Cortante en la zapata*



*Ilustración Cap.5-157: Momento en la zapata*

Por lo que la fuerza cortante será  $V_u=15$  Ton y el momento será  $M_u=11.1$  Ton. Para una sección de 100x50 se presenta el refuerzo elegido.



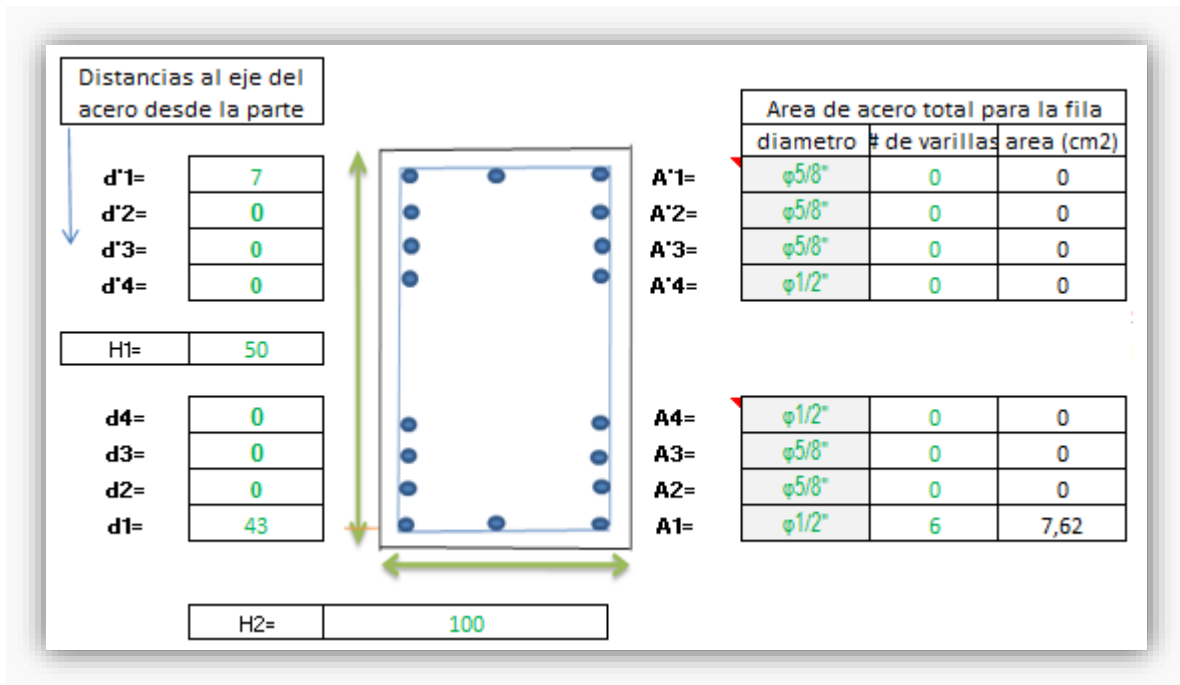
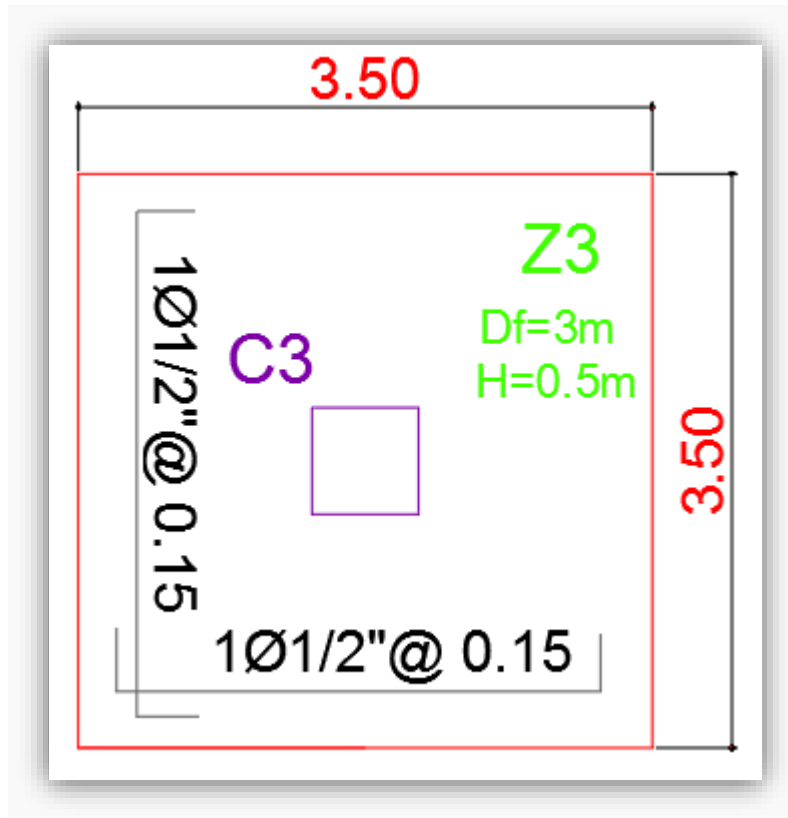


Ilustración Cap.5-158: Acero de refuerzo en zapata

La cual tiene un momento resistente  $\phi M_n = 11.9 \text{ Ton-m} > 11,1 \text{ Ton}$  y una cortante igual a  $\phi V_n = 33.5 \text{ Ton} > 15 \text{ Ton}$ , OK.

Por lo que usara refuerzo longitudinal inferior  $\phi 1/2 @ 15$  para ambas direcciones.

El detalle del refuerzo en la zapata se presenta a continuación:



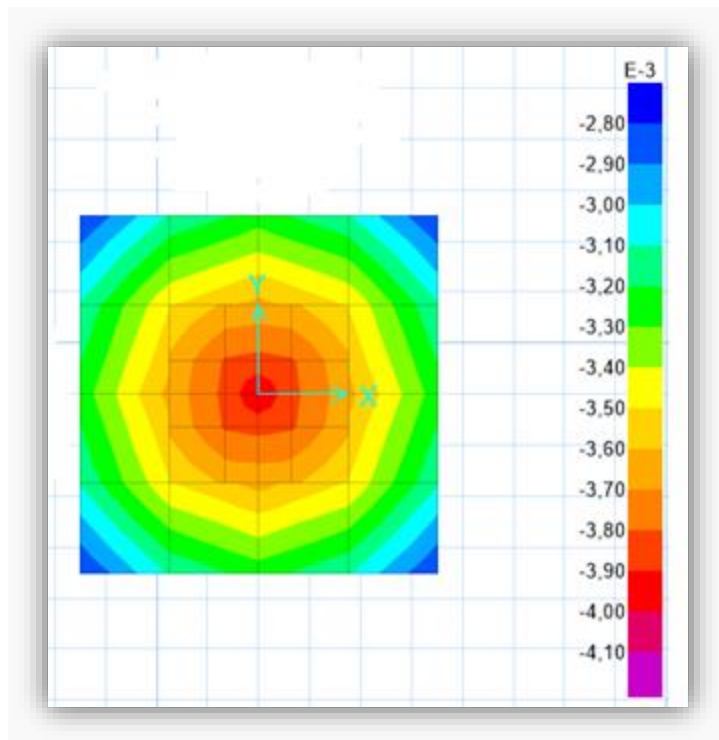
*Ilustración Cap.5-159: Detalle de refuerzo en zapata*

### 5.2.4 Asentamientos

#### Asentamiento vertical

El asentamiento elástico bajo una cimentación superficial se estima usando la teoría de la elasticidad, aplicando la ley de Hooke. Para un suelo rígido usaremos un coeficiente de balasto  $C=6 \text{ kg/cm}^3$ . Utilizando el programa SAFE tendremos los siguientes asentamientos para la zapata en metros:

(La carga axial será:  $P=235,1 \text{ Ton.}$ )



*Ilustración Cap.5-160: Asentamientos en la zapata Z3*

Por tanto, para la zapata Z3 tendremos un asentamiento de 0,4 cm en la parte central y de 0,28 cm en las esquinas.

De la misma manera el asentamiento de la zapata esquinera y lateral son de 1 cm y 1,2 cm respectivamente para la porción debajo de las columnas.

#### Asentamiento diferencial

El asentamiento diferencial " $\delta$ " es el asentamiento relativo de una zapata respecto a otra. El asentamiento diferencial se calcula para poder hallar la distorsión angular la cual será igual a:

$$a = \frac{\delta}{L}$$

Donde:

L: longitud entre puntos críticos de las zapatas

La distorsión angular límite en la que se puede esperar daños en edificios es especificada por la norma E-050 como:

$$a_{max} = \frac{1}{150}$$

La distorsión angular entre la zapata lateral Z2 y la zapata esquinera Z1 será:

$$a = \frac{0.012 - 0.01}{6} = \frac{1}{3000} < \frac{1}{150} ; \text{ OK}$$

La distorsión angular entre la zapata lateral Z2 y la zapata central Z3 será:

$$a = \frac{0.012 - 0.004}{6} = \frac{1}{750} < \frac{1}{150} ; \text{ OK}$$

Por tanto no se tiene problemas con los asentamientos.

## 5.3 Diseño de los elementos metálicos

### 5.3.1 Espesor de los brazos del disipador

Tabla 1	Ton			
	max despl.	max veloc.	max acel.	Max
Piso	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$	$Q_{E,i}$
7	194,3	124,6	208,0	208,0
6	340,0	124,6	355,2	355,2
5	443,4	124,6	465,2	465,2
4	514,8	124,6	546,2	546,2
3	571,5	124,6	614,4	614,4
2	639,0	111,8	670,7	670,7
1	747,3	196,0	726,7	747,3

Tabla Cap.5-49: Fuerzas de diseño para los elementos del disipador

Para el primer piso la fuerza máxima que se tiene es de 747 Ton. Dividido entre el número de disipadores por piso y por dirección que es 4, se tendrá una fuerza para diseñar los elementos del disipador de 186.8 Ton, por lo que la fuerza en los brazos centrales será de 186.8 Ton. El acero que se utiliza para los elementos del disipador es ASTM A36.

El esfuerzo normal por flexión en los brazos inferiores del disipador será:

$$M = 186.8 * L = 186.8 * \left(\frac{0.2}{2} + 5\right) = 28 \text{ Ton} * m$$

$$\sigma = 25300 * 0.9 > \frac{M * y}{I_z} = \frac{28 * 0.3}{\frac{L3 * 0.6^3}{12}}$$

Por tanto:  $L3 > 2\text{cm}$ , la sección elegida para los dos brazos inferiores del disipador será de PL25”\*3/4”.

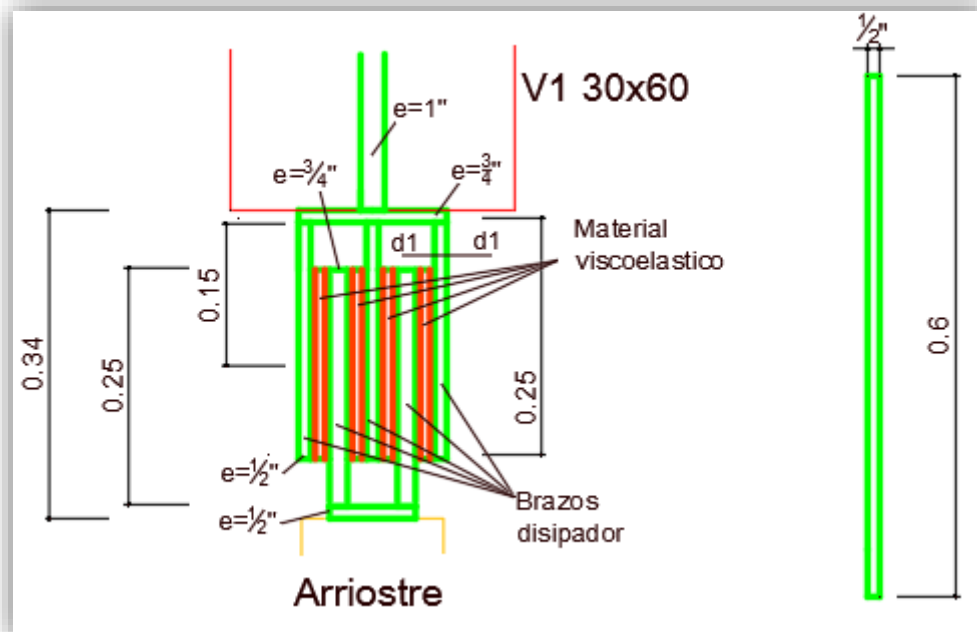
La fuerza cortante resistente será:

$$V_n = 0.6 * F_y * A_w * n = 0.6 * 25300 * 0.019 * 0.6 * 2 = 346.1 \text{ Ton}, OK.$$

De la misma manera la sección de los 3 brazos superiores del disipador serán PL 25”\*1/2”.

El mismo método de cálculo se empleó para hallar el espesor del brazo pasante que será PL25”\*1”

A continuación se muestra el detalle del disipador.



*Ilustración Cap.5-161: Vista de la sección y brazo central del disipador*

### 5.3.2 Espesor de la cartela del disipador

La cartela del disipador unirá los brazos superiores del disipador para después unirse al brazo pasante.

El espesor de la cartela se calcula por el método de bloque de corte.

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt})$$

Dónde:

e: espesor de cartela

Ant= Área neta a tracción del bloque de corte

Anv=Área neta a corte del bloque

Agv =Área total a corte del bloque

Agt =Área total en tracción del bloque de corte

La unión será soldada.

La longitud neta en corte del bloque será Lnv=120 cm

La longitud neta en tracción del bloque será  $L_{nt}=0$  cm

Con  $e=3/4''$   $\phi R_n = 571 \text{ Ton} > 186.8 \text{ Ton}$ , Ok.

### 5.3.3 Arriostre metálico

La fuerza horizontal en los arriostres es de 186.8 Ton, por lo que la fuerza en cada arriostre será:

$$F = \frac{186.8}{2 * \cos(\theta)} = 117.4 \text{ Ton}$$

Dónde:

$\theta$  = ángulo entre el arriostre y la horizontal =  $37.3^\circ$

La longitud del arriostre es de 3.2m. Para un perfil HSS 7x7x1/2" de la tabla 4-59 del AISC-11, la resistencia por fuerza axial en compresión es de 278000 lb = 126.3 Ton > 117.4 Ton. La resistencia por tracción es mayor por lo que podemos usar este perfil.

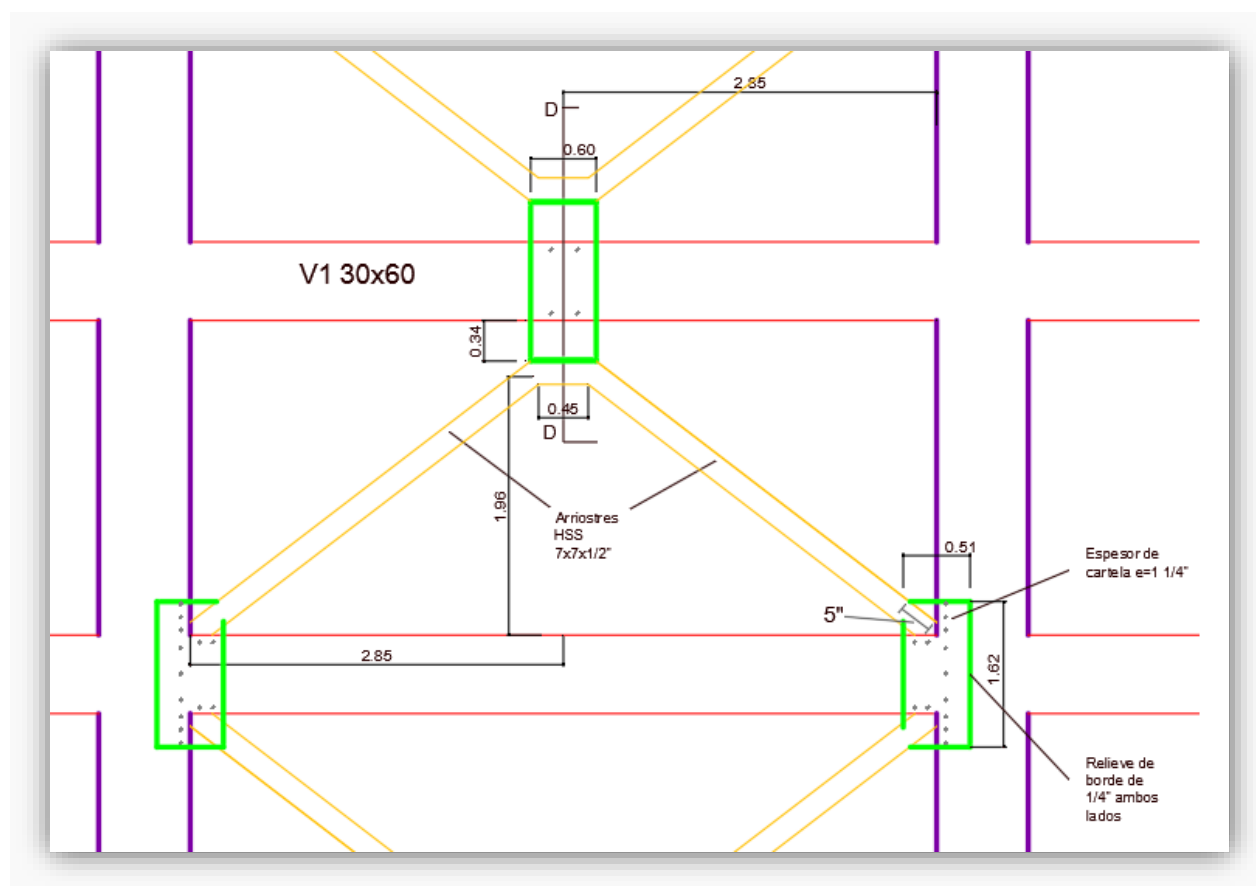
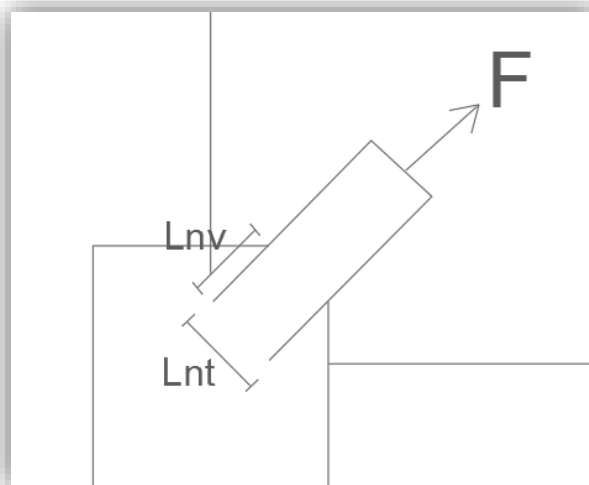


Ilustración Cap.5-162: Vista en elevación del arriostre y el dispositivo disipador

### 5.3.4 Espesor “e” de la cartela que une los arriostres

#### Fuerza de tracción en la conexión arriostre-nudo

El espesor de la cartela que une los arriostres de diferente piso se calcula por el método de bloque de corte.



*Ilustración Cap.5-163: Bloque de corte*

Tendremos:

$$\phi R_n = \phi(0.6 * F_u * A_{nv} + U_{bs} * F_u A_{nt}) \leq \phi(0.6 * F_y * A_{gv} + U_{bs} * F_u * A_{nt})$$

La unión será soldada.

La longitud neta en corte del bloque será  $2 * L_{nv} = 5'' * 2 * 2.54 = 25$  cm

La longitud neta en tracción del bloque será el ancho del perfil  $L_{nt} = 7'' * 2.54 = 17.78$  cm

Con  $e = 3/4''$   $\phi R_n = 158 \text{ Ton} > 117.4 \text{ Ton}$ , Ok.

#### Fuerza de compresión en la conexión

Tenemos una cartela PL  $7'' * 3/4''$  (ancho del perfil x espesor de cartela). Para la dirección Y la esbeltez será:

$$S_y = \frac{KLx}{r_x} = \frac{1 * 2}{0.217}$$

Luego la resistencia a la compresión será:



$$F_{crx} = 0.877 * F_E \quad , \quad S_y > 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{crx} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) * F_y \quad , \quad S_y \leq 4.71 * \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_E = \frac{\pi^2 * E}{S_y^2} = 3354 \text{ Ksi}$$

$$F_{crx} = 35.84 \text{ Ksi}$$

$$\phi P_N = \phi * A_g * F_{crx} = 169.3 \text{ Kip} = 77 \text{ Ton} < 117.4 \text{ Ton} , \text{ no cumple}$$

Se necesitara una cartela PL 7''\*1 1/4'' la cual tendrá una resistencia a la compresión de 128.6 Ton > 117.4 Ton.

### 5.3.5 Diseño de la soldadura

La soldadura se realizara por el método del arco metálico blindado. Los requisitos para este método están determinadas por la asociación de soldadura americana AWS y la sección J2 del AISC.

Una soldadura tendra a fallar por corte antes que por tracción. Para un elemento que tenga soldadura dispuesta de manera longitudinal y transversal es conservador tomar toda la longitud soldada como si estuviese dispuesta de manera longitudinal (a corte).

De esta manera la longitud soldada total será:

$$L = 2 * (2 * L_{nv} + L_{nt}) = 2 * (25 + 17.8) = 85.6 \text{ cm} = 34''$$

Para acero con una resistencia a la fluencia menor a 60Ksi=4200kg/cm2, se usara un electrodo con una resistencia ultima de 70 ksi, E70xx.

La fuerza de tracción en la conexión será 117.4 Ton=259.5 Kip. La resistencia de la soldadura está dada por la siguiente formula:

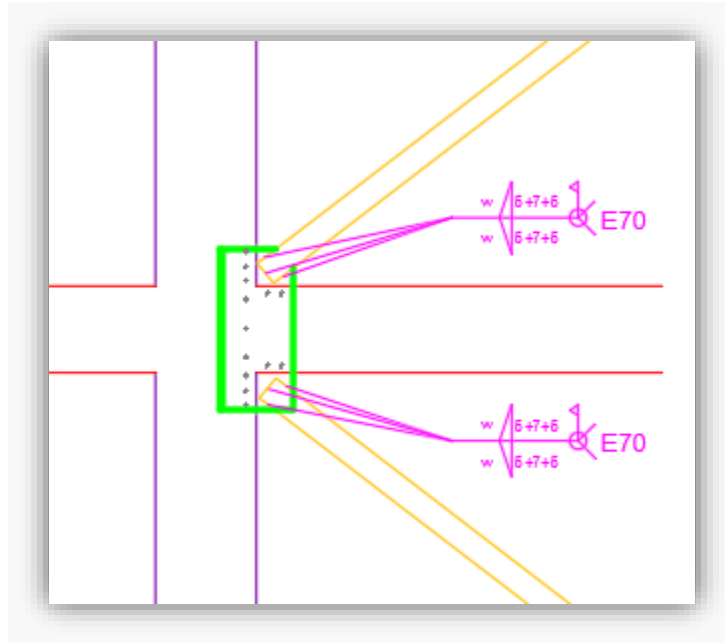
$$\phi R_n = \phi * 0.707 * w * L * F_{nw} = 0.75 * 0.707 * w * 34 * F_{nw}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0.6 * E_{xx} = 0.6 * 70 = 42 \text{ Ksi}$$

De lo que faltaría determinar el ancho de la soldadura “w”. Si se coloca un ancho de soldadura 3/8” tendremos:

$$\phi R_n = 0.75 * 0.707 * \frac{3}{8} * 34 * 42 = 284 \text{ Kip} = 128.5 \text{ Ton} > 117.4 \text{ Ton} , \quad OK.$$



*Ilustración Cap.5-164: Detalle de soldadura*

## Conclusiones

Luego de exponer una metodología de diseño estructural para edificaciones con dispositivos de disipación de energía **aplicada a la realidad peruana** se concluye para el presente proyecto:

Al reforzar la estructura con disipadores visco-elásticos sólidos se observa una pequeña reducción en el periodo, una reducción importante de la deriva de piso y un aumento leve de las fuerzas sísmicas en la estructura. Esto quiere decir que no siempre se tendrán menores fuerzas sísmicas en una estructura con disipadores. Siempre se debe tener en cuenta cual es el desplazamiento de diseño con el que se está trabajando para poder comparar adecuadamente las estructuras con diferente reforzamiento.

El reforzamiento con dispositivos visco-elásticos sólidos logra reducir la deriva en la estructura para poder cumplir con los niveles de desempeño propuestos por el comité Vision 2000 y la deriva máxima exigida por el RNE. Comúnmente los ingenieros diseñan estructuras solamente para cumplir la norma vigente, sin embargo esto no es suficiente. Generalmente, una edificación de este tipo cumple con la deriva máxima de 0,007 exigida por el RNE pero esta deriva no tiene en cuenta el efecto P-delta.

Si se diseñara una estructura con reforzamiento tradicional que tenga una deriva menor a 0,0058, exigida por el comité visión 2000, se obtendrá una estructura antisísmica ineficiente por la poca disipación que tendrá la estructura con desplazamientos bajos. En cambio, mediante la incorporación de disipadores visco-elásticos sólidos en la estructura se logrará cumplir de manera eficiente con el nivel de desempeño seguridad de vida exigido por el RNE E-030 al tenerse una deriva menor a 0.0058.

Las dimensiones de las columnas y vigas en concreto armado son pequeñas y se permite una amplia entrada de luz hacia el interior de la edificación por los 4 lados por lo que logra cumplir con las demandas arquitectónicas.

La estructura en concreto armado diseñada cumple con todas las exigencias del RNE. Además, se aplicó el diseño por capacidad exigido por la norma para la presente zona sísmica lo que asegura que la estructura se comporte de una manera dúctil.

El RNE exige que para el análisis sísmico de estructuras con disipadores se siga los lineamientos del capítulo 18 del ASCE 7-10. El diseño estructural del proyecto con disipadores visco-elásticos sólidos expuesto, basado en el ASCE SEI 7-10, cumple con el RNE 2016, por lo que la construcción de la edificación con disipadores visco-elásticos sólidos es factible.

La metodología de diseño con disipadores visco-elásticos sólidos para edificaciones presentada es válida. Tanto por cumplir con la sección de análisis sísmico con la norma E-030 como con la sección de diseño estructural establecida por la norma E-060.

Por tanto, se demuestra que la incorporación de disipadores visco-elásticos sólidos protege la estructura ante sismos severos ayudando a disipar energía sin que la estructura tenga que incursionar mucho en el rango no lineal. Además, se cumple con todas las exigencias del RNE peruano. Esta alternativa en cuanto a dispositivos pasivos de disipación de energía se presume sea más económica y no necesita mantenimiento continuo.

## **Recomendaciones**

La incorporación de disipadores siempre debe ir de la mano con un diseño por desempeño. Se debe saber cuál será el desplazamiento de diseño con el que se trabajara. No es muy útil la utilización de disipadores en una estructura con desplazamientos grandes porque el amortiguamiento histerético de la estructura atenuara la apreciación de la participación del amortiguamiento de los disipadores. Además, la tendencia es hacia reducir las derivas para reducir el daño. Si se tienen desplazamientos grandes en una estructura con disipadores se seguirá teniendo daño en la estructura, lo cual no se desea.

Siempre que se aplique reforzamiento con dispositivos de disipación de energía estos deben ser sometidos a ensayos antes de ser instalados para corroborar su comportamiento. Esta buena práctica se realiza siempre en todos los proyectos alrededor del mundo.

## **Preguntas frecuentes**

### **Cuál es el costo de los disipadores visco-elásticos?**

Por un lado tenemos netamente al disipador que consiste en elementos de acero y el material visco-elástico. Por otro tenemos los perfiles metálicos HSS y las cartelas. El costo del material visco-elástico es de aproximadamente 1000 dólares por disipador para este caso. Para los elementos de acero del disipador y arriostres metálicos se puede estimar el costo en función del peso en acero más costes de instalación. De cualquier manera se presume sea más económico que el disipador de fluido viscoso donde cada dispositivo solamente cuesta alrededor de 7000 dólares, a lo cual habría que sumarle también el costo de los elementos metálicos.

### **Se pueden colocar en edificios más altos?**

No habría más que ventajas en colocar estos mismos dispositivos en edificios más altos. Sin embargo, para edificios de más de 10 pisos el método de la fuerza lateral equivalente no es válido y tendría que usarse algún otro método como un análisis dinámico no lineal o cualquier otro método que tome en cuenta la demanda de ductilidad efectiva.

### **Como se comportan en otro tipo de suelos?**

La eficiencia de los disipadores es aproximadamente un 20% menor en suelos flexibles. La razón es porque la frecuencia de vibración de la estructura durante un sismo disminuye a medida que el suelo se ablanda.

### **Con que fuerza sísmica se diseña la estructura? Y las conexiones?**

La estructura se diseña con las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis sísmico por el método de la fuerza lateral equivalente. Las conexiones se diseñan bajo otras fuerzas establecidas por la sección 18.7.2.5 del ASCE 7-10 las cuales mantendrán a los elementos metálicos en el rango elástico.

**Por qué se usa las derivas del comité visión 2000?**

Porque corresponden a las nuevas tendencias en cuanto a estructuras más seguras en casos de sismos severos. Además, el diseño por desempeño del comité visión 2000 y los estados de daño del FEMA 274 proporcionan información mucho más elaborada que la norma peruana actual.

**Que es el coeficiente de demanda de ductilidad efectiva?**

Representa cuanto incursiona la estructura en el rango inelástico y por tanto cuanta disipación de energía va a tener de manera histerética.

**Por qué se usó el método de la fuerza lateral equivalente?**

Porque es un método valido y bien sustentado por una entidad reconocida como el ASCE.

**Por qué no se usaron placas?**

No se usaron placas porque no son un sistema de reforzamiento eficiente para derivas bajas.

**La fuerza sísmica disminuye con la incorporación de los disipadores?**

Si, la fuerza sísmica disminuye **comparada con una estructura sin disipadores que se desplace lateralmente la misma cantidad durante un sismo severo**. Si la estructura sin disipadores se desplazara una mayor cantidad disiparía mayor energía de manera histerética a cambio de daño en la estructura. La idea de incorporar disipadores sísmicos esta en brindarle a la estructura el amortiguamiento que le va a faltar en desplazamientos laterales bajos debido a la poca incursión en el rango plástico.

**Por qué no se usó un análisis tiempo historia?**

Porque no es posible modelar en el programa un disipador visco-elástico. El programa Sap2000 o ETABS no contiene el modelo de un disipador con rigidez y amortiguamiento en paralelo. Además, muchas veces en el análisis tiempo historia se coloca el amortiguamiento inherente y viscoso (del disipador) y se procede con el análisis pero no se toma en consideración en amortiguamiento histerético (debido a la incursión de la estructura en el rango plástico). Para compensar esto se utiliza un factor R. Si la deriva es de 4/1000 el valor de “R” ya no será de 8 sino igual a 3.5 aproximadamente.

**Si en un análisis tiempo historia se usa un valor de R=3.5 porque en el análisis de la fuerza lateral equivalente se usa un R=8?**

En realidad el valor de reducción de fuerzas sísmicas que se está usando es  $\frac{R}{C_d * \Omega_0} = \frac{8}{5.5 * 3} = \frac{1}{2}$ , es decir se está dividiendo las fuerzas entre 2. Por tanto es como si se estuviera usando un valor de R=2 pero además se incluye el efecto del amortiguamiento histerético con un valor de 14.5% (mayor al amortiguamiento que proporciona el disipador de 11.5%). Es decir, es como si se estuviera añadiendo otro dispositivo ficticio con amortiguamiento del 14.5%. Este amortiguamiento histerético que se incluye reduce también las fuerzas sísmicas. De alguna manera, teniendo en cuenta un valor de R=2 y un amortiguamiento histerético de 14.5% en realidad se reduce las fuerzas sísmicas tanto como si se estuviese usando un R=3.5 aproximadamente.

## Bibliografía

- 1- ACI. 318-11. Building code requirements for structural concrete (2011)
- 2- ACI. 355.3R. Guide for design of anchorage to concrete. (2011)
- 3- Aguiar, Roberto. Análisis sísmico de edificios. (2008)
- 4- Aguiar, Roberto. Dinámica de Estructuras con MATLAB. (2008)
- 5- AISC. Steel construction manual 14th (2011)
- 6- AISC. 341-10 seismic provisions for structural steel buildings (2010)
- 7- ASCE 7-10. Seismic loads. Guide to the seismic load provisions of ASCE 7-10. (2015)
- 8- ASCE/SEI 7-10. Minimum design loads for building and other structures. Structural engineering institute of the american society of civil engineers (2010)
- 9- ASCE-SEI-41. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. (2014)
- 10- ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. (1996)
- 11- Blanco, Antonio. Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. Lima (2007)
- 12- Bozorgnia. Bertero. Earthquake engineering (2004)
- 13- Bozzo, Luis M. Disipadores de energía sísmica para viviendas económicas (2013)
- 14- Braja M. Das. Principios de ingeniería de cimentaciones. (2001)
- 15- Castaldo, P. Integrated seismic design of structure and control systems. (2014)
- 16- Comité vision 2000, SEAOC (1995)
- 17- Díaz la Rosa, Marco. Optimización del diseño con disipadores de energía viscosos Taylor para una edificación esencial de 6 pisos. (2014)
- 18- Eligehausen. Mallee. Silva. Anchorage in concrete construction. (2006)
- 19- Cheng. Jiang. Lou. Smart structures, innovative systems for seismic response control (2008)
- 20- CRSI Design Handbook. (2008)
- 21- FEMA. Reinforced concrete. (2013)



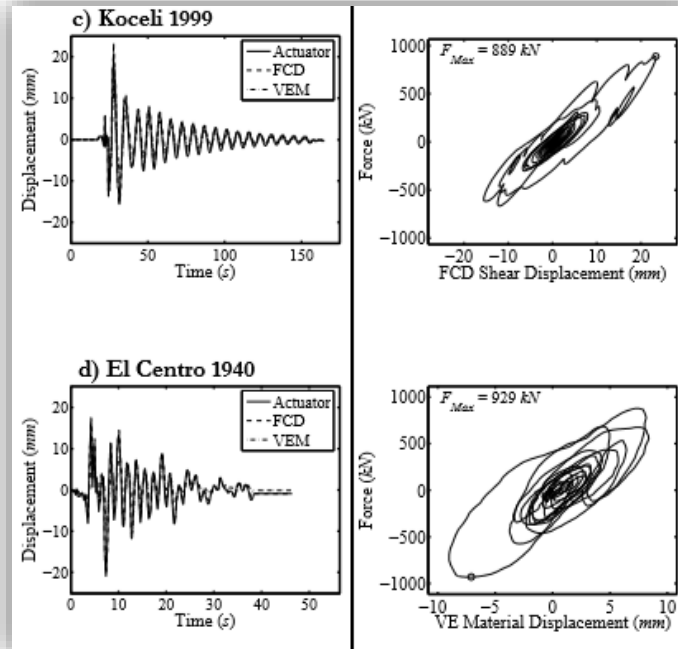
- 22- FEMA 274 Multi-hazard loss estimation methodology. HAZUS. Earthquake model (2003)
- 23- FEMA 273. NEHRP commentary. Seismic isolation and energy dissipation. (1997)
- 24- FEMA 440-NEHRP. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. (2005)
- 25- FEMA 451 sys2002 Passive energy systems notes (2002)
- 26- FEMA P58 Seismic performance assessment of buildings (2012)
- 27- Flores, Teodorico. Estudio del control de rotulas plásticas en pórticos de concreto armado. (PUCP). (Maestría). (2003)
- 28- Ghosh. Dowty. Dasgupta. Significant changes to the seismic load provisions of ASCE 7-10. (2011)
- 29- Guevara, Diego. Torres, Percy. Diseño de un edificio aporticado con amortiguadores de fluido viscoso en disposición diagonal. (PUCP). (2012)
- 30- Hanson, Robert. Soong, Tsu. Seismic design with supplemental energy dissipation devices. (2001)
- 31- Harmsen, Teodoro. Diseño de estructuras de concreto armado. Lima. (2002)
- 32- K.C.Chang. S.T.Oh. M.L.Lai. E.J.Nielsen. Earthquake engineering, 10th world conference. Seismic response of visco-elastically damped structure under strong earthquake ground motion. (1992)
- 33- K.C.Chang. T.T.Soong. S.T.Oh. Earthquake engineering, 10th world conference. Seismic response of steel frame structures with added viscoelastic dampers. (1992)
- 34- Kelly. Damping and energy dissipation design guidelines. (2001)
- 35- Kelly, J. M. Evolutionary model of viscoelastic dampers for structural applications. (1997)
- 36- Lai. Lu. Kasai. Chang. Visco-elastic damper. A damper with linear or nonlinear material? (1996)
- 37- Liang. Lee. Dargush. Song. Structural damping. Applications in seismic response modification. (2011)
- 38- Marko, J. Study of viscoelastic and friction damper configurations. (2006)
- 39- McCormac. Brown. Design of reinforced concrete. (2013)

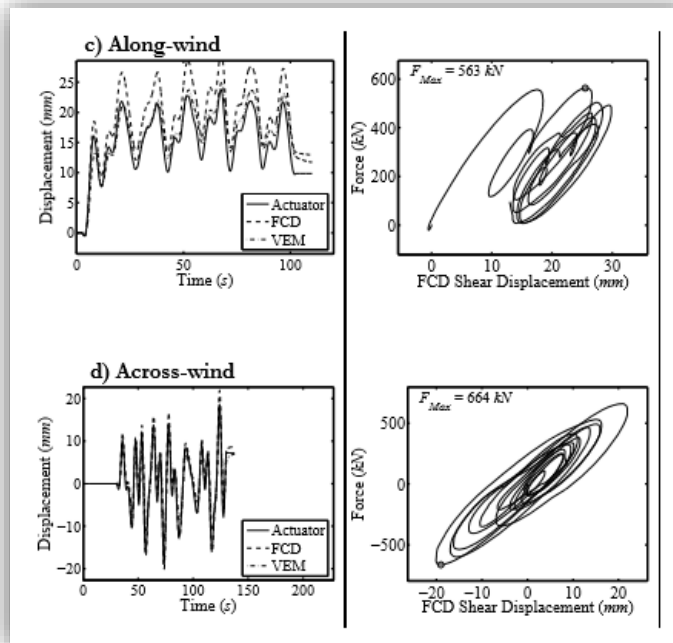
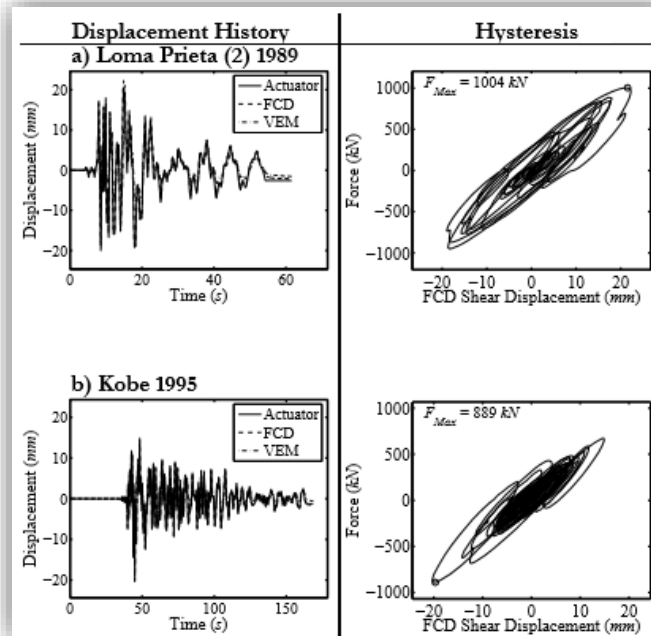
- 40- McNamara R. Seismic damage control with passive energy devices. Boston (2003)
- 41- Montgomery, M. FCD for enhanced dynamic performance of high rise buildings. (2011)
- 42- Moreschi, Luis. Seismic design of energy dissipation systems for optimal structural performance. (2000)
- 43- Nehrp. Structures with damping systems. Chapter 15. (2003)
- 44- Nilson. Darwin. Dolan. Design of concrete structures (2009)
- 45- NIST. Passive energy dissipation devices for seismic application. (1996)
- 46- Oviedo, Ricardo. Dispositivos pasivos de disipación de energía para el diseño sismo-resistente de estructuras. (2008)
- 47- Park. Paulay. Diseño de estructuras de concreto armado. Canterbury (1983)
- 48- Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica peruana E-060. (2009).
- 49- Reglamento nacional de edificaciones. Norma técnica peruana E-030. (2016).
- 50- Saez, Alexis. Evaluación del método de análisis modal espectral para estructuras con disipadores de energía con el ASCE 7-10. (U de Chile). (2014)
- 51- Scawthon, Chen. Earthquake engineering handbook. (2003)
- 52- SEAOC. Energy dissipation committee. Appendix A. Guidelines for buildings using passive energy dissipation systems. (1998)
- 53- Segui, W. Steel design. (2013)
- 54-Takewaki. Building control with passive dampers. Performance based design for earthquakes. (2009)
- 55- Tamboli, Akbar. Handbook of steel connection design and details. (2009)
- 56- Viera, Luisa. Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado. (UTA Ecuador). (Maestría) (2004)
- 57- Villagra, Ramiro. Aplicación de disposiciones de norma chilena en el estudio para diseño de edificios con disipadores de energía. (U. de Chile). (2011)
- 58- Whittaker. Constantinou. Energy dissipation systems for seismic applications. (2008)
- 59- Zhang, R. Soong, T. Seismic design of viscoelastic dampers for structural applications. (1992)

# Anexos

## Anexo A

### Ensayos del dissipador visco-elástico sólido. Fuente Montgomery 2011.

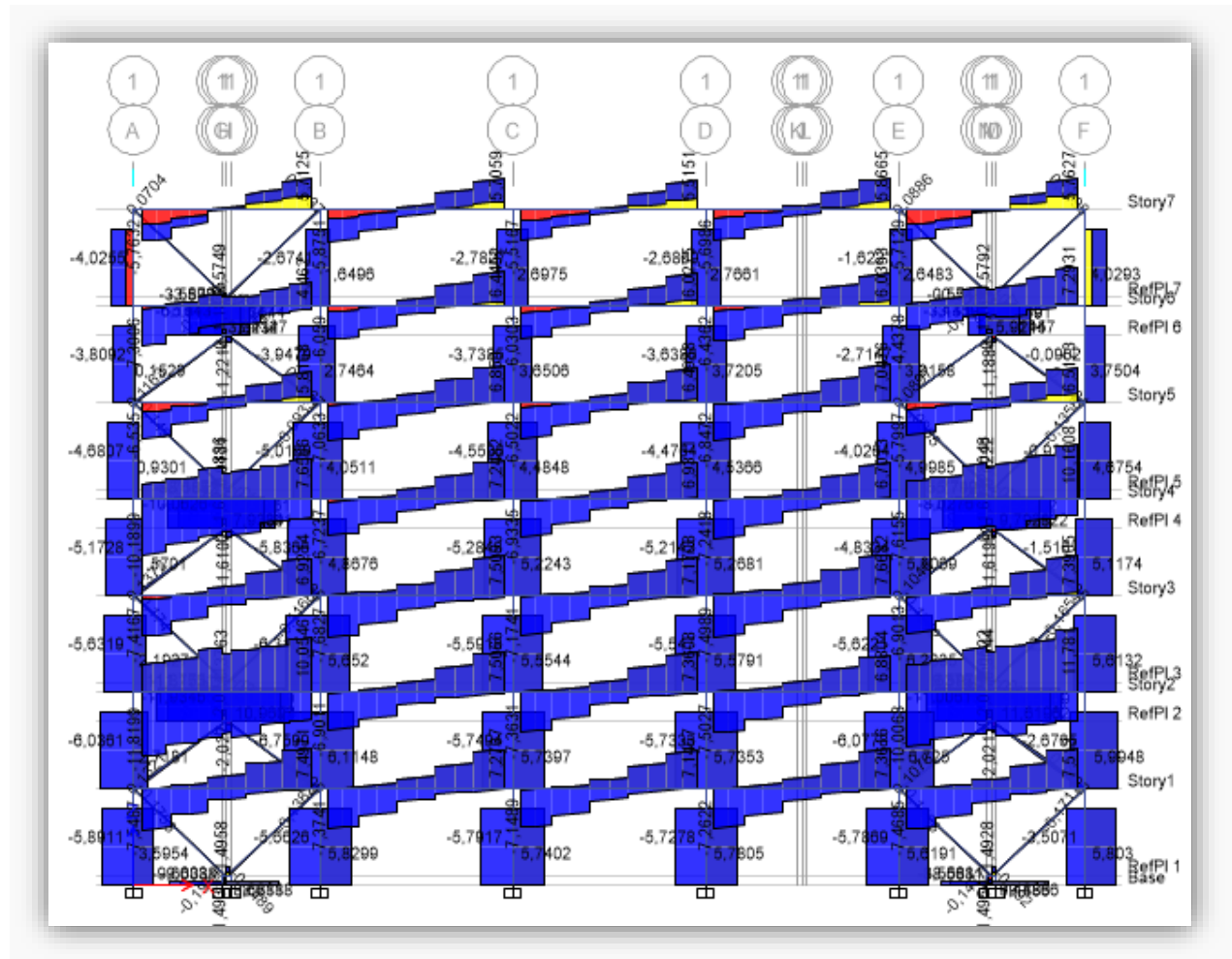




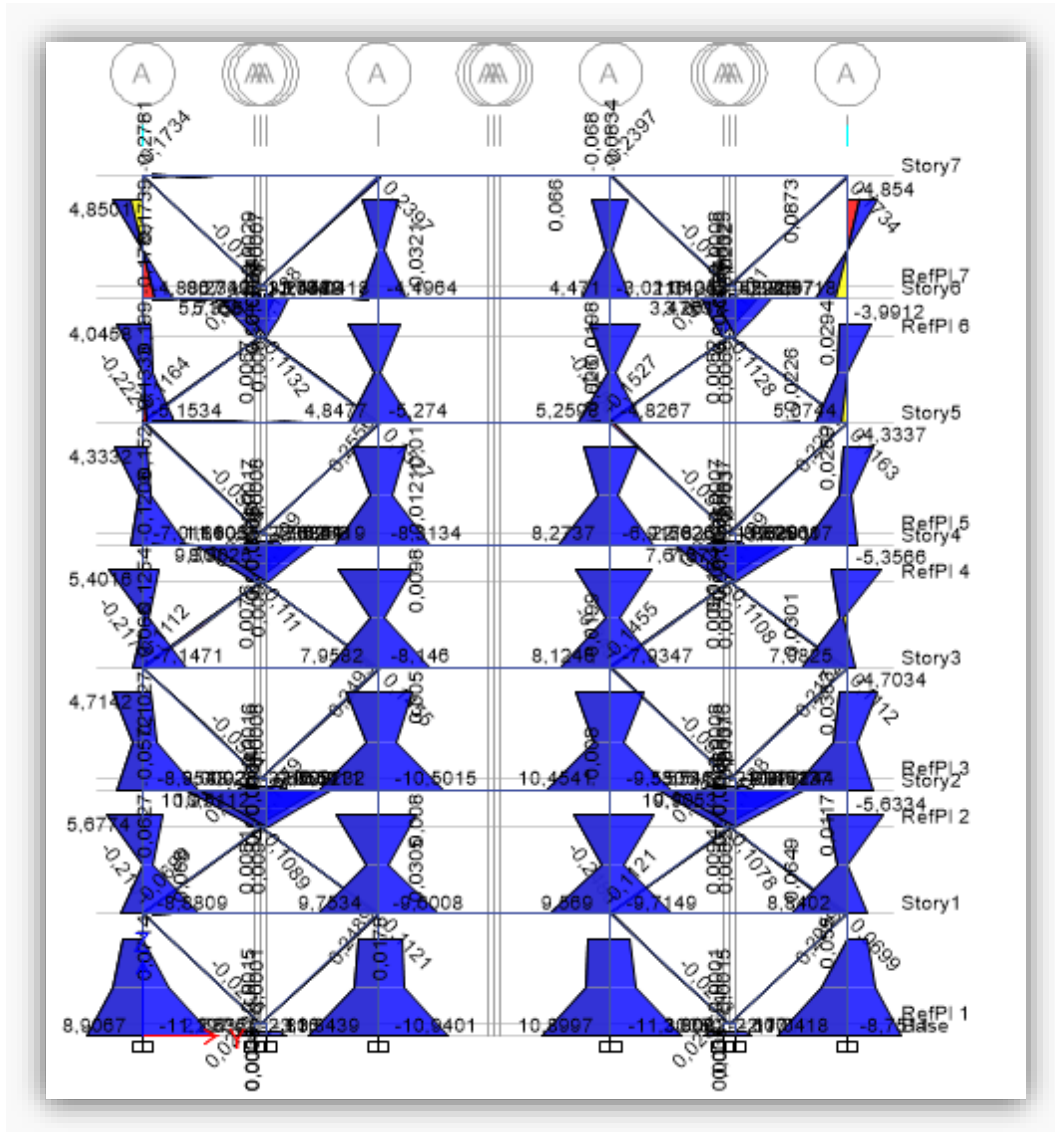
## Anexos B

### Diagramas de fuerzas para cada pórtico.

Envolvente dirección "X" eje 1-1 cortante 2-2:



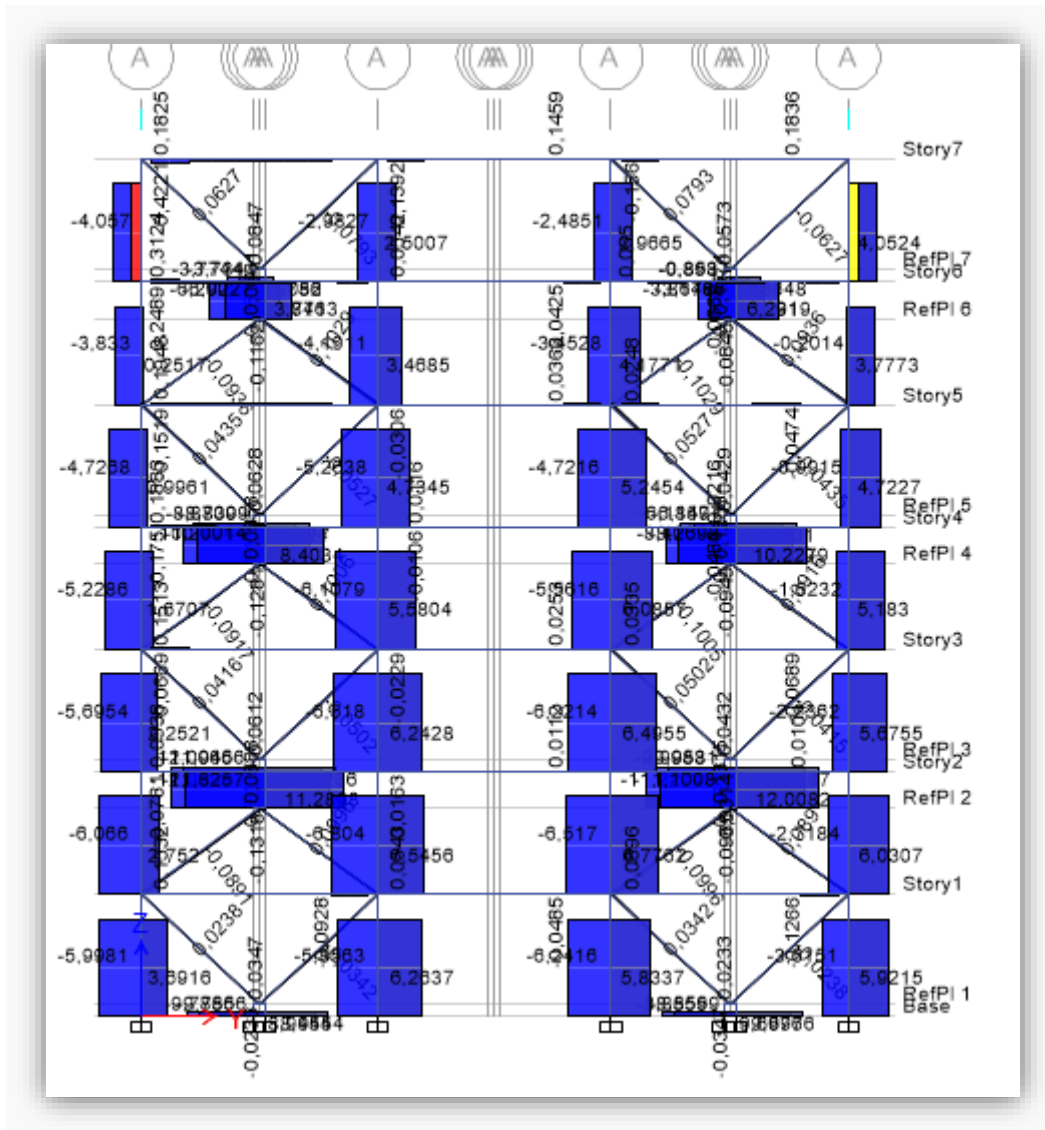
Evolvente dirección "Y" eje A-A momento 2-2:







Envolvente direcci3n "Y" eje A-A cortante 3-3:





## Anexo C

### Diagramas momento curvatura de las columnas.

Diagrama momento curvatura columna C1 con un  $P_u=40$  Ton. Piso 4 y 5

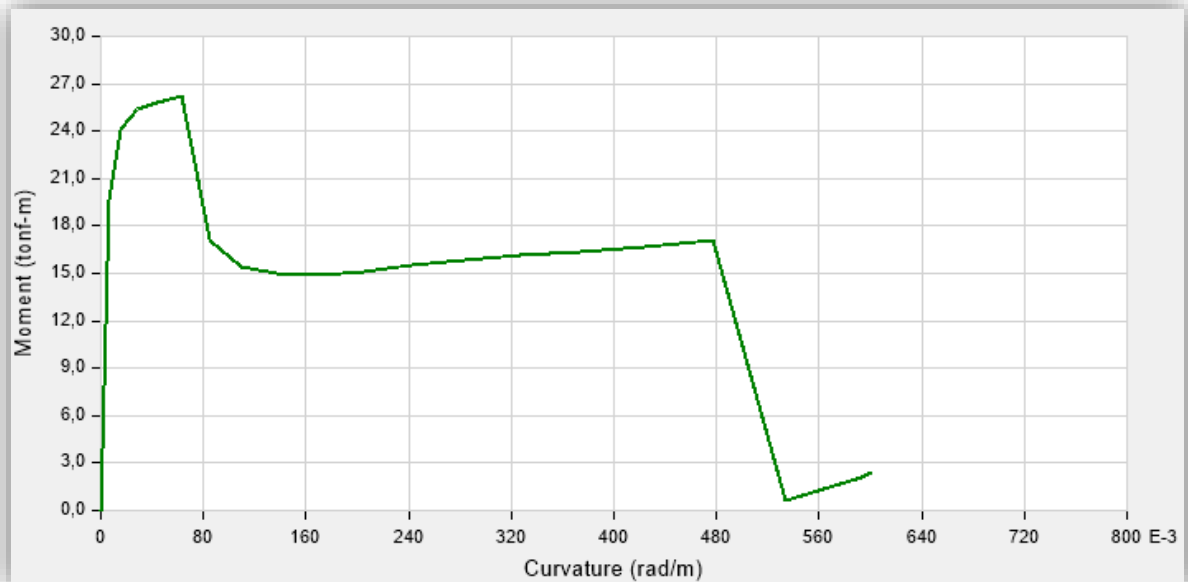


Diagrama momento curvatura columna C1 con un  $P_u=18$  Ton. Piso 6 y 7.

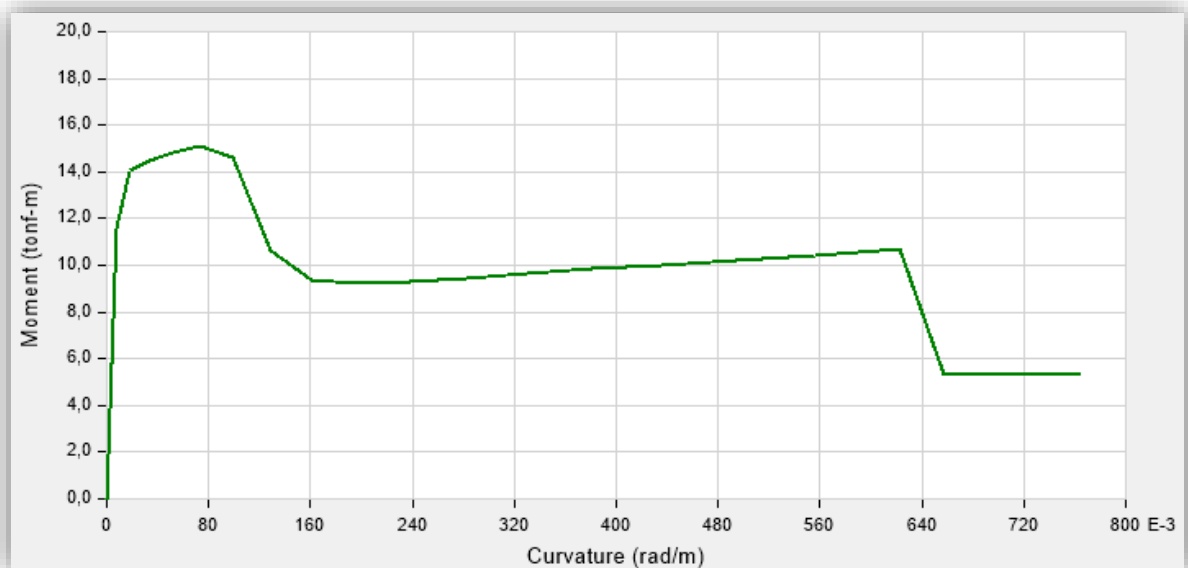


Diagrama momento curvatura columna C2 con un  $P_u=130$  Ton. Piso 1

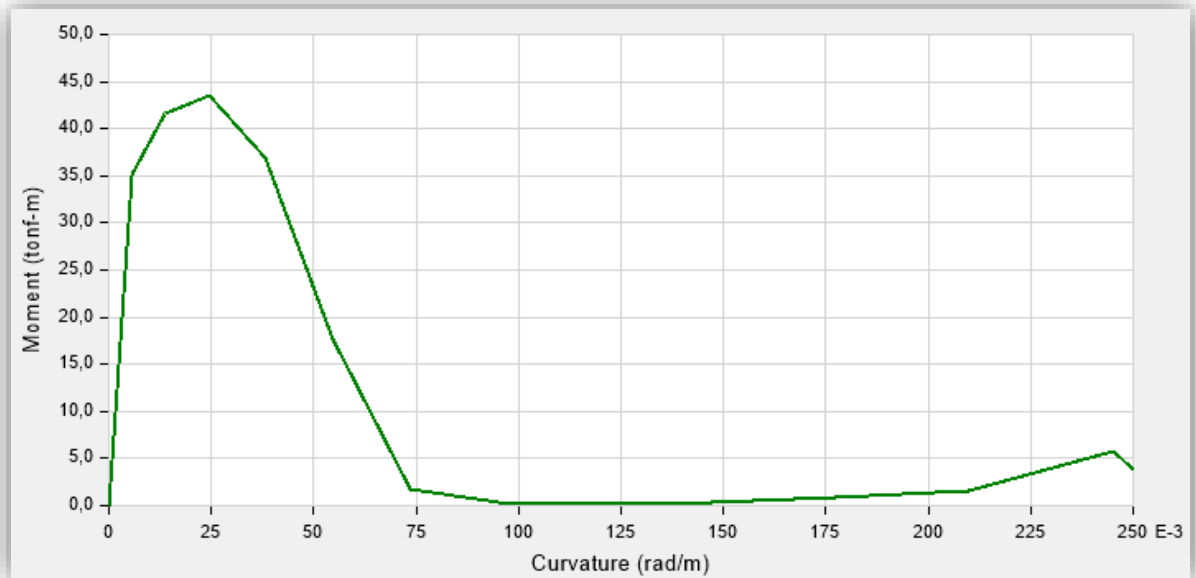


Diagrama momento curvatura columna C2 con un  $P_u=100$  Ton. Piso 2 y 3

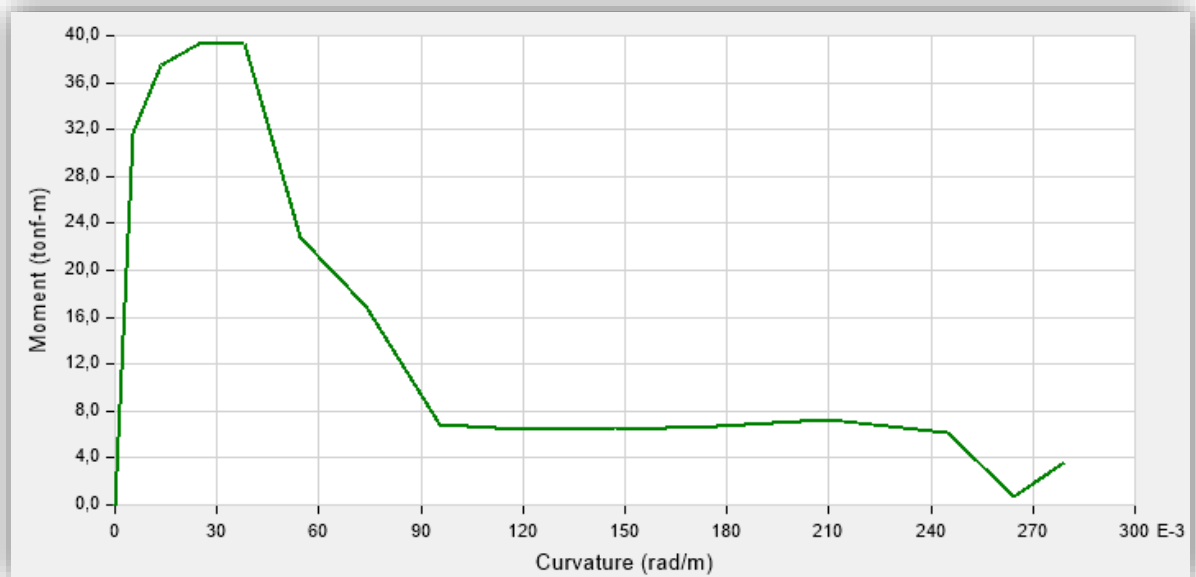


Diagrama momento curvatura columna C2 con un  $P_u=65$  Ton. Piso 4 y 5.

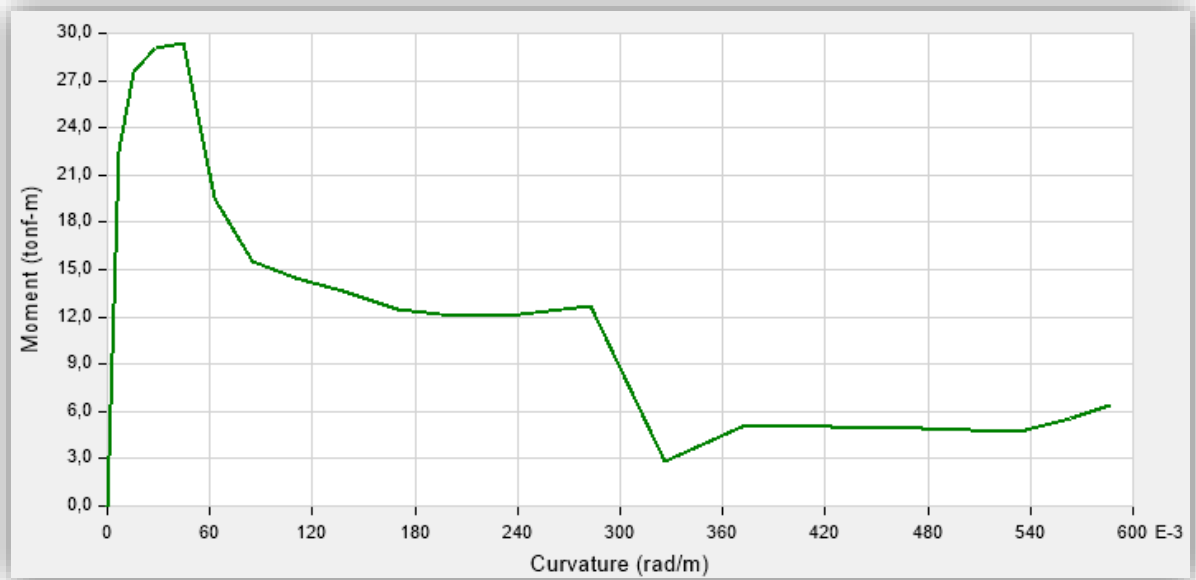


Diagrama momento curvatura columna C2 con un  $P_u=30$  Ton. Piso 6 y 7.

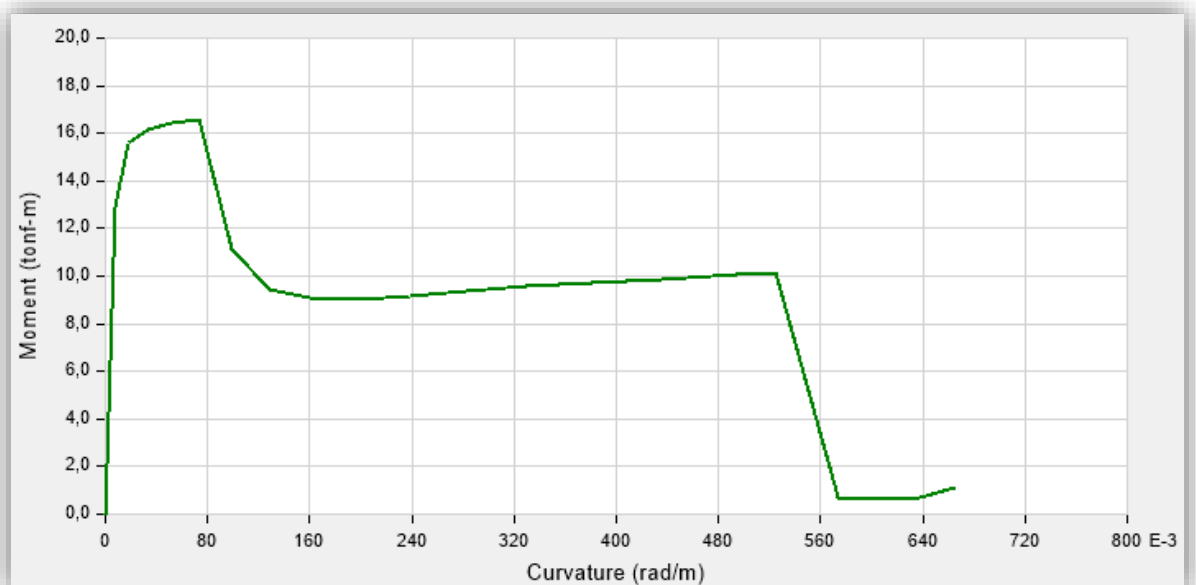


Diagrama momento curvatura columna C3 con un  $P_u=270$  Ton. Piso 1

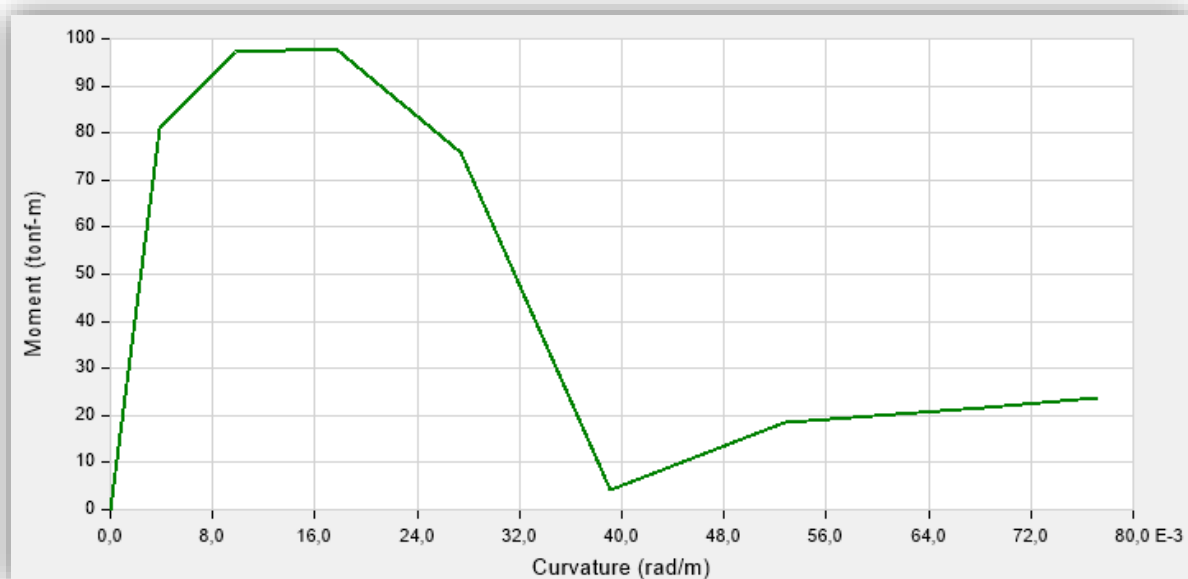


Diagrama momento curvatura columna C3 con un  $P_u=210$  Ton. Piso 2 y 3

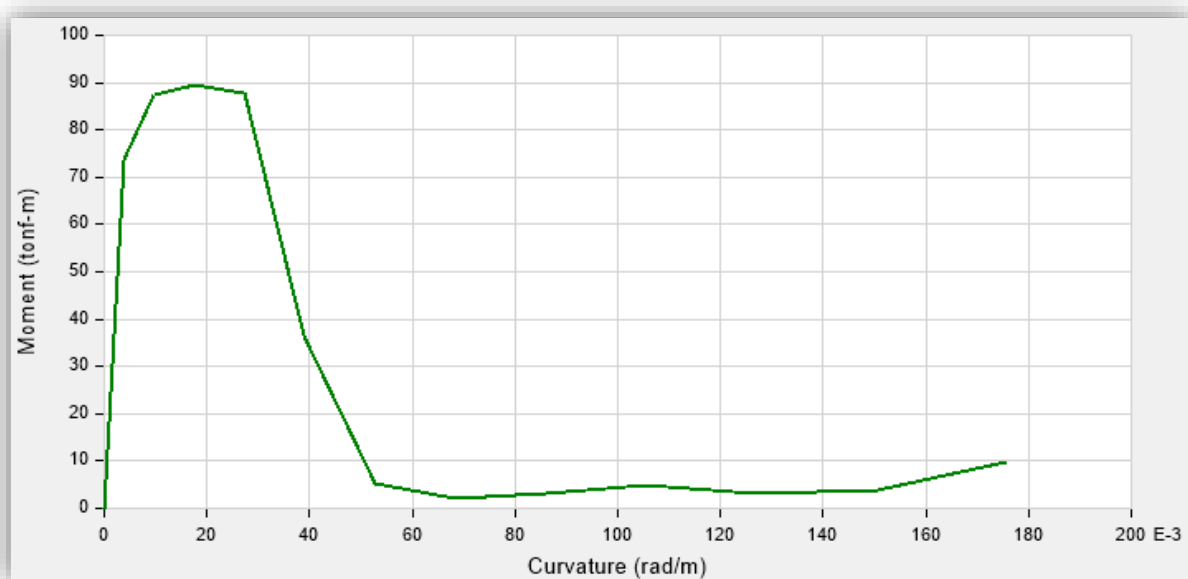


Diagrama momento curvatura columna C3 con un  $P_u=140$  Ton. Piso 4 y 5.

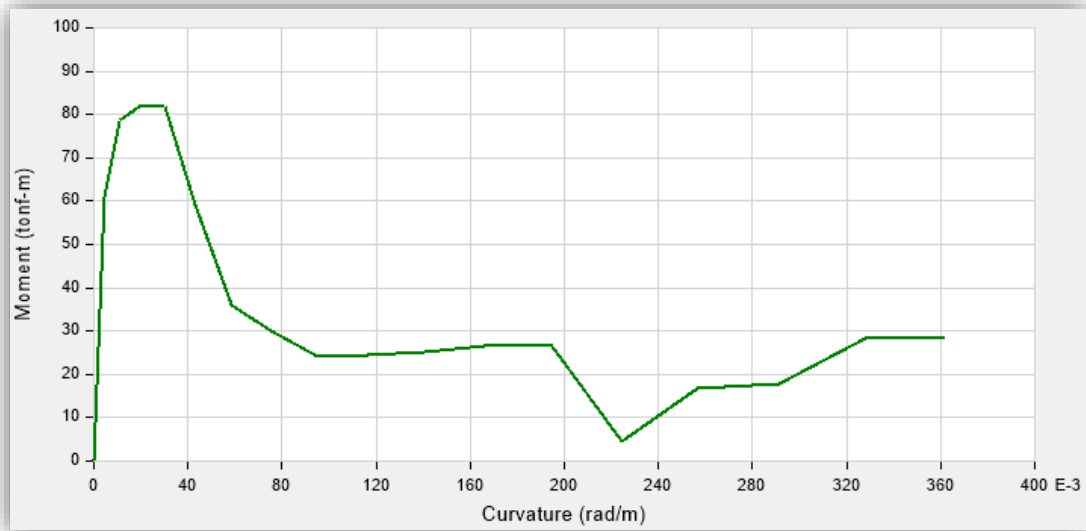
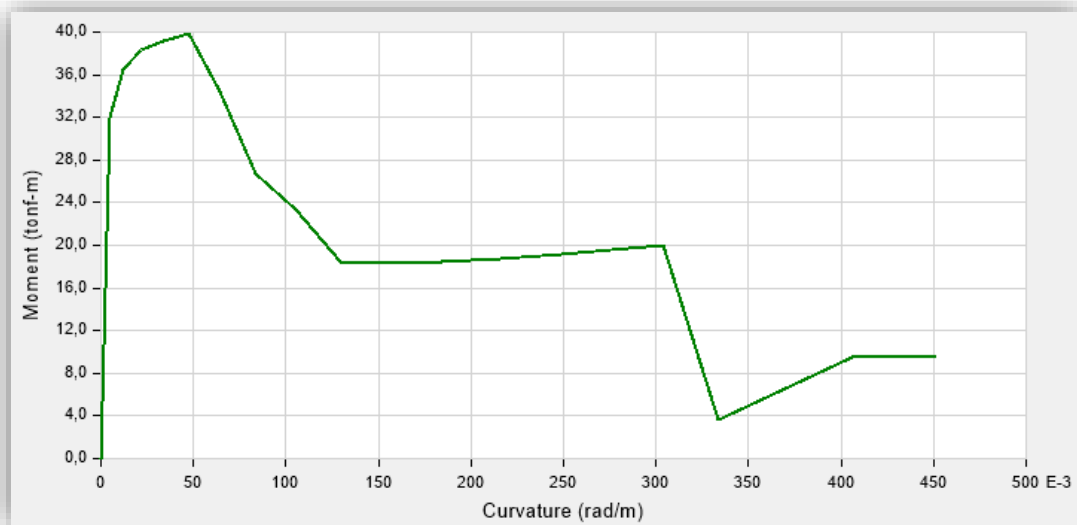


Diagrama momento curvatura columna C3 con un  $P_u=60$  Ton. Piso 6 y 7.



## Anexo 4

### Planos de arquitectura. (Ver archivo AutoCAD)

